

Peter Fritsch | Werner Knaus | Gerhard Merkl |
Erwin Preininger | Joachim Rautenberg |
Matthias Weiß | Burkhard Wricke

Mutschmann/Stimmelmayr Taschenbuch der Wasserversorgung

15. Auflage

PRAXIS



Peter Fritsch | Werner Knaus | Gerhard Merkl |
Erwin Preininger | Joachim Rautenberg |
Matthias Weiß | Burkhard Wricke

Mutschmann/Stimmelmayer

Taschenbuch der Wasserversorgung

Peter Fritsch | Werner Knaus | Gerhard Merkl |
Erwin Preininger | Joachim Rautenberg |
Matthias Weiß | Burkhard Wricke

Mutschmann/Stimmelmayr **Taschenbuch der Wasserversorgung**

15., vollständig überarbeitete und aktualisierte Auflage

Mit 422 Abbildungen und 286 Tabellen

PRAXIS



**VIEWEG+
TEUBNER**

Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek
Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der
Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über
<<http://dnb.d-nb.de>> abrufbar.

Bis einschließlich der 11. Auflage erschien das Buch im Franckh-Kosmos Verlag, Stuttgart.

- 12. Auflage 1999
- 13. Auflage 2002
- 14. Auflage 2007
- 15., vollständig überarbeitete und aktualisierte Auflage 2011

Alle Rechte vorbehalten

© Vieweg+Teubner Verlag | Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH 2011

Lektorat: Karina Danulat | Sabine Koch

Vieweg+Teubner Verlag ist eine Marke von Springer Fachmedien.

Springer Fachmedien ist Teil der Fachverlagsgruppe Springer Science+Business Media.

www.viewegteubner.de



Das Werk einschließlich aller seiner Teile ist urheberrechtlich geschützt. Jede Verwertung außerhalb der engen Grenzen des Urheberrechtsgesetzes ist ohne Zustimmung des Verlags unzulässig und strafbar. Das gilt insbesondere für Vervielfältigungen, Übersetzungen, Mikroverfilmungen und die Einspeicherung und Verarbeitung in elektronischen Systemen.

Die Wiedergabe von Gebrauchsnamen, Handelsnamen, Warenbezeichnungen usw. in diesem Werk berechtigt auch ohne besondere Kennzeichnung nicht zu der Annahme, dass solche Namen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutz-Gesetzgebung als frei zu betrachten wären und daher von jedermann benutzt werden dürften.

Umschlaggestaltung: KünkelLopka Medienentwicklung, Heidelberg

Satz/Layout: Annette Prenzer

Druck und buchbinderische Verarbeitung: MercedesDruck, Berlin

Gedruckt auf säurefreiem und chlorfrei gebleichtem Papier

Printed in Germany

ISBN 978-3-8348-0951-3

Kapitelübersicht

Vorworte, Bearbeiter	IX
Inhaltsverzeichnis	XIII
Liste der Abkürzungen	XLI
Technik der Wasserversorgung	1
1. Aufgaben der Wasserversorgung	3
1.1 Wasserwirtschaft und Umweltschutz	3
1.2 Lebensmittel Trinkwasser	4
1.3 Entwicklung der öffentlichen Wasserversorgung	6
1.4 Anforderungen an eine Wasserversorgungsanlage	7
1.5 Planung einer Wasserversorgungsanlage	10
1.6 Anlageteile einer Wasserversorgungsanlage	11
2. Wasserabgabe – Wasserverbrauch – Wasserbedarf	13
2.1 Struktur der öffentlichen Wasserversorgung	13
2.2 Anschlussgrad	14
2.3 Wasserabgabe – Wasserverbrauch	14
2.4 Wasserverbrauch je Verbrauchseinheit	31
2.5 Wasserverbrauch der Industrie	36
2.6 Wassersparen	36
2.7 Wasserbedarf	38
3. Wassergewinnung	49
3.1 Wasserbilanz	49
3.2 Wasserhaushalt	52
3.3 Wasserdargebot	63
3.4 Wasserfassungen	102
3.5 Wasserschutzgebiete	143
4. Wasseraufbereitung	157
4.1 Wasserbeschaffenheit	157
4.2 Trinkwasseraufbereitung	229
5. Wasserförderung	325
5.1 Maschinelle Einrichtungen	325
5.2 Elektrotechnik	347
5.3 Prozessleitsysteme und Fernwirktechnik	366
5.4 Förderanlagen	380
5.5 Wasserzählung und Wassermessung	411
6. Wasserspeicherung	429
6.1 Aufgaben der Wasserspeicherung	429
6.2 Arten der Wasserspeicherung	431
6.3 Speicherinhalt	434
6.4 Hochbehälter	443
6.5 Wasserturm	493
6.6 Tiefbehälter	504
6.7 Löschwasserbehälter	505
6.8 Maßnahmen zur Instandhaltung von Wasserbehältern	508

7.	Wasserverteilung	521
7.1	Allgemeines	521
7.2	Werkstoffe	521
7.3	Bestandteile der Rohrleitungen	528
7.4	Planung von Rohrleitungen	573
7.5	Bemessung und Berechnung von Rohrleitungen und Rohrnetzen	586
7.6	Rohrleitungsbau	655
7.7	Hausinstallation (Trinkwasser-Installation)	708
8.	Brandschutz	721
8.1	Allgemeines	721
8.2	Löschwasserversorgung	721
8.3	Feuerlöschanlagen	722
8.4	Löschwasserleitungen	725
8.5	Ausrüstung der Feuerwehr	726
9.	Trinkwasserversorgung im Krisenfall	731
9.1	Allgemeines	731
9.2	Begriffsbestimmungen	731
9.3	Vorsorgemaßnahmen	732
9.4	Maßnahmen bei drohender Gefahr	736
9.5	Maßnahmen im Krisenfall	737
	Bauabwicklung und Betrieb von Wasserversorgungsanlagen	739
10.	Trinkwasserversorgung aus Kleinanlagen und nicht ortsfesten Anlagen	741
10.1	Allgemeines	741
10.2	Kleinanlage	741
10.3	Nicht ortsfeste Anlagen	744
11.	Planung und Bau	747
11.1	Aufgaben	747
11.2	Mitwirkung eines Ingenieurbüros	748
11.3	Verantwortlichkeit der am Bau Beteiligten	756
11.4	Vorplanung/Vorentwurf (VE)	758
11.5	Entwurfsplanung/Entwurf (E)	760
11.6	Bauoberleitung (BO)	765
11.7	Örtliche Bauüberwachung (BÜ)	766
11.8	Bauverwaltung (fachlich zuständige technische staatliche Verwaltung)	767
11.9	Üblicher Ablauf einer Wasserversorgungs-Baumaßnahme	768
12.	Baukosten von Wasserversorgungsanlagen	779
12.1	Allgemeines	779
12.2	Ermittlung der Angebotspreise (Kalkulation)	780
12.3	Kostenschätzung	786
12.4	Baukosten je Einheit	799
12.5	Kostenanteil der Anlageteile an den Gesamtkosten	800
12.6	Wertberechnung bestehender Anlagen	800
12.7	Lohn- und Materialanteil an den Gesamtkosten	804
13.	Betrieb, Verwaltung und Überwachung	805
13.1	Allgemeines	805
13.2	Organisation	806
13.3	Betrieb	814

13.4	Verwaltung.....	863
13.5	Überwachung	875
Anhang.....		879
14.	Gesetzliche Einheiten, Zahlenwerte, DVGW-Regelwerk, DIN-Normen u. Ä.....	881
14.1	Gesetzliche Einheiten.....	881
14.2	Umrechnung von Maßeinheiten aus dem amerikanischen („[US]“) und englischen („[E]“) ins metrische Maßsystem	885
14.3	Häufig benötigte Zahlenwerte und Gleichungen	886
14.4	Griechisches Alphabet	888
14.5	Verbände und Vereine.....	889
14.6	DVGW-Regelwerk.....	890
14.7	DIN-Normen.....	898
14.8	Gesetze, Verordnungen, Richtlinien.....	911
14.9	Zeitschriften des Wasserversorgungsfaches.....	915
14.10	Weitere Schriftenreihen und technische Mitteilungen.....	915
15.	Stichwortverzeichnis	917

Vorwort zur 15. Auflage

Folgende Autoren haben die vorliegende 15. Auflage in sämtlichen Kapiteln aktualisiert:

Dr. Peter Fritsch, Hof
 Werner Knaus, Nördlingen
 Dr.-Ing. Gerhard Merkl, München
 Dipl.-Ing. Erwin Preininger, München (**Schriftleitung**)
 Dipl.-Ing. Joachim Rautenberg, Uffenheim
 Dr.-Ing. Burkhard Wricke, Dresden
 Dipl.-Ing. Matthias Weiß, Stuttgart

Die Autoren führen das Taschenbuch der Wasserversorgung im Sinne der geschätzten Erstverfasser unter deren Namen weiter. Sie hoffen gemeinsam mit dem Verlag, auch diesmal ein umfassendes, handliches und übersichtliches Werk all denen vorzulegen, die sich in der Ausbildung oder im Beruf mit der Planung, dem Bau, dem Betrieb und der Verwaltung von Wasserversorgungsanlagen befassen. Für zugehende Anregungen sind die Autoren jederzeit dankbar.

Herbst 2010

Die Verfasser

Bearbeiter der 15. Auflage

1. Dr. Peter Fritsch, Regierungsdirektor

für das Kapitel

– Wassergewinnung (3)

Fritsch ist Geologe und war lange Jahre am Wasserwirtschaftsamt Aschaffenburg Leiter des Fachbereichs Wasserversorgung, Grundwasser- und Bodenschutz. Einen Schwerpunkt seiner Tätigkeit bildete die Begutachtung von Wassergewinnungsanlagen und -schutzgebieten. Seit 2007 ist er beim Bayerischen Landesamt für Umwelt in Hof tätig und leitet dort das Referat Grundwasserschutz.

2. Werner Knaus, Werkleiter

für das Kapitel

– Betrieb, Verwaltung und Überwachung (13)

Knaus ist Bankkaufmann und Betriebswirt (prakt.). Von 1975 bis 2008 war er beim Zweckverband Bayerische Rieswasserversorgung in Nördlingen zunächst als kaufmännischer Geschäftsführer und seit 1990 als alleiniger Werkleiter tätig. Er brachte seine Erfahrungen in zahlreiche technisch-wissenschaftliche und kommunale Spitzenvereine und -verbände ein.

3. Dr.-Ing. Gerhard Merkl, Ltd. Akad. Direktor a.D. Privatdozent

für das Kapitel

– Wasserspeicherung (6)

Merkl war Privatdozent für das Fachgebiet Wasserversorgungstechnik an der Technischen Universität München. Neben einer langjährigen Lehr- und Forschungstätigkeit, zwischendurch Praxis in der Bauindustrie mit Baustellentätigkeit, ist er bekannt durch die von ihm organisierten Wassertechnischen Seminare an der TU München.

4. Dipl.-Ing. Erwin Preininger, Ltd. Baudirektor a.D.

für die Kapitel

- Aufgaben der Wasserversorgung (1)
- Wasserabgabe – Wasserverbrauch - Wasserbedarf (2)

Preininger war im Bayerischen Landesamt für Wasserwirtschaft langjähriger Leiter des Sachgebietes Fachplanung Grundwasserwirtschaft und Wasserversorgung, zuletzt Projektmanager für interdisziplinäre wasserwirtschaftliche Projekte.

Bei Preininger liegt seit 1990 die Schriftleitung dieses Taschenbuches.

5. Dipl.-Ing. Joachim Rautenberg, Betriebsleiter

für die Kapitel

- Wasserverteilung (7)
- Brandschutz (8)
- Trinkwasserversorgung im Krisenfall (9)
- Trinkwasserversorgung aus Kleinanlagen und nicht ortsfesten Anlagen (10)
- Planung und Bau (11)
- Baukosten von Wasserversorgungsanlagen (12)
- Anhang (14)

Rautenberg war viele Jahre Mitarbeiter in einem überregional tätigen Ingenieurbüro und zwar in der Planung, Bauleitung und Begutachtung wasserwirtschaftlicher Anlagen mit Schwerpunkt Wasserversorgung. Seit langem ist er Betriebsleiter der Fernwasserversorgung Franken in Uffenheim.

6. Dipl.-Ing. Matthias Weiß, stellv. Technischer Geschäftsführer

für das Kapitel

- Wasserförderung (5)

Weiß ist stellv. Technischer Geschäftsführer des Zweckverbandes Bodensee-Wasserversorgung (BWV) in Stuttgart. Zu seinen Schwerpunkten gehören Planung und Betrieb des Fernleitungssystems. Weiterhin ist er als Dozent an der Berufsakademie in Mannheim Fachbereich Engineering/Versorgungswirtschaft tätig.

7. Dr.-Ing. Burkhard Wricke

für das Kapitel

- Wasseraufbereitung (4)

Wricke ist als promovierter Diplomingenieur Leiter der Außenstelle Dresden des DVGW-Technologiezentrums Wasser (TZW) Karlsruhe mit den Arbeitsschwerpunkten Trinkwasseraufbereitung und Wasserverteilung. Seine beruflichen praxisorientierten Erfahrungen ergänzen sich durch die Mitarbeit in nationalen und internationalen Gremien.

Die Autoren sind in einschlägigen Gremien der technisch-wissenschaftlichen und kommunalen Spitzenvereine oder -verbände oder in ähnlichen Institutionen tätig, z. B.

- Bundesverband der Energie- und Wasserwirtschaft (BDEW – www.bdew.de)
- Deutsche Vereinigung des Gas- und Wasserfaches e.V. (DVGW – www.dvgw.de)
- Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN – www.beuth.de)
- Verband Kommunaler Unternehmen e.V. (VKU – www.vku.de)
- Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA – www.lawa.de)
- International Water Association (IWA – www.iwahq.org)

Die Autoren haben in zahlreichen Vorträgen und Veröffentlichungen aus ihrem Arbeitsbereich berichtet.

Vorwort zur 2. bis 14. Auflage

Zwischen 1956 und 1983 liegen 27 Jahre umfangreicher Erkenntnisse und Entwicklungen in der Wasserversorgungstechnik. Außerdem fallen in diese Zeit große und umfangreiche Neubauten, Erweiterungen, Ergänzungen und Modernisierungen in der kommunalen und industriellen Wasserversorgung im Inland, im europäischen Raum und in den Entwicklungsländern. Die große Nachfrage nach dem Taschenbuch und die technische Entwicklung bedingten sieben weitere Auflagen, jeweils in Zeitabständen von drei bis fünf Jahren.

Mit der 8. Auflage wird 1983 auch das Erscheinungsbild neu gestaltet, ohne jedoch die Zielsetzung zu verändern. Sie ist die gleiche wie seit der 1. Auflage 1956, nämlich:

Das Taschenbuch der Wasserversorgung soll allen, die sich in Ausbildung und Beruf mit Fragen der Wasserversorgung zu beschäftigen haben, Unterlagen geben, die sich für die Lösung der vielfältigen Aufgaben bei dem Bau, dem Betrieb und der Verwaltung von Wasserversorgungsanlagen in der Praxis bewährt haben.

Die Zahl der Auflagen ist ein Beweis, dass ein Bedarf nach der Darstellung der Aufgaben der Wasserversorgung in der vorliegenden Form besteht.

Die Fortschritte auf dem Gebiet der Wasserversorgungstechnik und der Rechenhilfsmittel sind Anlass, das Taschenbuch völlig neu zu bearbeiten. Der in den früheren Auflagen enthaltene Allgemeine Teil, bestehend aus den Kapiteln Rechengrundlagen, Statik und Festigkeitslehre sowie Vermessung wird nicht mehr übernommen. Vor allem Taschenrechner, wie auch andere Taschenbücher, z. B. Betonkalender, Tiefbau-Taschenbuch u. a. sind hier einsetzbar. Die im Taschenbuch in einigen Kapiteln aufgeführten Formeln sind mit den heutigen programmierbaren Taschenrechnern unschwer zu handhaben, hierzu sind auch einige Rechenprogramme enthalten.

Mit dem Verlag wird eine neue Form des Taschenbuchs vereinbart, mit der Absicht, das Taschenbuch handlich und den Inhalt leicht lesbar zu machen. Die überraschend rege Nachfrage nach der völlig neu gestalteten 8. Auflage des Jahres 1983 führt bereits im Jahre 1986 zur 9. Auflage, die insbesondere in den Kapiteln 5 (Wasserförderung), 6 (Wasserspeicherung) und 7 (Wasserverteilung) neu bearbeitet wird.

Ein weitgehend neues Autorenteam zeichnet für die vollständig überarbeitete und aktualisierte 10. Auflage, die 1991 in erweiterter Stückzahl erschien und auch in den neuen Bundesländern Eingang findet. Der gute Absatz des Fachbuches führt bereits 1995 zur 11. Auflage ebenfalls in erweiterter Stückzahl.

Im Jahre 1997 verstirbt 87-jährig der geschätzte Erstautor Dipl.-Ing. J. Mutschmann.

Im Jahre 1998 übernimmt der renommierte Verlag Vieweg in Wiesbaden vom bisherigen Franckh-Kosmos Verlag in Stuttgart die Herausgabe dieses Fachbuches.

Im Jahre 1999 erscheint die 12. überarbeitete Auflage in neuer Aufmachung und im Jahre 2002 die 13. überarbeitete Auflage.

Im Jahre 2001 verstirbt der langjährige Mitautor Dipl.-Ing. G. Brendel; ihm folgt 2006 Dipl.-Ing. Matthias Weiß. Für die ausgeschiedenen Autoren Dipl.-Ing. M. Edenhofner und Dipl.-Ing. H. Gaschler wechseln Dipl.-Ing. Joachim Rautenberg und Betriebswirt Werner Knaus als Autoren ein. Privatdozent Dr.-Ing. Gerhard Merkl ergänzt das Autorenteam.

Im Jahre 2007 erscheint die vollständig überarbeitete 14. Auflage und somit ist das Taschenbuch der Wasserversorgung 50 Jahre auf dem Markt.

Vorwort zur 1. Auflage

Das Taschenbuch der Wasserversorgung soll allen, die sich in Ausbildung und Beruf mit Fragen der Wasserversorgung zu beschäftigen haben, Unterlagen geben, die sich für die Lösung ihrer vielfältigen Aufgaben bei dem Bau, dem Betrieb und der Verwaltung von Wasserversorgungsanlagen in der Praxis bewährt haben.

Die Verfasser waren dabei bemüht, ein kleines, handliches Taschenbuch des praktischen Wasserversorgungswesens zu schaffen, das im Büro, auf der Baustelle und bei Besprechungen stets mitgeführt werden kann.

Das Taschenbuch richtet sich an den großen Kreis der bei Planung, Bau, Betrieb, Wartung und Verwaltung von Wasserversorgungsanlagen Beteiligten:

an die Techniker, vom Schachtmeister, Rohrmeister bis zum Dipl.-Ing., deren Aufgabe es ist, Wasserversorgungsanlagen zu entwerfen, auszuführen, oder die Ausführung zu leiten und zu überwachen, an die Gutachter, welche Wasserversorgungsanlagen hinsichtlich des baulichen Zustandes und der Wirtschaftlichkeit zu prüfen haben,

an die Gesundheitsbehörden, welche den hygienischen Zustand der Anlagen beurteilen müssen,

an das Betriebspersonal, vom Wasserwerksmeister bis zum Betriebsleiter mittlerer Werke, aber auch an die Verwaltungsfachleute, Bürgermeister, Stadträte, Gemeinderäte, welche in Werkausschüssen über Baumaßnahmen und Ausgaben der Wasserwerke, über Wasserleitungssatzungen und Gebührenordnungen zu beraten haben.

Möge das Taschenbuch der Wasserversorgung ein Ratgeber und Helfer bei der großen Aufgabe sein, für die Bevölkerung einwandfreie Wasserversorgungsverhältnisse zu schaffen und zu erhalten.

Frühjahr 1956

Die Verfasser

Inhaltsverzeichnis

Technik der Wasserversorgung	1
1. Aufgaben der Wasserversorgung.....	3
1.1 <i>Wasserwirtschaft und Umweltschutz</i>	3
1.2 <i>Lebensmittel Trinkwasser.....</i>	4
1.3 <i>Entwicklung der öffentlichen Wasserversorgung</i>	6
1.4 <i>Anforderungen an eine Wasserversorgungsanlage</i>	7
1.4.1 <i>Allgemeine Forderungen.....</i>	7
1.4.2 <i>Arten der Wasserversorgung</i>	8
1.4.3 <i>Einzel- oder Doppelte Wasserversorgungsnetze</i>	8
1.4.4 <i>Keine Verbindung von öffentlichen Wasserversorgungsanlagen mit Eigenanlagen</i>	9
1.4.5 <i>Fremdwasserbezug</i>	10
1.5 <i>Planung einer Wasserversorgungsanlage</i>	10
1.6 <i>Anlageteile einer Wasserversorgungsanlage</i>	11
<i>Literatur.....</i>	12
2. Wasserabgabe – Wasserverbrauch – Wasserbedarf	13
2.1 <i>Struktur der öffentlichen Wasserversorgung</i>	13
2.2 <i>Anschlussgrad</i>	14
2.3 <i>Wasserabgabe – Wasserverbrauch</i>	14
2.3.1 <i>Begriffe und bestimmende Faktoren</i>	14
2.3.2 <i>Wasserabgabe im Betrachtungszeitraum</i>	16
2.3.3 <i>Wasserabgabe pro Jahr.....</i>	16
2.3.3.1 <i>Größe und Bemessungsgrundlage.....</i>	16
2.3.3.2 <i>Schwankungen Q_a</i>	18
2.3.4 <i>Wasserabgabe pro Monat</i>	18
2.3.4.1 <i>Größe</i>	18
2.3.4.2 <i>Schwankung Q_{Mt} im Jahr</i>	18
2.3.5 <i>Wasserabgabe pro Tag</i>	19
2.3.5.1 <i>Größe und Bemessungsgrundlage.....</i>	19
2.3.5.2 <i>Schwankungen Q_d im Jahr</i>	19
2.3.5.2.1 <i>Größtwert $Q_{d\max}$</i>	19
2.3.5.2.2 <i>Kleinstwert $Q_{d\min}$</i>	21
2.3.5.3 <i>Schwankungen Q_d in der Woche.....</i>	21
2.3.5.4 <i>Wasserabgabe – Ganglinie – Dauerlinie</i>	21
2.3.6 <i>Wasserabgabe pro Stunde</i>	23
2.3.6.1 <i>Größe und Bemessungsgrundlage.....</i>	23
2.3.6.2 <i>Schwankungen Q_h während des Tages.....</i>	23
2.3.6.3 <i>Größtwert $Q_{h\max}$</i>	25
2.3.6.3.1 <i>Größtwert $Q_{h\max}$ nach DVGW-Umfragen.....</i>	25
2.3.6.3.2 <i>$Q_{h\max}$ nach Stundenspitzenfaktor.....</i>	25
2.3.6.3.3 <i>$Q_{h\max}$ nach max. Stundenprozentwert.....</i>	26
2.3.6.3.4 <i>$Q_{h\max}$ nach einwohnerbezogener max. Stundenabgabe.....</i>	27
2.3.6.4 <i>Kleinstwert $Q_{h\min}$</i>	28
2.3.7 <i>Bemessungsgrundlage für Sonderobjekte</i>	28
2.4 <i>Wasserverbrauch je Verbrauchseinheit.....</i>	31
2.4.1 <i>Berechnungsdurchfluss von Auslauf-Armaturen</i>	31

2.4.2	Wasserverbrauch je Einzelvorgang.....	32
2.4.3	Wasserverbrauch im Haushalt für einzelne Zwecke	32
2.4.4	Erfahrungswerte des Wasserverbrauchs je Verbrauchseinheit.....	33
2.4.5	Eigenverbrauch der WVU.....	35
2.4.6	Wasserverlust.....	35
2.5	<i>Wasserverbrauch der Industrie</i>	36
2.6	<i>Wassersparen</i>	36
2.6.1	Fachliche Randbedingungen	36
2.6.2	Maßnahmen	37
2.6.2.1	Wasserversorgungsunternehmen	37
2.6.2.2	Industrie und verarbeitendes Gewerbe.....	37
2.6.2.3	Landwirtschaft	37
2.6.2.4	Haushaltsbereich.....	38
2.6.2.5	Öffentliche Einrichtungen, Hotel- und Gaststättengewerbe.....	38
2.6.2.6	Wasserrechtliche Gestattung.....	38
2.7	<i>Wasserbedarf</i>	38
2.7.1	Bemessungsgrößen des Wasserbedarfs	39
2.7.2	Bemessungszeitraum.....	39
2.7.3	Feststellen der Bemessungsgrundlagen.....	39
2.7.3.1	Derzeitige und künftige Zahl der versorgten Einwohner	39
2.7.3.2	Wohndichte.....	40
2.7.3.3	Einwohnerbezogener Wasserbedarf.....	41
2.7.3.4	Spitzenwerte	42
2.7.3.5	Entwicklung des industriellen und sonstigen Wasserbedarfs.....	42
2.7.3.6	Klimatische Verhältnisse	42
2.7.3.7	Anschlussgrad.....	42
2.7.4	Löschwasserbedarf.....	42
2.7.4.1	Allgemeines	42
2.7.4.2	Grundschutz.....	43
2.7.4.3	Objektschutz.....	44
2.7.4.4	Löschwasser-Bereitstellung durch das WVU	44
2.7.5	Wasserbedarf im Krisenfall	44
2.7.6	Beispiel einer Wasserbedarfsberechnung.....	45
	<i>Literatur</i>	47
3.	Wassergewinnung	49
3.1	<i>Wasserbilanz</i>	49
3.1.1	Wasservorkommen der Erde	49
3.1.2	Arten der Wassergewinnung.....	50
3.2	<i>Wasserhaushalt</i>	52
3.2.1	Niederschlag	52
3.2.2	Verdunstung.....	56
3.2.3	Abfluss.....	57
3.2.3.1	Oberirdischer Abfluss	57
3.2.3.2	Unterirdischer Abfluss.....	59
3.2.3.2.1	Bodenwasser.....	59
3.2.3.2.2	Grundwasser.....	60
3.2.4	Einfluss des Klimawandels	63
3.3	<i>Wasserdargebot</i>	63
3.3.1	Grundwasser	63
3.3.1.1	Grundwasserleiter	63
3.3.1.2	Grundwasservorkommen	64

3.3.1.3	Grundwasserhydraulik	65
3.3.1.3.1	Allgemeines	65
3.3.1.3.2	Pumpversuche	67
3.3.1.3.3	Hohlraumanteil	75
3.3.1.3.4	Grundwasserströmung und -gefälle	76
3.3.1.3.5	Grundwasserfließgeschwindigkeit	77
3.3.1.4	Grundwassererkundung	79
3.3.1.4.1	Allgemeine Voraussetzungen	79
3.3.1.4.2	Hydrogeologische Untersuchungen	79
3.3.1.4.3	Geophysikalische Methoden	81
3.3.1.4.4	Versuchsbohrungen	82
3.3.1.4.5	Bohrlochmessungen	82
3.3.1.4.6	Grundwassermessstellen	83
3.3.1.4.7	Wasserbeschaffenheit	83
3.3.1.4.8	Auswirkungen	84
3.3.1.5	Grundwasserentnahme aus Brunnen	84
3.3.1.5.1	Allgemeines	84
3.3.1.5.2	Hydraulische Verhältnisse bei Einzelbrunnen	85
3.3.1.5.3	Hydraulische Verhältnisse bei Mehrbrunnenanlagen	89
3.3.1.5.4	Hydraulische Verhältnisse bei Sickergalerien	89
3.3.1.5.5	Hydraulische Verhältnisse bei Horizontalfilterbrunnen	90
3.3.1.6	Grundwasserableitung aus Quellen	92
3.3.1.7	Grundwassermodelle	94
3.3.2	Uferfiltrat	96
3.3.3	Grundwasseranreicherung	97
3.3.3.1	Unterirdische Versickerungsanlagen	98
3.3.3.2	Oberirdische Versickerungsanlagen	98
3.3.4	Oberflächenwasser	100
3.3.4.1	Niederschlagswasser	100
3.3.4.2	Luftfeuchtigkeit	100
3.3.4.3	Meerwasser	100
3.3.4.4	Flusswasser	100
3.3.4.5	Seen und Trinkwassertalsperren	100
3.3.5	Wahl der Wasserdargebots	101
3.4	<i>Wasserfassungen</i>	102
3.4.1	Quellfassungen	102
3.4.1.1	Vorbereitungen	102
3.4.1.2	Schichtquellenfassungen (absteigende Quellen)	102
3.4.1.3	Stauquellenfassungen (aufsteigende Quellen)	105
3.4.1.4	Dokumentation	107
3.4.1.5	Betrieb	107
3.4.1.6	Rückbau	107
3.4.2	Brunnen	108
3.4.2.1	Allgemeines	108
3.4.2.2	Schlagbrunnen	108
3.4.2.3	Spülbrunnen	108
3.4.2.4	Schachtbrunnen	108
3.4.2.5	Bohrbrunnen	109
3.4.2.5.1	Allgemeines	109
3.4.2.5.2	Planung und Bemessung	109
3.4.2.5.3	Herstellen der Bohrung	111
3.4.2.5.4	Brunnenausbau	117
3.4.2.5.5	Klarpumpen und Entsanden	125

3.4.2.5.6	Pumpversuche.....	129
3.4.2.5.7	Überwachung der Bohrung.....	130
3.4.2.5.8	Dokumentation und Abnahme.....	130
3.4.2.6	Großvertikalfilterbrunnen.....	131
3.4.2.7	Brunnenreihen.....	132
3.4.2.8	Horizontalfilterbrunnen.....	132
3.4.2.9	Betrieb.....	134
3.4.2.10	Leistungsrückgang.....	135
3.4.2.11	Regenerierung.....	136
3.4.2.12	Sanierung und Rückbau.....	137
3.4.3	Sickerfassungen.....	139
3.4.4	Stollenfassungen.....	139
3.4.5	Oberflächenwasserentnahmen.....	139
3.4.5.1	Allgemeines.....	139
3.4.5.2	Trinkwassertalsperren.....	139
3.4.5.3	Seewasserfassungen.....	142
3.4.5.4	Flusswasserfassungen.....	142
3.5	<i>Wasserschutzgebiete</i>	143
3.5.1	Schutzgebiete für Grundwasser.....	144
3.5.1.1	Gefährdungen und Beeinträchtigungen.....	144
3.5.1.2	Reinigungswirkung des Untergrundes.....	144
3.5.1.3	Bemessung des Schutzgebiets und der Schutzzonen.....	145
3.5.1.4	Schutzgebietsverordnung.....	147
3.5.1.5	Überwachung.....	150
3.5.2	Schutzgebiete für Talsperren.....	150
3.5.2.1	Allgemeines.....	150
3.5.2.2	Gefährdungen und Beeinträchtigungen.....	151
3.5.2.3	Bemessung des Schutzgebietes und der Schutzzonen.....	151
3.5.2.4	Schutzgebietsverordnung.....	152
3.5.2.5	Überwachung.....	154
3.5.3	Schutzgebiete für Seen und Flüsse.....	154
	<i>Literatur</i>	155
4.	Wasseraufbereitung	157
4.1	<i>Wasserbeschaffenheit</i>	157
4.1.1	Physikalisch-chemische Eigenschaften des reinen Wassers.....	157
4.1.1.1	Bestandteile.....	157
4.1.1.2	Aggregatzustand und Masse.....	157
4.1.1.3	Viskosität.....	158
4.1.1.4	Spezifische Wärme.....	158
4.1.1.5	Zusammendrückbarkeit.....	159
4.1.1.6	Chemisches Lösungsvermögen.....	159
4.1.1.7	Folgeerscheinungen.....	160
4.1.2	Natürliche Rohwässer – Beschaffenheit und Anforderungen.....	160
4.1.2.1	Allgemeines.....	160
4.1.2.2	Grundwasser und Quellwasser.....	161
4.1.2.3	Oberflächenwasser.....	165
4.1.2.4	Künstlich angereichertes Grundwasser und Uferfiltrat.....	168
4.1.2.4.1	Künstlich angereichertes Grundwasser.....	168
4.1.2.4.2	Uferfiltrat.....	169
4.1.2.5	Regenwasser.....	169
4.1.3	Anforderungen an Trinkwasser – DIN 2000.....	169
4.1.4	Anforderungen der EU-Richtlinie und der Trinkwasserverordnung (TrinkwV).....	170

4.1.5	Parameter zur Beurteilung der Wasserbeschaffenheit	172
4.1.5.1	Allgemeines	172
4.1.5.2	Mikrobiologische Parameter	173
4.1.5.2.1	Allgemeines	173
4.1.5.2.2	Escherichia coli, Coliforme Bakterien, Enterokokken	174
4.1.5.2.3	Koloniezahl, Clostridium perfringens (als Indikator für Parasiten)	174
4.1.5.2.4	Legionella pneumophila und andere Mikroorganismen	175
4.1.5.3	Chemische Parameter	175
4.1.5.3.1	Antimon (Sb)	175
4.1.5.3.2	Arsen (As)	176
4.1.5.3.3	Blei (Pb)	176
4.1.5.3.4	Cadmium (Cd)	177
4.1.5.3.5	Chrom (Cr)	177
4.1.5.3.6	Cyanid (CN^-)	177
4.1.5.3.7	Fluorid (F^-)	178
4.1.5.3.8	Nickel (Ni)	178
4.1.5.3.9	Nitrat (NO_3^-)	179
4.1.5.3.10	Nitrit (NO_2^-)	181
4.1.5.3.11	Quecksilber (Hg)	181
4.1.5.3.12	Polycyclische aromatische Kohlenwasserstoffe	181
4.1.5.3.13	Organische Chlorverbindungen, THM, Bromat	182
4.1.5.3.14	Pflanzenschutzmittel und Biozidprodukte (PSM)	182
4.1.5.3.15	Kupfer (Cu)	184
4.1.5.3.16	Selen (Se)	185
4.1.5.3.17	Bor (B)	185
4.1.5.3.18	Uran (U)	185
4.1.5.4	Indikatorparameter und Parameter ohne Grenzwerte	186
4.1.5.4.1	Allgemeines	186
4.1.5.4.2	Färbung	186
4.1.5.4.3	Trübung	186
4.1.5.4.4	Geruch	187
4.1.5.4.5	Temperatur	188
4.1.5.4.6	pH-Wert, Calcitlösekapazität	190
4.1.5.4.7	Leitfähigkeit	194
4.1.5.4.8	Oxidierbarkeit	195
4.1.5.4.9	Aluminium (Al)	195
4.1.5.4.10	Ammonium (NH_4^+)	197
4.1.5.4.11	Benzinzusatz MTBE	197
4.1.5.4.12	Barium (Ba)	198
4.1.5.4.13	Calcium (Ca)	198
4.1.5.4.14	Chlorid (Cl)	198
4.1.5.4.15	Eisen (Fe)	200
4.1.5.4.16	Kalium (K)	200
4.1.5.4.17	Zink (Zn)	200
4.1.5.4.18	Magnesium (Mg)	201
4.1.5.4.19	Mangan (Mn)	201
4.1.5.4.20	Natrium (Na)	202
4.1.5.4.21	Phenole (C_6H_5OH)	202
4.1.5.4.22	Phosphor (P)	202
4.1.5.4.23	Silber (Ag)	203
4.1.5.4.24	Sulfat (SO_4^{2-})	203
4.1.5.4.25	Gelöste oder emulgierte Kohlenwasserstoffe; Mineralöle	204
4.1.5.4.26	Arzneimittelrückstände	204

4.1.5.4.27	Oberflächenaktive Stoffe	205
4.1.5.4.28	Radioaktive Stoffe	205
4.1.5.4.29	Pufferung, Säure- und Basekapazität	206
4.1.5.4.30	Summe Erdalkalien (Härte)	207
4.1.5.4.31	Kohlensäure (CO ₂), anorganischer Kohlenstoff	209
4.1.5.4.32	Summen- und Gruppenparameter für organische Stoffe	212
4.1.5.4.33	Sauerstoff	213
4.1.5.4.34	Redoxspannung	213
4.1.5.4.35	Schwefelwasserstoff	214
4.1.5.4.36	Geschmack	214
4.1.6	Zusatzstoffe zur Trinkwasseraufbereitung (Aufbereitungsstoffe)	215
4.1.7	Durchführung der Wasseruntersuchungen	215
4.1.7.1	Allgemeines	215
4.1.7.2	Umfang und Häufigkeit der Untersuchungen	216
4.1.7.3	Probenentnahme, Untersuchungen vor Ort	219
4.1.7.4	Ergebnisangabe	220
4.1.7.5	Beurteilung der Wasserbeschaffenheit einschließlich Korrosivität	221
4.1.8	Schutz des Wassers und Sanierungsmaßnahmen	223
4.1.8.1	Allgemeines	223
4.1.8.2	Schutz der Trinkwasserressourcen	224
4.1.8.3	Schutz des Trinkwassers	227
4.1.9	Sicherheit in der Trinkwasserversorgung	228
4.2	<i>Trinkwasseraufbereitung</i>	229
4.2.1	Anforderungen und Verfahren	229
4.2.2	Physikalische Verfahren	231
4.2.2.1	Vorreinigungsverfahren	231
4.2.2.1.1	Rechen	231
4.2.2.1.2	Entsandung	231
4.2.2.1.3	Entölung	232
4.2.2.1.4	Sieben	232
4.2.2.2	Flockung, Sedimentation, Flotation	233
4.2.2.2.1	Allgemeines	233
4.2.2.2.2	Flockung	233
4.2.2.2.3	Sedimentation	236
4.2.2.2.4	Flotation	239
4.2.2.3	Gasaustausch	239
4.2.2.3.1	Allgemeines und Grundlagen	239
4.2.2.3.2	Anlagen und Leistungsdaten	241
4.2.2.4	Filtration	244
4.2.2.4.1	Allgemeines	244
4.2.2.4.2	Einteilung der Filter	244
4.2.2.4.3	Bestandteile des Filters	245
4.2.2.4.4	Filtermaterialien	246
4.2.2.4.5	Bemessung und Betrieb	246
4.2.2.4.6	Filterrückspülung	249
4.2.2.4.7	Langsamfilter	250
4.2.2.4.8	Feinfiltersysteme	251
4.2.2.5	Membranverfahren	251
4.2.2.5.1	Allgemeines	251
4.2.2.5.2	Umkehrosmose und Nanofiltration (UO und NF)	253
4.2.2.5.3	Ultrafiltration und Mikrofiltration (UF und MF)	255
4.2.2.6	Adsorption an Aktivkohle	255
4.2.2.6.1	Allgemeines	255

	4.2.2.6.2	Einsatz von Kornaktivkohle.....	256
	4.2.2.6.3	Einsatz von Pulveraktivkohle.....	257
	4.2.2.7	Grundwasseranreicherung.....	257
4.2.3		Chemische Verfahren.....	258
	4.2.3.1	Flockung/Fällung.....	258
	4.2.3.2	Oxidation.....	258
	4.2.3.2.1	Allgemeines.....	258
	4.2.3.2.2	Ozon (O ₃).....	259
	4.2.3.2.3	Wasserstoffperoxid (H ₂ O ₂).....	261
	4.2.3.2.4	Kaliumpermanganat (KMnO ₄).....	262
	4.2.3.3	Neutralisation.....	262
	4.2.3.3.1	Allgemeines.....	262
	4.2.3.3.2	Filtration über Calciumcarbonat.....	263
	4.2.3.3.3	Filtration über halbgebranntem Dolomit.....	264
	4.2.3.3.4	Zugabe von Alkalien.....	265
	4.2.3.4	Ionenaustausch.....	267
	4.2.3.4.1	Allgemeines.....	267
	4.2.3.4.2	Prinzip des Ionenaustausches.....	267
	4.2.3.4.3	Betrieb eines Ionenaustauschers.....	267
	4.2.3.4.4	Arten des Ionenaustausches.....	268
	4.2.3.4.5	Carix-Verfahren.....	269
	4.2.3.4.6	Elimination von Schwermetallen.....	270
4.2.4		Biologische Verfahren.....	270
4.2.5		Anwendung der Aufbereitungsverfahren.....	270
	4.2.5.1	Allgemeines.....	270
	4.2.5.2	Entsäuerung.....	271
	4.2.5.2.1	Allgemeines.....	271
	4.2.5.2.2	Verfahren zur Entsäuerung.....	271
	4.2.5.2.3	Auswahl des Verfahrens.....	271
	4.2.5.3	Enteisenung.....	273
	4.2.5.3.1	Allgemeines.....	273
	4.2.5.3.2	Sauerstoffzufuhr.....	273
	4.2.5.3.3	Sedimentation.....	274
	4.2.5.3.4	Filtration.....	274
	4.2.5.3.5	Unterirdische Enteisenung (und Entmanganung).....	276
	4.2.5.4	Entmanganung.....	277
	4.2.5.5	Aufbereitung von reduzierten Wässern.....	278
	4.2.5.6	Entfernen von organischen Inhaltsstoffen.....	279
	4.2.5.6.1	Algen, Plankton, sonstige organische Partikel.....	279
	4.2.5.6.2	Farbe, Geruch, Geschmack.....	279
	4.2.5.6.3	Chlorierte Kohlenwasserstoffe (CKW).....	280
	4.2.5.6.4	Organische Spurenstoffe.....	280
	4.2.5.7	Entfernen der Stickstoffverbindungen.....	281
	4.2.5.7.1	Allgemeines.....	281
	4.2.5.7.2	Nitratentfernung.....	281
	4.2.5.7.3	Nitritentfernung.....	283
	4.2.5.7.4	Ammoniumentfernung.....	284
	4.2.5.8	Enthärtung.....	287
	4.2.5.8.1	Allgemeines.....	287
	4.2.5.8.2	Übersicht zu den Enthärtungsverfahren.....	287
	4.2.5.8.3	Langsamentcarbonisierung.....	290
	4.2.5.8.4	Schnellentcarbonisierung.....	290
	4.2.5.8.5	Kalk-Soda-Verfahren.....	291

4.2.5.9	Entsalzung	291
4.2.5.10	Aufhärtung	292
4.2.5.11	Dosierung von Phosphat und Silikat	293
4.2.5.12	Entfernen von anorganischen Spurenstoffen	294
4.2.5.12.1	Allgemeines	294
4.2.5.12.2	Arsenentfernung	294
4.2.5.12.3	Aluminiumentfernung	295
4.2.5.12.4	Nickelentfernung	296
4.2.5.12.5	Uranentfernung	296
4.2.5.13	Dekontamination	296
4.2.5.14	Desinfektion	298
4.2.5.14.1	Allgemeines	298
4.2.5.14.2	Desinfektion mit Chlor und Hypochloriten	300
4.2.5.14.3	Desinfektion mit Chlordioxid	303
4.2.5.14.4	UV-Bestrahlung	305
4.2.5.14.5	Desinfektion von Anlagen der Wasserversorgung	306
4.2.5.15	Spülwasser- und Schlammbehandlung	307
4.2.6	Mischwasser	311
4.2.6.1	Allgemeines	311
4.2.6.2	Zonentrennung	312
4.2.6.3	Zentrale Mischung	313
4.2.6.4	Aufbereitung bei der zentralen Mischung	313
4.2.6.5	Angleichung der Wasserbeschaffenheit durch Aufbereitung	313
4.2.7	Beispielschemata von Aufbereitungsanlagen	314
4.2.8	Trinkwassernachbehandlung	315
4.2.8.1	Allgemeines	315
4.2.8.2	Mechanisch wirkende Filter	315
4.2.8.3	Dosierung von Phosphaten und Silikaten	316
4.2.8.4	Kationenaustauscher zur Enthärtung	316
4.2.8.5	Sonstige Anlagen zur Trinkwassernachbehandlung	317
4.2.9	Bauwerke der Wasseraufbereitung	318
4.2.9.1	Wahl des Verfahrens und des Standorts der Anlage	318
4.2.9.2	Planung der Anlagenteile	318
4.2.9.3	Ausschreibung	321
4.2.9.4	Abnahme, Einweisung und Bedienungsvorschrift	321
Literatur		323
5.	Wasserförderung	325
5.1	<i>Maschinelle Einrichtungen</i>	325
5.1.1	Betriebswerte von Pumpensystemen	325
5.1.1.1	Förderstrom	325
5.1.1.2	Förderhöhe und Förderdruck	325
5.1.1.3	Nutzleistung einer Pumpe	327
5.1.1.4	Leistungsbedarf eines Pumpenaggregates	327
5.1.2	Kreiselpumpen (KrP)	327
5.1.2.1	Anwendungsgebiet	327
5.1.2.2	Bauformen von Kreiselpumpen	327
5.1.2.2.1	Grundsätzlicher Aufbau	327
5.1.2.2.2	Betriebsverhalten und Kennlinien von Kreiselpumpen	328
5.1.2.2.3	Bauarten	330
5.1.2.3	Saugverhalten von Kreiselpumpen	331
5.1.2.4	Zusammenhang zwischen Kennlinie einer Kreiselpumpe und der Anlagenkennlinie	333

5.1.2.5	Regelung von Kreiselpumpen	335
5.1.2.5.1	Drehzahlregelung von Kreiselpumpen	335
5.1.2.5.2	Parallelbetrieb von Kreiselpumpen	336
5.1.2.5.3	Hintereinanderschalten von Kreiselpumpen	336
5.1.2.5.4	Drosselregelung von Kreiselpumpen	337
5.1.2.5.5	Bypassregelung von Kreiselpumpen	338
5.1.3	Abnahmeprüfung von Kreiselpumpen	338
5.1.3.1	Werkstoffprüfung	338
5.1.3.2	Hydraulische Abnahmeprüfung	338
5.1.3.2.1	Garantiewerte	339
5.1.3.2.2	Prüfergebnisse und Toleranzfaktoren	339
5.1.3.2.3	Nichterreichen vereinbarter Kennwerte	341
5.1.4	Sonstige Wasserhebevorrichtungen	341
5.1.4.1	Kolbenpumpen	341
5.1.4.1.1	Anwendungsgebiet	341
5.1.4.1.2	Bauarten und Förderstrom	341
5.1.4.1.3	Technische Eigenschaften	342
5.1.4.2	Mischluftpheber	342
5.1.4.3	Widder	343
5.1.4.4	Dosierpumpen	343
5.1.5	Nichtelektrische Antriebsmaschinen	344
5.1.5.1	Verbrennungsmotoren	344
5.1.5.1.1	Dieselmotoren	344
5.1.5.1.2	Benzinmotoren	345
5.1.5.1.3	Gasmotoren	345
5.1.5.2	Wasserkraftmaschinen	345
5.1.5.2.1	Wasserräder	345
5.1.5.2.2	Wasserturbinen	346
5.1.6	Luftverdichter und Gebläse	346
5.2	<i>Elektrotechnik</i>	347
5.2.1	Allgemeine Zusammenhänge	347
5.2.1.1	Grundgrößen	348
5.2.1.1.1	Stromarten	348
5.2.1.1.2	Spannung	348
5.2.1.1.3	Netzfrequenz in Drehstromnetzen	349
5.2.2	Elektromotoren	349
5.2.2.1	Wirkungsgrad	350
5.2.2.2	Drehzahl und Drehrichtung	350
5.2.2.2.1	Feste Drehzahlen	350
5.2.2.2.2	Variable Drehzahlen – Frequenzumrichter	351
5.2.2.2.3	Drehrichtung	352
5.2.2.3	Kraftübertragung	352
5.2.2.4	Anlassen von Elektromotoren	353
5.2.2.4.1	Direktanlauf	354
5.2.2.4.2	Stern-Dreieck-Anlauf	354
5.2.2.4.3	Elektronischer Sanftanlaufstarter	356
5.2.2.4.4	Frequenzumrichter	356
5.2.2.4.5	Anlasstransformator	357
5.2.2.4.6	Anlasswiderstände (Nur bei Schleifringläufermaschinen)	357
5.2.2.5	Bauformen und Schutzarten der Elektromotoren	357
5.2.2.6	Blindstromkompensation	357
5.2.2.7	Motorerwärmung	358

5.2.3	Energieverteilung.....	358
5.2.3.1	Schaltgeräte	358
5.2.3.1.1	Schaltgeräte für Mittelspannungsanlagen	358
5.2.3.1.2	Schaltgeräte für Niederspannungsanlagen	359
5.2.3.2	Leitungen und Zubehör.....	359
5.2.3.2.1	Stromleitungen	359
5.2.3.2.2	Motoranschlüsse und Sicherungen	362
5.2.3.3	Transformatoren (Umspanner).....	362
5.2.3.4	Ersatzstromerzeugungsanlagen.....	363
5.2.4	Schutzmaßnahmen in elektrischen Anlagen.....	363
5.2.4.1	Schutz gegen direktes Berühren.....	363
5.2.4.2	Schutz bei indirektem Berühren.....	363
5.2.4.2.1	Schutzisolierung	363
5.2.4.2.2	Schutztrennung	363
5.2.4.2.3	Schutzeinrichtungen im TN-Netz	364
5.2.4.2.4	Schutzeinrichtungen im TT-Netz.....	364
5.2.4.2.5	Schutzeinrichtungen im IT-Netz.....	365
5.2.4.2.6	Fehlerstrom-Schutzeinrichtung (RCD).....	365
5.2.4.3	Weitere Sicherheitsregeln	365
5.3	<i>Prozessleitsysteme und Fernwirktechnik</i>	366
5.3.1	Aufgaben.....	366
5.3.1.1	Allgemeines.....	366
5.3.1.2	Messwerte und Meldungen	367
5.3.1.3	Besondere Sensoren und Geräte für selbsttätige Steuerungen und zur Fernüberwachung	368
5.3.2	Technischer Aufbau	369
5.3.2.1	Anlagenformen und -bestandteile	369
5.3.2.1.1	Anlagenformen	369
5.3.2.1.2	Zentrale.....	370
5.3.2.1.3	Unterstationen.....	370
5.3.2.1.4	Messumformer.....	370
5.3.2.2	Übertragungsrichtung	371
5.3.2.2.1	Fernüberwachungseinrichtungen zur Übertragung von Messwerten und Meldungen	371
5.3.2.2.2	Fernsteuereinrichtungen zur Übertragung von Stellwerten und Befehlen	371
5.3.2.3	Übertragungsverfahren	371
5.3.2.3.1	Zeit-Multiplex-Übertragung (ZM).....	371
5.3.2.3.2	Ältere Übertragungsverfahren	371
5.3.2.4	Übertragungswege	372
5.3.2.4.1	Betriebseigene Übertragungswege	372
5.3.2.4.2	Öffentliche Übertragungswege	372
5.3.2.4.3	Vergleich der Übertragungswege	373
5.3.3	Datenbehandlung	373
5.3.3.1	Datenerfassung und -verarbeitung	373
5.3.3.2	Datendarstellung und -speicherung und elektronische Verarbeitung.....	373
5.3.4	Betriebsweise der Anlagen.....	375
5.3.4.1	Handbetrieb	375
5.3.4.2	Halbautomatischer Betrieb	375
5.3.4.3	Vollautomatischer Betrieb	375
5.3.4.4	Allgemeines zum Eingreifen in Betriebsabläufe.....	377
5.3.5	Leittechnische Einrichtungen.....	377
5.3.5.1	Zentrales Prozessleitsystem	377

5.3.5.2	Vor-Ort-Bedienung	378
5.4	<i>Förderanlagen</i>	380
5.4.1	Systemvarianten von Förderanlagen	380
5.4.1.1	Förderanlagen zur Gewinnung und Aufbereitung	380
5.4.1.2	Förderanlagen für Wassertransport und Wasserverteilung	380
5.4.1.2.1	Hauptpumpwerk	380
5.4.1.2.2	Zwischenpumpwerk	381
5.4.1.2.3	Druckerhöhungsanlagen (DEA)	381
5.4.2	Aspekte einzelner Förderanlagen	381
5.4.2.1	Grundwasserpumpwerk (GPW)	381
5.4.2.2	Druckerhöhungsanlagen (DEA) in Versorgungssystemen	383
5.4.2.2.1	Druckerhöhungsanlagen mit drehzahlgeregelten Antriebsmotoren	384
5.4.2.2.2	Druckerhöhungsanlagen als Druckbehälterpumpwerke (DBPW) ..	386
5.4.2.3	Drucksteigerungspumpwerke	387
5.4.2.4	Druckerhöhungsanlagen in Grundstücken	388
5.4.2.5	Pumpen als Turbinen (PAT)	390
5.4.3	Dynamische Druckänderungen in Wasserversorgungsanlagen	392
5.4.3.1	Ursachen dynamischer Druckänderungen	392
5.4.3.2	Größe der Druckstöße	392
5.4.3.3	Abhilfemaßnahmen	393
5.4.4	Planung und Ausführung von Pumpwerken	394
5.4.4.1	Hydraulische Anforderungen	394
5.4.4.1.1	Verbundenes Gang- und Summenlinienverfahren	395
5.4.4.1.2	Verbundenes Gang-Dauerlinienverfahren	396
5.4.4.2	Pumpenbauart und Größe der Pumpensätze	397
5.4.4.2.1	Horizontale Kreiselpumpen	397
5.4.4.2.2	Vertikale Kreiselpumpen	397
5.4.4.2.3	Unterteilung der Pumpensätze	398
5.4.4.3	Standort einer Förderanlage	398
5.4.4.4	Raumprogramm	399
5.4.4.4.1	Lage der Räume zueinander	399
5.4.4.4.2	Raumhöhen	399
5.4.4.4.3	Platzbedarf für die Pumpensätze	399
5.4.4.4.4	Anordnung der Rohrleitungen	399
5.4.4.4.5	Unterbringung der elektrischen Anlagen	400
5.4.4.4.6	Belichtung und Beheizung	401
5.4.4.5	Sicherheit gegen Einbruch und Brand	401
5.4.4.6	Anforderungen an die Entwurfsplanung	402
5.4.4.7	Ausschreibung von Förderanlagen	402
5.4.4.7.1	Allgemeines	402
5.4.4.7.2	Anfragen für Kreiselpumpen	403
5.4.5	Dokumentation und Abnahme von Förderanlagen	403
5.4.6	Überwachung von Förderanlagen	404
5.4.7	Ausführungsbeispiele	406
5.5	<i>Wasserzählung und Wassermessung</i>	411
5.5.1	Allgemeines	411
5.5.1.1	Volumenmessungen (Wasserzähler)	412
5.5.1.2	Durchflussmessungen	412
5.5.2	Wasserzählung	412
5.5.2.1	Bauarten der Zähler	412
5.5.2.1.1	Flügelradzähler	412
5.5.2.1.2	Ringkolbenzähler	413

5.5.2.1.3	Woltmannzähler	413
5.5.2.1.4	Woltmannverbundzähler.....	414
5.5.2.1.5	Sonderzähler.....	414
5.5.2.1.6	Nass- und Trockenläufer.....	415
5.5.2.1.7	Zählwerke und Datenauslesung.....	415
5.5.2.2	Begriffe und Anforderungen.....	415
5.5.2.2.1	Maßgebende Begriffe	415
5.5.2.2.2	Anforderungen.....	416
5.5.2.3	Zählergrößen und Dimensionierung.....	417
5.5.2.3.1	Zählergrößen und Hauptmaße	417
5.5.2.3.2	Dimensionierung von Wasserzählern	418
5.5.3	Wassermessung.....	418
5.5.3.1	Durchflussmessung mittels Wasserzähler mit Zusatzeinrichtungen	418
5.5.3.2	Durchflussmessung nach dem magnetisch-induktiven Messverfahren.....	419
5.5.3.3	Durchflussmessung mittels Ultraschallgeräten	420
5.5.3.4	Weitere Verfahren	420
5.5.3.4.1	Durchflussmessung nach dem Wirkdruckverfahren	420
5.5.3.4.2	Durchflussmessung mit Schwebekörper.....	421
5.5.3.4.3	Überfallmessung.....	421
5.5.3.4.4	Kübelmessung	421
5.5.4	Hinweise für Einbau, Inbetriebnahme und Wartung von Zählern und Messvorrichtungen	422
5.5.4.1	Hauswasserzähler	422
5.5.4.1.1	Einbau.....	422
5.5.4.1.2	Einbauort	422
5.5.4.1.3	Inbetriebnahme	423
5.5.4.1.4	Wartung	423
5.5.4.1.5	Lagerung und Beförderung.....	423
5.5.4.2	Woltmannzähler.....	423
5.5.4.3	Ultraschall- und Venturi-Messanlagen	424
5.5.4.4	Magnetisch-induktive Messeinrichtungen	424
5.5.5	Zulassung, Eichung und Prüfung der Zähler.....	425
5.5.5.1	Technische und rechtliche Grundlagen	425
5.5.5.2	Prüfung und Überwachung durch das Wasserversorgungs-unternehmen	426
Literatur		426
6.	Wasserspeicherung	429
6.1	<i>Aufgaben der Wasserspeicherung.....</i>	<i>429</i>
6.1.1	Ausgleich zwischen Wasserzufluss und Wasserentnahme, Abdeckung von Verbrauchsspitzen.....	430
6.1.2	Ausgleich zwischen Vor- und Hauptförderung.....	430
6.1.3	Einhalten der Druckbereiche in Zubringerleitungen und Versorgungsleitungen	430
6.1.4	Überbrücken von Betriebsstörungen.....	430
6.1.5	Bereithalten von Löschwasser.....	431
6.1.6	Druckzonenversorgung	431
6.1.7	Misch- und Absetzbecken.....	431
6.1.8	Ausgleich der Abflüsse eines oberirdischen Gewässers in einer Trinkwassertalsperre....	431
6.2	<i>Arten der Wasserspeicherung</i>	<i>431</i>
6.2.1	Wasserbehälter in Hochlage.....	431
6.2.1.1	Hochbehälter.....	431
6.2.1.2	Wasserturm.....	432
6.2.2	Wasserbehälter in Tieflage.....	432
6.2.3	Druckbehälter	432

6.2.4	Lösungsmöglichkeiten	432
6.2.5	Trinkwassertalsperren	433
6.2.6	Grundwasserspeicher	433
6.2.7	Löschwasserspeicher	434
6.3	<i>Speicherinhalt</i>	434
6.3.1	Ausgleich der Verbrauchsschwankungen – Fluktuierendes Wasservolumen	435
6.3.1.1	Allgemeines	435
6.3.1.2	Rechnerische Ermittlung	435
6.3.1.3	Grafische Ermittlung	435
6.3.1.4	Beurteilung	438
6.3.2	Ausgleich zwischen Vor- und Hauptförderung im Tiefbehälter	439
6.3.3	Sicherheitsvorrat	440
6.3.4	Löschwasservorrat	441
6.3.5	Festlegen des Speicherinhalts in der Praxis	441
6.3.5.1	Allgemeines	441
6.3.5.2	Kleine und mittelgroße Anlagen	442
6.3.5.2.1	Nutzzinhalt	442
6.3.5.2.2	Löschwasservorrat	442
6.3.5.3	Große Anlagen	442
6.3.5.4	Sehr große Anlagen über 50 000 m ³ /d	442
6.3.5.5	Gruppenanlagen	443
6.3.6	Speicherinhalt von Trinkwassertalsperren	443
6.4	<i>Hochbehälter</i>	443
6.4.1	Allgemeine Anforderungen	443
6.4.1.1	Versorgungstechnische Anforderungen	443
6.4.1.2	Bautechnische Anforderungen	443
6.4.1.3	Betriebliche Anforderungen	444
6.4.1.4	Sicherheitstechnische Anforderungen (Objektschutz)	445
6.4.1.5	Gestalterische Anforderungen	445
6.4.1.6	Wirtschaftliche Anforderungen	446
6.4.2	Lage	446
6.4.2.1	Höhenlage	446
6.4.2.2	Lage zum Versorgungsgebiet	447
6.4.2.2.1	Entfernung	447
6.4.2.2.2	Durchlaufbehälter	447
6.4.2.2.3	Gegenbehälter	448
6.4.2.3	Mehrere Hochbehälter in der gleichen Druckzone	449
6.4.2.3.1	Neuer Hochbehälter in unmittelbarer Nähe des bestehenden	449
6.4.2.3.2	Neuer Hochbehälter in größerer Entfernung zum bestehenden	449
6.4.2.4	Anforderungen an den Bauplatz	451
6.4.3	Bauliche Anordnung	451
6.4.3.1	Allgemein	451
6.4.3.2	Wasserkammer	451
6.4.3.2.1	Anzahl	451
6.4.3.2.2	Grundrissformen	451
6.4.3.2.3	Wassererneuerung	453
6.4.3.2.4	Wassertiefe	455
6.4.3.2.5	Wärmeschutz des Bauwerks	456
6.4.3.2.6	Anbau weiterer Kammern	457
6.4.3.2.7	Konstruktive Hinweise	458
6.4.3.3	Bedienungshaus	461
6.4.4	Bauausführung – Ort betonbauweise	462
6.4.4.1	Allgemeines	462

6.4.4.2	Baustoffe.....	463
6.4.4.2.1	Zement.....	463
6.4.4.2.2	Betonzuschlag.....	463
6.4.4.2.3	Betonzusatzmittel.....	463
6.4.4.2.4	Betonzusatzstoffe.....	463
6.4.4.2.5	Zugabewasser.....	464
6.4.4.2.6	Betonrezeptur.....	464
6.4.4.2.7	Betonstahl.....	464
6.4.4.2.8	Andere Baustoffe.....	464
6.4.4.3	Statische Bearbeitung.....	464
6.4.4.4	Verarbeiten des Betons.....	465
6.4.4.5	Betonnachbehandlung.....	466
6.4.4.6	Oberflächenbehandlung.....	467
6.4.4.6.1	Allgemeines.....	467
6.4.4.6.2	Bedienungshaus.....	467
6.4.4.6.3	Wasserkammern – Innenflächen.....	467
6.4.4.6.4	Wasserkammern – Außenflächen.....	470
6.4.5	Bauausführung – Fertigteilbauweise.....	471
6.4.5.1	Allgemeines.....	471
6.4.5.2	Fertigteil-Rundbehälter in Stahlbetonbauweise.....	471
6.4.5.3	Fertigteil-Rundbehälter in Spannbetonbauweise.....	472
6.4.5.4	Fertigteil-Rechteckbehälter in Stahlbetonbauweise.....	473
6.4.5.5	Fertigteil-Rechteckbehälter in Spannbetonbauweise.....	474
6.4.5.6	Fertigteil-Großrohrbehälter.....	475
6.4.5.7	Geschweißte Edelstahl-Rundbehälter.....	475
6.4.5.8	Vergleichende Betrachtung Trinkwasserbehälter aus Beton oder Edelstahl....	475
6.4.6	Zugang.....	476
6.4.7	Belichtung.....	477
6.4.7.1	Allgemeines.....	477
6.4.7.2	Wasserkammern.....	477
6.4.7.3	Bedienungshaus.....	477
6.4.8	Be- und Entlüftung.....	477
6.4.8.1	Allgemeines.....	477
6.4.8.2	Wasserkammern.....	478
6.4.8.3	Bedienungshaus.....	478
6.4.9	Hydraulische Ausrüstung.....	478
6.4.9.1	Allgemeines.....	478
6.4.9.2	Rohrleitungen.....	479
6.4.9.2.1	Zulaufleitung.....	479
6.4.9.2.2	Entnahmeleitung.....	481
6.4.9.2.3	Überlaufleitung.....	481
6.4.9.2.4	Entleerungsleitung.....	482
6.4.9.2.5	Rohrbruchsicherung.....	482
6.4.9.2.6	Umführungsleitung.....	482
6.4.9.2.7	Löschwasserleitung.....	482
6.4.9.3	Rohrdurchführungen.....	482
6.4.9.4	Rohrmaterial.....	482
6.4.9.5	Korrosionsschutz.....	483
6.4.10	Entwässerungsanlage.....	483
6.4.11	Elektrische Einrichtung.....	484
6.4.11.1	Stromversorgung.....	484
6.4.11.2	Mess-, Steuer- und Regeltechnik.....	484

6.4.12	Dichtheitsprüfung.....	485
6.4.12.1	Forderung.....	485
6.4.12.2	Durchführen der Dichtheitsprüfung	485
6.4.13	Außenanlagen.....	488
6.4.14	Ausführungsbeispiele Hochbehälter.....	488
6.5	<i>Wasserturm</i>	493
6.5.1	Allgemeines	493
6.5.2	Nutzzinhalt.....	493
6.5.3	Lage	493
6.5.3.1	Höhenlage	493
6.5.3.2	Lage zum Versorgungsgebiet.....	494
6.5.4	Allgemeine bauliche Anordnung.....	494
6.5.4.1	Allgemeines	494
6.5.4.2	Behälter (Wasserkammern).....	494
6.5.4.3	Schaft (Turmkonstruktion).....	495
6.5.4.4	Bedienungsräume.....	495
6.5.5	Konstruktive Hinweise.....	496
6.5.5.1	Gründung	496
6.5.5.2	Wasserkammern.....	496
6.5.5.3	Besondere Beanspruchungen	496
6.5.5.4	Fertigteilbauweise	497
6.5.6	Zugang	497
6.5.7	Hydraulische Ausrüstung	497
6.5.8	Äußere Gestaltung.....	497
6.5.9	Mehrzweckbauwerke	497
6.5.10	Ausführungsbeispiele Wassertürme	498
6.6	<i>Tiefbehälter</i>	504
6.6.1	Allgemeines	504
6.6.2	Speicherinhalt.....	504
6.6.3	Lage	504
6.6.4	Bauliche Anordnung	504
6.7	<i>Löschwasserbehälter</i>	505
6.7.1	Allgemeines	505
6.7.2	Löschwasserteich	505
6.7.2.1	Fassungsvermögen	505
6.7.2.2	Lage	505
6.7.2.3	Bauliche und betriebliche Anforderungen.....	505
6.7.3	Unterirdische Löschwasserbehälter.....	506
6.7.3.1	Fassungsvermögen	506
6.7.3.2	Lage	506
6.7.3.3	Bauliche und betriebliche Anforderungen.....	506
6.8	<i>Maßnahmen zur Instandhaltung von Wasserbehältern</i>	508
6.8.1	Instandhaltung, Sanierung, Mangel, Schaden.....	508
6.8.2	Betriebshandbuch.....	510
6.8.3	Kontrolle, Reinigung und Desinfektion	510
6.8.4	Mängel und Schäden bei Wasserbehältern.....	512
6.8.5	Instandsetzungsplan/Instandsetzung, Sanierung oder Neubau	514
	<i>Literatur</i>	518
7.	Wasserverteilung	521
7.1	<i>Allgemeines</i>	521
7.2	<i>Werkstoffe</i>	521
7.2.1	Gusseisen (Grauguss, GG; Duktiguss, GGG)	521

7.2.2	Stahl (St).....	522
7.2.3	Asbestzement (AZ).....	522
7.2.4	Spannbeton (SpB) und Stahlbeton (StB).....	522
7.2.5	Kunststoffe (PVC, PE, UP-GF)	523
7.2.6	Wahl der Werkstoffe.....	524
7.2.7	Korrosionsschutz	524
7.2.7.1	Außen- und Innenkorrosion	524
7.2.7.2	Arten des Korrosionsschutzes.....	525
7.2.7.2.1	Allgemeines.....	525
7.2.7.2.2	Passiver Schutz.....	525
7.2.7.2.3	Aktiver Schutz.....	527
7.3	<i>Bestandteile der Rohrleitungen</i>	528
7.3.1	Rohre und Formstücke.....	528
7.3.1.1	Rohre und Formstücke aus duktilem Gusseisen (GGG)	528
7.3.1.1.1	Herstellung der Rohre.....	528
7.3.1.1.2	Druckstufen	528
7.3.1.1.3	Abmessungen	529
7.3.1.1.4	Verbindungen	530
7.3.1.1.5	Formstücke aus duktilem Gusseisen	536
7.3.1.2	Rohre und Formstücke aus Stahl	536
7.3.1.2.1	Herstellung der Rohre.....	536
7.3.1.2.2	Druckstufen	538
7.3.1.2.3	Abmessungen	538
7.3.1.2.4	Verbindungen	539
7.3.1.2.5	Formstücke aus Stahl.....	540
7.3.1.3	Rohre aus Asbestzement (Faserzement) mit Formstücken aus Grauguss	540
7.3.1.3.1	Allgemeines.....	540
7.3.1.3.2	Druckstufen	540
7.3.1.3.3	Abmessungen	540
7.3.1.3.4	Verbindungen	541
7.3.1.3.5	Formstücke	541
7.3.1.4	Spannbetonrohre und Stahlbetonrohre.....	541
7.3.1.4.1	Allgemeines.....	541
7.3.1.4.2	Druckstufen	542
7.3.1.4.3	Verbindungen	542
7.3.1.5	PVC-U-Rohre (Kunststoff).....	542
7.3.1.5.1	Herstellung der Rohre.....	542
7.3.1.5.2	Druckstufen	542
7.3.1.5.3	Abmessungen der Rohre für MDP 10 und MDP 16	542
7.3.1.5.4	Verbindungen	543
7.3.1.5.5	Formstücke	544
7.3.1.6	Polyethylen-Rohre (Kunststoff).....	544
7.3.1.6.1	Herstellung der Rohre.....	544
7.3.1.6.2	Druckstufen	544
7.3.1.6.3	Abmessungen und Kennzeichnung.....	545
7.3.1.6.4	Verbindungen	545
7.3.1.7	UP-GF-Rohre (Rohre aus glasfaserverstärkten Kunststoffen)	547
7.3.1.7.1	Herstellung der Rohre.....	547
7.3.1.7.2	Abmessungen und Verbindungen.....	547
7.3.2	Armaturen.....	548
7.3.2.1	Allgemeines.....	548
7.3.2.2	Werkstoffe	548

7.3.2.3	Korrosionsschutz.....	548
7.3.2.3.1	Grundsätzliches.....	548
7.3.2.3.2	Korrosionsschutz der Außenseite.....	548
7.3.2.3.3	Korrosionsschutz der Innenseite.....	548
7.3.2.4	Absperr- und Regelarmaturen allgemein.....	549
7.3.2.4.1	Grundsätzliches.....	549
7.3.2.4.2	Fast immer geöffnete Absperrvorrichtungen.....	550
7.3.2.4.3	Fast immer geschlossene Absperrvorrichtungen.....	551
7.3.2.4.4	Regeleinrichtungen (DIN EN 1074-5).....	552
7.3.2.4.5	Einbau von Absperr- und Regelarmaturen.....	553
7.3.2.4.6	Bedienung von Absperrarmaturen.....	554
7.3.2.5	Sonderbauarten.....	554
7.3.2.5.1	Membranventile.....	554
7.3.2.5.2	Ringförmige Gummimembranen.....	555
7.3.2.6	Rückflussverhindernde Armaturen.....	555
7.3.2.7	Sonstige Armaturen.....	556
7.3.2.7.1	Ent- und Belüftungen.....	556
7.3.2.7.2	Spülauslässe und Entleerungsvorrichtungen.....	561
7.3.2.7.3	Behältereinlaufarmaturen.....	563
7.3.2.7.4	Siebe.....	565
7.3.2.7.5	Hydranten.....	565
7.3.2.7.6	Druckminderventile.....	567
7.3.2.8	Armaturen für Hausanschlussleitungen.....	568
7.3.2.8.1	Allgemeines.....	568
7.3.2.8.2	Ventilanbohrschellen.....	569
7.3.2.8.3	Drehscheiben- und Steckscheibenverschlüsse.....	569
7.3.2.8.4	Anbohrbrücken.....	570
7.3.2.8.5	Weichdichtende Absperrschieber.....	570
7.3.2.8.6	Einfache Eckventile.....	570
7.3.3	Rohrleitungszubehör.....	571
7.3.3.1	Entlüftungsrohre.....	571
7.3.3.2	Schachtdeckel.....	571
7.3.3.3	Hinweisschilder.....	572
7.3.3.4	Leitern.....	572
7.4	Planung von Rohrleitungen.....	573
7.4.1	Allgemeines.....	573
7.4.2	Trassieren.....	573
7.4.2.1	Allgemeines.....	573
7.4.2.2	Geländeaufnahmen zu den Lageplänen.....	573
7.4.2.2.1	für Zubringer- und Fernleitungen.....	573
7.4.2.2.2	für Ortsnetze.....	575
7.4.2.3	Höhenaufnahmen für die Längsschnitte.....	577
7.4.2.3.1	Zweck der Längsschnitte.....	577
7.4.2.3.2	In den Längsschnitten festzuhaltende Punkte.....	577
7.4.2.3.3	Arten der Längsschnitte.....	577
7.4.3	Zeichnerische Darstellung.....	577
7.4.3.1	Allgemeines.....	577
7.4.3.2	Lagepläne.....	580
7.4.3.2.1	Berechnungslagepläne.....	580
7.4.3.2.2	Übersichtslagepläne.....	581
7.4.3.2.3	Entwurfslagepläne.....	581
7.4.3.2.4	Bestandslagepläne.....	583
7.4.3.2.5	Ausführungs- und Verlegesketzen.....	584

7.4.3.3	Längsschnitte	584
7.4.3.3.1	Allgemeines	584
7.4.3.3.2	Übersichtslängsschnitte	584
7.4.3.3.3	Entwurfslängsschnitte	585
7.5	<i>Bemessung und Berechnung von Rohrleitungen und Rohrnetzen</i>	586
7.5.1	Allgemeines	586
7.5.2	Hydrostatische Berechnungen	587
7.5.2.1	Hydrostatischer Druck	587
7.5.2.2	Hydrostatische Druckkraft	588
7.5.2.3	Auftrieb	589
7.5.3	Hydrodynamische Berechnungen	589
7.5.3.1	Grundlagen	589
7.5.3.1.1	Bewegungsarten des Wassers	589
7.5.3.1.2	Geschwindigkeitsverteilung	589
7.5.3.1.3	Reynolds'sche Zahl	590
7.5.3.1.4	Kontinuitätsgleichung	590
7.5.3.1.5	Gleichung der Erhaltung der Energie	590
7.5.3.1.6	Allgemein gültige Geschwindigkeitsformel	591
7.5.3.2	Druckhöhenverlust in Freispiegelgerinnen	591
7.5.3.3	Druckhöhenverlust in geraden Druckrohrleitungen	591
7.5.3.3.1	Formeln von Darcy-Weisbach und Colebrook-White	591
7.5.3.3.2	Potenzformeln	612
7.5.3.4	Druckhöhenverlust in Rohrleitungseinbauten	614
7.5.3.4.1	Allgemeines	614
7.5.3.4.2	ζ -Wert für Einlauf in eine Rohrleitung	614
7.5.3.4.3	ζ -Wert für Erweiterungen	614
7.5.3.4.4	ζ -Wert für Verengungen	614
7.5.3.4.5	ζ -Wert für Krümmen	615
7.5.3.4.6	ζ -Wert für Kniestücke	615
7.5.3.4.7	ζ -Wert für Abzweige	616
7.5.3.4.8	ζ -Wert für Armaturen	617
7.5.3.4.9	ζ -Wert für Kleinformstücke und -armaturen	617
7.5.3.4.10	ζ -Wert für Wasserzähler	617
7.5.3.5	Freier Ausfluss aus einem Behälter bzw. einer Rohrleitung	618
7.5.3.6	Hydraulische Hilfsrechnungen	618
7.5.3.6.1	Umrechnung von Rohrlängen mit verschiedenem DN	618
7.5.3.6.2	Leistungsverzweigungen	619
7.5.3.6.3	Einteilung einer Rohrleitung in verschiedene DN	620
7.5.4	Bemessung und Berechnung von Rohrleitungen	621
7.5.4.1	Allgemeines	621
7.5.4.2	Bemessen von Zubringer- und Fernleitungen	621
7.5.4.2.1	Allgemeines	621
7.5.4.2.2	Durchfluss Q	621
7.5.4.2.3	Fließgeschwindigkeit	622
7.5.4.2.4	Rauheit	622
7.5.4.2.5	Druckhöhe	622
7.5.4.2.6	Beispiel	623
7.5.4.3	Berechnen bestehender Zubringer- und Fernleitungen	623
7.5.5	Bemessen von Rohrnetzen	623
7.5.5.1	Allgemeines	623
7.5.5.2	Geforderte Leistung des Rohrnetzes	623
7.5.5.2.1	Bemessungsdurchfluss	623
7.5.5.2.2	Löschwasserbedarf	624

	7.5.5.2.3	Druckhöhe	624
7.5.5.3		Bemessungsunterlagen.....	625
	7.5.5.3.1	Rohrnetzplan.....	625
	7.5.5.3.2	Belastungsplan.....	625
	7.5.5.3.3	Bemessungsplan und Bemessungstabelle	625
	7.5.5.3.4	Nachteile des Verästelungssystems.....	626
7.5.6		Berechnen von vermaschten Rohrnetzen	627
	7.5.6.1	Grundlage.....	627
	7.5.6.2	Analog-Modelle	627
	7.5.6.3	Rechenverfahren, Digital-Modelle.....	628
	7.5.6.3.1	Allgemeines	628
	7.5.6.3.2	Verfahren mit Druckhöhenausgleich	628
	7.5.6.3.3	Verfahren mit Durchflussausgleich.....	628
	7.5.6.3.4	Berechnungsunterlagen.....	629
7.5.7		Rohrnetzberechnung unter Verwendung geografischer Informationssysteme	632
7.5.8		Bemessen und Berechnen von Anschlussleitungen.....	632
7.5.9		Statische Beanspruchung von Rohren.....	637
	7.5.9.1	Allgemeines	637
	7.5.9.2	Beanspruchung durch Innendruck.....	637
	7.5.9.2.1	Größe der Belastung	637
	7.5.9.2.2	Spannungen durch Radialkräfte	638
	7.5.9.2.3	Bemessung der Wanddicken von Druckrohren.....	639
	7.5.9.2.4	Beanspruchung durch Axialkräfte.....	640
	7.5.9.3	Beanspruchung erdverlegter Rohre durch äußere Kräfte	641
	7.5.9.3.1	Allgemeines	641
	7.5.9.3.2	Grundformen der Belastung des erdverlegten Rohres.....	641
	7.5.9.3.3	Kennwerte der Belastungen	642
	7.5.9.3.4	Kennwerte der Rohrwerkstoffe.....	643
	7.5.9.3.5	Kennwerte des Beispiels einer Berechnung	644
	7.5.9.3.6	Berechnung der Beanspruchung durch die Erdlast	645
	7.5.9.3.7	Berechnung der Beanspruchung durch eine Flächenlast.....	648
	7.5.9.3.8	Berechnung der Beanspruchung aus Verkehrslast	650
	7.5.9.3.9	Vertikale Gesamtbelastung des Rohres.....	651
	7.5.9.3.10	Horizontale Gesamtbelastung des Rohres.....	651
	7.5.9.3.11	Sicherheiten gegen Verformung, Beulen und Beanspruchung durch äußeren Wasserdruck	652
	7.5.9.3.12	Schnittkräfte und Spannungen des radial belasteten Rohres	652
	7.5.9.3.13	Schnittkräfte und Spannungen des axial belasteten Rohres	654
	7.5.9.4	Beanspruchung des Rohres beim Vortrieb	654
	7.5.9.4.1	Vorpresskraft	654
	7.5.9.4.2	Einrichtung für das Vorpressen.....	655
	7.5.9.4.3	Statische Berechnung von Stahlrohren	655
7.6		Rohrleitungsbau	655
7.6.1		Allgemeines	655
7.6.2		Zubringer-, Haupt- und Versorgungsleitungen.....	656
	7.6.2.1	Herstellen des Rohrgrabens (RG)	656
	7.6.2.1.1	Vorarbeiten	656
	7.6.2.1.2	Arbeitsstreifenbreite.....	656
	7.6.2.1.3	Rohrgrabentiefe	657
	7.6.2.1.4	Rohrgrabenbreite	660
	7.6.2.1.5	Arbeitsvorgang beim RG-Aushub.....	662
	7.6.2.1.6	Bodenarten.....	662
	7.6.2.1.7	Grabenverbau.....	663

	7.6.2.1.8	Wasserhaltung	666
	7.6.2.1.9	Sohlenbefestigung	667
	7.6.2.1.10	Wiedereinfüllen des RG nach dem Einlegen der Rohre	668
7.6.2.2		Einbauen der Rohrleitung	669
	7.6.2.2.1	Abnahme der Rohre und Formstücke	669
	7.6.2.2.2	Transport	670
	7.6.2.2.3	Ausbessern von Schäden	670
	7.6.2.2.4	Anbringen eines zusätzlichen Außenschutzes	670
	7.6.2.2.5	Verlegen der Rohre.....	671
	7.6.2.2.6	Verbinden der Rohre	671
	7.6.2.2.7	Vervollständigen des Außenschutzes nach dem Verbinden der Rohre.....	677
	7.6.2.2.8	Sicherung der Krümmer und Abzweige gegen Ausweichen.....	677
	7.6.2.2.9	Überprüfung der Verlegearbeit.....	680
7.6.2.3		Druckprüfung.....	680
	7.6.2.3.1	Allgemeines.....	680
	7.6.2.3.2	Prüfstrecken.....	681
	7.6.2.3.3	Sichern der Rohrleitung.....	681
	7.6.2.3.4	Füllen der Rohrleitung.....	681
	7.6.2.3.5	Schutz gegen Temperatureinflüsse	681
	7.6.2.3.6	Ermittlung des Prüfdruckes(DVGW W 400-2, Abschn. 16.4).....	682
	7.6.2.3.7	Grundsätzliche Schritte der Druckprüfung	682
	7.6.2.3.8	Gerätetechnik (DVGW W 400-2, Abschn. 16.6).....	682
	7.6.2.3.9	Durchführung der Prüfung.....	683
	7.6.2.3.10	Abnahme	684
7.6.2.4		Nacharbeiten	687
	7.6.2.4.1	Endgültiges Überfüllen der Leitungen.....	687
	7.6.2.4.2	Reinigung der Leitungsteile, Anstrich	687
	7.6.2.4.3	Hinweise zum Auffinden der Einbauten und Leitungen	687
	7.6.2.4.4	Spülung und Desinfektion der fertigen Rohrleitung	687
	7.6.2.4.5	Durchflussprüfung	690
7.6.3		Anschlussleitungen (Hausanschlüsse).....	691
	7.6.3.1	Bestandteile der Anschlussleitung	691
	7.6.3.2	Einbautiefe und Lage	691
	7.6.3.3	Nennweite.....	691
	7.6.3.4	Einbau der Anschlussleitung.....	692
	7.6.3.4.1	Allgemeines.....	692
	7.6.3.4.2	Kunststoffrohre aus Polyethylen.....	692
	7.6.3.4.3	Hauseinführung	692
	7.6.3.4.4	Druckprobe	693
	7.6.3.4.5	Anbohren	693
	7.6.3.5	Wasserzählereinbau	694
7.6.4		Besondere Bauwerke	696
	7.6.4.1	Straßenkreuzungen	696
	7.6.4.2	Kreuzungen mit Wasserläufen.....	698
	7.6.4.3	Rohrüberführungen über Flüsse (Brückenleitungen).....	701
	7.6.4.4	Bahnkreuzungen	702
	7.6.4.4.1	Grundregeln.....	702
	7.6.4.4.2	Einlegen der Wasserleitung in Bahnunterführungen	703
	7.6.4.4.3	Einlegen der Wasserleitung unter den Gleiskörper.....	703
	7.6.4.4.4	Überführen von Wasserleitungen über Bahngleise.....	704
	7.6.4.4.5	Verlegung von Wasserleitungen an Eisenbahnbrücken	705

7.6.5	Grabenlose Verlegung, Erneuerung und Sanierung von Druckrohrleitungen	705
7.6.5.1	Allgemeines	705
7.6.5.2	Reinigung	705
7.6.5.3	Sanierung	706
7.6.5.4	Erneuerung/Neubau	707
7.7	<i>Hausinstallation (Trinkwasser-Installation)</i>	708
7.7.1	Allgemeines	708
7.7.2	Berechnungsverfahren nach DIN 1988 Teil 3	709
7.7.3	Anordnung der Absperrvorrichtungen und Armaturen	718
7.7.4	Werkstoffe	718
7.7.5	Einbau der Installation	718
7.7.6	Prüfung	719
7.7.6.1	Allgemeines	719
7.7.6.2	Stahlrohre, Edelstahlrohre und Kupferrohre	719
7.7.6.3	Kunststoffrohre	719
7.7.6.3.1	Vorprüfung	719
7.7.6.3.2	Hauptprüfung	719
7.7.7	Frostschutz	720
7.7.8	Tauwasserbildung	720
7.7.9	Druckerhöhungsanlagen in Grundstücken	720
	<i>Literatur</i>	720
8.	Brandschutz	721
8.1	Allgemeines	721
8.2	Löschwasserversorgung	721
8.3	Feuerlöschanlagen	722
8.3.1	Anlagen mit offenen Düsen	722
8.3.2	Anlagen mit geschlossenen Düsen	723
8.3.3	Schaumlöschanlagen	724
8.3.4	Sonstige stationäre Löschanlagen	724
8.4	<i>Löschwasserleitungen</i>	725
8.4.1	Allgemeines	725
8.4.2	Löschwasserleitungen „nass“ (DIN 14461 Teil 1)	725
8.4.3	Löschwasserleitungen „nass/trocken“ (DIN 14 461 Teil 1)	725
8.4.4	Löschwasserleitungen „trocken“ (DIN 14 461 Teil 2)	725
8.5	<i>Ausrüstung der Feuerwehr</i>	726
8.5.1	Allgemeines	726
8.5.2	Feuerwehrfahrzeuge	726
8.5.3	Feuerwehrpumpen	728
8.5.4	Schläuche	728
8.5.5	Strahlrohre	729
	<i>Literatur</i>	729
9.	Trinkwasserversorgung im Krisenfall	731
9.1	<i>Allgemeines</i>	731
9.2	<i>Begriffsbestimmungen</i>	731
9.3	<i>Vorsorgemaßnahmen</i>	732
9.3.1	Allgemeines	732
9.3.2	Risikomanagement des WVU	732
9.3.3	Krisenplan	733
9.3.3.1	Aufbauorganisation des Krisenmanagements	733
9.3.3.2	Ablauforganisation des Krisenmanagements	733
9.3.3.2.1	Einberufung des Krisenstabes	733

9.3.3.2.2	Aufgaben des Leiters des Krisenstabes und der Stabstellen	734
9.3.3.2.3	Führungsräume und Ausstattung	735
9.3.3.2.4	Erforderliche Kontaktdaten	735
9.3.4	Gesetzliche Vorgaben	736
9.4	<i>Maßnahmen bei drohender Gefahr</i>	736
9.5	<i>Maßnahmen im Krisenfall</i>	737
9.5.1	Innerbetriebliche Maßnahmen	737
9.5.2	Behördliche Maßnahmen	737
	<i>Literatur</i>	738
10.	Trinkwasserversorgung aus Kleinanlagen und nicht ortsfesten Anlagen	741
10.1	<i>Allgemeines</i>	741
10.2	<i>Kleinanlagen</i>	741
10.2.1	Auswahl und Schutz des Wasservorkommens	741
10.2.2	Technische Hinweise für Planung und Bau	742
10.2.3	Betrieb und Überwachung	743
10.3	<i>Nicht ortsfeste Anlagen</i>	744
10.3.1	Versorgungsabschnitte und Verantwortungsbereiche	744
10.3.2	Technische Hinweise	744
10.3.3	Betrieb und Überwachung	745
11.	Planung und Bau	747
11.1	<i>Aufgaben</i>	747
11.1.1	Allgemeines	747
11.1.2	Technischer Bereich	747
11.1.3	Verwaltungsbereich	748
11.1.4	Weitergabe von Teilaufgaben	748
11.2	<i>Mitwirkung eines Ingenieurbüros</i>	748
11.2.1	Allgemeines	748
11.2.2	Ingenieurauftrag	749
11.2.3	Honorare für Leistungen der Objektplanung für Ingenieurbauwerke	753
11.2.3.1	Allgemeines	753
11.2.3.2	Ermittlung des Honorars für die Grundleistungen	753
11.2.3.2.1	Allgemeines	753
11.2.3.2.2	Anrechenbare Kosten des Objekts	753
11.2.3.2.3	Honorarzonen	753
11.2.3.2.4	Mindest- und Höchstsätze des Honorars nach HOAI 2009	754
11.2.3.3	Ermittlung des Honorars für Besondere Leistungen	755
11.2.3.4	Ermittlung des Honorars nach Zeitaufwand	755
11.2.3.5	Nebenkosten	755
11.2.3.6	Teilleistungssätze des Honorars	755
11.2.3.7	Honorar für örtliche Bauüberwachung	756
11.2.3.8	Erhöhung des Honorars	756
11.2.3.9	Honorare für Landschaftsplanung, Tragwerksplanung und Technische Ausrüstung	756
11.2.3.10	Sonstige Leistungen	756
11.3	<i>Verantwortlichkeit der am Bau Beteiligten</i>	756
11.3.1	Allgemeines	756
11.3.2	Verantwortlichkeit des Auftraggebers	757
11.3.3	Verantwortlichkeit des Entwurfsfertigers	757
11.3.4	Verantwortlichkeit der Bauoberleitung	757
11.3.5	Verantwortlichkeit der örtlichen Bauüberwachung	757
11.3.6	Verantwortlichkeit des Auftragnehmers	757

11.4	<i>Vorplanung/Vorentwurf (VE)</i>	758
11.4.1	Zweck.....	758
11.4.2	Vorerhebungen.....	758
11.4.3	Bestandteile des Vorentwurfs.....	759
11.4.4	Weiterbehandlung des Vorentwurfs.....	759
11.5	<i>Entwurfsplanung/Entwurf (E)</i>	760
11.5.1	Zweck.....	760
11.5.2	Erhebungen	760
11.5.3	Bestandteile des Entwurfs	760
11.5.4	Weiterbehandlung des Entwurfs	765
11.6	<i>Bauoberleitung (BO)</i>	765
11.6.1	Allgemeines	765
11.6.2	Aufgaben.....	765
11.6.3	Dauer der Bauoberleitung	766
11.7	<i>Örtliche Bauüberwachung (BÜ)</i>	766
11.7.1	Personal.....	766
11.7.2	Aufgaben.....	766
11.7.3	Anwesenheit auf der Baustelle.....	767
11.8	<i>Bauverwaltung (fachlich zuständige technische staatliche Verwaltung)</i>	767
11.8.1	Allgemeines	767
11.8.2	Aufgaben.....	768
11.9	<i>Üblicher Ablauf einer Wasserversorgungs-Baumaßnahme</i>	768
11.9.1	Vorbereiten der Bauausführung	768
11.9.1.1	Allgemeines	768
11.9.1.2	Privatrechtliche Regelungen	768
11.9.1.2.1	Inanspruchnahme privater Grundstücke	768
11.9.1.2.2	Inanspruchnahme öffentlicher Grundstücke.....	769
11.9.1.2.3	Sicherung der Energieversorgung	769
11.9.1.3	Wasserrechtliche Verfahren	769
11.9.1.3.1	Genehmigung der Entnahme von Wasser.....	769
11.9.1.3.2	Genehmigung der Einleitung von Wasser	770
11.9.1.3.3	Ausnahmegenehmigungen	770
11.9.1.3.4	Wasserwirtschaftliche Rahmenplanung	770
11.9.1.3.5	Festsetzen eines Schutzgebiets	770
11.9.1.4	Baurechtliche Verfahren	771
11.9.1.5	Finanzierung	771
11.9.2	Verdingung	771
11.9.2.1	Allgemeines	771
11.9.2.2	Ausschreibung	772
11.9.2.3	Angebote.....	772
11.9.2.4	Zuschlag.....	772
11.9.3	Bauausführung von Wassergewinnungsanlagen (Brunnenbohrungen)	773
11.9.3.1	Allgemeines	773
11.9.3.2	Ablauf der Arbeiten	773
11.9.3.3	Schlussbericht	773
11.9.4	Ausführung anderer Bauarbeiten.....	774
11.9.4.1	Baueinweisung.....	774
11.9.4.2	Vorbereitende Arbeiten der Firmen	774
11.9.4.3	Ablauf der Bauarbeiten	774
11.9.4.4	Kontrolle der Bauausführung	774
11.9.4.5	Abrechnung.....	774
11.9.4.6	Abnahme.....	775
11.9.4.7	Schlussvorlagen	775

11.9.5	Inbetriebnahme	777
11.9.6	Übergabe.....	778
12.	Baukosten von Wasserversorgungsanlagen	779
12.1	Allgemeines.....	779
12.2	Ermittlung der Angebotspreise (Kalkulation)	780
12.2.1	Vertragsarten.....	780
12.2.1.1	Allgemeines.....	780
12.2.1.2	Leistungsvertrag	780
12.2.1.3	Stundenlohnvertrag.....	780
12.2.1.4	Selbstkostenerstattungsvertrag.....	780
12.2.2	Vorbereiten der Kalkulation.....	780
12.2.2.1	Bedingungen und Richtlinien für die Angebotsabgabe.....	780
12.2.2.2	Erhebungen.....	781
12.2.2.3	Berechnungsgrundlagen.....	781
12.2.3	Preisermittlung für das Angebot	781
12.2.3.1	Gliederung der Preisermittlung.....	781
12.2.3.2	Unmittelbare Selbstkosten der Bauarbeiten	782
12.2.3.2.1	Allgemeines.....	782
12.2.3.2.2	Einzelkosten	782
12.2.3.3	Zuschläge zu den unmittelbaren Selbstkosten	782
12.2.3.3.1	Soziale Abgaben.....	782
12.2.3.3.2	Gemeinkosten der Baustelle	782
12.2.3.4	Betriebskostenzuschläge.....	784
12.2.3.5	Mehrwertsteuer.....	784
12.2.4	Zusammenstellung des Angebots.....	784
12.2.5	Aufgliederung der Angebotssumme.....	785
12.3	Kostenschätzung	786
12.3.1	Allgemeines	786
12.3.2	Rohbaukosten	786
12.3.2.1	Wasserfassung	786
12.3.2.1.1	Quellfassungen	786
12.3.2.1.2	Bohrbrunnen.....	787
12.3.2.1.3	Horizontalfilterbrunnen	788
12.3.2.1.4	Oberflächenwasserfassung	789
12.3.2.2	Wasseraufbereitung	789
12.3.2.3	Wasserförderung.....	790
12.3.2.4	Wasserspeicherung	791
12.3.2.4.1	Hochbehälter	791
12.3.2.4.2	Wasserturm.....	792
12.3.2.5	Wasserverteilung	792
12.3.2.5.1	Rohrgraben	792
12.3.2.5.2	Rohrleitung.....	793
12.3.2.5.3	Armaturen.....	794
12.3.2.5.4	Sonder-Bauwerke	795
12.3.2.5.5	Spülen und Desinfizieren.....	796
12.3.2.5.6	Druckprüfung	796
12.3.2.5.7	Gesamtkosten je m Zubringer- bzw. Versorgungsleitung.....	796
12.3.2.5.8	Anschlussleitung.....	797
12.3.2.6	Außenanlagen	798
12.3.2.7	Objektschutz	798
12.3.2.8	Baustelleneinrichtung, mit Auf- und Abbau, sowie Vorhalten	798

12.3.2.9	Sonstige Kosten	798
12.3.2.9.1	Allgemeines	798
12.3.2.9.2	Unvorhergesehenes	798
12.3.2.9.3	Ingenieurleistungen	799
12.3.2.9.4	Nebenkosten	799
12.3.3	Mehrwertsteuer	799
12.3.4	Trinkwasserinstallation (Hausinstallation)	799
12.4	<i>Baukosten je Einheit</i>	799
12.5	<i>Kostenanteil der Anlageteile an den Gesamtkosten</i>	800
12.6	<i>Wertberechnung bestehender Anlagen</i>	800
12.6.1	Allgemeines	800
12.6.1.1	Index-Verfahren	800
12.6.1.2	Preisspiegel-Verfahren	800
12.6.2	Kostenindex	801
12.6.3	Beispiel einer Wertberechnung	803
12.6.3.1	Allgemeines	803
12.6.3.2	Berechnung des Neuwertes	803
12.6.3.3	Berechnung des Herstellungswertes	804
12.7	<i>Lohn- und Materialanteil an den Gesamtkosten</i>	804
	<i>Literatur</i>	804
13.	Betrieb, Verwaltung und Überwachung	805
13.1	<i>Allgemeines</i>	805
13.2	<i>Organisation</i>	806
13.2.1	Arten der Wasserversorgung	806
13.2.2	Pflichtaufgabe Wasserversorgung – betriebliche Kooperation	807
13.2.3	Unternehmensformen der öffentlichen Wasserversorgung	808
13.2.3.1	Allgemeines	808
13.2.3.2	Organisationsformen des öffentlichen Rechts	808
13.2.3.2.1	Regiebetrieb	808
13.2.3.2.2	Eigenbetrieb	809
13.2.3.2.3	Zweckverband	809
13.2.3.2.4	Wasser- und Bodenverband	809
13.2.3.2.5	Kommunalunternehmen	810
13.2.3.3	Organisationsformen des Privatrechts	810
13.2.3.3.1	Kapitalgesellschaft	810
13.2.3.3.2	Sonstige Organisationsformen des privaten Rechts	810
13.2.3.4	Beispiel für die Anteile der verschiedenen Unternehmensformen	810
13.2.4	Unternehmensaufbau	811
13.2.4.1	Unternehmensleitung	811
13.2.4.2	Innerer Aufbau eines Unternehmens	812
13.2.4.2.1	Allgemeines	812
13.2.4.2.2	Gliederung des technischen Betriebes	813
13.2.4.2.3	Gliederung der Verwaltung	813
13.3	<i>Betrieb</i>	814
13.3.1	Anforderungen	814
13.3.1.1	Anforderungen an das Trinkwasser	814
13.3.1.2	Anforderungen an den Unternehmer	814
13.3.1.3	Anforderungen an das technische Personal	816
13.3.1.4	Anforderungen an die Anlagenteile, Arbeitsgeräte und Materialien	817
13.3.1.5	Technisches Sicherheitsmanagement (TSM)	817
13.3.2	Technisches Personal	818
13.3.2.1	Qualifikation und Personalbedarf	818

13.3.2.1.1	Kleinere WVU	819
13.3.2.1.2	Mittlere und größere WVU	819
13.3.2.2	Aus- und Fortbildung in der Ver- und Entsorgung	820
13.3.2.2.1	Wasserwart	820
13.3.2.2.2	Fachkraft für Wasserversorgungstechnik, Anlagenmechaniker	820
13.3.2.2.3	Wassermeister, Netzmeister	820
13.3.2.3	Berufliche Weiterbildung	821
13.3.2.3.1	Angebote allgemein (Auszug)	821
13.3.2.3.2	Ortsnahe Fortbildung des technischen Personals (Nachbarschaften)	821
13.3.2.4	Dienstanweisung	822
13.3.2.4.1	Allgemeines	822
13.3.2.4.2	Muster einer Dienstanweisung (Auszug)	822
13.3.3	Rechtsvorschriften, Technische Regelwerke	823
13.3.3.1	Allgemeines	823
13.3.3.2	Wasserrecht	825
13.3.3.2.1	Allgemeines	825
13.3.3.2.2	Wasserrechtliches Verfahren	825
13.3.3.2.3	Die Entnahme – der wasserrechtliche Bescheid	826
13.3.3.2.4	Die Festsetzung von Schutzgebieten – die Schutzgebiets- verordnung	828
13.3.3.3	Gesundheitsrecht	829
13.3.3.3.1	Allgemeines	829
13.3.3.3.2	Die Trinkwasserverordnung (TrinkwV – 2001)	830
13.3.3.4	Rechtsformen für die Wasserabgabe an den Kunden	830
13.3.3.4.1	Allgemeine Versorgungsbedingungen – AVBWasserV	830
13.3.3.4.2	Öffentlich-rechtliche Regelung durch Satzung	830
13.3.3.4.3	Privatrechtlicher Vertrag	831
13.3.3.5	Baurecht	831
13.3.3.5.1	Bauplanungsrecht	831
13.3.3.5.2	Bauordnungsrecht	831
13.3.3.6	Grundstücks- und Straßenbenutzungsrechte	832
13.3.3.6.1	Allgemeines	832
13.3.3.6.2	Grundstücksrecht	832
13.3.3.6.3	Straßenbenutzungsrecht	833
13.3.3.7	Arbeitssicherheit	834
13.3.4	Betriebsaufgaben	834
13.3.4.1	Allgemeines	834
13.3.4.2	Betriebsführung, Betriebsaufzeichnungen	835
13.3.4.2.1	Allgemeines	835
13.3.4.2.2	Betriebsaufzeichnungen	835
13.3.4.2.3	Auswertung der Messungen	838
13.3.4.2.4	Labor	840
13.3.4.3	Instandhaltung	841
13.3.4.3.1	Allgemeines	841
13.3.4.3.2	Kontrollen und Wartung der Anlagenteile	841
13.3.4.3.3	Instandsetzung	848
13.3.4.4	Anschlussleitungen	860
13.3.4.5	Besondere Schutzmaßnahmen	861
13.3.4.5.1	Allgemeines	861
13.3.4.5.2	Sicherheit der Wasserversorgung im Normalbetrieb und Krisenfall	861
13.3.4.5.3	Schutzmaßnahmen bei Unfällen mit wassergefährdenden Stoffen	862

13.3.4.6	Baumaßnahmen.....	863
13.3.4.6.1	Mitwirkung des Betriebes bei Baumaßnahmen.....	863
13.3.4.6.2	Planung und Bauoberleitung durch Angehörige des WVU.....	863
13.3.4.6.3	Bauausführung durch das WVU	863
13.4	<i>Verwaltung</i>	863
13.4.1	Anforderungen	863
13.4.2	Verwaltungspersonal	864
13.4.3	Verwaltungsaufgaben.....	864
13.4.3.1	Allgemeine Verwaltungsaufgaben	864
13.4.3.1.1	Allgemeines	864
13.4.3.1.2	Rechts-, Vertrags- und Versicherungswesen.....	864
13.4.3.1.3	Vergabewesen.....	864
13.4.3.2	Grundstückswesen	865
13.4.3.3	Personalwesen.....	865
13.4.3.4	Finanzwesen.....	865
13.4.3.4.1	Allgemeines	865
13.4.3.4.2	Buchhaltung.....	870
13.4.3.4.3	Benchmarking.....	870
13.4.3.4.4	Kasse.....	873
13.4.3.4.5	Überwachung des Kassen- und Rechnungswesens	873
13.4.3.5	Wasserverkauf, Kundenbetreuung	873
13.4.3.5.1	Wasserverkauf	873
13.4.3.5.2	Kostenstruktur, Kostentransparenz und Preiskontrolle	874
13.4.3.5.3	Kundenbetreuung.....	875
13.5	Überwachung	875
13.5.1	Allgemeines	875
13.5.2	Eigenüberwachung.....	876
13.5.3	Staatliche Überwachung.....	877
	<i>Literatur</i>	878
14.	Gesetzliche Einheiten, Zahlenwerte, DVGW-Regelwerk, DIN-Normen u. Ä.	881
14.1	<i>Gesetzliche Einheiten</i>	881
14.1.1	Allgemeines	881
14.1.2	Basiseinheiten	881
14.1.3	Dezimale Vielfache und dezimale Teile von Einheiten.....	881
14.1.4	Gesetzlich abgeleitete Einheiten (kohärente Einheiten des SI)	882
14.1.5	Anwendungshinweise für das SI	883
14.1.6	Umrechnungstabellen.....	884
14.2	<i>Umrechnung von Maßeinheiten aus dem amerikanischen („[US]“) und englischen („[E]“) ins metrische Maßsystem</i>	885
14.3	<i>Häufig benötigte Zahlenwerte und Gleichungen</i>	886
14.4	<i>Griechisches Alphabet</i>	888
14.5	<i>Verbände und Vereine</i>	889
14.6	<i>DVGW-Regelwerk</i>	890
14.6.1	Vorbemerkungen.....	890
14.6.2	Wasserversorgung – allgemein	890
14.6.3	Wassergewinnung	891
14.6.4	Wasseraufbereitung	891
14.6.5	Wasserrförderung, Wasserwerke.....	893
14.6.6	Wasserspeicherung.....	894
14.6.7	Wasserverteilung, Wasserverwendung.....	894
14.6.8	Brandschutz, Trinkwasserversorgung im Krisenfall und Kleinanlagen	897

14.7	<i>DIN-Normen</i>	898
14.7.1	Vorbemerkungen	898
14.7.2	Wasserversorgung – allgemein	898
14.7.3	Wassergewinnung	899
14.7.4	Wasseraufbereitung	899
14.7.5	Wasserrförderung	902
14.7.6	Wasserspeicherung	904
14.7.7	Wasserverteilung, Wasserverwendung	906
14.7.8	Brandschutz, Trinkwasserversorgung im Krisenfall und Kleinanlagen	909
14.7.9	Bau, Betrieb und Instandhaltung	910
14.8	<i>Gesetze, Verordnungen, Richtlinien</i>	911
14.8.1	Vorbemerkungen	911
14.8.2	Wasserversorgung – allgemein	911
14.8.3	Wassergewinnung	912
14.8.4	Wasseraufbereitung	912
14.8.5	Wasserrförderung	913
14.8.6	Wasserspeicherung	913
14.8.7	Wasserverteilung	914
14.8.8	Brandschutz, Trinkwasserversorgung im Krisenfall und Kleinanlagen	914
14.8.9	Bau, Betrieb und Instandhaltung	914
14.9	<i>Zeitschriften des Wasserversorgungsfaches</i>	915
14.10	<i>Weitere Schriftenreihen und technische Mitteilungen</i>	915
15.	Stichwortverzeichnis	917

Liste der Abkürzungen

1. Technische Bezeichnungen

Es werden die Abkürzungen nach GAEB, DIN und sonst übliche Abkürzungen verwendet, siehe auch Internationales Einheiten-System.

Abkürzung	Bezeichnung	Abkürzung	Bezeichnung
a	Jahr	GGG	duktiler Guss
A	Fläche, Querschnitt	GK	Gerätekosten
Abb.	Abbildung	GmbH	Gesellschaft mit beschränkter Haftung
ADO	Allgemeine Dienstordnung	GO	Gemeindeordnung
AfA	Absetzung für Abnutzung (Abschreibung)	GP	Gesamtpreis
AG	Auftraggeber, Aktiengesellschaft	Gw	Grundwasser
AL	Anschlussleitung	GwSp	Grundwasserspiegel
ALB	Automatisiertes Liegenschaftsbuch	h	Stunde, Druck-/Förderhöhe
ALK	Automatisierte Liegenschaftskarte	H	Höhe
AN	Auftragnehmer	HB	Hochbehälter
AVB	Allgemeine Versorgungsbedingungen	H _{geo}	Höhe NN + m
AZ	Asbestzement	HL	Hauptleitung
b	Beschleunigung	HoriBr	Horizontalfilterbrunnen
B	Breite	IB	Ingenieurbüro
BayWG	Bayerisches Wassergesetz	IÖPP	Institutionalisierte Öffentlich-Private Partnerschaft
BGH	Bundesgerichtshof	k	Rohrwandrauheit
BGS	Beitrags- und Gebührensatzung	k _f	Durchlässigkeitswert
BOH	Betriebs- und Organisationshandbuch	K	Kosten
BO	Bauoberleitung	KommHV	Kommunalhaushaltsverordnung
Br	Brunnen, Bohrbrunnen	KommZG	Gesetz über die kommunale Zusammenarbeit
BÜ	örtliche Bauüberwachung	KrP	Kreiselpumpe
γ	Wichte	l	Liter
d	Tag	L	Länge
DB	Druckbehälter	LK	Lohnkosten
DEA	Druckerhöhungsanlage	m	Meter
dH	deutsche Härte	max	maximal
DN	Nenndurchmesser	MH	Maschinenhaus
E	Einwohnerzahl	min	minimal, Minute
E	Entwurf	Mot	Motor
EBV	Eigenbetriebsverordnung	Mt	Monat
EP	Einheitspreis	n	Drehzahl
FL	Fernleitung	N	Newton
FZ	Faserzement	N 1:	Neigung
g	Erdbeschleunigung	NN	Normal Null
GA	Gutachten	Nr	Nummer
GG	Grauguss	OZ	Ordnungszahl, Position
		p	Belastung, Wasserdruck
		PE-HD	Polyethylen hart

Abkürzung Bezeichnung

PE-LD	Polyethylen weich
PN	Nenndruck
PPP	Public-Private-Partnership
PV	Pumpversuch
PVC-U	Polyvinylchlorid
PW	Pumpwerk
Q	Volumenstrom, Durchfluss
Qu	Quelle
r	Radius
$\rho(\text{rho})$	Dichte
R_e	Reynolds'sche-Zahl
RG	Rohrgraben
RL	Rohrleitung
RWSp	Ruhewasserspiegel
s	Sekunde, Absenkung
S.	Seite
Sch	Schacht
SI	Internationales Einheiten-System
SpB	Spannbeton
St	Stahl, Stück
StK	Stoffkosten
StLB	Standardleistungsbuch
Stz	Steinzeug
t	Temperatur, Zeitdauer
T	Transmissivität
Tab.	Tabelle

Abkürzung Bezeichnung

TB	Tiefbehälter
TSM	Technisches Sicherheitsmanagement
U	Umfang
UVV	Unfallverhütungsvorschriften
v	Geschwindigkeit
V	Inhalt, Volumen
VE	Vorentwurf
VL	Versorgungsleitung
W	Wasserdruckkraft
WAS	Wasserabgabesatzung
WG	Wassergesetz
WHG	Wasserhaushaltsgesetz
Wo	Woche
WS	Wassersäule
WSp	Wasserspiegel
WSG	Wasserschutzgebiete
WT	Wasserturm
WV	Wasserversorgung
WVG	Wasserverbandsgesetz
WVU	Wasserversorgungsunternehmen
WWN	Wasserwerksnachbarschaften
WZ	Wasserzähler
ZL	Zubringerleitung
ZM	Zementmörtelauskleidung
ZV	Zweckverband

2. Behörden, Verbände, Unternehmen

Abkürzung Bezeichnung

BG	Berufsgenossenschaft (www.dguv.de)
BDEW	Bundesverband der Energie- und Wasserwirtschaft e. V. (www.bdew.de)
BfG	Bundesanstalt für Gewässerkunde (www.bafg.de)
DVGW	Deutsche Vereinigung des Gas- und Wasserfaches e. V. (www.dvgw.de)
DWA	Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (www.dwa.de)
EVU	Elektrizitäts-Versorgungs-Unternehmen
FIGAWA	Bundesvereinigung der Firmen im Gas- und Wasserfach e.V. (www.figawa.de)
GAEB	Gemeinsamer Ausschuss Elektronik im Bauwesen (www.gaebe.de)
GUV	Gemeindeunfallversicherung
IW(S)A	International Water (Supply) Association (www.iwahq.org)
LAWA	Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (www.lawa.de)
RBV	Rohrleitungsbauverband e. V. (www.brbbv.de)
TÜV	Technischer Überwachungsverein (www.tuev.de)
VBI	Verband Beratender Ingenieure (www.vbi.de)
VDE	Verband der Elektrotechnik Elektronik Informationstechnik e. V. (www.vde.de)
VDI	Verein Deutscher Ingenieure e. V. (www.vdi.de)
VKU	Verband kommunaler Unternehmen e. V. (www.vku.de)
WVU	Wasserversorgungsunternehmen

Technik der Wasserversorgung

1. Aufgaben der Wasserversorgung

bearbeitet von Dipl.-Ing. **Erwin Preininger**

DVGW-Regelwerk, DIN-Normen, Gesetze, Verordnungen, Vorschriften, Richtlinien
siehe Anhang, Kap. 14, S. 881 ff
Literatur siehe S. 12

1.1 Wasserwirtschaft und Umweltschutz

Wasser ist die Lebensgrundlage des Menschen: lebensnotwendig als Trinkwasser, unverzichtbar als Produktions- und Transportmittel und wichtiger Standortfaktor für Industrie und Gewerbe. In gleicher Weise sind aber auch alle natürlichen Lebensräume auf sauberes Wasser angewiesen, seien es Feucht- und Nassstandorte, Quellen oder Fließgewässer, Seen oder die Meeresumwelt, Böden oder das Grundwasser.

Die Bedeutung des Wassers für den Menschen ist in der Europäischen *Wasser-Charta* des Europarates vom 6. Mai 1968 besonders hervorgehoben, deren Grundsätze lauten:

- I. Ohne Wasser gibt es kein Leben, Wasser ist ein kostbares, für den Menschen unentbehrliches Gut.
- II. Die Vorräte an gutem Wasser sind nicht unerschöpflich. Deshalb wird es immer dringender, sie zu erhalten, sparsam damit umzugehen und, wo immer möglich, zu vermehren.
- III. Wasser verschmutzen heißt, den Menschen und allen Lebewesen Schaden zuzufügen.
- IV. Die Qualität des Wassers muss den Anforderungen der Volksgesundheit entsprechen und die vorgesehene Nutzung gewährleisten.
- V. Verwendetes Wasser ist den Gewässern in einem Zustand wieder zurückzuführen, der ihre weitere Nutzung für den öffentlichen, wie für den privaten Gebrauch nicht beeinträchtigt.
- VI. Für die Erhaltung der Wasservorkommen spielt die Pflanzendecke, insbesondere der Wald, eine wesentliche Rolle.
- VII. Die Wasservorkommen müssen in ihrem Bestand erfasst werden.
- VIII. Die notwendige Ordnung in der Wasserwirtschaft bedarf der Lenkung durch die zuständigen Stellen.
- IX. Der Schutz des Wassers erfordert verstärkte wissenschaftliche Forschung, Ausbildung von Fachleuten und Aufklärung der Öffentlichkeit.
- X. Jeder Mensch hat die Pflicht, zum Wohle der Allgemeinheit Wasser sparsam und mit Sorgfalt zu verwenden.
- XI. Wasserwirtschaftliche Planungen sollten sich weniger nach den verwaltungstechnischen und politischen Grenzen, als nach den natürlichen Wassereinzugsgebieten ausrichten.
- XII. Das Wasser kennt keine Staatsgrenzen, es verlangt eine internationale Zusammenarbeit.

Die *Agenda 21* von Rio de Janeiro ist ein Aktionsprogramm der Vereinigten Nationen vom Juni 1992 für das 21. Jahrhundert mit dem Ziel einer umweltverträglichen nachhaltigen Entwicklung. Das umfangreiche Kapitel 18 ist dem Schutz der Güte und Menge der Süßwasserressourcen gewidmet (UN – www.unep.org). Daran soll der „Weltwassertag“ am 22. März eines jeden Jahres erinnern.

Wasserwirtschaft und Wasserversorgung sind wichtige Teilbereiche des Umweltschutzes, der eine der großen Aufgaben des Staates und der Gemeinden in Gegenwart und Zukunft ist. Hohe Summen der umweltwirksamen Maßnahmen entfallen auf Investitionen der Wasserwirtschaft. Sauberes reines

Wasser hat einen hohen Stellenwert, wie Umfragen bestätigen. Die UN haben in Juli 2010 das Recht auf sauberes Wasser zu einem Menschenrecht erklärt – das allerdings nicht einklagbar ist.

Die Wasserwirtschaft ist nach *DIN 4049* die zielbewusste Ordnung aller menschlichen Einwirkungen auf das ober- und unterirdische Wasser. Diese Ordnung erfordert das Erforschen der wasserwirtschaftlichen Verhältnisse, das Erfassen der Wasservorkommen, den Schutz der Allgemeinheit vor dem Wasser sowie den Schutz des Wassers vor dem Menschen.

Nachhaltiges Wasser, „wirtschaften“ bedeutet dauerhaftes Sichern des Wassers als Lebensgrundlage des Menschen und als natürlicher Lebensraum. Die drei Prinzipien einer nachhaltigen Wasserwirtschaft sind das Vorsorgeprinzip, das Verursacherprinzip und das Kooperationsprinzip.

Das Vorsorgeprinzip ist die vorausschauende Vermeidung von Umwelt- (hier Gewässer-)schäden.

Das Verursacherprinzip ist als Grundsatz der Kostenzurechnung zu verstehen.

Das Kooperationsprinzip bezieht sich auf die Zusammenarbeit zwischen Staat und Gesellschaft und soll die Mitwirkung der Betroffenen bei umweltbedeutsamen Entscheidungen verbessern.

Es gilt: „Global denken – lokal handeln“.

Mit der am 22. Dez. 2000 in Kraft getretenen „EU-Richtlinie zur Schaffung eines Ordnungsrahmens für Maßnahmen der Gemeinschaft im Bereich der Wasserpolitik“ (*Wasserrahmenrichtlinie – WRRL*) [1], wird erstmalig ein ganzheitlicher wasserwirtschaftlicher Ansatz verfolgt. Die Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA – www.lawa.de) unterstützt die Umsetzung mit einer Arbeitshilfe.

Neu in der WRRL ist u. a. die Forderung eines „guten Zustandes“ für alle Gewässer (oberirdische Gewässer und Grundwasser), eines kostendeckenden Wasserpreises und von Öffentlichkeitsarbeit. Bei oberirdischen Gewässern ist ein guter ökologischer und chemischer Zustand zu erhalten oder zu erreichen, der nach biologischen, hydromorphologischen und chemischen Kriterien beurteilt wird. Beim Grundwasser muss ein guter mengenmäßiger und chemischer Zustand erhalten oder erreicht werden; außerdem wird ein Gleichgewicht zwischen Grundwasserentnahme und Grundwasserneubildung gefordert, um eine nachhaltige Grundwassernutzung zu gewährleisten. Grundwasser(körper) sind Flussgebietseinheiten zuzuordnen. Zusätzlich gelten ein Verschlechterungsverbot und die Forderung einer Trendumkehr bei steigenden Grundwasserbelastungen. Somit ist vorbeugender und flächendeckender Grundwasserschutz europaweit die gesetzliche Voraussetzung für einen wirksamen Trinkwasserschutz, zumal Trinkwasser überwiegend aus Grundwasser gewonnen wird.

Die Novelle des deutschen Wasserhaushaltsgesetzes (WGH) [2] trägt der EU-WRRL Rechnung. Dort ist erstmals die Nachhaltigkeit als übergeordnete Leitlinie der Gewässerwirtschaft verankert.

1.2 Lebensmittel Trinkwasser

Eine funktionierende Trinkwasserversorgung ist unverzichtbarer Bestandteil der Infrastruktur der heutigen Gesellschaft; sie ist öffentliche Daseinsvorsorge. Die Einführung der öffentlichen Wasserversorgung hat einen größeren Nutzen für die Gesunderhaltung der Bevölkerung zur Folge gehabt als die Erfindung von Antibiotika oder anderen Arzneimitteln. Sie war und ist der zentrale Faktor zur Verhinderung von Volkskrankheiten und Epidemien. Die Bereitstellung von Trinkwasser in der erforderlichen Qualität und Menge ist Grundlage für menschliche Gesundheit, wirtschaftliche Entwicklung und Wohlstand. Deshalb unterstützen die UN den freien Zugang zu sauberem Trinkwasser.

Trinkwasser ist das wichtigste Lebensmittel; es kann nicht durch andere Stoffe ersetzt werden. Etwa 2–3 Liter täglich muss der Erwachsene im mitteleuropäischen Klima zu sich nehmen, um leben zu können; dies summiert sich im Laufe eines Lebens auf etwa 70 000 Liter.

Trinkwasser ist - europarechtlich - als Wasser für den menschlichen Gebrauch definiert und muss bestimmte, rechtlich vorgegebene und im technischen Regelwerk festgelegte Güteeigenschaften erfüllen. Zu den Grundanforderungen gehört, dass Trinkwasser rein und genussstauglich ist, keine Krankheitserreger aufweist und keine Stoffe in gesundheitsschädigenden Konzentrationen enthält.

Trinkwasser ist – europarechtlich – als Wasser für den menschlichen Gebrauch definiert und muss bestimmte, rechtlich vorgegebene und im technischen Regelwerk festgelegte Güteeigenschaften erfüllen. Zu den Grundanforderungen gehört, dass Trinkwasser rein und genussstauglich ist, keine Krankheitserreger aufweist und keine Stoffe in gesundheitsschädigenden Konzentrationen enthält.

Nach *DIN 4046* ist Trinkwasser für menschlichen Genuss und Gebrauch geeignetes Wasser mit Güteeigenschaften nach den geltenden gesetzlichen Bestimmungen sowie nach DIN 2000 – Zentrale Trinkwasserversorgung – und DIN 2001 – Trinkwasserversorgung aus Kleinanlagen und nicht ortsfesten Anlagen.

Nach *DIN 2000* sollte Trinkwasser appetitlich sein und zum Genuss anregen. Es muss farblos, klar, kühl sowie geruchlich und geschmacklich einwandfrei sein. Trinkwasser muss keimarm sein und mindestens den gesetzlichen Anforderungen genügen.

Deshalb definiert die *DIN 2000* folgende Grundanforderungen an das Trinkwasser: Die Anforderungen an die Trinkwassergüte müssen sich an den Eigenschaften eines aus genügender Tiefe und nach Passage durch ausreichend filtrierende Schichten gewonnenen Grundwassers einwandfreier Beschaffenheit orientieren, das dem natürlichen Wasserkreislauf entnommen und in keiner Weise beeinträchtigt wurde.

Für Trinkwasser sind die chemisch-physikalischen und mikrobiologischen Mindestanforderungen und Grenzwerte in der Verordnung über die Qualität von Wasser für den menschlichen Gebrauch (*Trinkwasserverordnung* – TrinkwV) [3] verankert (s. Abschn. 4.1.4). Dort ist folgendes Minimierungsgebot bezüglich Trinkwasserverordnung verankert: Konzentrationen von chemischen Stoffen, die das Wasser für den menschlichen Gebrauch verunreinigen oder seine Beschaffenheit nachteilig beeinflussen, sollen so niedrig gehalten werden, wie dies nach den allgemein anerkannten Regeln der Technik mit vertretbarem Aufwand unter Berücksichtigung der Umstände des Einzelfalles möglich ist. Die TrinkwV 2001 ist die Umsetzung der EG-Richtlinie über die Qualität von Wasser für den menschlichen Gebrauch (98/83/EG vom 03. 11. 1998) [4] in deutsches Recht.

Für Mineral- und Tafelwasser gilt nicht die TrinkwV, sondern die Mineral- und Tafelwasser-Verordnung [5].

Um die Bedeutung des Trinkwassers jedem von uns ins Bewusstsein zu bringen, starteten im September 1994 die Deutschen Wasserwerke auf Bundes- und Landesebene eine Trinkwasserkampagne, die die Unterzeichnung eines *Wasser-Generationenvertrags* zum Ziel hat. Der Text lautet:

„Gemeinsam für das Wasser Verantwortung tragen.

Wasser ist der Ursprung allen Lebens. Ohne Wasser gäbe es auf der Erde keine Pflanzen, Tiere und Menschen.

Wasser macht Felder fruchtbar. Sauberes Wasser erfrischt, löscht den Durst, reinigt und heilt.

Wasser ist durch nichts zu ersetzen. Wasser wird gebraucht, aber nicht verbraucht. Alles Wasser kehrt in den Kreislauf der Natur zurück: Kein Tropfen geht verloren.

Trinkwasser ist das wichtigste Lebensmittel für uns alle: frisch, klar, rein und gesund.“

Die Unterzeichnenden dieses Wasser-Generationenvertrags versprechen dabei:

Wir wollen vernünftig und sorgsam mit Trinkwasser umgehen.

Wir wollen alles für Reinheit und Frische des Naturprodukts Trinkwasser tun.

Wir wollen die Gewässer und das Grundwasser schützen.

Wir wollen gemeinsam dafür sorgen, dass sich alle Generationen für den Schutz der Natur und des Wassers einsetzen.

Wir wollen für die Menschen in der Welt, denen es an Wasser mangelt, Mitverantwortung tragen durch Hilfe zur Selbsthilfe.

Die Unterzeichnenden sind im allgemeinen Vertreter aus der Politik, aus Wasserwerken, aus unterschiedlichen Interessenverbänden und schließlich aus unserer Mitte, die über die Medien publikumswirksam den hohen Stellenwert des wertvollen und kostbaren Trinkwassers erhalten oder wiederherstellen wollen.

Die Weltgesundheitsorganisation (WHO– www.who.int) hat in ihrer 3. Ausgabe vom September 2004 *Leitlinien zur Trinkwasserqualität* mit zwei Nachträgen 2008 erarbeitet, in denen u. a. beschrieben wird

- das Verfahren zur Festlegung von Trinkwasserqualitätsstandards,
- das Verfahren zur Entwicklung von sog. „Water Safety Plans“ (Trinkwasser-Sicherheitskonzept),
- die Notwendigkeit unabhängiger Überwachung.

Ergänzend zu diesen WHO-Leitlinien erarbeiteten internationale Experten vieler Fachrichtungen auf Einladung des DVGW die *Bonner Charta für sicheres Trinkwasser*, die im September 2004 beim Weltwasserkongress der International Water Association (IWA– www.iwahq.org) der Fachwelt vorgestellt wurde. Das Ziel der Bonner Charta lautet: Gutes und sicheres Trinkwasser, getragen vom Vertrauen des Verbrauchers. Diese Charta wendet sich an alle, die gemeinsam an der Bereitstellung von sicherem Trinkwasser von der Gewinnung bis zum Verbraucher beteiligt sind. Die Charta enthält auch Elemente für deren wirksame Umsetzung. Die Schlüsselrolle spielt dabei das Versorgungsunternehmen. Der vorrangig Begünstigte diese Charta ist die Gemeinde, die von einem Trinkwassersystem versorgt wird.

Auf der Grundlage der „Water Safety Plans“ der WHO veröffentlichte in 2008 die Deutsche Vereinigung des Gas- und Wasserfaches (DVGW – www.dvgw.de) in ihrem Regelwerk *W 1001* und *W 1002* Hinweise zur Sicherheit in der Trinkwasserversorgung.

Die maßgeblichen deutschen wasserwirtschaftlichen Verbände (ATT, BDEW, DBVW, DVGW, DWA, VKU) legten 2008 ihre *Kernaussagen des Branchenbildes der deutschen Wasserwirtschaft* vor. Dabei zielt die nationale Politik auf eine Modernisierung anstelle einer Liberalisierung der Wasserwirtschaft. Das freiwillige Benchmarking als Leistungsvergleich zwischen den Unternehmen ist hier ein bedeutender Aspekt. Benchmarking umfasst in der Regel Fragen der Qualität, der technischen Sicherheit, der Nachhaltigkeit, des Kundenservices und der Wirtschaftlichkeit der Unternehmensprozesse. Die Unternehmen liefern einen erheblichen Beitrag zum langfristigen und flächendeckenden Schutz der Gewässer, der letztlich eine staatliche Aufgabe ist. Aufgrund des in den vergangenen beiden Jahrzehnten stark gesunkenen und sich auf niedrigem Niveau stabilisierten Wassergebrauchs wird eine politisch geförderte weitere Reduzierung des Wassergebrauches als nicht sinnvoll erachtet.

Nicht zuletzt hat die Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA – www.lawa.de) im Jahre 2010 das Positionspapier „Wasserwirtschaftliche Grundsätze der Wasserversorgung und ihr Einfluss auf deren Kosten“ mit dem Ziel zur Sicherung einer zukunftsfähigen und nachhaltigen Wasserversorgung vorgelegt.

1.3 Entwicklung der öffentlichen Wasserversorgung

Die Entwicklung der öffentlichen Wasserversorgung in Deutschland zeigt die **Tab. 1-1** in den Jahren der Umweltstatistik 1991, 1995, 1998, 2001, 2004, 2007 nach Angaben des Statistischen Bundesamtes (StBA – www.destatis.de), Fachserien 4 und 19.

Tab. 1-1: Entwicklung der Wasserversorgung in Deutschland

Bezeichnung	Jahr	1991	1995	1998	2001	2004	2007
Versorgte Einwohner	Mio.	78,6	80,7	81,1	81,7	81,8	81,6
Wasserabgabe an Verbraucher	Mrd. m ³ /a	5,748	5,094	4,859	4,774	4,729	4,543
Wasserabgabe an Haushalte einschl. Kleingewerbe	Mrd. m ³ /a	4,128	3,872	3,814	3,779	3,752	3,623
Einwohnerbezogener Wasserverbrauch							
– bezogen auf Verbraucher insgesamt	l/E/d	200	173	164	160	158	153
– bezogen auf Haushalte einschl. Kleingewerbe	l/E/d	144	132	129	127	126	122
Investitionen insgesamt	Mrd. DM/EUR	4,912	5,306	4,910	2,418	2,144	2,000

Der Wasserverbrauch und somit die Wasserabgabe haben seit Anfang der 90-er Jahre deutlich abgenommen (Prognosen für den einwohnerbezogenen Bedarf siehe Abschn. 2.7.3.3).

Die Aufteilung der Investitionen im Jahr 2007 nach Anlagegruppen ergibt laut Bundesverband der Energie- und Wasserwirtschaft (BDEW – www.bdew.de) folgende Anteile:

Wassergewinnung 10 %; Wasseraufbereitung 5 %; Wasserspeicherung 7 %; Rohrnetz 63 %; Zähler und Messgeräte 2 %; übrige Investitionen einschließlich der Investitionen, für die keine Aufteilung nach Anlagegruppen vorliegt 13 %.

Nach der Wasserstatistik des BDEW, Berichtsjahr 2006, lassen sich folgende Durchschnittswerte für die öffentliche Wasserversorgung angeben:

– Wasserabgabe an Verbraucher je Kilometer Rohrnetz	9,430	m ³ /km a
– Versorgte Einwohner je Kilometer Rohrnetz	161	E/km
– Hausanschlüsse je Kilometer Rohrnetz	32,4	HA/km
– Wasserabgabe an Verbraucher je Hausanschluss	270	m ³ /HA a

1.4 Anforderungen an eine Wasserversorgungsanlage

1.4.1 Allgemeine Forderungen

Eine Wasserversorgungsanlage ist nur dann einwandfrei und leistungsfähig, wenn sie Trinkwasser in ausreichender Menge, von einwandfreier Beschaffenheit, jederzeit, mit ausreichendem Druck, an jeder Stelle des Versorgungsgebiets liefern kann. Nach der *Verordnung über Allgemeine Bedingungen für die Versorgung mit Wasser* (AVBWasserV) [6] ist das Wasserversorgungsunternehmen (WVU) verpflichtet, das Wasser unter dem Druck zu liefern, der für eine einwandfreie Deckung des üblichen Bedarfs in dem betreffenden Versorgungsgebiet erforderlich ist. Im allgemeinen hat das WVU auch Löschwasser im Rahmen der technischen, betrieblichen und wirtschaftlichen Möglichkeiten bereitzustellen.

Das zum 1. März 2010 in Kraft getretene neue *Wasserhaushaltsgesetz* (WHG) [2] enthält erstmals bundesweite Vorschriften zur öffentlichen Wasserversorgung (WV) als Aufgabe der Daseinsvorsorge. Die Versorgung der Bevölkerung mit ausreichendem und einwandfreiem Trinkwasser ist somit die wichtigste Nutzungsart der Gewässer. Der Wasserbedarf der öffentlichen WV ist vorrangig aus orts-nahen Wasservorkommen zu decken, soweit überwiegende Gründe des Wohls der Allgemeinheit dem nicht entgegenstehen. Der Bedarf darf insbesondere dann mit Wasser aus ortsfernen Wasservorkommen gedeckt werden, wenn eine Versorgung aus orts-nahen Wasservorkommen nicht in ausreichender Menge und Güte oder nicht mit vertretbarem Aufwand sichergestellt werden kann.

Weitere gesetzliche Forderungen sind, dass die Träger der öffentlichen WV auf einen sorgsamen Umgang mit Wasser hinzuwirken haben, insbesondere die Wasserverluste in ihren Einrichtungen gering zu halten und die Endverbraucher über Maßnahmen zur Wassereinsparung unter Beachtung der hygienischen Anforderungen zu informieren haben. Auch dürfen Wassergewinnungsanlagen nur nach den allgemein anerkannten Regeln der Technik errichtet, erhalten und betrieben werden - alleamt Forderungen, die von verantwortungsbewussten Wasserversorgungsunternehmen (WVU) bislang ohnehin umgesetzt wurden.

Als Beispiel für regional weitere Forderungen an die Wasserversorgung seien hier auszugsweise folgende Grundsätze (G) und Ziele (Z) aus dem *Landesentwicklungsprogramm Bayern* (2006) angeführt:

- (G) Die vorrangige Nutzung des Grundwassers für die öffentliche Wasserversorgung ist von besonderer Bedeutung.
- (G) Es ist anzustreben, dass die gewerbliche Wirtschaft ihren Bedarf – soweit keine Trinkwasserqualität gefordert ist – möglichst aus oberirdischen Gewässern, Regenwasser oder durch betriebliche Mehrfachverwendung deckt.
- (Z) Tiefengrundwasser, das sich nur langsam erneuert, soll besonders geschont werden.
- (Z) Die öffentliche Wasserversorgung soll als essenzieller Bestandteil der Daseinsvorsorge in kommunaler Verantwortung bleiben.

1.4.2 Arten der Wasserversorgung

Der § 28 Abs. 2 Grundgesetz (GG) garantiert den Gemeinden das Recht, alle Angelegenheiten der örtlichen Gemeinschaft im Rahmen der Gesetze in eigener Verantwortung zu regeln. Die Wasserversorgung gehört unbestrittener Maßen zu den Leistungen der Daseinsvorsorge.

Die Wasserversorgung (WV) der Allgemeinheit wird als öffentliche WV bezeichnet; dagegen versorgt die Eigen- und Einzelwasserversorgung nur einen kleinen Verbraucherkreis aus einer eigenen Anlage. Die einwandfreie WV der Allgemeinheit ist i. a. nur durch eine öffentliche, zentrale WV-Anlage erreichbar, d. h. die Mehrzahl der Anwesen eines Ortes, etwa mehr als 80 %, werden aus einer WV-Anlage bzw. von einem WVU versorgt, wobei die Anwesen das Anschlussrecht, i. a. auch die Anschlusspflicht haben.

Vertiefende Ausführungen enthält Abschn. 13.2.

1.4.3 Einzel- oder Doppelte Wasserversorgungsnetze

Die öffentliche zentrale WV liefert das Wasser aus einer einzigen WV-Anlage an Haushalte, Gewerbe und Industrie und auch als Löschwasser, unabhängig von den Qualitätsanforderungen an das Wasser. Wegen der Schwierigkeit, geeignete Wasservorkommen für den zunehmend großen Bedarf zu finden, und wegen der hohen Kosten für Aufbereitung und Beileitung wird immer wieder in der Öffentlichkeit erörtert, die Bevölkerung aus zwei WV-Netzen zu versorgen, nämlich aus einem WV-Netz für das Wasser mit gehobenen Anforderungen (Trinkwasserqualität) und aus einem zweiten WV-Netz für das Wasser mit minderen Anforderungen (Nicht-Trinkwasserqualität).

Ausgehend von den Anteilen des Wasserverbrauchs mit und ohne Trinkwasserqualität hat *Möhle* im Auftrag des Bundesministers des Innern Untersuchungen über Theorie und Praxis doppelter WV-Netze (Wasserversorgungsbericht 1982 [7], Materialienband 4) angestellt. Er kommt zu dem Ergebnis, dass die Versorgung der Haushalte aus zwei getrennten Netzen aus folgenden Gründen abzulehnen ist: In der Hausinstallation müssen die beiden Netze farblich unterschiedlich gekennzeichnet und dürfen nicht unmittelbar miteinander verbunden sein (DIN 1988, DIN 1989 und DVGW-Arbeitsblatt W 555); trotzdem sind Fehlschlüsse möglich. Der Verbrauch aus jedem der beiden Netze muss mit

Hauswasserzählern gemessen werden. Trotzdem kann nicht verhindert werden, dass die Verbraucher Wasser aus dem Nicht-Trinkwassernetz auch für Trinkwasserzwecke entnehmen.

Da Wasser für Nicht-Trinkwasserzwecke auch eine Mindestqualität haben muss, besteht die Gefahr des erhöhten Chemikalieneinsatzes bei der Aufbereitung dieses Wassers und bei der Wartung und Unterhaltung dieses zweiten Netzes einschließlich Hausinstallation; eine zusätzliche Gewässerbelastung ist die Folge. Die gesundheitliche Gefährdung der Bevölkerung war auch mit ein Grund, dass bestehende doppelte Rohrnetze in der öffentlichen WV aufgegeben wurden.

Das Herstellen eines zweiten Rohrnetzes in den Straßen ist sehr teuer, in Ortskernen mit dem Vorhandensein von vielen anderen Versorgungseinrichtungen fast unmöglich. Besonders hohe Kosten und Folgekosten verursacht aber das nachträgliche Verlegen von Verbrauchsleitungen für das zweite Netz in bestehenden Häusern. Wegen dieser Kosten und der Beeinträchtigung der Verbraucher ist der Beschluss über die Erstellung eines zweiten Netzes bei den Verantwortlichen sicherlich nicht durchsetzbar. Zudem würde der kostendeckende Wasserpreis für beide Wasserarten wegen der hohen Fixkosten erheblich ansteigen.

Ein zweites Netz für Nicht-Trinkwasser ist praktisch nur möglich für Löschwasser oder für das nass reinigen von Straßen; in dieser Weise werden heute die wenigen früheren doppelten Rohrnetze, z. B. in Paris und Amsterdam, verwendet. Doppelte Rohrnetze findet man jedoch im Gewerbe- und Industriebereich und dort sind sie meist auch zweckmäßig und wirtschaftlich. Für europäische Verhältnisse ist die öffentliche zentrale Versorgung mit Trinkwasser aus *einem* Netz allein richtig.

Ökologisch und ökonomisch wesentlich zweckmäßiger und sinnvoller als die Wasserbereitstellung über zwei Netze ist die rationelle Wassernutzung, d. h. der verantwortungsbewusste und sparsame Umgang mit dem Wasser, wie er in der Wasser-Charta und letztlich auch im WHG verankert ist. Durch Änderung des persönlichen Verbraucherverhaltens lässt sich ohne Investition eine beachtliche Wassereinsparung erzielen, z. B. durch Duschen anstatt Wannenbad, durch volle Auslastung von Wasser verbrauchenden Haushaltsgeräten wie Spül- und Waschmaschinen sowie durch Verzicht auf häufiges Gartengießen. Beim Kauf neuer Geräte sollte man Wasser sparende Modelle wählen. Eine wesentliche Wassereinsparung meist ohne Komforteinbuße bringen Wasser sparende Einrichtungen und Armaturen wie z. B. WC-Spülkästen mit nur 6-l-Inhalt einschl. Spartaste auf hydraulisch abgestimmte WC-Becken (DIN 19 542), Urinale mit benutzerabhängigem Spülvorgang, Durchflussbegrenzer, Einhandmischer mit Thermostat für Warmwasser u. a. m. Zwischenzeitlich ist dies Stand der Sanitärtechnik und dieser hat zu einer deutlichen Verringerung des Pro-Kopf-Verbrauches im Haushalt einschl. Kleingewerbe geführt (siehe Abschn. 2.6 u. 2.7). In Deutschland ist das Wassersparziel weitgehend erreicht. Die Verwendung von gesammeltem Regenwasser zur Gartenbewässerung kann uneingeschränkt empfohlen werden. Die Nutzung von Regenwasser zur Toilettenspülung und ggf. für die Waschmaschine darf dagegen nur erfolgen, wenn die private Regenwassernutzungsanlage strikt die Anforderungen der DIN 1989 und des DVGW-Arbeitsblattes W 555 erfüllt. Der Einsatz von Grauwasser, d. h. Abwasser aus Dusche, Badewanne und Handwaschbecken, zur Toilettenspülung, ist wegen des damit verbundenen hohen hygienischen Risikos abzulehnen.

1.4.4 Keine Verbindung von öffentlichen Wasserversorgungsanlagen mit Eigenanlagen

Unzulässig ist nach DIN 1988 und Trinkwasserverordnung jede direkte Verbindung einer öffentlichen WV-Anlage und deren Anschlussleitungen und Verbrauchsleitungen mit einer eigenen WV-Anlage des Anschlussnehmers. Die Verantwortung des WVU für Betrieb und Wasserbeschaffenheit schließt dies aus. Soweit eine eigene WV-Anlage des Anschlussnehmers im Versorgungsgebiet des WVU zulässig ist, muss nach DIN 1988, DIN 1989 und DVGW-Arbeitsblatt W 555 (s. o.) eine atmosphärische Trennung (Luftspalt) der beiden WV-Anlagen gewährleistet sein, d. h. es genügt nicht, eine etwaige Rohrverbindung durch Schieber und Rückflussverhinderer abzuschließen.

1.4.5 Fremdwasserbezug

Zunehmend müssen WVU mit eigenen WV-Anlagen zur Deckung eines Fehlbedarfes Zusatzwasser aus anderen Anlagen, meist überörtlichen WVU, beziehen. Neben den Problemen der Wasserbeschaffenheit des Mischwassers müssen bei der Gestaltung des Anschlusses die Betriebssicherheit und die Abgrenzung der Verantwortung für die maßgeblichen Anlagenteile berücksichtigt werden. Folgende Möglichkeiten sind gegeben:

1. Der Fremdwasserbezug versorgt eine gesonderte Zone. Betrieblich ist dies die günstigste Lösung.
2. Das Fremdwasser wird direkt in einen Behälter des WVU eingespeist und dort mit dem Eigenwasser des WVU gemischt, gegebenenfalls unter Aufbereitung eines oder beider Wässer oder des Mischwassers. Dies sollte immer angestrebt werden, wenn die obige Lösung ausscheidet.
3. Das Fremdwasser wird in das Netz des WVU eingeleitet. Wenn die eigene Wassergewinnung eingestellt wird, ist dies günstig; betrieblich vorteilhaft ist es aber, wenn auch hier das Fremdwasser nur direkt in einen Behälter eingeleitet wird. Nur in Ausnahmefällen sollte das Fremdwasser in das Netz eines WVU geleitet werden, das auch aus eigenen Wassergewinnungen mitversorgt wird. Die Abgrenzung der Verantwortung über die Drücke im Rohrnetz und die Wasserbeschaffenheit sowie des Betriebes ist hierbei nur schwer zu erreichen.

1.5 Planung einer Wasserversorgungsanlage

Zu einer umfassenden, gut begründeten Planung des Neubaus, Umbaus oder der Erweiterung einer WV-Anlage gehören folgende Bestandteile:

1. Anlass der Planung
2. Versorgungsgebiet – Abgrenzung des Planungsraumes
3. Vorhandene Abwassersammlung und -behandlung – Beurteilung
4. Vorhandene Wasserversorgung – Beurteilung
5. Wasserbedarf – Bedarfserhebung, Bedarfsanalyse, Zukunftsprognose, Trendlinien
6. Wasserdargebot – Versorgungsbilanz
7. Wertung der Planungsmöglichkeiten (Alternativen)
8. Nutzen-Kosten-Untersuchungen
9. Vorschlag der gewählten Lösung
10. Darstellung der Möglichkeiten der technischen Gestaltung der geplanten Maßnahme
 - 10.1 Wassergewinnung
 - 10.2 Wasseraufbereitung
 - 10.3 Wasserförderung
 - 10.4 Wasserspeicherung
 - 10.5 Wasserverteilung
11. Schätzung der Bau- und Betriebskosten
12. Wirtschaftsplan, Erfolgsplan, Finanzplan
13. Anpassung an wasserwirtschaftliche Fach- bzw. Bewirtschaftungspläne, Bauleitpläne u. a.
14. Rechts- und Verfahrensfragen – insbesondere wasserrechtliche und baurechtliche Verfahren, bundes- bzw. landesrechtliche Umweltverträglichkeitsprüfungen, Inanspruchnahme fremder Grundstücke, Beeinträchtigung anderer Wassernutzer u. a.

Der verantwortungsbewusste planende oder auch der später bauausführende Ingenieur muss dabei – schon allein aus Haftungsgründen – stets den neuesten Stand der „allgemein anerkannten Regeln der Technik“ berücksichtigen bzw. anwenden. Diese Regeln der Technik stellen das allgemein eingeführte und in der Praxis bewährte Fachwissen dar. Die Abschnitte 14.6, 14.7 und 14.8 des Anhanges

enthalten deshalb die wesentlichen relevanten DVGW-Regelwerke, DIN-Normen, Gesetze, Verordnungen und Richtlinien bezüglich der Wasserversorgung.

Einzelheiten hierzu sind in den Kapiteln des Taschenbuches ausgeführt. Das Taschenbuch ist dabei auf europäische Verhältnisse ausgerichtet. Planungen für die Länder der Dritten Welt müssen die dort bestehenden anderen Verhältnisse berücksichtigen; siehe Kongresse der International Water Association (IWA – www.iwahq.org).

Die Aufgaben auf allen Teilgebieten des Wasserversorgungswesens gestalten sich zunehmend schwieriger, da die leicht erschließ- und schützbareren Wasservorkommen bereits ausgenutzt sind. Je nach Art der Aufgabe ist das Einschalten von Spezialisten der verschiedensten Fachgebiete notwendig, wie: Geologie, Hydrologie, Chemie, Bakteriologie, Biologie, Gesundheitswesen, Bauwesen mit den besonderen Bereichen Wasserbau, Tiefbau, Hochbau, Statik, Rohrleitungsbau und Rohrhydraulik, Maschinen- und Elektrowesen, Steuerungs- und Fernmeldetechnik, ferner Wasserrecht, Verwaltung, Finanzierung.

Eine öffentliche zentrale WV-Anlage soll eine Leistungsreserve haben, d. h. sie soll i. a. den Bedarf der nächsten 10 bis 15 Jahre decken können. Sie soll ferner leicht erweiterungsfähig sein, um den Bedarf der nächsten 25 bis 30 Jahre liefern zu können. Wasservorkommen, welche möglicherweise zur Deckung des Bedarfs in 50 Jahren mit ausgenutzt werden müssen, sollten durch Kauf, Schutzgebiete und andere Maßnahmen rechtzeitig gesichert werden. Für den Entwurf von WV-Anlagen ist es zweckmäßig, zum besseren Vergleich mit anderen Planungen und statistischen Erhebungen als Planungsjahre jeweils Fünfer- und Zehnerjahre zu wählen, so z. B.

	Jahr			Jahr	
Bauentwurf	2010	(n–5)	Erweiterungsfähig	2045	(n+30)
geplante Inbetriebnahme	2015	n	Sicherung der Wasser-	2065	(n+50)
Bemessungsjahr der Anlageteile (außer Rohrleitungen)	2030	(n+15)	vorkommen		

1.6 Anlageteile einer Wasserversorgungsanlage

Die hauptsächlichsten Anlageteile einer WV-Anlage sind:

Wassergewinnung: Quellfassung mit Schichtquelle, Stauquelle; Grundwasserfassung mit Schachtbrunnen, Bohrbrunnen, Sickerleitung, Horizontalfilterbrunnen; Oberflächenwasserfassung mit Trinkwassertalsperre, Seewasserentnahme, Flusswasserentnahme.

Wasseraufbereitung: Oxidation, Ozonung, Filterung, Flockung, Klärung, Entsäuerung, Enteisung, Entmanganung, Arsenentfernung, Enthärtung, Entsalzung, Desinfektion.

Wasserförderung: Pumpen, Antriebsmaschinen mit Energiezuführung, Fernwirkanlagen.

Wasserspeicherung: Hochbehälter als Erdhochbehälter, Wasserturm; Tiefbehälter, Saugbehälter, Druckbehälter, Löschwasserspeicher, Trinkwassertalsperre.

Wasserverteilung: öffentliche Anlage mit Zubringerleitung, Fernleitung, Rohrnetz mit Hauptleitung, Versorgungsleitung; nicht öffentliche Anlage mit Anschlussleitung, Verbrauchsleitung.

Diese technischen Teilbereiche einer Wasserversorgungsanlage haben, je nach welchen Gesichtspunkten sie betrachtet werden, eine unterschiedliche Wertung. Hinsichtlich der Baukosten und damit des Baumfanges haben sie im Mittel etwa folgende prozentualen Anteile an der Gesamtanlage, wobei die erstgenannten Zahlen jeweils Anhaltswerte von kleinen Anlagen, die zweitgenannten Zahlen solche von großräumigen Gruppenanlagen sind:

Wassergewinnung	11– 5 %
Wasseraufbereitung	7– 2 %
Wasserförderung	10– 7 %
Wasserspeicherung	15– 5 %
Wasserverteilung	57–81 %

Somit entfällt der weitaus größte Kostenanteil auf die Anlagenteile der Wasserverteilung. Dagegen haben die Anlagenteile der Wassergewinnung wegen der geringen Häufigkeit der für die Trinkwasserversorgung geeigneten Wasservorkommen, der Schwierigkeit der Erkundung, Gewinnung und dauernden Sicherung, sowie die Anlagenteile der Wasseraufbereitung wegen der Sicherung der Wassergüte ebenfalls große Bedeutung und Gewichtung und erfordern einen verhältnismäßig großen Planungsaufwand. In den neuen Bundesländern können sich die Investitionsanteile wegen der unterschiedlichen Ausgangssituation erheblich verschieben.

Literatur

- [1] EGRL 00/60 siehe Abschn. 14.8.2
- [2] WHG – siehe Abschn. 14.8.2
- [3] TrinkwV – siehe Abschn. 14.8.2
- [4] EGRL 98/83 – siehe Abschn. 14.8.2
- [5] MinTafelwV – siehe Abschn. 14.8.2
- [6] AVBWasserV – siehe Abschn. 14.8.2
- [7] Bericht über die Wasserversorgung in der Bundesrepublik Deutschland (Wasserversorgungsbericht mit Teil B: Materialien, Band 1–5), herausgegeben vom Bundesminister des Innern, Erich Schmidt Verlag, Berlin 1982/83

2. Wasserabgabe – Wasserverbrauch – Wasserbedarf

bearbeitet von Dipl.-Ing. Erwin Preininger

DVGW-Regelwerk, DIN-Normen, Gesetze, Verordnungen, Vorschriften, Richtlinien
siehe Anhang, Kap. 14, S. 881 ff
Literatur siehe S. 47

2.1 Struktur der öffentlichen Wasserversorgung

Als Überblick über dieses Kapitel wird zunächst die Struktur der öffentlichen Wasserversorgung in Deutschland mit Ergebnissen aus der Umweltstatistik 2007 dargestellt (**Abb. 2-1**), veröffentlicht vom Statistischen Bundesamt [1]. Hier ist mit statistischen Werten der Weg des Wassers von der Gewinnung bis zum Letztverbraucher erfasst (alle Zahlenangaben in Mio. m³).

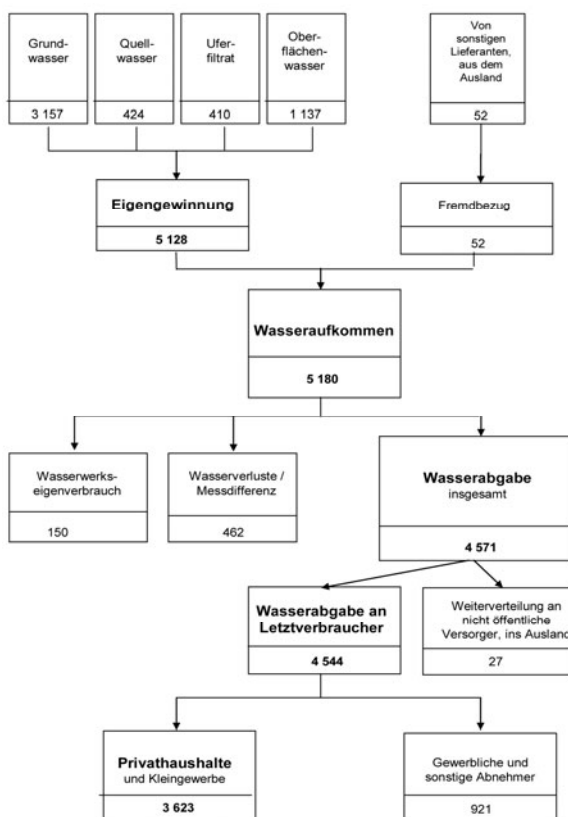


Abb. 2-1: Struktur der öffentlichen Wasserversorgung in Deutschland (Zahlenangaben in Mio. m³), aus: Umweltstatistik 2007

Die Eigengewinnung, aufgeschlüsselt nach den einzelnen Gewinnungsarten, ergibt mit dem Fremdwasserbezug das Wasseraufkommen. Daraus werden der Wasserwerkseigenverbrauch, die unvermeidbaren Wasserverluste/Messdifferenzen und vor allem die gesamte Wasserabgabe abgedeckt. Der Hauptteil der Wasserabgabe geht zum Letztverbraucher und hier in die Privathaushalte einschließlich Kleingewerbe. Jedes einzelne WVU weist seine eigene Struktur auf.

Der Anschlussgrad an eine zentrale Wasserversorgungsanlage (WV-Anlage), die Wasserabgabe eines Wasserversorgungsunternehmens (WVU), der spezifische Wasserverbrauch der jeweiligen Abnehmer sowie der Wasserbedarf sind Grundlagen für die Planung, den Bau, die Erweiterung oder die Sanierung einer WV-Anlage.

2.2 Anschlussgrad

Abb. 2-2 zeigt den Anteil der zentral versorgten Einwohner an der Gesamtbevölkerung im Jahre 2002 in einigen europäischen Ländern.

In Deutschland wird sich der heute erreichte überwiegend hohe Anschlussgrad mit rd. 99 % aus wirtschaftlichen und strukturellen Gründen nicht mehr oder nur noch geringfügig erhöhen. Für die Bemessung von Anlageteilen einer WV-Anlage wird daher von einer Vollversorgung ausgegangen.

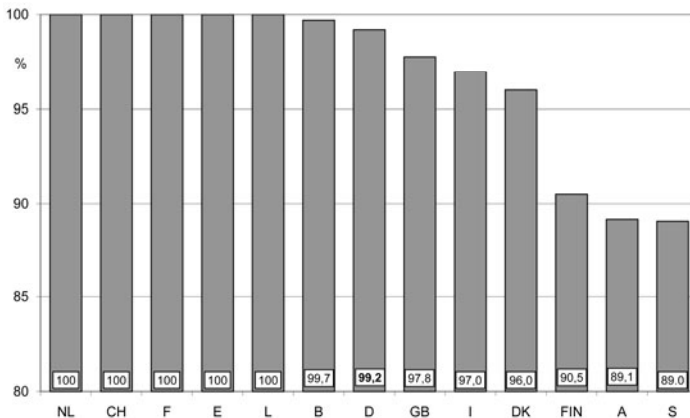


Abb. 2-2: Anschlussgrad an zentrale WV-Anlagen im Jahre 2006 in einigen europäischen Ländern (nach IWA – International Water Association). [2]

2.3 Wasserabgabe – Wasserverbrauch

2.3.1 Begriffe und bestimmende Faktoren

Wasserabgabe, Wasserverbrauch und Wasserbedarf beziehen sich hier auf Wasser mit Trinkwasserqualität, das von einem WVU geliefert wird. Angaben über den Industrie-Wasserbedarf sind nur zum Vergleich angeführt; bezüglich des nicht von WVU gelieferten Wassers, z. B. Beregnungen in der Landwirtschaft u. a., siehe Spezialliteratur.

Zur Klarstellung werden folgende übliche Begriffe nach DIN 4046 und Umweltstatistikgesetz (UStatG) verwendet:

Wasserdargebot

- ist die für eine bestimmte Zeiteinheit nutzbare Wassermenge eines Wasservorkommens.

Wasserbereitstellung

- ist die vorhandene größte Wassermenge je Zeiteinheit, die ein Wasserwerk unter Berücksichtigung der wasserrechtlichen Genehmigung tatsächlich zur Verfügung stellen kann.

Wasseraufkommen

- ist die (Eigen-)Wassergewinnung + Wasserbezug von anderen WVU.

Wasserabgabe

- ist die wirklich vorhandene, gemessene oder geschätzte Wasserlieferung des WVU (Netzeinspeisung); sie besteht aus Abgabe an Letztverbraucher + Wasserwerkseigenverbrauch + Wasserverluste + ggf. Wasserabgabe zur Weiterverteilung.

Nutzbare Wasserabgabe = Netzeinspeisung (Wasserabgabe) – Wasserwerkseigenverbrauch – Wasserverlust

- ist die gemessene Wasserlieferung an die Verbraucher = Wasserverbrauch.

Wasserverlust

- ist der Anteil der in das Rohrnetz eingespeisten Wassermenge (der Wasserabgabe), dessen Verbleib im einzelnen volumenmäßig nicht erfasst werden kann. Er besteht aus tatsächlichen Verlusten (Rohrbrüche, Undichtigkeiten usw.) und aus scheinbaren Verlusten (Fehlanzeigen der Messgeräte, unkontrollierte Entnahmen usw.) und wird auch in % der Wasserabgabe angeführt.

Wasserabgabe an Letztverbraucher

- setzt sich zusammen aus Abgabe an Haushalte einschließlich Kleingewerbe + an gewerbliche Unternehmen (produzierendes Gewerbe, Handel, Verkehr und Dienstleistungen) + an sonstige, öffentliche Einrichtungen (Krankenhäuser, Bundeswehr, Schulen, usw.).

Wasserbedarf

- ist ein Planungswert für die in einer bestimmten Zeitspanne unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse und möglichen Einflüsse voraussichtlich benötigte Wassermenge, die von einer WV-Anlage zur ausreichenden künftigen Versorgung zu liefern ist.

Die Wasserabgabe- bzw. -verbrauchswerte werden durch folgende Faktoren maßgeblich beeinflusst:

Klima – In Gebieten mit geringen Niederschlagshöhen und hohen Sommertemperaturen ist der mittlere Wasserverbrauch höher, besonders hoch sind die Verbrauchsspitzen, mitverursacht durch Rasensprengen, Schwimmbadfüllungen, Nassreinigung der öffentlichen Verkehrswege, Kleinklimaanlagen, Nachfüllen von leeren Regenwasserspeichern u. a.

Wasserdargebot – Unzureichendes Wasserdargebot führt zum Abwandern von Gewerbe und Industrie, damit zu geringerem Gesamtverbrauch. Die Verbrauchsspitzen werden nicht gedeckt, so dass sie in Wirklichkeit größer wären als gemessen.

Sonstige Wasserbezugsquellen – Das Vorhandensein von Privatbrunnen, insbesondere Industriebrunnen, bedingt einen geringeren Gesamtverbrauch.

Wasserbeschaffenheit – Ungünstige Wasserbeschaffenheit hat zur Folge sparsamen Verbrauch, geringe Tendenz zum Ansiedeln von Gewerbe und Industrie, Verwendung von anderem Wasser, z. B. von Regenwasser.

Wasserpreis und Kontrolle der Abnahme – Hoher Wasserpreis wirkt verbrauchsdämpfend. Das Fehlen einer Verbrauchskontrolle durch Wasserzähler und Wasserabgabe nur nach Pauschaltarif führt zu unkontrollierbarer Wasserverschwendung mit großen Spitzenwerten in Trockenzeiten bis zu 100 % und mehr über den normalen Verbrauchswerten. Die außerordentlich hohen Einheitsverbrauchswerte z. B. in osteuropäischen Ländern sind zum großen Teil eine Folge des Fehlens einer Verbrauchskontrolle durch Wasserzähler bei den Abnehmern sowie der nicht kostendeckenden niedrigen Wasserpreise.

Kanalisation – Bei Fehlen einer Kanalisation ist der Wasserverbrauch geringer, besonders bei ungünstigen Vorflutverhältnissen.

Wirtschaftsstruktur und Größe des Versorgungsgebietes – Mit der Größe des Versorgungsgebietes und bei stärkerem Anteil an Gewerbe- und Industriebetrieben sowie bei Fremdenverkehr nehmen die Verbrauchswerte zu, die Spitzenwerte jedoch relativ ab.

Komfort, soziale Struktur, Besiedlungsart – Die Wasserverbrauchswerte nehmen zu mit Wohnkomfort, technischer Ausstattung der Wohnungen mit Wasser verbrauchenden Geräten, Wohnungsgrößen, verbesserten sozialen Verhältnissen, aufgelockerter Bebauung mit hohem Grünflächen- oder Gartenanteil, Fremdenverkehr.

Wasserverluste – Hoher Wasserdruck im Rohrnetz, ungünstige Wasserbeschaffenheit, die häufige Netzspülungen erfordert, überalterte undichte Rohrnetze sowie das nicht rechtzeitige Beheben der Wasserverluste können die Wasserabgabe stark anheben.

Die gemessene Wasserabgabe in das Versorgungsgebiet ist die Grundlage für die Betriebskontrolle und die Auslastung sowie für die Einnahmen- und Ausgabenrechnungen des WVU. Die laufende Feststellung der Wasserabgabe zeigt den Trend an, wie sich die künftige Wasserabgabe entwickeln wird. Zweckmäßig ist auch der Vergleich mit anderen WVU. Hilfreich sind hier auch die Ergebnisse aus den langjährigen (Umwelt-)Statistiken des Statistischen Bundesamtes, veröffentlicht in ihren Fachserien [1], und die statistischen Erhebungen des Bundesverbandes der Energie- und Wasserwirtschaft (BDEW) [3].

In der Vergangenheit sind über den Wasserverbrauch mehrere eingehende Untersuchungen durchgeführt worden. Besonders wird hingewiesen auf das Ergebnis des DVGW-Forschungsprogrammes „Ermittlung des Wasserbedarfes“, durchgeführt an Wohngebäuden, Versorgungsgebieten, Schulen, Hotels, Krankenhäusern, landwirtschaftlichen Anwesen und Verwaltungsgebäuden, veröffentlicht in der DVGW-Schriftenreihe Wasser Nr. 81 [4], und letztlich umgesetzt in das neue DVGW-Arbeitsblatt W410 „Wasserbedarf – Kennwerte und Einflussgrößen“ [5].

2.3.2 Wasserabgabe im Betrachtungszeitraum

Die Wasserabgabe ist keine einzelne feste Größe, sie ist abhängig von dem gewählten Betrachtungszeitraum und schwankt entsprechend den örtlichen Verhältnissen. Je nach Aufgabenstellung ist der Betrachtungszeitraum zu wählen. Es wird entweder die Wasserabgabe als Gesamtwert für den Betrachtungszeitraum angegeben, m^3/a , m^3/d , l/s , oder als Einheitswert je Verbraucher, z. B. in l/Ed .

2.3.3 Wasserabgabe pro Jahr

2.3.3.1 Größe und Bemessungsgrundlage

Die Wasserabgabe pro Jahr (Q_a) wird in m^3/a angegeben. Sie ist maßgebend für die Jahresbilanz und auch Grundlage für die Bemessung von Anlageteilen über Spitzenfaktoren. In **Tab. 2-1** sind anhand der jährlichen BDEW-Statistiken die Jahreswasserabgabe und der Wasserverbrauch je Einwohner und Tag in den zurückliegenden Jahren zusammengestellt. Auffallend sind die relativ hohen Werte in den „Trockenjahren“ 1976 und 1983, bei denen sich die hohen Spitzenverbrauchswerte in den heißen Sommermonaten auf den Jahresdurchschnitt auswirkten. Die verbrauchsstarken Jahre 2003 und 2006 sind durch die Umweltstatistik leider nicht erfasst. Die Abgabe an Verbraucher insgesamt umfasst die Abgabe an Haushalte einschl. Kleingewerbe sowie an die Industrie und Sonstige. Anzumerken ist, dass die für den Haushalt angegebenen personenbezogenen Verbrauchswerte auch immer den Verbrauch des Kleingewerbes (Bäcker, Fleischer, Metzger, Arzt, Reinigung, Rechtsanwaltspraxis usw.) mit beinhalten, weil das an diese Verbraucher abgegebene Wasser nicht getrennt, sondern nur über den Hauswasserzähler erfasst werden kann. Der Anteil Kleingewerbe beträgt nach BDEW-Untersuchungen durchschnittlich etwa 10 %, ist aber stark von der Versorgungsstruktur abhängig.

Tab. 2-1: Wasserabgabe an Verbraucher und Wasserverbrauch je Einwohner und Tag nach BDEW-Wasserstatistiken

Jahr	Wasserabgabe an Verbraucher • 10 ⁶ m ³ /a	durchschnittl. tägl. Wasserverbrauch je Einwohner u. Tag (l/Ed)	
		Verbraucher insgesamt	nur Haushalt u. Kleingewerbe
1955	2114	199	86 alte Bundesländer
1960	2456	192	92
1965	2737	209	107
1970	3179	199	118
1975	3419	196	133
1976	3639	203	139
1979	3638	197	139
1983	3751	199	148
1987	3655	193	144
1991	3422	193	145 alte Bundesländer mit B-Ost
1995	3872	168	132 Bundesgebiet D
1998	3814	164	129 Bundesgebiet D
2001	3779	160	127 Bundesgebiet D
2004	3753	156	127 Bundesgebiet D
2007	3627	152	124 Bundesgebiet D

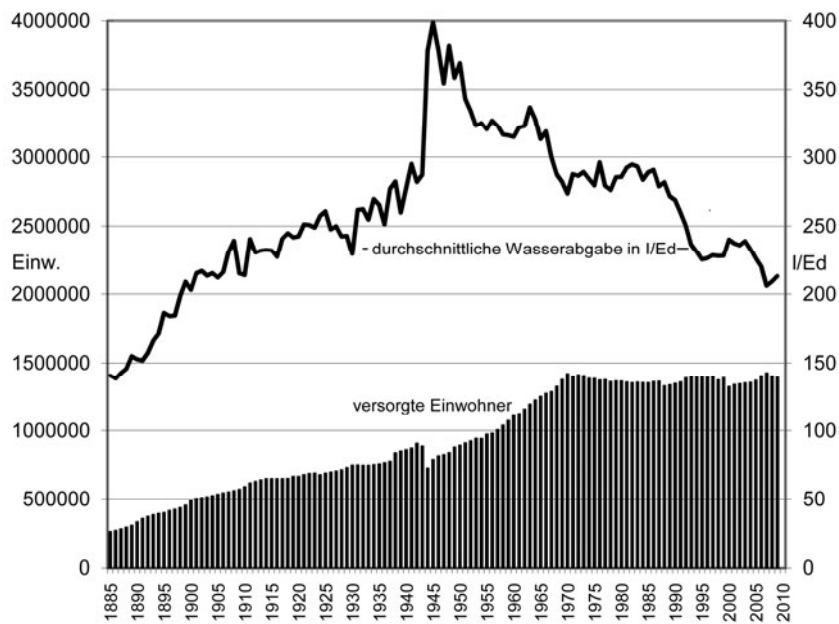


Abb. 2-3: Entwicklung der durchschnittlichen Wasserabgabe in l/Ed einschl. versorgte Einwohner am Beispiel Münchens (Quelle: Stadtwerke München)

Am Beispiel der Stadt München soll in **Abb. 2-3** auch einmal die langfristige Entwicklung der Wasserabgabe aus den zentralen Durchlauf-Hochbehältern in das Verteilungsnetz aufgezeigt werden. Markant sind die hohen Wasserverluste im kriegszerstörten Rohrnetz, die sich in der hohen einwoh-

nerbezogenen Wasserabgabe niederschlagen, und die Erfolge der Rohrnetzsanierung. Nach einer Konsolidierung der Abgabe in den 70-er und 80-er Jahren nahm der „Pro-Kopf-Verbrauch“ in den 90-er Jahren stark ab und pendelt sich zwischenzeitlich auf einem niedrigerem Niveau ein. Das Wassersparpotenzial infolge wassersparender Technologien und umweltbewusstem Verbrauchsverhalten ist offensichtlich weitgehend ausgeschöpft.

In **Abb. 2-4** sind für einige europäische Länder die Wasserabgabe öffentlicher Wasserversorgungen insgesamt und die Wasserabgabe an Haushalte (einschl. Kleingewerbe) in l/Ed dargestellt. Deutschland liegt mit seiner rationellen Wassernutzung im unteren Bereich (Ursachen und Entwicklung siehe Abschnitt 2.7.3.3).

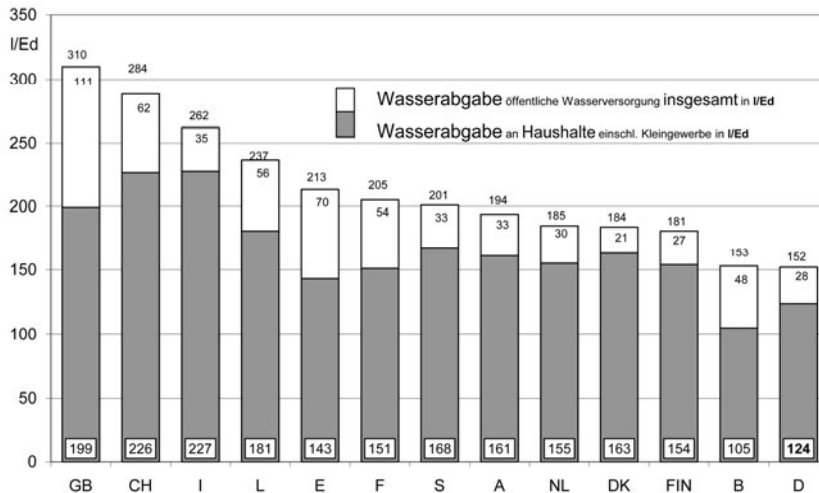


Abb. 2-4: Durchschnittliche Wasserabgabe im Jahre 2006 in Liter je Einwohner und Tag in europäischen Ländern (nach IWA – International Water Association [2]).

2.3.3.2 Schwankungen Q_a

Die Wasserabgabe pro Jahr schwankt relativ gering in Abhängigkeit von den klimatischen Verhältnissen, von nassen oder trockenen Jahren. Diese Verbrauchsschwankungen werden wesentlich geprägt von der Zu- und Abnahme der Verbraucher, von der Verringerung der Haushaltsgröße, von der Ausstattung der Wohnungen mit wasserintensiven und Wasser sparenden Einrichtungen und Armaturen sowie von der Änderung des Verbraucherverhaltens; siehe auch **Tab. 2-1**.

2.3.4 Wasserabgabe pro Monat

2.3.4.1 Größe

Die Wasserabgabe pro Monat (Q_{Mt}) ist als Größe für den Versorgungsbetrieb nicht von Bedeutung, wesentlich jedoch deren Schwankung.

2.3.4.2 Schwankung Q_{Mt} im Jahr

Die örtlichen klimatischen Verhältnisse von Winter und Sommer, niederschlagsreiche und -arme Monate, verursachen mehr oder weniger große Schwankungen von Q_{Mt} . Diese Schwankungen sind in

Großstädten mit geringem Anteil an Grünflächen und großem Anteil an Industrie und Gewerbe kleiner als in Kleinstädten und Landorten. In **Tab. 2-2** sind Mittelwerte des %-Anteils der Q_{Mt} an Q_a für einen Landort, eine Kleinstadt und für Frankfurt a. M. (nach *Wirth*) angegeben. Hieraus ist ersichtlich: Der Größtwert der Wasserabgabe tritt i. a. im Juli, der Kleinstwert im Januar oder Februar auf, die Wasserabgabe der Monate Mai bis August liegt i. a. über der mittleren Q_{Mt} , so dass in dieser Zeit die Hauptbeanspruchung der WV-Anlagen vorhanden ist. Der Spitzenfaktor $f_{Mt} = Q_{Mt\ max}/Q_{Mt}$ beträgt etwa: Landort 1,5; Kleinstadt 1,3; Großstadt (Frankfurt) 1,1–1,2.

Der Wasserverbrauch im April gibt meist einen gewissen Anhalt für die Schätzung der Wasserabgabe pro Jahr, da $Q_{April} \cong Q_{Mt}$

Tab. 2-2: Mittelwerte der %-Anteile der Q_{Mt} an Q_a für einen Landort, eine Kleinstadt, eine Großstadt (Frankfurt a. M.) nach *Wirth*

Ort	Jan.	Feb.	März	April	Mai	Juni	Juli	Aug.	Sept.	Okt.	Nov.	Dez.	Mittel
Landort %	5	5	6	8	10	12	12,5	12,5	10	8	6	5	8,3
Kleinstadt %	6	6	7	8	9	10	11	11	10	9	7	6	8,3
Großstadt %	7,8	8,1	8,1	8,3	8,5	8,9	8,9	8,6	8,5	8,5	8,2	7,9	8,3

2.3.5 Wasserabgabe pro Tag

2.3.5.1 Größe und Bemessungsgrundlage

Die größte Wasserabgabe/Tag ($Q_{d\ max}$), angegeben in m^3/d , ist die Grundlage für die Bemessung der Wassergewinnung, der Aufbereitung, der Zuleitung zum Speicher und der Speicherung. Die mittlere Wasserabgabe/Tag (Q_{dm}) ist die Grundlage für die Wasserbilanz und die Basis für die Bemessung von Anlagenteilen über Spitzenfaktoren mit $Q_{dm} = Q_a/365$.

2.3.5.2 Schwankungen Q_d im Jahr

2.3.5.2.1 Größtwert $Q_{d\ max}$

Die tägliche Wasserabgabe schwankt in unterschiedlichen Grenzen, der Größtwert stärker als der Kleinstwert. Der tägliche Wasserbedarf und somit auch der Spitzenwasserbedarf hängen im Wesentlichen von der Größe und Struktur des Versorgungsgebietes ab. Weitere Einflüsse sind Tagestemperatur, Dauer von Trockenperioden, Wachstumsperiode, Schulferien, Wochentag und andere Faktoren. Aus einer umfangreichen DVGW-Umfrage in den 80er Jahren, die sich weitgehend auf die Spitzenverbrauchsjahre 1976 und 1983 bezog, ermittelten *Poss* und *Hacker* (s. Literatur) eine stark korrelierende Abhängigkeit ($r^2 = 0,99$) zwischen max. Tagesabgabe ($Q_{d\ max}$) und Jahresabgabe (Q_a) bzw. Einwohnerzahl (E) des Versorgungsgebietes. Somit lässt sich aus der bekannten Jahresabgabe (Q_a) und/oder aus der Einwohnerzahl (E) die max. Tagesabgabe ($Q_{d\ max}$) grob abschätzen.

Die mathematischen Gleichungen hierzu lauten

$$\begin{aligned} Q_{d\ max} &= 7,01892 \cdot Q_a^{0,95549} \quad \text{in } m^3/d \quad \text{mit } Q_a \text{ in } 1000\ m^3 \\ &= 0,30389 \cdot E^{1,01939} \quad \text{in } m^3/d \end{aligned}$$

Diese Abschätzung führt jedoch zu überhöhten Werten, weil sich die damaligen Umfragen auf Spitzenverbrauchsjahre bezogen und vor 30 Jahren der einwohnerbezogene Wasserverbrauch wesentlich höher lag als heute.

Liegen keine verlässlichen Messungen der max. Tagesabgabe vor, so lässt sich $Q_{d\ max}$ näherungsweise aus der jahresdurchschnittlichen, also der mittleren Tagesabgabe Q_{dm} über den Tagesspitzenfaktor errechnen.

Der *Tagesspitzenfaktor* f_d ist definiert als das Verhältnis der max. Tagesabgabe zur jahresdurchschnittlichen (mittleren) Tagesabgabe

$$f_d = \frac{Q_{d \max}}{Q_{dm}}$$

Der Tagesspitzenfaktor ist umso größer, je kleiner und je niederschlagsärmer (so genannte Trockeninseln) das Versorgungsgebiet ist, je geringer der gewerbliche und industrielle Anteil und je größer der Anteil der Wasserabgabe an Verbraucher – insbesondere solcher mit privaten Regenwassernutzungsanlagen - und der klimatische Verbrauch wie Gartengießen, Beregnung, Straßennassreinigung u. a. ist. Das DVGW-Arbeitsblatt W 400-1 v. Okt. 2004 gibt als Bemessungsgrundlage für $Q_{d \max}$ in **Abb. 2-5** den Tagesspitzenfaktor in Abhängigkeit von der Einwohnerzahl an und zwar nach der Gleichung

$$f_d = -0,1591 \cdot \ln E + 3,5488$$

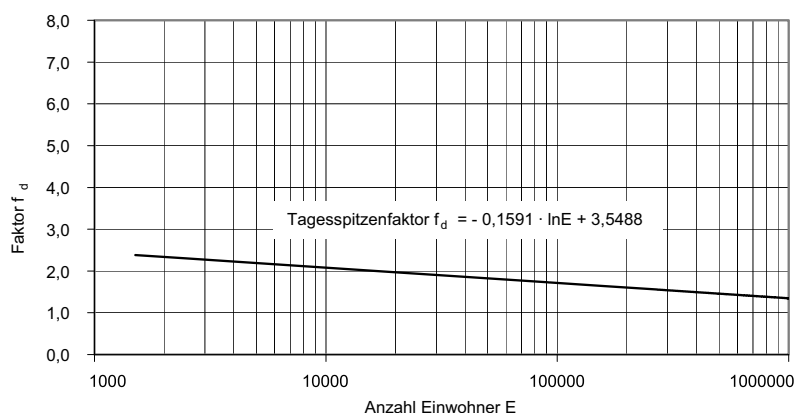


Abb. 2-5: Tagesspitzenfaktor $f_d = Q_{d \max}/Q_{dm}$ in Abhängigkeit von der Anzahl der Einwohner (nach DVGW-Arbeitsblatt W 400-1 in Ergänzung zur EN 805)

Hierzu ist anzumerken, dass zwischenzeitlich das DVGW-Arbeitsblatt W 410 vom Dezember 2008 [5] den Tagesspitzenfaktor f_d im Interesse der Wirtschaftlichkeit und zur besseren Erhaltung der Wasserqualität nach unten angepasst hat mit folgender Formel:

$$f_d = 3,9 \cdot E^{-0,0752}$$

Die Wasserabgabe an Haushalte ist stark von den klimatischen Einflüssen abhängig. So liegt der Spitzenfaktor f_d – auf gleiche Versorgungseinheiten bezogen – in niederschlagsarmen Gebieten, z. B. in Nordbayern, merklich höher als z. B. im niederschlagsreicheren Südbayern. Maßgebend ist hier die Niederschlagshöhe Mai bis August, also in Zeiten hohen Verbrauchs.

Insgesamt hängt die tägliche Wasserabgabe ab von der Jahreszeit, vom Wochentag, vom Niederschlag bzw. der Länge einer Trockenperiode und von der Tages- bzw. Zweitagesmitteltemperatur mit einem starken Anstieg ab etwa 19 °C Tagesmitteltemperatur.

Tab. 2-3 zeigt die Zunahme der prozentualen Wasserabgabe an die Haushalte in den vergangenen drei Jahrzehnten.

Tab. 2-3: Prozentuale Aufteilung der Wasserabgabe an Letztverbraucher 1979 bis 2007 aus Umweltstatistiken

1979:	Q-Haushalt 62 %	Q-Gewerbe 22 %	Q-Sonstige 16 %
1983:	Q-Haushalt 67 %	Q-Gewerbe 18 %	Q-Sonstige 15 %
1987:	Q-Haushalt 71 %	Q-Gewerbe 15 %	Q-Sonstige 14 %
1991:	Q-Haushalt 72 %	Q-Gewerbe 15 %	Q-Sonstige 13 %
1995:	Q-Haushalt 76 %	Q-Gewerbe 16 %	Q-Sonstige 8 %
1998:	Q-Haushalt 78 %	Q-Gewerbe + Q-Sonstige insgesamt 22 %	
2001:	Q-Haushalt 79 %	Q-Gewerbe + Q-Sonstige insgesamt 21 %	
2004:	Q-Haushalt 79 %	Q-Gewerbe + Q-Sonstige insgesamt 21 %	
2007:	Q-Haushalt 80 %	Q-Gewerbe + Q-Sonstige insgesamt 20 %	

2.3.5.2.2 Kleinstwert $Q_{d \min}$

Der Kleinstwert der Wasserabgabe bezogen auf die mittlere Q_{dm} wird durch den Minimumfaktor dargestellt: $f_{d \min} = Q_{d \min} / Q_{dm}$.

Bei Großstädten schwankt dieser i. a. wenig und beträgt etwa 0,7 bis 0,9, bei Kleinstädten 0,5 bis 0,7.

2.3.5.3 Schwankungen Q_d in der Woche

Die tägliche Wasserabgabe Q_d schwankt in der Woche bei gleich bleibenden klimatischen Verhältnissen je nach Struktur des Versorgungsgebiets, verursacht vor allem durch den Rückgang des Verbrauchs am Wochenende infolge Arbeitsruhe der Betriebe, Heimfahrt von Pendlern und Wochenendurlaubern. I. a. wird folgender Verlauf in den Städten festgestellt:

- 1.) *Arbeitstage* mit hohem Verbrauch, besonders hoch am Dienstag (= 1,00),
- 2.) *Arbeitstage* mit normalem Verbrauch ($Mo = 0,98$; $Mi = 0,99$; $Do = 0,95$; $Fr = 0,95$),
- 3.) *Samstage*, geringerer Verbrauch als bei 2., etwa 0,90,
- 4.) *Sonn- und Feiertage*, wesentlich geringerer Verbrauch als bei 2., etwa 0,80,
- 5.) *Besondere Festtage*, Ostern, Pfingsten, Weihnachten, erheblich geringerer Verbrauch als bei 2., etwa 0,75.

Die Unterschiede sind umso größer, je größer das Versorgungsgebiet ist, je größer der Anteil an Industrie, Gewerbe und sonstigen Abnehmern ist. Wenn der Verlauf der wöchentlichen Schwankungen hinreichend bekannt ist, kann dies beim Wasserwerksbetrieb ausgenützt werden, z. B. Auffüllen der Speicher am Wochenende, zusätzliches Einspeisen an den beiden Spitzentagen.

2.3.5.4 Wasserabgabe – Ganglinie – Dauerlinie

Die grafische Auftragung der täglichen Q_d in zeitlicher Reihenfolge über 1 Jahr ergibt die Wasserabgabe-Ganglinie. **Abb. 2-6** zeigt die Ganglinie Q_d 1968 des WVU Frankfurt a. M., nach *Wirth*.

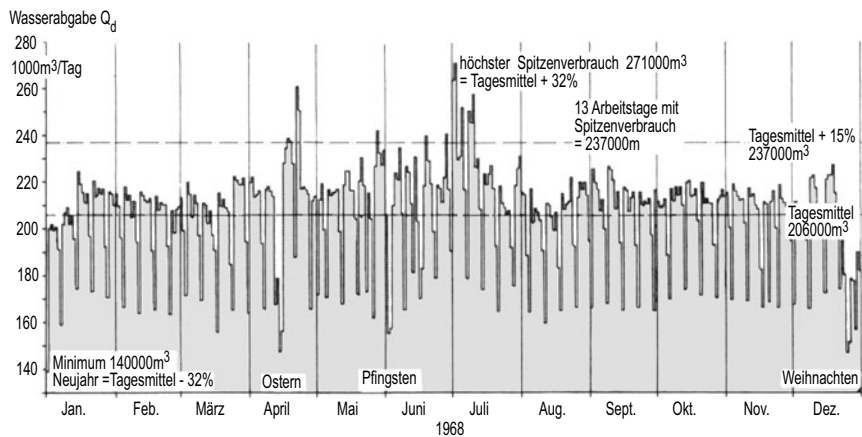


Abb. 2-6: Ganglinie der Wasserabgabe Q_d 1968 des WVU Frankfurt a. M., nach Wirth

Diese Ganglinie ist typisch für die Schwankungen von Q_d in einer Großstadt. Im Sommer tritt der Spitzenwert, im Winter der Minimalwert auf. Im Frühjahr (außer an Ostern) und im Herbst sind die Verbräuche mehr ausgeglichen.

Besonders wichtig ist die grafische Auftragung von Q_d in der Reihenfolge der Größe über 1 Jahr, d. i. die Wasserabgabe-Dauerlinie. **Abb. 2-7 a** zeigt diese für Frankfurt a. M. 1968 nach Wirth und **Abb. 2-7 b** für München 1993.

Zweckmäßig wird dem Vorschlag von Wirth gefolgt, wonach als Spitzenverbrauch bezeichnet wird: Q größer als $0,5 \cdot (Q_{d \max} + Q_d)$. Für das Beispiel der **Abb. 2-7 a** Frankfurt a. M. 1968 ist dies: $Q = 0,5 \cdot (271\,000 + 206\,000) = 238\,000\text{ m}^3$.

Aus Ganglinie und Dauerlinie zeigt sich, dass der Spitzenverbrauch verteilt und nur an wenigen Arbeitstagen auftritt. Da die WV-Anlage den Spitzenverbrauch liefern muss, ist es vorteilhaft, wenn durch Ausgleichsspeicherung die außergewöhnlichen Spitzen abgedeckt werden können.

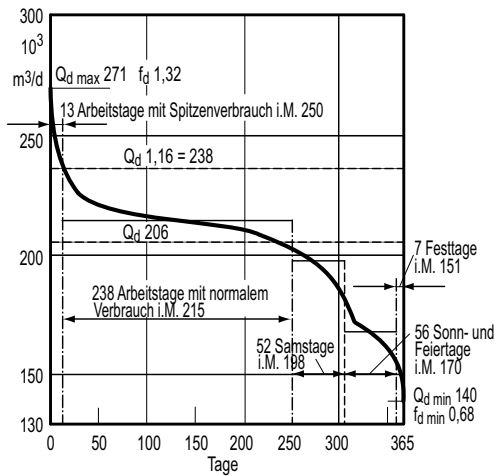


Abb. 2-7 a: Wasserabgabe Dauerlinie $Q_d \cdot 10^3 \text{ m}^3$ 1968 des WVU Frankfurt a. M., nach Wirth

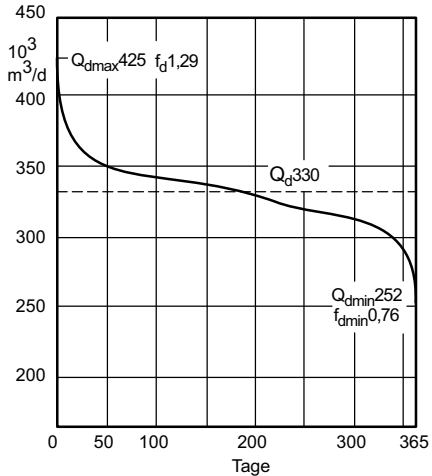


Abb. 2-7 b: Wasserabgabe Dauerlinie $Q_d \cdot 10^3 \text{ m}^3$ 1993 des WVU Stadtwerke München

Statt „Bedarf an verbrauchsreichen Tagen“ wird besser die Bezeichnung Spitzenwasserverbrauch für den o. a. Bereich verwendet, wobei $Q_{d\max}$ der absolute Größtwert ist, der praktisch im Jahr nur an einem Tag auftritt.

Trägt man den jeweiligen Größtwert $Q_{d\max}$ der einzelnen Jahre auf, so zeigt sich, dass in dieser Jahresreihe nur in größeren Zeitabständen absolute Spitzenverbrauchstage, wie z. B. im heißen Sommer 1976, auftreten. Hier bietet es sich an, einen so genannten „Normtag“ anhand von Einflussgrößen, wie z. B. Temperatur, Niederschlag und Sonnenscheindauer zu definieren. Mit dieser Definition stellt sich die Frage nach der Wahrscheinlichkeit seines Auftretens, die wesentlich von diesen Einflussgrößen bestimmt wird. Die Einbeziehung von Extremwerten führt zu einem hohen maximalen Norm-Tagesbedarf mit geringer Eintrittswahrscheinlichkeit. Neben Erfahrungswerten ist die Entscheidung für die Bemessung von Anlageteilen aber auch unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten zu treffen. So ist z. B. zu vertreten, die vielfach praktizierte Wahrscheinlichkeit für das Eintreten des Norm-Tagesbedarfes von 10^{-4} , also einmal in 27,5 Jahren, auf z. B. einmal alle 15 Jahre zu reduzieren und damit erhebliche Investitionseinsparungen zu erreichen.

2.3.6 Wasserabgabe pro Stunde

2.3.6.1 Größe und Bemessungsgrundlage

Die größte Wasserabgabe pro Stunde am Tag des Spitzenverbrauchs $Q_{h\max}(Q_{d\max})$ angegeben in m^3/h ist maßgebend für die Bemessung der Anlageteile, für die kein Ausgleich der stündlichen Verbrauchsschwankungen am Spitzentag durch Speicherung möglich ist, z. B. für Zubringer-, Haupt- und Versorgungsleitungen.

Die mittlere Wasserabgabe pro Stunde am Tag des Spitzenverbrauchs $Q_h(Q_{d\max})$ ist maßgebend für die Anlageteile, für die ein Ausgleich durch Speicher gegeben ist, z. B. Wassergewinnung, Wasseraufbereitung, Wasserförderung und Zuleitung zur Wasserspeicherung.

Der Löschwasserbedarf Q_L (siehe Abschnitte 6.3.4 und 7.5.5) ist gesondert zu berücksichtigen.

2.3.6.2 Schwankungen Q_h während des Tages

Die Wasserabgabe pro Stunde schwankt während des Tages erheblich, umso stärker, je kleiner das Versorgungsgebiet, je größer der Anteil der Haushaltsabgabe, je höher die Tagestemperaturen über $19^\circ C$ sind. In **Tab. 2-4** sind übliche Werte Q_h an einem Arbeitstag in % von Q_d für eine Landgemeinde, Kleinstadt, Mittelstadt und Großstadt (Frankfurt a. M., nach *Wirth*) angegeben. Die entsprechenden Ganglinien sind in den **Abb. 2-8, 9, 10** und **11** dargestellt. Das DVGW-Arbeitsblatt W 410 [5] enthält informativ einige aktuellere Beispiele von Tagesganglinien für ein ländliches, ein städtisches und ein großstädtisches Versorgungsgebiet mit hohem Gewerbeanteil. Der Verlauf der Schwankungen Q_h an Samstagen und Sonntagen ist ähnlich wie an Werktagen, jedoch die Schwankungsbreite nicht so groß, der Anstieg am Morgen (5 bis 7 Uhr) flacher, ebenso der Abfall am Abend (20 bis 23 Uhr).

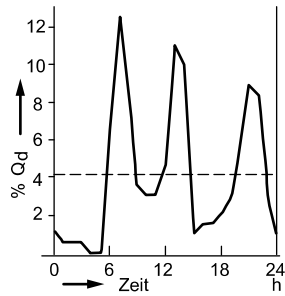
Die Wasserabgabe-Ganglinie Q_h oder deren Summenlinie ist die Grundlage für die Berechnung des fluktuierenden Wasservolumens, d. h. des erforderlichen Speichervolumens zum Ausgleich der Schwankungen Q_h (siehe Abschnitt 6.3.1). Während $Q_{h\max}$ für die Bemessung benötigt wird, ist der Kleinstwert $Q_{h\min}$ wichtig bei der Lecksuche und bei der Ermittlung der örtlich vorhandenen Rohrrauheiten mittels Strömungsversuche. $Q_{h\min}$ tritt allgemein etwa zwischen 1 bis 2 Uhr bzw. 1 bis 4 Uhr auf.

Wegen der örtlichen Abhängigkeit des Verlaufs der Wasserabgabe-Ganglinie Q_h ist bei bestehenden WVU immer von den örtlich gemessenen Werten auszugehen; die folgenden Abb. dienen dann nur als Anhalt. Bemerkenswert sind die prozentualen Größen der Stundenspitzen.

In **Abb. 2-12** ist die Wasserabgabe-Ganglinie für die Stadt München am Sonntag, den 8. Juli 1990, dargestellt, dem Endspieltag der Fußballweltmeisterschaft Deutschland gegen Argentinien (1:0). Der

Tab. 2-4: Verlauf der stündlichen Wasserabgabe Q_h an einem Arbeitstag in % Anteil an Q_d für eine Landgemeinde, Kleinstadt, Mittelstadt, Großstadt.

Uhrzeit	Landgemeinde % Q_d	Kleinstadt % Q_d	Mittelstadt % Q_d	Großstadt % Q_d
0–1	1,0	2,0	1,5	2,6
1–2	0,5	1,5	1,5	2,4
2–3	0,5	1,0	1,5	2,2
3–4	0,5	0,5	1,5	2,1
4–5	0,5	0,5	2,0	2,2
5–6	6,5	1,5	3,0	4,2
6–7	12,0	2,5	4,5	5,3
7–8	8,5	3,0	5,5	5,7
8–9	3,5	3,5	6,0	5,6
9–10	3,0	4,0	5,5	5,4
10–11	3,0	5,0	6,0	5,3
11–12	4,5	7,0	6,0	5,3
12–13	10,0	9,5	5,5	5,2
13–14	9,0	10,0	5,5	5,1
14–15	1,5	8,5	5,5	4,9
15–16	1,5	5,0	6,0	4,5
16–17	2,0	3,5	5,5	4,2
17–18	2,0	3,0	6,0	4,7
18–19	3,0	5,0	5,5	5,0
19–20	5,5	8,0	5,0	5,0
20–21	9,0	6,0	4,0	4,2
21–22	8,5	4,0	3,0	3,3
22–23	3,0	3,0	2,0	2,9
23–24	1,0	2,5	2,0	2,7
0–24	100	100	100	100



◀ Abb. 2-8: Wasserabgabe-Ganglinie Q_h einer Landgemeinde ▶

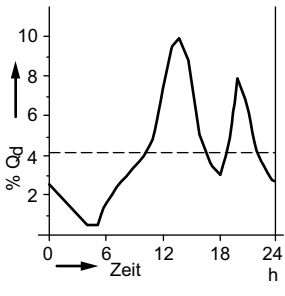
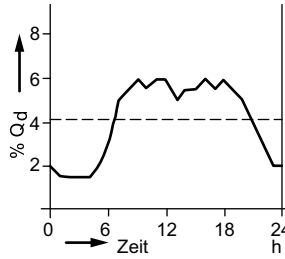


Abb. 2-9: Wasserabgabe-Ganglinie Q_h einer Kleinstadt ▶



◀ Abb. 2-10: Wasserabgabe-Ganglinie Q_h einer Mittelstadt ▶

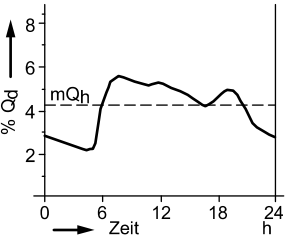
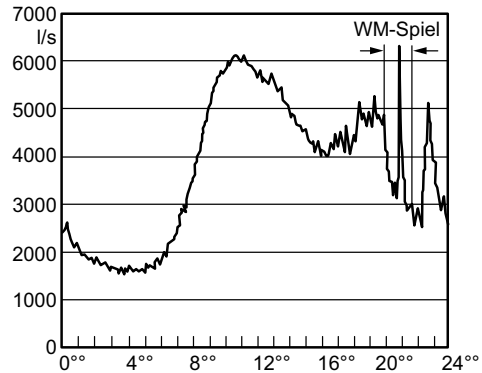


Abb. 2-11: Wasserabgabe-Ganglinie Q_h einer Großstadt ▶

Abb. 2-12: Wasserabgabe-Ganglinie für die Stadt München am 8. Juli 1990, dem Endspieltag der Fußballweltmeisterschaft Deutschland gegen Argentinien (1:0)
(Quelle: Stadtwerke München)



Spielbeginn um 20.00 Uhr, die Halbzeit von 20.45 bis 21.00 Uhr sowie die an das Spielende anschließende Siegerehrung spiegeln die Spannung und die erlösende Druckentlastung in Verbrauchsspitzen wider.

2.3.6.3 Größtwert $Q_{h \max}$

2.3.6.3.1 Größtwert $Q_{h \max}$ nach DVGW-Umfragen

Der Größtwert $Q_{h \max}$ tritt meistens am Tag mit der maximalen Wasserabgabe $Q_{d \max}$ auf (siehe auch Abschn. 2.3.5.2.1). Poss und Hacker (s. weiterführende Literatur) ermittelten aus einer DVGW-Umfrage in den 80-er Jahren, die sich weitgehend auf die Spitzenverbrauchsjahre 1976 und 1983 bezog, eine stark korrelierende Abhängigkeit ($r^2 = 0,99$) zwischen max. Stundenabgabe ($Q_{h \max}$) und max. Tagesabgabe ($Q_{d \max}$) bzw. Jahresabgabe (Q_a) bzw. Einwohnerzahl (E) des Versorgungsgebietes. Die mathematischen Gleichungen hierfür lauten:

$$\begin{aligned} Q_{h \max} &= 0,20746 \cdot Q_{d \max}^{0,89844} && \text{in m}^3/\text{h} \\ &= 1,09756 \cdot Q_a^{0,86668} && \text{in m}^3/\text{h} \quad \text{mit } Q_a \text{ in } 1000 \text{ m}^3 \\ &= 0,0695 \cdot E^{0,91717} && \text{in m}^3/\text{h}. \end{aligned}$$

Somit lässt sich aus der bekannten Jahresabgabe (Q_a) und/oder aus der Einwohnerzahl (E) die max. Stundenabgabe ($Q_{h \max}$) grob abschätzen.

Diese Abschätzung führt jedoch zu überhöhten Werten, weil sich die damaligen Umfragen auf Spitzenverbrauchsjahre bezogen und vor 30 Jahren der einwohnerbezogene Wasserverbrauch wesentlich höher lag als heute.

2.3.6.3.2 $Q_{h \max}$ nach Stundenspitzenfaktor

Liegen keine verlässlichen Messungen der max. Stundenabgabe vor, so lässt sich $Q_{h \max}$ näherungsweise über einen Stundenspitzenfaktor f_h aus der jahresdurchschnittlichen, also der mittleren Stundenabgabe Q_{hm} und somit aus der bekannten Jahresabgabe Q_a errechnen.

Der *Stundenspitzenfaktor* f_h ist definiert als das Verhältnis der max. Stundenabgabe (bei max. Tagesabgabe) zur jahresdurchschnittlichen (mittleren) Stundenabgabe mit

$$f_h = \frac{Q_{h \max} \text{ (bei } Q_{d \max} \text{)}}{Q_{hm} \text{ (bei } Q_d \text{)}} \quad \text{mit } Q_{hm} = Q_{dm}/24 = Q_a/365 \cdot 24 \text{ in m}^3/\text{h}$$

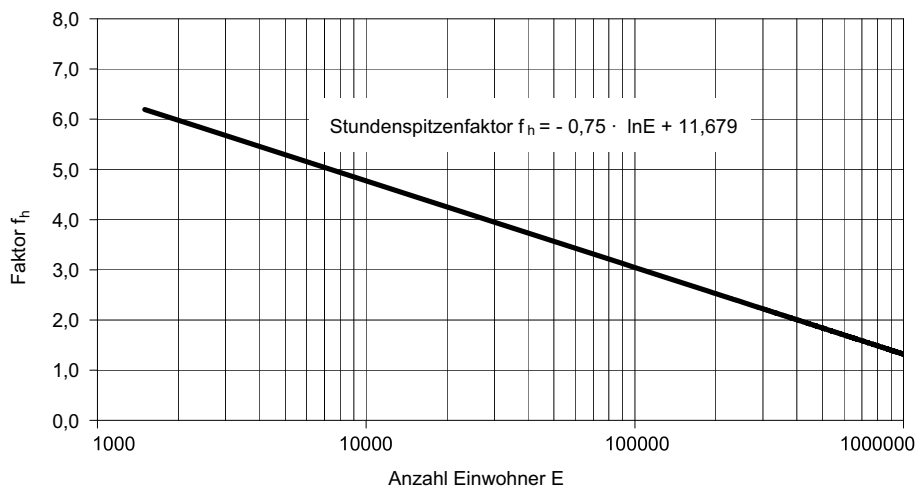


Abb. 2-13: Stundenspitzenfaktor $f_h = Q_{h \max} / Q_{hm}$ in Abhängigkeit von der Anzahl der Einwohner (nach DVGW-Arbeitsblatt W 400-1 in Ergänzung zur EN 805)

Das DVGW-Arbeitsblatt W 400-1 vom Oktober 2004 gibt als Bemessungsgrundlage für $Q_{h \max}$ in **Abb. 2-13** den Stundenspitzenfaktor in Abhängigkeit von der Einwohnerzahl an und zwar nach der Gleichung

$$f_h = -0,75 \cdot \ln E + 11,679$$

Hierzu ist anzumerken, dass zwischenzeitlich das DVGW-Arbeitsblatt W 410 vom Dezember 2008 [5] den Stundenspitzenfaktor f_h im Interesse der Wirtschaftlichkeit und zur besseren Erhaltung der Wasserqualität um ca. 20 % reduziert hat mit folgender Formel:

$$f_h = 18,1 \cdot E^{-0,1682}$$

2.3.6.3.3 $Q_{h \max}$ nach max. Stundenprozentwert

Eine weitere Berechnungsmethode zur Ermittlung von $Q_{h \max}$ führt nach W 400-1 über den max. Stundenprozentwert $st_{\max}$ in %.

Er ist definiert zu

$$st_{\max} = (Q_{h \max} / Q_{d \max}) \cdot 100 = (f_h / f_d) \cdot (100/24) \quad \text{in \%}$$

Wenn die max. Tagesabgabe $Q_{d \max}$ bekannt oder errechnet ist, lässt sich $Q_{h \max}$ ermitteln und zwar nach der Gleichung

$$Q_{h \max} = Q_{d \max} \cdot st_{\max} / 100 = Q_{d \max} \cdot (f_h / f_d) / 24 \quad \text{in m}^3/\text{h} \quad \text{mit } Q_{d \max} \text{ in m}^3/\text{h}$$

In **Abb. 2-14** ist die empirische Abhängigkeit dieses max. Stundenprozentwertes von der Einwohnerzahl des Versorgungsgebietes grafisch dargestellt und zwar nach der Gleichung

$$st_{\max} = 27,837 \cdot E^{-0,1247} \quad \text{in \%}$$

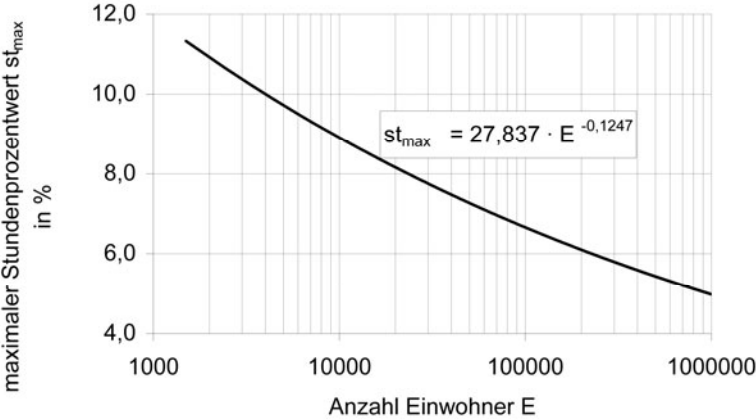


Abb. 2-14: Max. Stundenprozentwert st_{max} in % in Abhängigkeit von der Anzahl der Einwohner (nach DVGW-Arbeitsblatt W 400-1 in Ergänzung zur EN 805)

Hierzu ist anzumerken, dass zwischenzeitlich das DVGW-Arbeitsblatt W 410 vom Dezember 2008 [5] den max. Stundenprozentwert st_{max} im Interesse der Wirtschaftlichkeit und zur besseren Erhaltung der Wasserqualität weiter reduziert hat mit folgender Formel:

$$st_{max} = 19,3 \cdot E^{-0,093}$$

Dies führt vor allem im unteren bis mittleren Einwohnerbereich zu geringeren Prozentwerten als bei W 400-1.

2.3.6.3.4 $Q_{h\ max}$ nach einwohnerbezogener max. Stundenabgabe

Eine zusätzliche Bemessungsmethode für $Q_{h\ max}$ bietet nach W 400-1 die *einwohnerbezogene max. Stundenabgabe* $q_{h\ max}$ in l/Es. In **Abb. 2-15** ist der Zusammenhang zwischen der Anzahl der Einwohner und der zugehörigen einwohnerbezogenen max. Stundenabgabe grafisch im doppelt logarithmischen Maßstab dargestellt. Grundlage hierfür waren die Ergebnisse aus den DVGW-Umfragen der 80-er Jahre und vor allem aus dem DVGW-Forschungsprogramm 02-WT 956 an Wohngebäuden und Versorgungsgebieten, die ihren Niederschlag bereits im DVGW-Arbeitsblatt W 403 vom Januar 1988 gefunden hatten. Das DVGW-Arbeitsblatt W 400-1 vom Oktober 2004 hat jetzt W 403 integriert und die Werte wurden der zwischenzeitlichen Verbrauchsentwicklung angepasst.

Aus **Abb. 2-15** ergibt sich die max. Stundenabgabe zu

$$Q_{h\ max} = 3,6 \cdot q_{h\ max} \cdot E \quad \text{in m}^3/\text{h} \quad \text{mit } q_{h\ max} \text{ in l/sE}$$

Hierzu ist anzumerken, dass zwischenzeitlich das DVGW-Arbeitsblatt W 410 vom Dezember 2008 [5] insbesondere bei kleinen Versorgungsgebieten bis etwa 1000 Einwohnern im Interesse der Wirtschaftlichkeit und zur besseren Erhaltung der Wasserqualität den einwohnerbezogenen maximalen Stundenverbrauch $q_{h\ max}$ weiter reduziert hat zur folgenden Formel:

$$\log q_{h\ max} = 0,1099 \cdot (\log E)^2 - 0,9729 \cdot (\log E) - 0,1624$$

Daraus ergeben sich folgende Eckwerte:

Einwohner E:	1	10	100	1000
$q_{h\ max}$ in l/sE:	0,688	0,0943	0,0214	0,0081

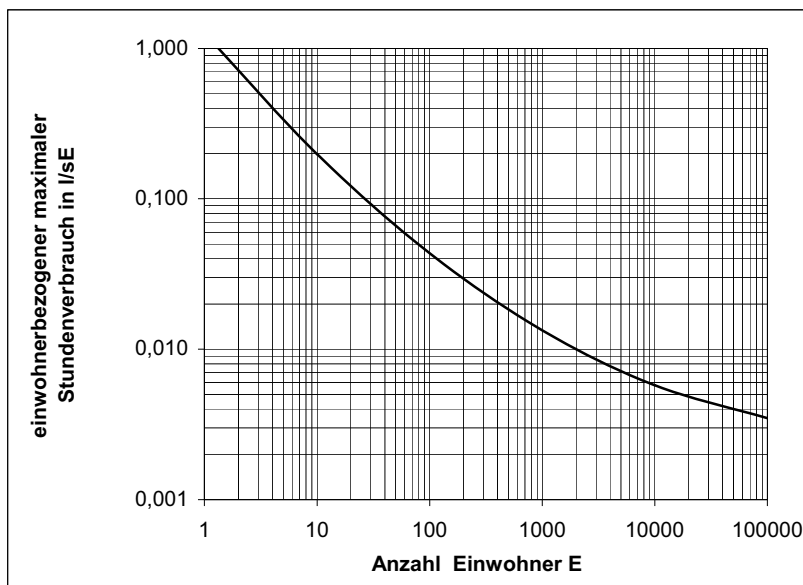


Abb. 2-15: Einwohnerbezogener maximaler Stundenverbrauch $q_{h \max}$ in l/sE in Abhängigkeit von der Anzahl der Einwohner (nach DVGW-Arbeitsblatt W 400-1 in Ergänzung zur EN 805)

2.3.6.4 Kleinstwert $Q_{h \min}$

Die einheitsbezogene minimale Stundenabgabe $Q_{h \min}$ an verbrauchsschwachen Tagen $Q_{d \min}$ ist in ländlichen Versorgungsgebieten wesentlich kleiner als in städtischen.

Der Minimumfaktor $f_{h \min} = Q_{h \min} \text{ (bei } Q_{d \min}) / Q_h \text{ (bei } Q_d)$ ergibt sich bei einer

Landgemeinde	zu 0,05–0,06
Kleinstadt	zu 0,06–0,08
Mittelstadt	zu 0,25
Großstadt	zu 0,38.

Aus den Kleinst- und Größtwerten zeigt sich die große Spannweite der stündlichen Wasserabgabe, die ein WVU ohne Minderung der Wasserqualität liefern muss. Diese Spannweite kann bei Landgemeinden bis zu 1:150 und in Großstädten bis zu 1:7 betragen.

2.3.7 Bemessungsgrundlage für Sonderobjekte

Das DVGW-Forschungsprogramm 02-WT 956 [4] umfasste auch Messungen an ausgewählten Sonderobjekten und zwar an Schulen, Hotels, Krankenhäusern, Verwaltungsgebäuden und landwirtschaftlichen Anwesen. Aus der banalen Erkenntnis heraus, dass nicht die installierte Entnahmeeinrichtung, sondern der Mensch – im landwirtschaftlichen Anwesen überwiegend das Tier – den Wasserverbrauch verursacht, wurden die gemessenen zeitabhängigen Durchflüsse auf die entsprechenden Verbraucher bezogen. Bei Hotels und Krankenhäusern sind die Verbraucher (Gäste bzw. Patienten einschließlich Personal) auf Hotelzimmer bzw. Krankenbetten umgerechnet worden. Die Ergebnisse dieses DVGW-Forschungsprogramms sind auch in das DVGW-Arbeitsblatt W 410 [5] eingeflossen.

Wohngebäude	Wohneinheiten	maßgebender Durchfluss (Q_{105}) [l/s] [m³/h]		Länge der Anschlussleitung in m 10 20 30 40 50				
	1	1,5	5,4	DN 32 (DN 25)				
	2	1,8	6,5	DN 40 (DN 32) DN 50 (DN 40)				
	3 bis 5	2,2	7,9	DN 40 DN 50				
	6 bis 10	2,5	9,0					
	11 bis 30	3,0	10,8					
	31 bis 100	3,5	12,6	DN 65				
	101 bis 200	3,8	13,7					
Schulen	Schüler	maßgebender Durchfluss [l/s]	maßgebender Durchfluss [m³/h]	Länge der Anschlussleitung in m 20 40 60 80 100				
	bis 250	bis 5,8	bis 20,8	DN 65				
	251 bis 500	5,8 – 6,9	20,8 – 24,7	DN 80 DN 100				
	501 bis 1000	6,9 – 8,0	24,7 – 26,6					
	1001 bis 2000	8,0 – 9,0	26,6 – 32,5					
	2001 bis 4000	9,0 – 10,1	32,5 – 36,4					
Hotels	Zimmer	maßgebender Durchfluss [l/s]	maßgebender Durchfluss [m³/h]	Länge der Anschlussleitung in m 20 40 60 80 100				
	bis 25	bis 3,8	bis 13,8	DN 50				
	26 – 50	3,8 – 5,0	13,8 – 18,1	DN 65 DN 80				
	51 – 100	5,1 – 6,3	18,2 – 22,5					
	101 – 200	6,3 – 7,5	22,5 – 26,9	DN 100				
	201 – 400	7,5 – 8,5	26,9 – 30,5					
Kranken- häuser	Betten	maßgebender Durchfluss [l/s]	maßgebender Durchfluss [m³/h]	Länge der Anschlussleitung in m 20 40 60 80 100				
	bis 50	bis 5,9	bis 21,2	DN 50 DN 80				
	51 – 100	5,9 – 10,1	21,3 – 36,5	DN 100				
	101 – 200	10,1 – 14,4	36,5 – 51,7					
	201 – 400	14,4 – 18,6	51,7 – 66,9	DN 150				
	401 – 800	18,6 – 22,8	66,9 – 82,1					
Verwaltungs- gebäude	Beschäftigte	maßgebender Durchfluss [l/s]	maßgebender Durchfluss [m³/h]	Länge der Anschlussleitung in m 20 40 60 80 100				
	bis 75	bis 4,0	bis 14,3	DN 50				
	76 – 150	4,0 – 5,1	14,3 – 18,3	DN 65 DN 80				
	151 – 300	5,1 – 6,2	18,3 – 22,4					
	301 – 600	6,2 – 7,4	22,4 – 26,5	DN 100				
	601 – 1200	7,4 – 8,5	26,5 – 30,6					
Landwirtschaftl. Anwesen	Verbraucher V (GVGW)	maßgebender Durchfluss [l/s]	maßgebender Durchfluss [m³/h]	Länge in m 20 40 60 80 100				
	bis 50	bis 2,5	bis 9,0	DN 40 DN 50				
	51 – 100	2,5 – 4,3	9,0 – 15,5	DN 50 DN 65				
	101 – 150	4,3 – 6,0	15,5 – 21,6	DN 80 DN 100				
	151 – 200	6,0 – 7,8	21,6 – 28,1					

Abb. 2-18: Bemessung der Anschlussleitungen (DN . . .) von Wohngebäuden, Schulen, Hotels, Krankenhäusern, Verwaltungsgebäuden und landwirtschaftl. Anwesen in Abhängigkeit von Verbraucherzahl und Länge der Anschlussleitung (ohne Brandschutz) (siehe auch DVGW-Merkblatt W 404 mit Angabe der Berechnungsannahmen).

Abb. 2-18 enthält Vorschläge für die Bemessung von Anschlussleitungen in Abhängigkeit von Verbraucherzahl und Anschlusslänge; ein Löschwasserdurchfluss ist hier nicht berücksichtigt. Bemessungsgrundlage für Anschlussleitungen ist der Spitzendurchfluss mit einer Bezugszeit von 10 Min. und einer Fließgeschwindigkeit von $\leq 2,0$ m/s. Die Wasserzählerbemessung basiert auf 5-Min-Spitzendurchflüssen, außer bei Krankenhäusern, wo aus Sicherheitsgründen die 10-Sek-Bezugszeit gewählt wurde.

Für die Bemessung gilt Folgendes:

– *Schulen*

Verbraucher V = Schüler (S) + Lehrer (L)

Wasserzählergröße Q_n 10 bis 300 (S+L)

Wasserzählergröße DN 50 für 301 bis 3000 (S+L)

Wasserzählergröße DN 65 für 3001 bis 4000 (S+L)

verbraucherbezogener $Q_d = 8 \text{ l/Sd} = 8 \text{ l/Ld}$

Spitzenfaktoren (Median) $f_d = 1,7$; $f_h = 7,5$; $f_k = 39,1$

Streufaktor $= 1,26$; $= 1,73$; $= 1,37$

– *Hotels*

Verbraucher V = Hotelzimmer (HZ)

Wasserzählergröße Q_n 10 bis 50 HZ

Wasserzählergröße DN 50 für 51 bis 300 HZ

verbraucherbezogener $Q_d = 290 \text{ l/Vd}$

Spitzenfaktoren (Median) $f_d = 1,4$; $f_h = 4,4$; $f_k = 11,1$

Streufaktor $= 1,17$; $= 1,47$; $= 1,8$;

– *Krankenhäuser*

Verbraucher V = Bettenzahl (BZ)

Wasserzählergröße Q_n 10 bis 50 BZ

Wasserzählergröße DN 50 von 51 bis 75 BZ

Wasserzählergröße DN 65 von 76 bis 150 BZ

Wasserzählergröße DN 80 von 151 bis 700 BZ

Wasserzählergröße DN 100 von 701 bis 1000 BZ

verbraucherbezogener $Q_d = 340 \text{ l/Vd}$

Spitzenfaktoren (Median) $f_d = 1,3$; $f_h = 3,2$; $f_k = 7,6$

Streufaktor $= 1,11$; $= 1,30$; $= 1,67$;

– *Verwaltungsgebäude*

Verbraucher V = Beschäftigte (B)

Wasserzählergröße Q_n 10 bis 300 B

Wasserzählergröße DN 50 von 301 bis 2000 B

verbraucherbezogener $Q_d = 47 \text{ l/Vd}$

Spitzenfaktoren (Median) $f_d = 1,8$; $f_h = 5,6$; $f_k = 23,8$

Streufaktor $= 1,2$; $= 1,6$; $= 2,4$;

– *landwirtschaftliche Anwesen*

Verbraucher V = Großvieheinheit (GV) + 2 • Personen (P) = Großviehgleichwert (GVGW);

$Q_d = -106,5 + 51,6 \text{ V in l/d}$

Geltungsbereich von 7 bis 165 GV und von 2 bis 16 P

verbraucherbezogener $Q_d = 104 \text{ l/Pd} = 52 \text{ l/GVd}$

Wasserzählergröße Q_n 2,5 bis 80 V

Wasserzählergröße Q_n 6 von 81 bis 200 V

Wasserzählergröße Q_n 10 von 201 bis 350 V

Spitzenfaktoren (Median) $f_d = 1,5$; $f_h = 7,6$; $f_k = 29,0$

Streufaktor $= 1,34$; $= 1,64$; $= 2,07$

Tab. 2-5: Umrechnungsfaktoren für verschiedene Vieharten in Großvieheinheiten GV (1 GV = 500 kg Lebendgewicht) bei landwirtschaftlichen Anwesen

Viehart	Faktor	Viehart	Faktor
Kühe	1,2	Mastbullen bis 350 kg	0,5
Pferde	1,0	Mastbullen 350 bis 550 kg	0,9
weibl. Rinder über 2 a	1,0	Zuchteber	0,3
weibl. Rinder 1-2 a	0,7	Zuchtsauen	0,3
weibl. Rinder unter 1 a	0,3	Zuchtsauen mit Ferkeln	0,5
Fohlen	0,3	Mastschweine 20-110 kg	0,13
Kälber bis ca. 4 Wo.	0,1	Schafe	0,1
Mastkalb bis 100 kg	0,15	Ziegen	0,1
Mastkalb bis 180 kg	0,23	Hühner, Gänse, Enten	0,004

Beispiel: Landwirtschaftliches Anwesen mit 3 Personen, 40 Kühen, 20 Mastschweinen, 10 Kälbern, 50 Hühnern, 40 Enten, 10 Gänsen (Tab. 2-5).

$$V = 40 \cdot 1,2 + 20 \cdot 0,13 + 10 \cdot 0,1 + (50 + 40 + 10) \cdot 0,004 + 2 \cdot 3 = 58. \quad Q_d = 2886 \text{ l/d.}$$

Beachte: Bei den Sonderobjekten ist der Brandschutz nicht enthalten; er muss ggf. zusätzlich berücksichtigt werden.

Das DVGW-Arbeitsblatt W 410 [5] führt Wasserbedarfswerte für weitere Verbrauchergruppen an, so für Sporthallen und Fitnessklubs, für Schwimm- und Freizeitbäder, für Stadien und Rennbahnen, für Messe- und Kongresshallen, für Einkaufszentren und für Festplätze. Sie sind wertvolle Anhaltspunkte für den Planer, die jedoch immer den örtlichen Verhältnissen anzupassen sind.

2.4 Wasserverbrauch je Verbrauchseinheit

2.4.1 Berechnungsdurchfluss von Auslauf-Armaturen

Der Berechnungsdurchfluss von Auslauf-Armaturen wird insbesondere zur Bemessung der Verbrauchsleitungen benötigt. In Tab. 2-6 ist Q_R für gebräuchliche Auslauf-Armaturen zusammengestellt (vergl. auch Abschn. 7.7.2).

Tab. 2-6: Berechnungsdurchfluss Q_R von Auslauf-Armaturen (Richtwerte)

Auslauf-Armatur	DN	l/s	Auslauf-Armatur	DN	l/s
Auslaufventil	DN 15	0,30	Mischbatterie für		
Auslaufventil	DN 20	0,50	Wanne	DN 15	0,15
Auslaufventil	DN 25	1,00	Brause	DN 15	0,15
Brausekopf	DN 15	0,20	Sitzwaschbecken	DN 15	0,07
Druckspüler	DN 15	0,70	Magnetventil für		
Druckspüler	DN 20	1,00	Waschmaschine	DN 15	0,25
Druckspüler	DN 25	1,00	Geschirrspüler	DN 15	0,15
Spülkastenventil	DN 15	0,13	Durchlauferhitzer	DN 15	0,10
Urinalventil	DN 15	0,30			

2.4.2 Wasserverbrauch je Einzelvorgang

In **Tab. 2-7** ist der Wasserverbrauch für übliche Zwecke je Einzelvorgang bei der üblichen Benützungsdauer angegeben.

Tab. 2-7: Wasserverbrauch für übliche Zwecke je Einzelvorgang und üblichen Bereich der Benützungsdauer

Vorgang	Liter
Geschirrspülen von Hand	25–40
Geschirrspülmaschine, je nach Programm und Alter	13–40
Küchenwolf	4–5
Handwaschbecken	2–5
Dusche	40–80
Wannenbad (Körperformwanne – Normalwanne)	115–180
Kinderbad	30–40
Bidet	10–20
WC mit Spülkasten	6–12
WC mit Tief-Spülkasten	6–9
WC mit Druckspüler	6–12
Reinigen im Haus	20–100
Wäschewaschen 5 kg, Waschmaschine je nach Programm und Alter	50–130
Autowäsche, in umweltschonender Waschanlage	50–60
Autowäsche, mit Schlauch	100–150
private Schwimmbäder, meistens Größenbereich $V = 25$ bis 75 m^3 einmaliges Füllen = $V \cdot 1,00$ tägliches Nachfüllen = $V \cdot 0,01\text{--}0,05$	
Gießen von Hausgärten je m^2	5–10

2.4.3 Wasserverbrauch im Haushalt für einzelne Zwecke

Dieser wird in Litern pro Einwohner und Tag (l/Ed) angegeben und i. a. für Berechnungen nicht benötigt. Die Kenntnis hiervon gibt jedoch Ansätze für Wassersparmaßnahmen und ermöglicht die Beurteilung der Einheits-Verbrauchswerte in den verschiedenen Wohngebieten. In **Tab. 2-8** sind einwohnerbezogene Verbrauchswerte einschl. Kleingewerbeanteil für einen deutschen Durchschnittshaushalt nach W 410 [5] zusammengestellt.

NB: Eigentlich müsste man vom Wassergebrauch und nicht vom Wasserverbrauch sprechen, denn Wasser wird hier aus wasserwirtschaftlicher Sicht nicht verbraucht, sondern gebraucht.

Tab. 2-8: Wasserverbrauch in l/Ed und prozentual im Haushalt für einzelne Zwecke

Tätigkeiten	l/Ed	%
Baden, Duschen, Körperpflege	43	36
Toilettenspülung	32	27
Wäsche waschen	15	12
Geschirr spülen	7	6
Raumreinigung, Autopflege, Garten	7	6
Essen und Trinken	5	4
Kleingewerbe	11	9
Summe	120	100

2.4.4 Erfahrungswerte des Wasserverbrauchs je Verbrauchseinheit

Die Literaturangaben über den Wasserverbrauch je Verbrauchseinheit sind sehr unterschiedlich und abhängig von den verschiedenen strukturellen und klimatischen Verhältnissen des Versorgungsgebietes. Auch einheitliche Angaben über den Spitzen-Wasserverbrauch sind nicht real, weil die Spitzenfaktoren örtlich verschieden sind. In **Tab. 2-9** werden daher nur Werte des *mittleren* Einheits-Wasserverbrauchs angegeben. Es ist Aufgabe des Planers, diese Werte entsprechend der Struktur des Versorgungsgebiets und aufgrund von Betriebserfahrungen den örtlichen Verhältnissen anzupassen; eine Bandbreite von 15 % und mehr ist durchaus möglich. Der Wasserverbrauch an Spitzentagen errechnet sich dann aus dem mittleren Verbrauch $\cdot$ Spitzenfaktor f_d .

Die **Tab. 2-9** ist wie die BDEW-Statistik in die Verbrauchergruppen eingeteilt.

Anmerkung: A = Angestellter, Beamter, Beschäftigter, Kunde, Pflegepersonal; E = Einwohner; G = Gast, Passagier; GV = Großvieh; H = Haftinsasse; L = Lehrer; Pa = Patient; S = Soldat; St = Schüler, Student

Tab. 2-9: Mittelwerte des Einheits-Wasserverbrauchs

Verbraucher	Einheit	Liter
1. Haushalt einschl. Kleingewerbe		
1.1 Haushalt, Wohngebäude:		
1. alte Ein- und Zweifamilienhäuser, einfachste Bauart	l/d	70
2. einfache Mehrfamilien-WG, Baujahr vor 1940	l/Ed	90
3. mehrgeschossige WG, mit Sozialwohnungen, Bj. vor 1960	l/Ed	120
4. neuere Einfamilien-Reihenhäuser, mehrgeschossige WG	l/Ed	130
5. Appartementhäuser und WG mit Komfortwohnungen	l/Ed	140
6. Ein- und Zweifamilienhäuser in guter Wohnlage	l/Ed	180
7. moderne Villen in bester Wohnlage	l/Ed	220
1.2 Kleingewerbe		
1. Bäcker, 1 A/200 E	l/Ad	130
2. Konditor, 1 A/1000 E	l/Ad	150
3. Fleischer, Metzger, 1 A/300 E	l/Ad	200
4. Friseur, 1 A/300–600 E	l/Ad	30
5. Kfz-Waschanlage mit Wasserwiederverwendung	l/Pkw	40
6. gewerbliche Betriebe, stark schmutzend	l/Ad	250
7. Restaurants, Kantinen	$l/(G + A) \cdot d$	50
1.3 Landwirtschaft		
1. Großvieh	$l/GV \cdot d$	50
2. Großvieh, Schwemmentmistung, einstreulos	$l/GV \cdot d$	60
3. Großvieh, Schwemmentmistung, mit Einstreu	$l/GV \cdot d$	75
4. Kleinvieh = 1/5 Großvieh	$l/KV \cdot d$	10
5. Milchsammelstelle, je 1 Milch	l/l	1,5
6. Erwerbsgärten	$l/m^2 \cdot d$	0,8
7. intensive landwirtschaftliche Beregnung, Gemüseland	$l/m^2 \cdot d$	1,0
2. Industrie einschl. Großgewerbe		
2.1 Industrie		
1. Steinkohle	l/kg	12
2. Steinkohlen-Koks	l/kg	1
3. Pkw	l/kg	10
4. Stahl	l/kg	50
5. Mineralöl	l/kg	0,3

Fortsetzung Tab. 2-9

Verbraucher		Einheit	Liter
6.	Zellstoff	l/kg	200
7.	Zeitungspapier	l/kg	15
8.	Kunstfasern	l/kg	200
9.	Fleisch- und Wurstwaren	l/kg	2
10.	Früchte- und Gemüsekonserven	l/kg	5
11.	Fischkonserven	l/kg	40
2.2	Großgewerbe		
1.	Molkerei, je l Milch	l/l	1–1,5
2.	Brauerei, je l Bier	l/l	4
3.	Brennerei, je l Maische	l/l	2
4.	Zuckerfabrik	l/kg	30
5.	Wäscherei, je kg Trockenwäsche	l/kg	40
6.	Kaufhaus, ohne Restaurant	l/Ad	50
	Kaufhaus, mit Restaurant, zusätzlich nach 1.2.7	$l/(G + A) \cdot d$	100
7.	Hotel, Luxus, $A : G \geq 1$	$l/(G + A) \cdot d$	600
	Hotel, mittel, $A : G \cong 0,5$	$l/(G + A) \cdot d$	375
	Hotel, einfach, $A : G \cong 0,25$	$l/(G + A) \cdot d$	150
3.	Sonstige Verbraucher, öffentliche Einrichtungen		
1.	Büro- und Verwaltungsgebäude, einfache, ohne Kantine	l/Ad	40
	wie vor, mittlere, ohne Kantine	l/Ad	50
	mit Kantine, mit allen techn. Einrichtungen, voll klimatisiert	l/Ad	140
2.	Schulen, ohne Duschen, ohne Schwimmbad	$l/(St + L) \cdot d$	10
	wie vor, mit Duschen	$l/(St + L) \cdot d$	40
	wie vor, mit Schwimmbad	$l/(St + L) \cdot d$	50
3.	Universität und Fachschulen		
	Geisteswissenschaft	$l/(St + L) \cdot d$	150
	Chemie	$l/(St + L) \cdot d$	1 000
	Physik	$l/(St + L) \cdot d$	500
	vorklinisches Studium	$l/(St + L) \cdot d$	350
	Biologie und wasserwirtschaftliche Institute	$l/(St + L) \cdot d$	400
	Studentenhaus und Verwaltung	$l/(St + L) \cdot d$	150
4.	Krankenhaus, je Patient und Personal	$l/(Pa + A) \cdot d$	350
	Spezialkrankenhaus	$l/(Pa + A) \cdot d$	500
5.	Altenwohnheime, Pflegeheime	$l/(Pa + A) \cdot d$	180
6.	Hallenbäder	l/G	200
7.	Schlachthof	l/GV	5 000
8.	Markthalle	l/m ²	30
9.	Friedhof	l/m ² · d	0,1
10.	Grünflächen, bewässert	l/m ² · d	0,1
11.	Gemeindl. Reinigungseinrichtungen	l/Ed	3
12.	Justizvollzugsanstalten	$l/(H + A) \cdot d$	160
13.	Truppenunterkünfte		
	Bundeswehr, Soldaten	l/S · d	350
	Zivilangestellte	l/A · d	80
	Bundeswehrwohnungen	l/Ed	150
	sonst. Streitkräfte, Soldaten	l/S · d	570
	Zivilangestellte	l/A · d	100
	Wohnungen	l/Ed	150

Fortsetzung Tab. 2-9

Verbraucher	Einheit	Liter
14. Flughafen	l/Gd	50
15. Feuerwehr, für Übungen u. einf. Brandfälle i. a. 0,2–0,5 % von Q_a	l/Ed	0,5
16. Öffentliche Brunnen, ständig laufende werden i. a. nicht mehr aus der öffentl. WV versorgt, sondern mit Umwälzpumpen betrieben. Bedarf vernachlässigbar klein.		
17. Eigenverbrauch WVU	l/Ed	2

Besondere Bedeutung haben die sehr eingehenden Veröffentlichungen von *Asemann-Wirth* über den gemessenen Wasserverbrauch 1968 und 1969 der verschiedenen Verbrauchergruppen in der Stadt Frankfurt a. M., die Ergebnisse des DVGW-Forschungsprogramms 02-WT 956 [4] und die Untersuchungen von *Möhle* an der TU Hannover.

Die angegebenen Einheits-Verbrauchswerte der Industrie sind nur grobe Anhaltswerte, sie verändern sich häufig durch Veränderungen der Produktion, zunehmende und unterschiedliche Verwendung von Wasser im Kreislauf. Im Einzelfall sind örtliche Erhebungen unerlässlich.

Hinweis: Die in Tab. 2-9 angegebenen Verbrauchswerte sind nicht zu verwechseln mit der ökologischen Betrachtung, wie viel „virtuelles Wasser“ in der Erzeugung von einem bestimmten Produkt, z. B. von 1 kg Fleisch oder von 1 kg Erdbeeren, steckt, also verbraucht, verdunstet oder verschmutzt wird. Dieser in erster Linie von der Umweltorganisation WWF geprägte sog. „Wasser-Fußabdruck“ kann weltweit zu einer Neudefinition von Wasserpolitik und -management beitragen.

2.4.5 Eigenverbrauch der WVU

Das WVU verbraucht Wasser für Rückspülungen bei Wasseraufbereitungsanlagen, Rohrnetzspülungen, Frostläufe, Reinigen von Wasserkammern und Bauwerken sowie eigenes Bauwasser. Diese Arbeiten werden i. a. an Tagen geringen Wasserverbrauchs ausgeführt, so dass nur der mittlere Verbrauch, nicht aber $Q_{d\max}$ erhöht wird. Der Wasserverbrauch eines WVU beträgt bei Anlagen mit Aufbereitungsanlagen etwa 1,3 bis 1,5 % Q_a , bei sonstigen Anlagen etwa 1 % Q_a .

2.4.6 Wasserverlust

Als Wasserverlust wird die Differenz zwischen Wasserabgabe in das Rohrnetz (Netzeinspeisung) und der gemessenen nutzbaren Wasserabgabe an die Verbraucher einschl. Wasserwerkseigenverbrauch bezeichnet. Der Wasserverlust besteht aus dem scheinbaren Wasserverlust, d. i. Wasserverbrauch, der nicht oder nicht richtig gemessen wird, und dem tatsächlichen Wasserverlust infolge Auslaufens von Wasser an undichten Stellen. In kleinen WV-Anlagen können bei unzureichender Wartung die Wasserverluste erheblich höher sein, insbesondere, wenn Leckstellen nicht rechtzeitig erkannt werden. Die Wasserverluste müssen bei bestehenden WV-Anlagen jeweils eigens erhoben werden. Der Wasserverlust in ordnungsgemäß erstellten Neuanlagen beträgt i. a. weniger als die in **Tab. 2-10** enthaltenen %-Anteile Q_a .

Tab. 2-10: Mittlere Wasserverluste in % der Jahresabgabe Q_a

Anlageteil	Alle Anlageteile ohne Wasserverteilung	Wasserverteilung	Gesamt
Neuanlagen	1	4	5
Altanlagen, gut gewartet	2	8	10

Im DVGW-Arbeitsblatt W 392 – Rohrinspektion und Wasserverluste – sind bei der Ermittlung der tatsächlichen und scheinbaren Wasserverluste die Länge des Versorgungsnetzes und die überwiegende Bodenart berücksichtigt (siehe Abschn. 13.3.4.3.3).

2.5 Wasserverbrauch der Industrie

Die Angaben über den Wasserverbrauch der Industrie (Nichtöffentliche Wasserversorgung: Bergbau, Gewinnung von Steinen und Erden, verarbeitendes Gewerbe) dienen nur zum Vergleich mit der Wasserabgabe der WVU. In **Tab. 2-11** sind nach den Erhebungen des Statistischen Bundesamtes [1] Wasserangaben zu diesem industriellen Bereich aufgeführt und zwar die Wasserentnahme, das insgesamt genutzte Wasser, das jeweils eingesetzte Frischwasser sowie der daraus abgeleitete Nutzungsfaktor.

Tab. 2-11: Wasserangaben zur Industrie nach Statistischem Bundesamt

Jahr	1991	1995	1998	2001	2004	2007
Wasseraufkommen in Mio. m ³	12 144	10 024	9 482	8 651	8 754	8 406*
Genutztes Wasser insgesamt in Mio. m ³	41 800	38 493	35 348	33 646	37 976	26 548*
Eingesetztes Frischwasser in Mio. m ³	9 885	7 966	7 382	6 808	6 564	6 778*
Nutzungsfaktor	4,2	4,8	4,8	4,9	5,8	3,9*

* Diese Zahlenangaben von 2007 sind aufgrund geänderter Statistikmethodik mit früheren Ergebnissen leider nicht mehr vergleichbar.

Der Nutzungsfaktor errechnet sich aus dem Verhältnis des insgesamt genutzten Wassers zur Menge des im Betrieb eingesetzten Frischwassers. Der Nutzungsfaktor ist durch vermehrten Einsatz der Kreislauf- und Mehrfachnutzung in den beiden letzten Jahrzehnten stetig gestiegen, die betrieblichen Wassereinsparmöglichkeiten sind jedoch weitgehend ausgeschöpft.

Das gesamte Wasseraufkommen ist von 1991 bis 2007 um rd. 37 % zurückgegangen – ein Beweis für den umweltbewussten Umgang der Industrie mit der Ressource Wasser.

Der Wasserbezug der Industrie aus dem öffentlichen WV-Netz halbierte sich in den vergangenen 30 Jahren und liegt 2007 mit 0,35 Mio. m³ bei etwa 4 % des Wasseraufkommens; er wird sich kaum mehr verringern.

Das Wasseraufkommen der Wärmekraftwerke für die öffentliche Energie-Versorgung mit rd. 20 Mrd. m³ pro Jahr (in 2007) mit abnehmender Tendenz erfolgt fast ausschließlich aus dem Oberflächenwasser, meistens für Kühlzwecke.

2.6 Wassersparen

2.6.1 Fachliche Randbedingungen

Unter Wassersparen ist die rationelle Wassernutzung im verantwortungsbewussten Umgang mit dem Naturgut Wasser zu verstehen, um die Wasserressourcen – unabhängig von den natürlichen Gegebenheiten – bestmöglich zu schonen. Der Grundsatz des sparsamen Umgangs mit Wasser ist verankert in der Europäischen Wasser-Charta von 1968 sowie in den fachlichen Zielen der meisten Landesentwicklungsprogramme. Das zum 1. März 2010 in Kraft getretene neue *Wasserhaushaltsgesetz* (WHG)

[6] enthält erstmals bundesweite Vorschriften zur öffentlichen Wasserversorgung (WV). So haben die Träger der öffentlichen WV auf einen sorgsamen Umgang mit Wasser hinzuwirken, insbesondere haben sie die Wasserverluste in ihren Einrichtungen gering zu halten und darüber hinaus die Endverbraucher über Maßnahmen zur Einsparung von Wasser unter Beachtung der hygienischen Anforderungen zu informieren. Verantwortungsbewusste WVU haben dies bislang ohnehin getan und dabei auch darauf hingewiesen, dass ein geringerer Wasserverbrauch aufgrund der hohen Fixkosten in der WV durchaus einen höheren Wasserpreis ergeben kann. Wassereinsparung im Warmwasserverbrauch senkt jedoch gleichzeitig die Energiekosten. Wassersparmaßnahmen verringern zwar nicht die Schmutzfracht, verbessern aber die Reinigungswirkung von Abwasseranlagen.

Wassersparen hat dort seine Grenzen, wo eine merkliche Einbuße von Komfort oder gar Hygiene damit verbunden ist, wo z. B. ein geringer Durchsatz oder eine Stagnation zu technischen Problemen (Korrosion) oder gar zu hygienischen Risiken (Aktivierung von Blei-, Kupferionen; Verkeimungen) führt oder wo es durch Problemverlagerung (Einsatz von Reinigungs- oder Desinfektionsmitteln, Inhibitoren und Stabilisatoren in Kühlkreisläufen usw.) zu einer Gefährdung oder gar Verunreinigung der Gewässer kommt. Neben diesen Gesichtspunkten sind ökonomische, also gesamtwirtschaftliche Aspekte einzubeziehen, die auch den Material- und Energieverbrauch von Wasserspareinrichtungen berücksichtigen. Dies gilt insbesondere für den Einsatz von Regenwassernutzungsanlagen für den Hausgebrauch.

Maßnahmen zum Wassersparen, die diese ökonomischen, ökologischen, versorgungstechnischen und hygienischen Randbedingungen berücksichtigen, sind sinnvoll, zweckmäßig und erforderlich. Wassersparen darf und kann aber den vorrangigen vorbeugenden und aktiven Gewässerschutz nicht ersetzen, kann ihn allenfalls ergänzen. Insofern steht in der Wasserversorgung nicht die quantitative sondern die qualitative Betrachtung des Lebensmittels Trinkwasser im Vordergrund.

2.6.2 Maßnahmen

Folgende Maßnahmen (Aufzählung erweiterbar) tragen zum Wassersparen und zur rationellen Wassernutzung bei:

2.6.2.1 Wasserversorgungsunternehmen

- Rohrnetz auf tatsächliche, echte Wasserverluste überprüfen und ggf. reparieren,
- Laufbrunnen durch Kreislaufbetrieb ersetzen,
- für Zwecke ohne Trinkwasserqualität Oberflächenwasser benutzen, z. B. für Straßen-, Kläranlagenreinigung, Kanalnetzspülungen,
- degressive Wassergebühren für Großabnehmer abschaffen, ggf. progressive Wassergebühren einführen.

2.6.2.2 Industrie und verarbeitendes Gewerbe

- Wasser für Nicht-Trinkwasserzwecke durch Oberflächenwasser ersetzen und – wo möglich – Regenwasser einsetzen,
- Wasser sparende Technologien in Produktion und Betrieb einsetzen, jedoch dabei Gewässergefährdung oder gar -verunreinigung vermeiden.

2.6.2.3 Landwirtschaft

- durch pflanzenbedarfs- und zeitgerechte Bewässerung Auswaschung von Nährstoffen und Pflanzenschutzmitteln vermeiden,
- Flüssigmistverfahren durch Festmistverfahren ersetzen.

2.6.2.4 Haushaltsbereich

- Verbraucherverhalten ändern, z. B. duschen anstatt baden, Wasch-/Geschirrspülmaschinen voll auslasten, Wasser bei der Körperreinigung nicht unnötig und ungenutzt laufen lassen, undichte Armaturen reparieren, Rasen in Trockenzeiten nicht oder nur wenig und abends gießen,
- Wasser sparende Armaturen/Einrichtungen einsetzen, z. B. 6-l-WC-Spülkasten mit Unterbrecher-taste und abgestimmtem WC-Becken, Einhebelmischarmaturen, Thermostataraturen, Perlatoren, Durchflussbegrenzer, Wasser sparende Wasch-/Geschirrspülmaschinen, Körperformbadewannen,
- Auto weniger oft waschen und dann in Waschanlage mit Waschwasserwiederverwendung,
- Regenwasser zur Gartenbewässerung nutzen.

Der Wasserspareffekt wird auf rd. 20 l/Ed geschätzt.

NB: Bei Regenwassernutzung im Wohn- und Sanitärbereich, z. B. zur Toilettenspülung und zum Wäschewaschen auf strikte und dauerhafte Trennung von der Trinkwasseranlage nach DIN 1989 achten; Grauwassernutzung (Abwasser aus Badewanne, Dusche, Handwaschbecken ggf. Waschmaschine) zur Toilettenspülung ist wegen hohen hygienischen Risikos und möglicher zusätzlicher Gewässerbelastung durch Reinigungs- und Desinfektionsmittel abzulehnen.

2.6.2.5 Öffentliche Einrichtungen, Hotel- und Gaststättengewerbe

- Vorbild abgeben beim Einsatz wassersparender Einrichtungen/Armaturen (vgl. Haushaltsbereich),
- Urinale mit benutzerabhängiger Steuerung einrichten oder nachrüsten, ggf. bei starker Frequenzierung, z. B. in Flughäfen, Trockenurinale einsetzen,
- in öffentlichen Bädern Selbstschlussarmaturen installieren,
- in Hotels den Gast um Mithilfe bitten, dass unnötiges Waschen von Hand-/Badetüchern vermieden wird.

2.6.2.6 Wasserrechtliche Gestattung

- Anträge auf Wasserentnahme im Bedarf prüfbar begründen,
- Wasserbedarf und -verwendung auf Notwendigkeit und Sparsamkeit überprüfen und ggf. Wasser sparende Auflagen fordern,
- für wasserrechtliche Gestattungen überschaubare Fristen setzen, um Fortschritte in der rationellen Wassernutzung berücksichtigen zu können.

2.7 Wasserbedarf

Der Wasserbedarf ist ein prognostizierter Planungswert. Für die Planung von Neubauten und Erweiterungen von WV-Anlagen und zum Vergleich mit dem gemessenen Wasserverbrauch wird der Wasserbedarf aus der Zahl der Verbraucher x angenommener Einheits-Wasserverbrauchswerte berechnet. Wesentlich ist die richtige Abschätzung der Trends der künftigen Zu- oder Abnahme der Verbraucher und der Veränderung der Einheits-Verbrauchswerte aus den Messungen der vergangenen Jahre des eigenen WVU und anderer WVU mit ähnlicher Struktur, sowie die Berücksichtigung der Bandbreiten entsprechend den örtlichen strukturellen und klimatischen Verhältnissen. Dabei werden der mittlere derzeitige und künftige Wasserbedarf sowie $Q_{d \max}$ bzw. $Q_{h \max}$ unter entsprechendem Ansatz der Spitzenfaktoren berechnet.

Hinweis: Das DVGW-Arbeitsblatt W410, „Wasserbedarf – Kennwerte und Einflussgrößen“ vom Dez. 2008 [5] enthält detaillierte Angaben.

2.7.1 Bemessungsgrößen des Wasserbedarfs

Je nach Aufgabenstellung werden Werte des Wasserbedarfs für verschiedene Betrachtungszeiträume benötigt:

Derzeitiger und künftiger Wasserbedarf Q_a , Q_d , $Q_{d \max}$ – für wasserwirtschaftliche Planungen, Genehmigungsverfahren, Vergleich mit Wasserdargebot und Wasserbereitstellung.

Künftiger Wasserbedarf $Q_{d \max}$, mittlerer Q_h ($Q_{d \max}$) – für Bemessung von Wassergewinnung, Wasseraufbereitung, Förderung, Speicherung, Fern- und Zubringerleitungen, wenn ein Ausgleichspeicher vorhanden ist. Bei der Wassergewinnung wird meist eine Reserve von 10 bis 20 % hinzugerechnet, bei den Maschinenanlagen werden Reserveaggregate vorgesehen.

Künftiger Wasserbedarf Q_h ($Q_{d \max}$) – für Versorgungsleitungen, ferner für alle Anlageteile, wenn kein Ausgleichspeicher vorhanden ist.

Spitzendurchfluss Q_k – für Anschlussleitungen, Wasserzähler und Verbrauchsleitungen unter Berücksichtigung moderner sanitärer Ausstattung.

Derzeitiger und künftiger Wasserbedarf Q_a – in Abständen von 1 Jahr für Finanzplan, Erfolgsplan, Einnahmen- und Ausgabenrechnung, Wasserbilanzen.

2.7.2 Bemessungszeitraum

Der Bemessungszeitraum, für den der künftige Wasserbedarf als Grundlage der Bemessung der Anlageteile zu berechnen ist, kann um so kürzer sein, je problemloser die einzelnen Anlageteile ohne Betriebsstörung erweitert werden können, ferner wenn die Anlageteile eine kurze Lebensdauer haben, wenn durch das Überbemessen ein langsames Fließen in Rohrleitungen mit geringer Wassererneuerung zu befürchten ist, wenn Schwierigkeiten in der Finanzierung und Rentabilität vorhanden sind, wenn zu lange totes Kapital verzinst werden muss. Es ist zweckmäßig, als Beginn des Bemessungszeitraumes die voraussichtliche Inbetriebnahme der Baumaßnahme festzulegen. Der Zeitbedarf für Planung und Genehmigungsverfahren, der je nach Tragweite des Projektes mehrere Jahre betragen kann, sowie für Baudurchführung wird zusätzlich vorangestellt. Als Bemessungszeiträume, gemessen ab Betriebsbeginn, sind zweckmäßig:

- 15 Jahre – für alle Anlageteile, mit Ausnahme der nachstehenden Sonderanlageteile,
- 30 Jahre – Trinkwassertalsperren, Wasserturm, Fernleitungen unter Berücksichtigung von Einbau von Druckerhöhungspumpwerken, Verteilungsleitungen in geschlossen bebauten Gebieten,
- 50 Jahre – Sicherung von Wassergewinnungsgebieten, wasserwirtschaftliche Planungen.

Es ist ferner vorteilhaft, die Wasserbedarfsberechnungen auf bestimmte Prognosejahre abzustellen, damit Vergleiche mit anderen Entwicklungsplanungen der Gemeinden, Städte, der Länder möglich sind, z. B.:

Prognosejahre: 2015, 2030, 2045, 2070.

2.7.3 Feststellen der Bemessungsgrundlagen

Folgende Berechnungsgrundlagen sind aufgrund der örtlichen Verhältnisse zu ermitteln.

2.7.3.1 Derzeitige und künftige Zahl der versorgten Einwohner

Wie aus Abschnitt 2.3 ersichtlich, ist der Einheits-Wasserverbrauch l/Ed um so größer, je größer das Versorgungsgebiet ist, dagegen nimmt der Spitzenfaktor f_d ab. Es ist daher notwendig, die Zahl der zu versorgenden Einwohner möglichst genau zu ermitteln. Insgesamt ist die Bevölkerungsentwicklung stark geprägt von der Ausländerpolitik. Für die Schätzung der Bevölkerungsentwicklung sind der Trend der vergangenen 20 Jahre und die Prognosen der Planungsbehörden zu verwenden. Hierbei

ist jedes Teil-Versorgungsgebiet selbst zu untersuchen, denn die Bevölkerungsentwicklung kann bereits auf engem Raum sehr unterschiedlich sein. So nehmen z. B. Wohnsiedlungsgemeinden im Bereich des Nahverkehrs der Großstädte noch immer stark zu. Zweckmäßig ist die grafische Auftragung der Einwohnerzahlen, um den Trend sichtbar zu machen. Dabei ist immer eine gewisse Bandbreite zu berücksichtigen.

Solche Bandbreiten weisen heute allgemein auch die regionalen Planungsziele aus; beispielhaft sei hier das im Jahre 1994 fortgeschriebene Landesentwicklungsprogramm Bayern zitiert, das die Entwicklung gemäß **Abb. 2-17** prognostizierte. Zusätzlich ist die tatsächliche Bevölkerungsentwicklung nachgetragen, die bislang innerhalb der prognostizierten Bandbreite liegt. Zwischenzeitlich liegen neuere Bevölkerungsprognosen vor.

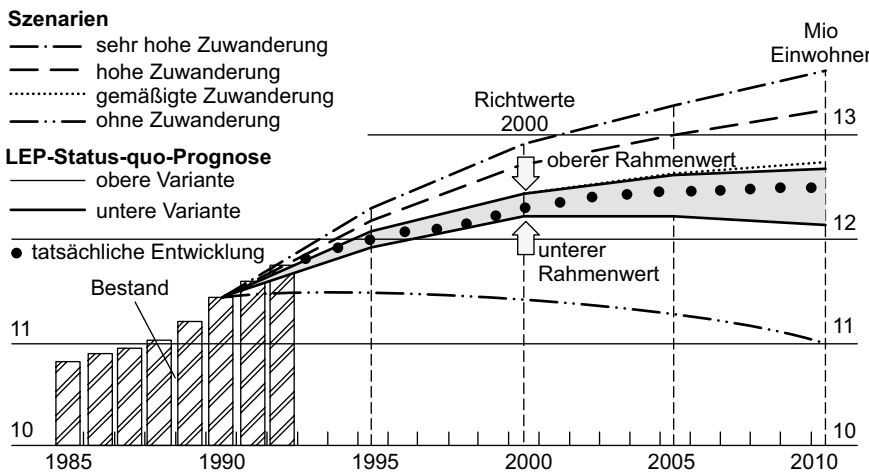


Abb. 2-17: Bevölkerungsentwicklung Bayern 1985–2010 (nach LEP Bayern 1994)

2.7.3.2 Wohndichte

Wenn die Berechnung des Wasserbedarfs ausführlich mit den Werten der Tab. 2-9 erfolgt, sind die Unterschiede der Gemeindetypen hinreichend berücksichtigt.

Für die Aufteilung des Wasserbedarfs in einem Versorgungsgebiet wird gelegentlich die Wohndichte E/ha benötigt, sie ist in Flächennutzungs- und Bebauungsplänen enthalten. In **Tab. 2-12** ist die Wohndichte für die verschiedenen Bauklassen angegeben.

Tab. 2-12: Wohndichte zur Ermittlung des Wasserbedarfs je Fläche

Klasse	Bebauungsart	Wohndichte E/ha
I	Sehr dicht (alte Stadtkerne)	500–700
II	Dicht (mit Hinterhäusern)	400–600
III	Mitteldicht, geschlossen, mit großen Hof- und Gartenflächen	300–400
IV	Weiträumig, Landorte, Dörfer	150–200
V	Gartenreiche Außenviertel	60–150
IV	Stadtrand und Kleinsiedlungen	
	1. kleine Grundstücke	30–80
	2. große Grundstücke	10–40
	gewerbliches Gebiet	10–40

2.7.3.3 Einwohnerbezogener Wasserbedarf

Der einwohnerbezogene Trinkwasserverbrauch (Pro-Kopf-Verbrauch) in Liter je Einwohner und Tag (l/Ed) errechnet sich aus der von öffentlichen Wasserversorgungen insgesamt abgegebenen Wassermenge an Letztverbraucher-Haushalte, gewerbliche Unternehmen und sonstige Abnehmer einschließlich des Wasserwerkseigenverbrauchs, ungemessener Mengen und der Wasserverluste – jeweils bezogen auf die Zahl der angeschlossenen (zentral versorgten) Einwohner (siehe Abschn. 2.3.5). Betrachtet man nur den Wasserverbrauch im „Haushalt einschl. Kleingewerbe“, der rd. 80 % der Wasserabgabe an Verbraucher abdeckt, so zeigt sich, dass dieser bis etwa 1990 anstieg und seitdem fällt, in den neuen Bundesländern stark, in den alten Bundesländern weniger ausgeprägt. Bemerkenswert ist die Tatsache, dass der „Pro-Kopf-Verbrauch“ in den neuen Bundesländern weiterhin deutlich unter dem der alten Bundesländer liegt. (**Abb. 2-18**). Ursachen für den Verbrauchsrückgang sind u. a.: kostenbewusster und sparsamerer Umgang mit dem Wasser (z. B. öfter duschen anstatt baden, kein unnötiges Laufen lassen des Wassers); verstärkter Einsatz wassersparender Sanitäreinrichtungen (z. B. 6-Liter-Spülkasten mit Spartaste, Körperformbadewannen), verbrauchsarme Haushaltsgeräte (z. B. Spülmaschinen, Waschmaschinen), Wasserspararmaturen (z. B. Einhebelmischer, Durchflussbegrenzer, Luftsprudler, Thermostatventile); Regenwassernutzung zur Toilettenspülung; gestiegene Wasser-, Abwasser- und Energiepreise.

Die spezifischen Bedarfskomponenten „Abgabe an gewerbliche Unternehmen“ und „Abgabe an sonstige Abnehmer“ lassen insgesamt nur noch geringe – regional jedoch unterschiedliche – Veränderungen erwarten. Bei der spezifischen Bedarfskomponente „Wasserwerkseigenverbrauch, Wasserverluste und ungemessene Mengen“ wird – insbesondere als Folge der erforderlichen und teils wasserrechtlich geforderten Sanierung von Ortsnetzen – von einer leichten Abnahme auszugehen sein.

Aus der Entwicklung der vergangenen Jahrzehnte und Jahre lässt sich der Bedarf prognostizieren, wenn man durch die gemessenen Verbrauchswerte eine Trendkurve legt und diese bis in die Prognosejahre extrapoliert. Dies ist in **Abb. 2-18** auf der Grundlage der langjährigen BGW/BDEW-Statistik mit der Wasserabgabe an Haushalte einschl. Kleingewerbe, das einen Anteil von durchschnittlich 10 % hat, geschehen. So lässt sich für das Bundesgebiet ein künftiger Bedarf von etwa 120 l/Ed abschätzen. In einem „Trockenjahr“, wie z. B. 1959, 1976, 1983, 2003 und 2006 wird dieser Wert entsprechend höher liegen (vgl. **Abb. 2-18**) – vermutlich auch in 2010.

Solche Trendkurven lassen sich in die Verbrauchswerte anderer Gebiete transformieren und auch dort Prognosewerte abschätzen.

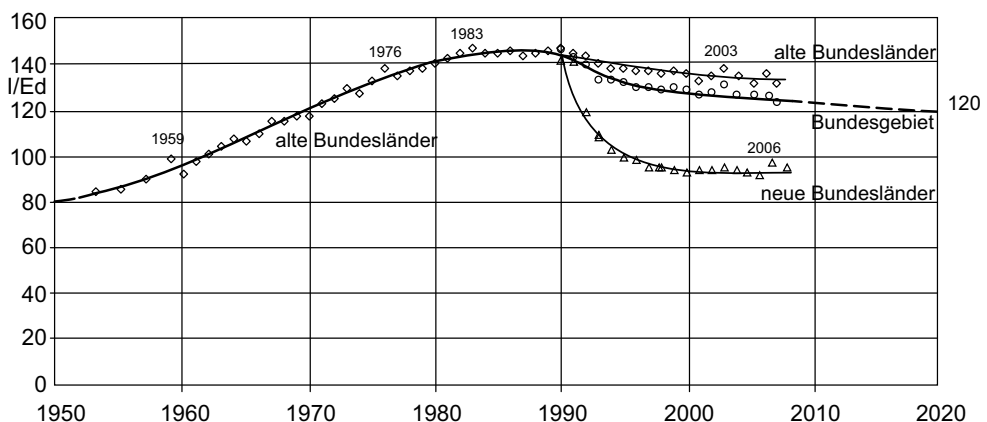


Abb. 2-18: Einwohnerbezogener Verbrauch in l/Ed für Haushalte einschl. Kleingewerbe in Deutschland (nach BDEW-Statistik) sowie Bedarfsprognose

2.7.3.4 Spitzenwerte

In den Abschnitten 2.3.5 und 2.3.6 sind Spitzenwerte und -faktoren dargestellt. Sie können als Bemessungsgrundlage herangezogen werden, wenn keine eigenen Messungen vorliegen.

2.7.3.5 Entwicklung des industriellen und sonstigen Wasserbedarfs

Schwierig ist das richtige Abschätzen der Entwicklung des industriellen Wasserbedarfs. Die Zunahme der industriellen Produktion kann den Bedarf erhöhen, Veränderungen in der Produktion und Fertigung sowie Verwendung von Wasser im Kreislauf und steigende Wassergebühren senken den Bedarf beachtlich. So hat der Anteil des industriellen Wasserverbrauchs in den vergangenen Jahrzehnten stark abgenommen. Künftig ist nur noch mit geringen Senkungen oder Stagnation zu rechnen (s. auch Abschn. 2.5).

Der Trend der vergangenen Jahre ist zu berücksichtigen. Bei kleinen Versorgungsgebieten sind Einzelerhebungen unerlässlich.

2.7.3.6 Klimatische Verhältnisse

Fehlender Niederschlag und hohe Lufttemperaturen erhöhen den Wasserverbrauch $Q_{d \max}$ stärker als Q_d . Nach den Untersuchungen von *Asemann u. Wirth* und anderer Autoren steigt der Wasserverbrauch unterhalb einer Temperaturschwelle sehr langsam mit der Temperatur an, ab dieser Schwelle steigt die gemittelte Verbrauchslinie linear und steiler mit der Temperatur an mit größeren Bandbreiten. In Frankfurt a. M. lag beispielsweise 1965 bis 1969 die Temperaturschwelle bei 19 bis 20 °C, in Wien im Jahre 1983 bereits bei etwa 15 °C. Da in den Monaten Mai bis August sehr hohe Temperaturen immer mit dem Fehlen von Niederschlägen verbunden sind und in dieser Zeit auch die hohen Werte des Wasserverbrauchs liegen, ist es zweckmäßig, den Einfluss der klimatischen Verhältnisse entsprechend den Summen der Niederschlagshöhen der Monate Mai bis einschl. August abzustufen und dabei die Zeiträume ohne Niederschlag mit auszuwerten.

Es ist deshalb notwendig, in jedem Einzelfall die bisher am Ort oder an der nächstgelegenen Messstelle gemessene kleinste Niederschlagshöhe und kleinste Summe der Niederschlagshöhen Mai bis August festzustellen und dementsprechend den Spitzenfaktor f_d und die Verbrauchswerte zu wählen.

2.7.3.7 Anschlussgrad

Nach der Umweltstatistik 2007 sind 99,2 % der deutschen Bevölkerung an zentrale Trinkwasserversorgungsanlagen angeschlossen, wobei allerdings teilweise noch erhebliche qualitative, quantitative oder technische Mängel bestehen. Insgesamt wird sich der Versorgungsgrad kaum noch erhöhen. Insbesondere der Anschluss abgelegener und nur mit unwirtschaftlichem Aufwand anzuschließender Ortsteile und Einzelanwesen, die über eine einwandfreie Eigenversorgung verfügen, ist im Interesse eines wirtschaftlichen Betriebes der öffentlichen Wasserversorgung nicht sinnvoll. Die Anzahl der Hausbrunnen und Quellen zur Einzeltrinkwasserversorgung wird statistisch seit 2004 nicht mehr erhoben.

2.7.4 Löschwasserbedarf

2.7.4.1 Allgemeines

Der Löschwasserbedarf ist die Gesamtmenge, die für den Brandschutz verfügbar sein muss. Die Löschwasser-Bereitstellung des WVU umfasst entweder den gesamten Löschwasserbedarf oder auch nur eine Teilmenge. Der Brandschutz ist Aufgabe der Gemeinde; sie hat zu entscheiden, welche Was-

servorkommen für Löschzwecke vorhanden sind und wie sie eingesetzt werden sollen, somit auch welchen Anteil das WVU zu übernehmen hat. Es wird unterschieden zwischen dem

- *Grundschutz*, d. h. dem Brandschutz für das Gemeindegebiet ohne erhöhtes Sach- oder Personenrisiko und dem
- *Objektschutz*, d. h. dem über den Grundschutz hinausgehenden, objektbezogenen Brandschutz für Objekte mit erhöhtem Brandrisiko, z. B. Lagerplätze für leicht entzündbare Güter, Parkhäuser u. a., oder für Objekte mit erhöhtem Personenrisiko, wie Versammlungsstätten, Geschäftshäuser, Hotels u. a., oder auch sonstige Einzelobjekte im Außenbereich, wie Aussiedlerhöfe, Raststätten u. a.

2.7.4.2 Grundschutz

Die Richtwerte für den Löschwasserbedarf nach DVGW-Arbeitsblatt W 405 [7] sind in **Tab. 2-13** zusammengestellt. Bei kleinen ländlichen Orten mit 2 bis 10 Anwesen ist der Löschwasserbedarf i. a. mit 48 m³/h anzusetzen. Die angegebenen Löschwassermengen sollen für eine Löschzeit von 2 h zur Verfügung stehen, so dass sich 96 m³ = rd. 100 m³ Löschwasservorrat ergeben (siehe auch Abschnitte 6.3.4 und 6.7).

Tab. 2-13: Richtwerte für den Löschwasserbedarf (m^3/h) unter Berücksichtigung der baulichen Nutzung und der Gefahr der Brandausbreitung^{e)} (nach D VGW-W 405).

Bauliche Nutzung nach §17 der Bau- nutzungsver- ordnung	reine Wohngebiete (WR) allgem. Wohngebiet (WA) besondere Wohngebiete (WB); Mischgebiete (MI) Dorfgebiete (MD) ^{a)}		Gewerbegebiete (GE)			Industrie- gebiete (GI)
				Kerngebiete (MK)		
Zahl der Vollge- schosse (N)	N ≤ 3	N > 3	N ≤ 3	N = 1	N > 1	–
Geschossflächen- zahl ^{b)} (GFZ)	0,3 < GFZ ≤ 0,7	0,7 < GFZ ≤ 1,2	0,3 < GFZ ≤ 0,7	0,7 < GFZ ≤ 1	1 < GFZ ≤ 2,4	–
Baumassenzahl ^{c)} (BMZ)	–	–	–	–	–	BMZ ≤ 9

Löschwasserbedarf

bei unterschiedlicher Gefahr der Brandausbreitung ^{e)} :	m³/h	m³/h	m³/h	m³/h	m³/h	m³/h
klein	48	96	48	96	96	96
mittel	96	96	96	96	192	192
groß	96	192	96	192	192	192

Überwiegende Bauart

Feuerbeständige^{d)}, hochfeuerhemmende^{d)} oder feuerhemmende^{d)} Umfassungen, harte Bedachungen^{d)}

Umfassungen nicht feuerbeständig oder nicht feuerhemmend, harte Bedachungen oder Umfassungen feuerbeständig oder feuerhemmend, weiche Bedachungen ^{b)}

Umfassungen nicht feuerbeständig oder nicht feuerhemmend;
weiche Bedachungen, Umfassungen aus Holzfachwerk (ausgemauert).
Stark behinderte Zugänglichkeit, Häufung von Feuerbrücken usw.

Erläuterungen zu Tabelle 2-13 :

- a) soweit nicht unter kleinen ländlichen Ansiedlungen fallend
- b) Geschossflächenzahl = Verhältnis von Geschossfläche zu Grundstücksfläche
- c) Baumassenzahl = Verhältnis vom gesamten umbauten Raum zu Grundstücksfläche
- d) Die Begriffe „feuerhemmend“, „hochfeuerhemmend“ und „feuerbeständig“ sowie „harte Bedachung“ und „weiche Bedachung“ sind baurechtlicher Art
- e) Begriff nach DIN 14011 Teil2: „Brandausbreitung ist die räumliche Ausdehnung eines Brandes über die Brandausbruchsstelle hinaus in Abhängigkeit von der Zeit“. Die Gefahr der Brandausbreitung wird um so größer, je brandempfindlicher sich die überwiegende Bauart eines Löschbereiches erweist.

2.7.4.3 Objektschutz

Die Löschwassermengen werden in jedem Einzelfall von der zuständigen Behörde festgesetzt.

2.7.4.4 Löschwasser-Bereitstellung durch das WVU

Die vom WVU bereitzustellende Löschwassermenge ist bei kleinen Orten zu begrenzen, wenn sonst die Wasserspeicherung und die Versorgungsleitungen erheblich überdimensioniert werden würden. Bei Ortsgrößen unter 5000 E ist dies immer zu überprüfen.
Der Löschbereich umfasst alle Löschwasser-Entnahmestellen im Umkreis von 300 m um das Brandobjekt. Für jeden selbstständigen Rohrnetzbereich ist nur 1 Brandfall anzunehmen. Für die hydraulische Berechnung des Rohrnetzes ist neben dem Löschwasserbedarf die größte stündliche Wasserabgabe/Tag bei mittlerem Verbrauch $Q_{h\ max}(Q_d)$ zugrunde zu legen (siehe Abschn. 7.5.5).

2.7.5 Wasserbedarf im Krisenfall

In der Ersten Wassersicherstellungsverordnung (1.WasSV) vom 31.03.1970 sind für Vorsorgemaßnahmen nach dem Wassersicherstellungsgesetz die Deckung des lebensnotwendigen Bedarfs an Trinkwasser, die Versorgung mit Betriebswasser im unentbehrlichen Umfang und die Deckung des Bedarfs an Löschwasser festgesetzt, **Tab. 2-14;** (siehe auch Kapitel 9: Trinkwasserversorgung im Krisenfall).

Tab. 2-14: Wasserbedarf im Krisenfall

	Einheit	Einheitsbedarf
1. Lebensnotwendiger Bedarf an Trinkwasser		
1.1 Aus netzunabhängigen Notbrunnen oder aus dem Versorgungsnetz	l/Pd	15
1.2 Krankenanstalten und Einrichtungen, die der Unterbringung pflegebedürftiger Personen dienen	l/Pd	75
1.3 Chirurgische und Infektionskrankenanstalten oder Chirurgische und Infektionskrankenanstalten oder entsprechende Fachabteilungen in Krankenanstalten	l/Pd	150
1.4 Für Betriebe und Anstalten, deren Weiterarbeit nach der Zivilverteidigungsplanung unerlässlich ist, wird der Bedarf nach Art und Umfang der Leistungen, die der Betrieb oder die Anstalt im Verteidigungsfall zu erbringen hat, errechnet		
1.5 Haltung von Nutztieren	l/GVd	40
1 Großvieh (GV) = 1 Pferd oder 1 Rind über 2 Jahre, 2 Pferde oder 2 Rinder unter 2 Jahren, 5 Schweine oder 10 Schafe sowie die entsprechende Anzahl andererer Nutztiere mit einem Gesamtlebendgewicht von 500 kg		
2. Bedarf an Betriebswasser im unentbehrlichen Umfang		
Der unentbehrliche Bedarf wird im Einzelfall errechnet		

Fortsetzung Tab. 2-14

	Einheit	Einheitsbedarf
3. <i>Bedarf an Löschwasser</i>		
Der Bedarf an Löschwasser ist in der Regel auf den Zeitraum von 5 Stunden zu bemessen; er richtet sich nach der Art und dem Maß der baulichen Nutzung im Sinne der in den Bauleitplänen angewendeten Baunutzungsverordnung (Bau NV) mit den Bezeichnungen Kleinsiedlungsgebiet (WS), reines Wohngebiet (WR), allgemeines Wohngebiet (WA), Mischgebiet (MI), Dorfgebiet (MD), Kerngebiet (MK), Sondergebiet (SO), Gewerbegebiet (GE), Industriegebiet (GI) sowie Geschossflächenzahl (GFZ) und Baumassenzahl (BMZ).		
Für je einen Hektar bebauten Gebietes ist als Löschwasserbedarf zugrunde zu legen:		
bei WS, WR, MI, MD bis zu einer GFZ von 0,6	m ³ /ha/5 h	144
bei WR, WA, MI, MD, MK, GE bis zu einer GFZ von 1,2		288
bei WR, WA, MI, MK, SO, GE bis zu einer GFZ von 2,4		576
bei MK, SO, GE bis zu einer GFZ von 4,0 und darüber		960
bei GI bis zu einer BMZ von 9,0		960

2.7.6 Beispiel einer Wasserbedarfsberechnung

In **Tab. 2-15** ist die Berechnung des Wasserbedarfs für eine neue Wohnsiedlung für 10 000 E mit angenommenen Verbrauchszahlen durchgeführt.

Tab. 2-15: Beispiel der Berechnung des Wasserbedarfs einer neuen Siedlung für 10 000 E

Verbraucher	Anzahl	Einheit	Einheitsbedarf	Q _d m ³ /d
1. <i>Ermittlung des derzeitigen Wasserbedarfs Q_d</i>				
1.1 <i>Haushalt und Kleingewerbe Q_H</i>				
1.1.1 Wohngebäude				
Reihenhäuser, neu	3000 E	l/Ed	120	360
Ein- und Zweifamilienhäuser, neu	2000 E	l/Ed	130	260
Appartementshäuser, Komfortwohnungen	5000 E	l/Ed	140	700
1.1.2 Kleingewerbe				
Bäcker	50 A	l/Ad	130	6,5
Konditor	10 A	l/Ad	150	1,5
Fleischer	30 A	l/Ad	200	6,0
Friseur	20 A	l/Ad	30	0,6
sonstige gewerbl. Betriebe	40 A	l/Ad	50	2,0
3 Restaurants, i. M. 100 G + 15 A =	115 (G + A)	l/(G + A)d	50	6,0
	Summe Q _H			1 343
1.2 <i>Industrie und Großgewerbe Q_G</i>				
Kaufhaus, ohne Restaurant	20 A	l/Ad	50	1,0
Wäscherei, Trockenwäsche	100 kg	l/kg	40	4,0
Hotel, mittleres, A : G ≈ 0,5, G + A =	120 (G + A)	l/(G + A)	300	36
	Summe Q _G			41
1.3 <i>Sonstiges, einschl. öffentl. Bedarf Q_S</i>				
Verwaltungsgebäude, mittlere, ohne Kantinen	100 A	l/Ad	50	5
Schulen mit Duschen, Schüler + Lehrer	1 000	l/(St + L)d	40	40
Altenwohnheim, Patient + Personal	100	l/(Pa + A)d	200	20
gemeindl. Reinigungseinrichtungen	E = 10 000	l/Ed	3	30
Feuerwehr	E = 10 000	l/Ed	0,5	5
Eigenverbrauch WVU	E = 10 000	l/Ed	2	20
	Summe Q _S			120

Fortsetzung Tab. 2-15

Verbraucher	Anzahl	Einheit	Einheitsbedarf	Q _d m ³ /d
1.4 Derzeitiger Wasserbedarf Q _d Q _H + Q _G + Q _S = Q _d ; E = 10 000 1343 + 41 + 120 = 1504 89 + 3 + 8 = 100 %-Anteil Wasserverlust, unvermeidbar 0,08 · Q _d Gesamt-Wasserbedarf derzeitiger einwohnerbezogener Wasserbedarf q _d				1 504 120 1 624 162
2. Ermittlung der Bemessungswerte der Prognosejahre entsprechend der Struktur der neuen Wohnsiedlung und dem hohen Anteil von 90 % des Haushaltsbedarfs werden die Spitzenfaktoren angenommen zu: f _d = 2,0; f _h = 4,0				
Prognosejahre	2015	2020	2030	2040
E	–	5 000	10 000	10 000
q _d (l/Ed)	162	162	162	150
Q _d (m ³ /d)	–	810	1 620	1 500
Q _{d max} = 2,0 · Q _d (m ³ /d)	–	1 620	3 240	3 000
Q _h = Q _d /86,4 (l/s)	–	9,4	18,8	17,4
Q _{h max} (Q _{d max}) = 4,0 · Q _h (l/s)	–	37,6	75,2	69,6
3. Bemessungswerte:				
3.1 Sicherstellung der künftigen Wassergewinnung Q _{d max} (2030) = 3240 m ³ /d · 1,15 = 3730 m ³ /d.				
3.2 Bemessung der Anlageteile Wassergewinnung bis Wasserspeicherung Q _h (Q _{d max}) (2030) = 3240/86,4 = 37,6 l/s				
3.3 Bemessung der Haupt- und Versorgungsleitungen Q _{h max} (Q _{d max}) (2030) = 75,2 l/s				
3.4 Unterlagen für die Jahreseinnahmen und -ausgaben				
		2020	2030	2040
Fördermenge · 10 ³ m ³ /a		296	591	549
nutzbare Wasserabgabe max 10 ³ m ³ /a		245	490	508

Literatur

- [1] Statistisches Bundesamt (www.destatis.de); Fachserien 4 und 19
- [2] International Water Association (IWA – www.iwahq.org): Internationale Wasserstatistiken
- [3] Bundesverband der Energie- und Wasserwirtschaft e.V. (BDEW – www.bdew.de): Wasserstatistiken
- [4] Deutscher Verein des Gas- und Wasserfaches e. V. (DVGW – www.dvgw.de): Ermittlung des Wasserbedarfes als Planungsgrundlage zur Bemessung von Wasserversorgungsanlagen (DVGW-Forschungsprogramm 02 WT-956), DVGW-Schriftenreihe Wasser, Nr. 81, Eschborn 1993
- [5] DVGW-Arbeitsblatt W 410 „Wasserbedarf – Kennwerte und Einflussgrößen“ siehe Abschn. 14.6.2
- [6] WHG – siehe Abschn. 14.8.2
- [7] DVGW-Arbeitsblatt W 405 „Bereitstellung von Löschwasser durch die öffentliche Trinkwasserversorgung“ siehe Abschn. 14.6.2

Weiterführende Literatur

- Hoch, W.; EnBW: Persönliche Mitteilungen an den Autor zur Bemessung von Anlageteilen über Spitzenfaktoren nach DVGW-Arbeitsblatt W 400-1
- Hoch, W.; Bedarfsgerechte Planung – Anpassung der Planungsgrößen an den Wasserbedarf, gwf – Wasser/Abwasser 148 (2007), Nr. 13, S. 522-528
- Leist, H.-J.: Anforderungen an eine nachhaltige Trinkwasserversorgung, Teil II, Nebenwirkungen von Wassersparmaßnahmen, gwf-Wasser/Abwasser 143 (2002), Nr. 1, S. 44-53
- Poss, C., Hacker, G.: Maximale Tages- und Stundenabgabe an Versorgungsgebiete in der Trinkwasserversorgung der Bundesrepublik Deutschland, gwf – Wasser/Abwasser 132 (1991), Nr. 11, S. 624-631
- Rautenberg, J.: Neue Anforderungen bei der Planung von Wasserverteilungsanlagen, gwf-Wasser/Abwasser 144 (2003), Nr. 13, S. S77-S84
- Roth, U.: Bestimmungsfaktoren für Wasserbedarfsprognosen, gwf – Wasser/Abwasser 139 (1998), Nr. 2, S. 63–69
- Stratenhoff, C.: Auswirkungen von Wassersparmaßnahmen und Regenwassernutzung auf die Kommunale Wasserversorgung, gwf – Wasser/Abwasser 139 (1998), Nr. 5, S. 293-298

3. Wassergewinnung

bearbeitet von Dr. **Peter Fritsch**

DVGW-Regelwerk, DIN-Normen, Gesetze, Verordnungen, Vorschriften, Richtlinien
 siehe Anhang, Kap. 14, S. 881 ff
Literatur siehe S. 155 f

3.1 Wasserbilanz

3.1.1 Wasservorkommen der Erde

Wasser bedeckt rd. 71 % der Erdoberfläche. Es ist gespeichert in den Meeren, auf den Kontinenten und in der Atmosphäre. Das Wasser auf den Kontinenten liegt als Eis und Schnee, als Oberflächenwasser, Grundwasser und Bodenfeuchte sowie als kleiner, jedoch essenzieller Bestandteil der Biosphäre vor. Die **Tab. 3-1** gibt einen Überblick über die Verteilung des gesamten Wasservorrates der Erde von rd. 1,39 Mrd. km³. Nicht bilanziert ist in Gesteinen der Lithosphäre fest gebundenes Wasser sowie juveniles Wasser magmatischen Ursprungs, das noch nicht am Wasserkreislauf teilgenommen hat.

Tab. 3-1: Wasservorrat der Erde (nach [1])

	km ³	% des Wasservorrates der Erde
Atmosphäre	13 000	0,0009
Meer	1 338 000 000	96,5
Polareis, Gletscher, Schnee, Permafrost	24 364 000	1,8
Seen und Flüsse	177 000	0,014
Feuchtgebiete	17 000	0,0012
Bodenfeuchte	17 000	0,0012
Biosphäre	1 000	0,0001
Grundwasser	23 400 000	1,7
Wasservorrat der Erde (rd.)	1 386 000 000	100

Der größte Teil des auf der Erde vorhandenen Wasservorrates besteht aus Salzwasser. Der Süßwasseranteil wird mit 2,5 % geschätzt, wobei darauf hinzuweisen ist, dass insbesondere tiefere Grundwässer häufig einen erhöhten Salzgehalt aufweisen. Der überwiegende Teil des Süßwassers liegt dabei gefroren als Eis und Schnee vor. Am flüssigen Wasservorrat haben Oberflächengewässer (Seen und Flüsse) mit rd. 180 000 km³ nur einen geringen Anteil, das Grundwasser bildet mit rd. 23,4 Mrd. km³ die Hauptmenge. Etwa 60 % des Grundwasservorrates ist allerdings in Tiefen von 1 km und mehr gespeichert und damit einer Nutzung kaum zugänglich.

Für die Wassergewinnung sind aber weniger die Wasservorräte selbst, sondern vielmehr die sich im Wasserkreislauf befindenden und damit erneuerbaren Abflussmengen maßgeblich. Während zum Beispiel in den Flüssen der Erde nur etwa 2 000 km³ Wasser gespeichert sind, beträgt der jährliche ober- und unterirdische Abfluss in die Meere rd. 45 000 km³. Der unterirdische Abfluss, d. h. die sich erneuernde Grundwassermenge, wird mit 18 000 bis 30 000 km³/a angegeben [1]. Die weltweite jährliche Wassergewinnung beträgt ca. 4430 km³, davon entfallen ca. 70 % auf die Landwirtschaft,

ca. 22 % werden durch die Industrie gewonnen und ca. 8 % für die Haushalte [3]. Etwa 20 % der Wassergewinnung stammt aus Grundwasser, davon werden schätzungsweise 50 % als Trinkwasser, 40 % für die Industrie und 20 % für landwirtschaftliche Zwecke entnommen [4]. In Europa entfallen auf das Grundwasser 30 % der gesamten Wasserentnahmen und 52 % der Entnahmen für die öffentliche Wasserversorgung [5].

3.1.2 Arten der Wassergewinnung

Der Anteil der einzelnen Wasserarten an der Wassergewinnung variiert, in Abhängigkeit von der Verfügbarkeit des jeweiligen Wasserdargebots und des zu deckenden Wasserbedarfs, sowohl länderspezifisch als auch örtlich sehr stark. Bei der Herkunft des für die öffentliche Wasserversorgung gewonnenen Wassers sind in den europäischen Ländern auffallende Unterschiede festzustellen (Abb. 3-1). Die geologischen, hydrologischen und klimatischen Voraussetzungen sind dafür ausschlaggebend, zu welchen Anteilen Grund- und Quellwasser oder nur Oberflächenwasser aus Talsperren, Seen und Flüssen sowie uferfiltriertes oder angereichertes Grundwasser herangezogen werden kann. Hauptsächlich von Oberflächengewässern abhängig ist die Wasserversorgung in Schweden und Norwegen, wo in dem aus kristallinen Gesteinen bestehenden Untergrund kaum nutzbares Grundwasser zur Verfügung steht. Traditionell überwiegt auch in Großbritannien die Oberflächenwassergewinnung. Spanien ist aufgrund seines mediterranen Klimas ebenfalls stark auf Oberflächenwasser angewiesen, das dort in etwa 500 Talsperren gesammelt und über weitläufige Ausgleichssysteme in die Verbraucherzentren transportiert werden muss. In Fremdenverkehrszentren an der Küste ergänzt entsalztes Meerwasser das Wasserdargebot. Länder mit großer landschaftlicher und geologischer Vielfalt – wie Frankreich, Belgien und Deutschland – bevorzugen zwar die Grundwassernutzung, müssen aber dennoch regional auf Oberflächengewässer zurückgreifen. Gebirgige Länder wie Österreich oder die Schweiz können ihre Wasserversorgung zum größten Teil aus Grundwasservorräten und Quellwässern sicherstellen. Fast ausschließlich mit Grundwasser versorgt sich dagegen Däne-

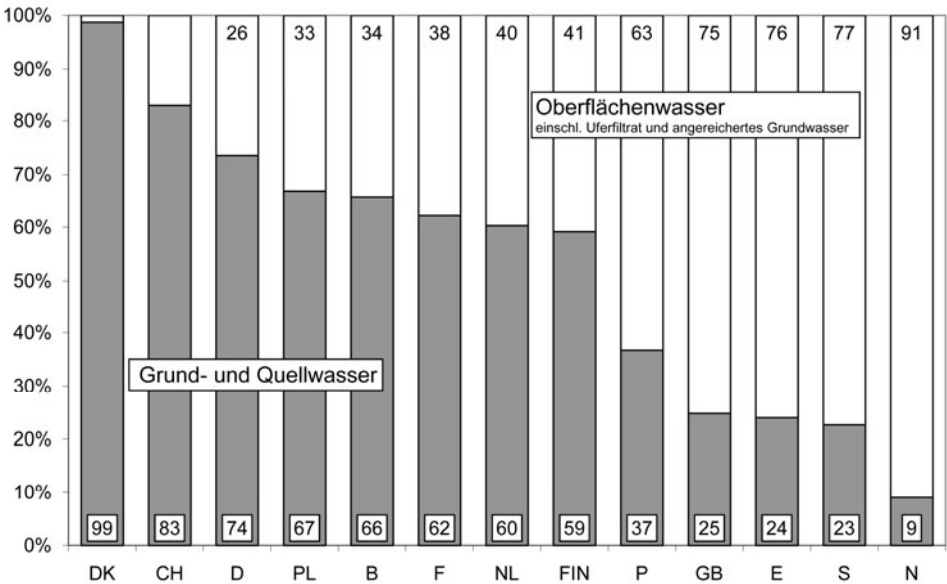


Abb. 3-1: Art der Wassergewinnung im Jahre 2004 (2005 für P und S) in europäischen Ländern (nach Eurostat)

mark, wo oberirdische Gewässer nur wenig ausgeprägt sind. Allgemein sind im Bereich von geologischen Becken und großen Flusstälern – bei ausreichender Grundwasserneubildung – die Voraussetzungen für die Gewinnung gut geschützter Trinkwässer von einwandfreier Beschaffenheit besonders günstig. Dabei muss die Rohwasserqualität durch wirksamen flächendeckenden Grundwasserschutz und durch gewinnungsbezogenen Trinkwasserschutz erhalten oder erforderlichenfalls durch Sanierung wieder verbessert werden.

Tab. 3-2 zeigt die in Deutschland und den einzelnen Bundesländern durch öffentliche Wasserversorgungsunternehmen gewonnene Wassermenge und den jeweiligen Anteil der Wasserarten. Die Gewinnung aus Oberflächengewässern ist am höchsten in Thüringen, Sachsen und Sachsen-Anhalt. In Berlin dominieren Uferfiltrat und angereichertes Grundwasser. Bayern, Brandenburg, Bremen, Hamburg, das Saarland und Schleswig-Holstein gewinnen dagegen über 90 % aus Grundwasser.

Tab. 3-2: Öffentliche Wassergewinnung in der Bundesrepublik Deutschland im Jahr 2007 (nach [6])

Bundesland	insgesamt (1 000 m ³)	Grund- wasser %	Quell- wasser %	Grundwasser (mit Quell- wasser) insgesamt %	Uferfiltrat und angerei- chertes Grundwasser %	Fluss-, Seen- und Talsperren- wasser %
Baden-Württemberg	620 614	55,3	20,3	75,6	0,7	23,6
Bayern	898 386	75,4	16,6	92,0	5,4	2,6
Berlin	181 844	24,9		24,9	75,1	
Brandenburg	150 490	90,8		90,8	9,2	
Bremen	8 298	100		100		
Hamburg	68 972	100		100		
Hessen	361 587	75,5	12,3	87,9	12,1	
Mecklenburg-Vorpommern	92 402	84,5		84,5	3,0	12,5
Niedersachsen	556 330	86,7	2,1	88,8	0,3	11,0
Nordrhein-Westfalen	1 197 923	39,7	1,8	41,5	42,9	15,6
Rheinland-Pfalz	234 528	70,5	14,7	85,3	10,7	4,1
Saarland	66 163	96,7	3,3	100		
Sachsen	224 785	26,3	6,3	32,5	26,8	40,6
Sachsen-Anhalt	123 846	45,9	1,3	47,2	18,3	34,5
Schleswig-Holstein	203 824	99,9		99,9		0,1
Thüringen	130 099	38,1	13,9	51,9	0,3	47,8
Deutschland	5 120 091	62,2	8,3	70,5	17,1	12,4

Zur Deckung des Wasserbedarfs einer Wasserversorgungsanlage muss ein nach Menge, Beschaffenheit und Schützbarkeit geeignetes Wasservorkommen vorhanden sein. Für die Trinkwassergewinnung ist Grundwasser in der Regel qualitativ, insbesondere hygienisch, am Besten geeignet, weil es durch die überlagernden Gesteinsschichten und die natürlich vorhandene Bodenauflage meist gut geschützt ist. Die Entnahmemenge darf langfristig die natürliche Grundwasserneubildung nicht überfordern, darüber hinaus müssen ökologische Schäden ausgeschlossen werden. Nur wenn keine qualitativ und quantitativ geeigneten Grundwasservorkommen zur Verfügung stehen, sollte auf die Gewinnung aus Talsperren, von Uferfiltrat und angereichertem Grundwasser oder direkt aus Oberflächengewässern zurückgegriffen werden.

Die richtige Wahl des Wasservorkommens und seine nachhaltige Bewirtschaftung setzen vertiefte Kenntnisse der Hydrologie und der Hydrogeologie voraus. Hydrologie ist die Wissenschaft vom Wasser, seinen Eigenschaften und seinen Erscheinungsformen auf oder unter der Landoberfläche sowie in küstennahen Meeresgebieten. Hydrogeologie befasst sich als Wissenschaft des Grundwassers mit dem unterirdischen Wasser in den Hohlräumen der Erdkruste, seinen Eigenschaften und den Wechselwirkungen mit den Gesteinen sowie den Oberflächengewässern.

3.2 Wasserhaushalt

Um eine Wasserentnahme beurteilen zu können, müssen das von der Entnahme beanspruchte Einzugsgebiet F_N und die natürlichen Größen der Wasserhaushaltsgleichung bekannt sein. Beim Einzugsgebiet sind oberirdische Anteile (F_o) und unterirdische Anteile (F_u) zu ermitteln. Wenn im einfachen Fall im betrachteten Gebiet $F_o = F_u$ ist und Speicheränderungen vernachlässigt werden können, ergibt sich folgende Form der Wasserhaushaltsgleichung:
Niederschlag (N) = Verdunstung (V) + oberirdischer Abfluss (A_o) + unterirdischer Abfluss (A_u)
Nach [7] kann in Deutschland überschlägig mit der in **Tab. 3-3** enthaltenen Aufteilung der Niederschläge in Verdunstung und Abfluss gerechnet werden.

Tab. 3-3: Anteil von Verdunstung V , Gesamtabfluss A , hiervon unterirdischer Abfluss A_u bei verschiedenen Niederschlagshöhen N in mm und einer mittleren Jahrestemperatur von 7,7 °C

N	V	A	A_u
400	310	90	36
500	366	134	54
600	410	190	76
700	433	267	107
800	462	338	138
900	485	415	164
1000	500	500	200

Zu beachten ist, dass das hydrologische Abflussjahr in Deutschland nach hydrologischen Gesichtspunkten von 1. November bis 31. Oktober reicht, unterteilt in das Sommerhalbjahr von 1. Mai bis 31. Oktober und das Winterhalbjahr von 01. November bis 30. April. In der **Tab. 3-4** ist die Wasserbilanz von Deutschland für das Mittel der Jahresreihe 1961–1990 dargestellt (N korrigiert in Bezug auf den systematischen Messfehler von Hellmann-Niederschlagsmessern).

Tab. 3-4: Wasserbilanz Deutschland, Jahresreihe 1961–1990 (nach [9])

	mm/a
Niederschlag N	860
Gesamtabfluss A	327
Verdunstung V	533
Oberirdischer Abfluss (Direktabfluss) A_o	192
Unterirdischer Abfluss (Grundwasserneubildung) A_u	135

Bei der Betrachtung kurzer Zeiträume, z. B. Trockenjahr oder Nassjahr, muss eine Speicheränderung S im ungesättigten Bereich S_b und im gesättigten Bereich S_g , ferner ein unterirdischer Zustrom von Grundwasser $+Q_{GW}$ oder ein Abstrom $-Q_{GW}$ berücksichtigt werden. Die allgemeine Wasserhaushaltsgleichung lautet dann:

$$N = V + A_o + A_u \pm Q_{GW} \pm S_b \pm S_g$$

3.2.1 Niederschlag

Voraussetzung für den Abfluss ist der Niederschlag N , der als Niederschlagshöhe in mm = l/m² gemessen wird. Die Erscheinungsformen von Niederschlag sind vielfältig und umfassen Regen, Schnee, Graupel, Hagel, Tau, Reif und Nebelniederschlag. Die Niederschlagshöhen schwanken örtlich und zeitlich in großem Umfang. Extrem niedrig sind sie z. B. in der Atacamawüste (Chile) mit 4 mm/a oder

in Kairo (Ägypten) mit 26 mm/a, extrem hoch z. B. am Mount Waialeale, Insel Kauai (Hawaii, USA) mit 12 344 mm/a oder in Cherrapunji (Meghalaya, Indien) mit 11 439 mm/a (jeweils langjähriges Mittel). Im Bundesgebiet betragen die mittleren Jahresniederschläge in der derzeit gültigen Normalperiode 1961–1990 $N=789$ mm (nicht korrigierte Werte). Für einige Orte in Deutschland sind in **Tab. 3-5** die mittleren Jahresniederschläge für verschiedene Jahresreihen angegeben:

Tab. 3-5: Mittlere Jahresniederschläge der Jahresreihen 1881/1930, 1901/1930, 1931/1960, 1951/1980 und 1961/90 (nach [10])

Ort	NN + m	mittlere Jahresniederschläge				
		1881/1930 mm/a	1901/1930 mm/a	1931/1960 mm/a	1951/1980 mm/a	1961/1990 mm/a
Friedrichshafen	410	1003	925	960	994	1010
München	526	905	886	910	920	974
Karlsruhe	120	753	768	761	742	770
Frankfurt	103	602	618	677	660	658
Gütersloh	75	745	774	741	802	762
Berlin	55	573	583	606	589	589
Emden	4	737	742	778	759	768
Kiel	5	697	689	726	753	777

Den Verlauf der Niederschlagshöhen in Deutschland im langjährigen Zeitraum 1901–2008 zeigt **Abb. 3-2**. Zu erkennen sind deutliche Schwankungen zwischen ausgeprägten Trockenjahren (Extremwert 552 mm im Jahr 1959) und Nassjahren (Extremwert 1018 mm im Jahr 2002). Im Gesamtzeitraum haben die Jahresniederschläge um rd. 10 % zugenommen.

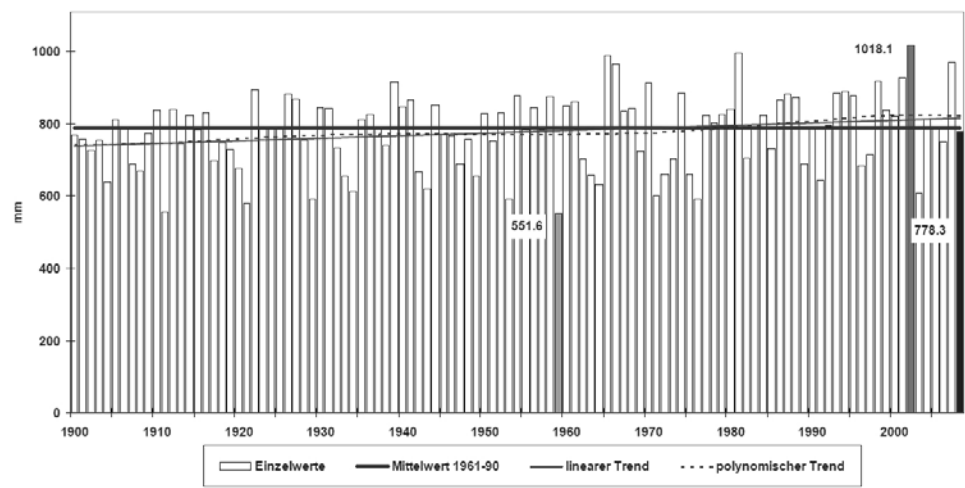


Abb. 3-2: Jährliche Niederschlagshöhe und Trend 1901–2008 in Deutschland nach Angaben in [11]

Am stärksten erwies sich dieser Trend in Schleswig-Holstein mit 14 %, dagegen war im Land Brandenburg nur ein Anstieg von 1 %, in Sachsen als einzigem Bundesland sogar eine leichte Abnahme um 5 % zu verzeichnen. Auch saisonal ergeben sich starke Unterschiede. Von November bis März nahmen die Monatsniederschläge im Mittel um 23 % zu, im Juli und August dagegen um 8 % ab [11].

Ein Beispiel für die hohe regionale Variabilität sind die großen Unterschiede der Niederschläge zwischen Nord- und Südbayern, die an den Stationen in Nürnberg und München nachfolgend gezeigt werden (Abb. 3-3 bis 3-6). Die mittleren Jahresniederschläge im Zeitraum 1962–2009 liegen in München bei 959 mm und damit um 330 mm höher als in Nürnberg, mit dort gemessenen 629 mm.

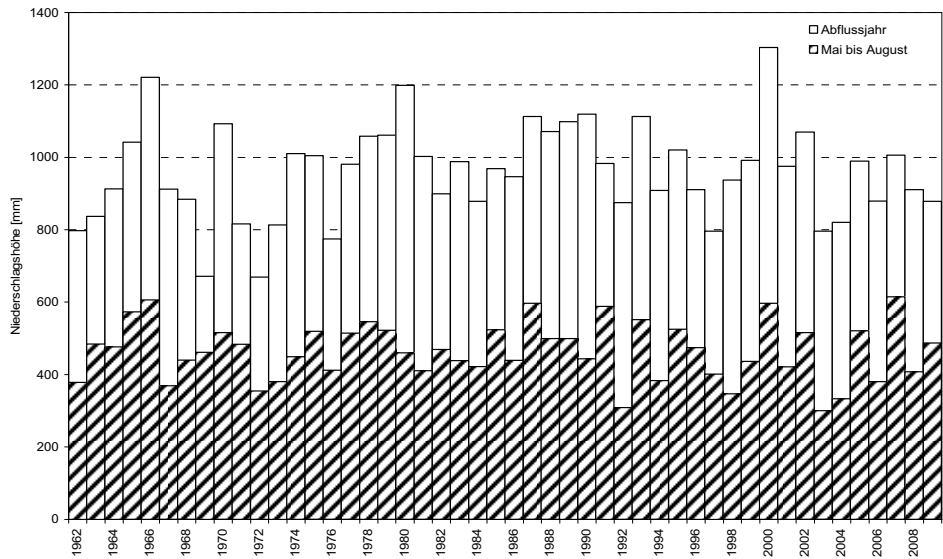


Abb. 3-3: Niederschlagshöhe der Monate Mai bis August und der Abflussjahre 1962 bis 2009 für München (Station München-Nymphenburg bis 1998, Station München-Wetterwarte ab 1999)

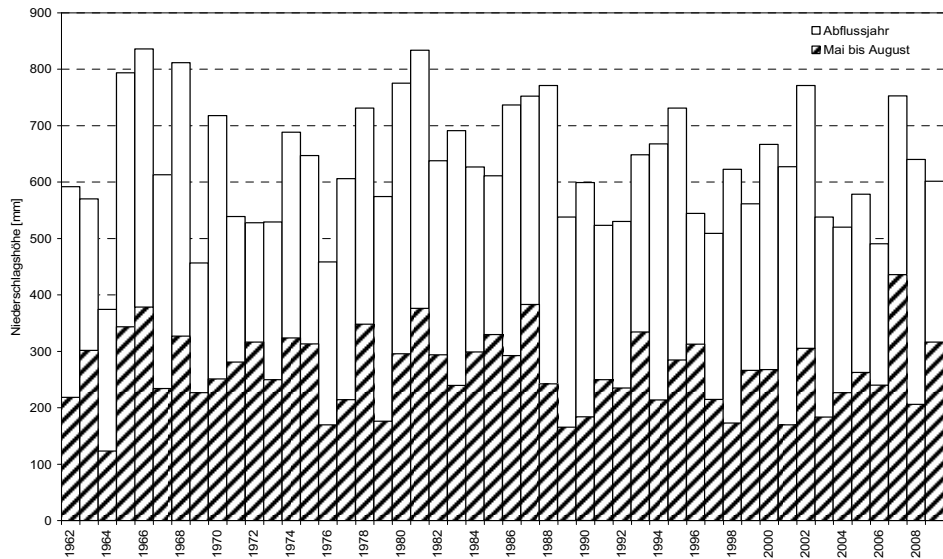


Abb. 3-4: Niederschlagshöhe der Monate Mai bis August und der Abflussjahre 1962 bis 2009 der Station Nürnberg-Flughafen

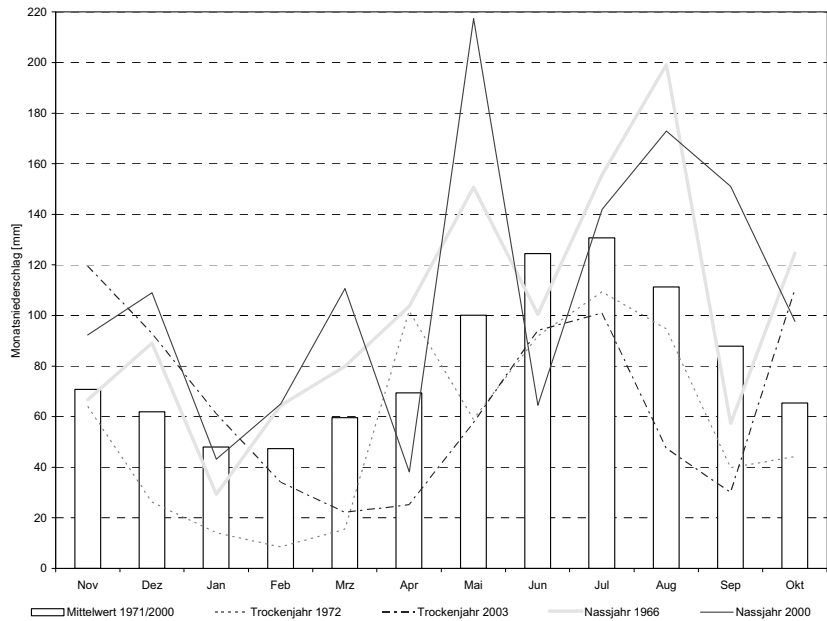


Abb. 3-5: Mittelwerte der Monatsniederschlagshöhen der Abflussjahre 1971 bis 2000 sowie Ganglinien der Monatsniederschlagshöhen ausgewählter Nass- und Trockenjahre der Station München-Nymphenburg (ab 1999 München-Wetterwarte)

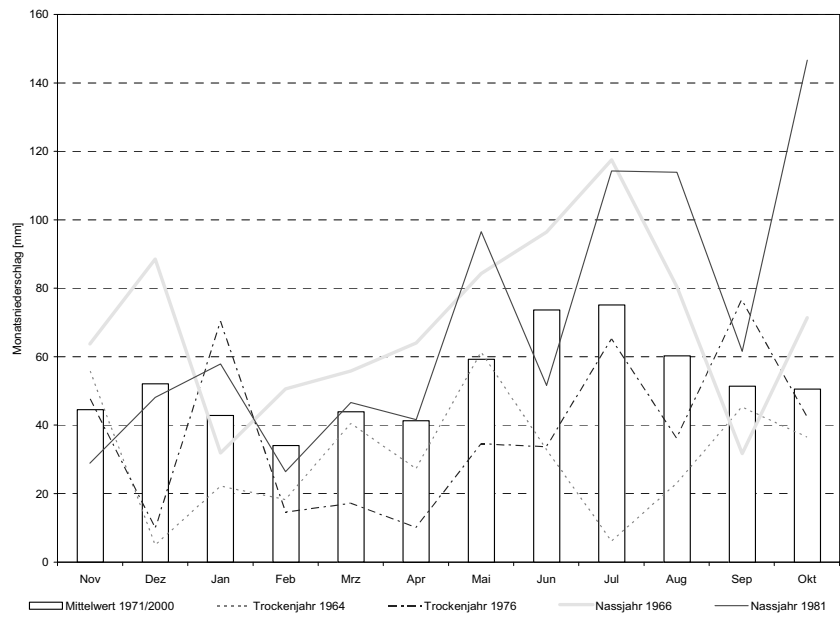


Abb. 3-6: Mittelwerte der Monatsniederschlagshöhen der Abflussjahre 1971 bis 2000 sowie Ganglinien der Monatsniederschlagshöhen ausgewählter Nass- und Trockenjahre der Station Nürnberg-Flughafen

Wegen der großen Unterschiede der Niederschläge auf engem Raum müssen für die Wasserbilanzen immer die Messungen der nächstgelegenen Niederschlagsmessstellen zugrunde gelegt werden. Diese sind beim Deutschen Wetterdienst und anderen Messnetzbetreibern zu erhalten.

3.2.2 Verdunstung

Die Verdunstung V setzt sich zusammen aus:
Transpiration (T) = Pflanzenverdunstung (Wasserabgabe der Pflanze aufgrund biotischer Vorgänge).
Evaporation (E) = Bodenverdunstung (Verdunstung von der unbewachsenen Erdoberfläche), Interzeptionsverdunstung (Verdunstung des auf Pflanzenoberflächen zurückgehaltenen Niederschlags) und Verdunstung von freien Wasserflächen einschließlich Schnee- oder Eisflächen. Dabei sind biotische Vorgänge ausgeschlossen.
Evapotranspiration (ET) = Summe von Evaporation und Transpiration.
Die Größe der Verdunstung in mm für einen betrachteten Zeitraum ist schwierig zu ermitteln. In [8] findet sich eine umfassende Zusammenstellung von Mess- und Berechnungsmethoden. Grundsätzlich bestehen folgende Möglichkeiten:

- *Meteorologische Verdunstungsmessungen* – diese erfordern einen großen Aufwand
- *Messung mittels Lysimeter*, d. i. ein Bodenkörper mit bekannten Eigenschaften und Vegetationsverhältnissen, der i.d.R. in einen oben offenen Zylinder eingebaut ist
- *Berechnung mittels der Wasserhaushaltsgleichung*: $V = N - A$. Ist die Speicheränderung $S = 0$, was über einen längeren Zeitraum zutrifft, genügen die leichter zu ermittelnden Werte N und A.
- *Berechnung mittels empirischer Formeln* – z. B. nach Turc, Haude oder Renger & Wessolek
- *Berechnung mittels Energiebilanzverfahren, aerodynamischer Verfahren oder einer Kombination aus beidem* – z. B. Penman-Monteith-Verfahren
- *Verwendung von Verdunstungskarten* – einschlägig ist hier der HAD, Kartentafel 2.13 [12], basierend auf dem Modell BAGLIVA der Bundesanstalt für Gewässerkunde, beschrieben in [13].

Die Verdunstung ist größer bei höherer Temperatur, geringerem Luftdruck, höherem Sättigungsfehlbetrag und abhängig von der Oberflächengestaltung, Beschaffenheit und Bedeckung des Bodens. Bei der Berechnung der Verdunstung ist zu unterscheiden zwischen der *potentiellen* Verdunstung (ET_p), die die maximale Verdunstungshöhe darstellt sowie eine unbegrenzte Wasserverfügbarkeit unterstellt und der *realen* = *aktuellen* Verdunstung (ET_a), die einen begrenzten Wassernachschub aufgrund der tatsächlichen Witterungsverhältnisse und anderer physikalischer oder biologischer Bedingungen berücksichtigt. Als Standard für ET_p dient die FAO-Grasreferenzverdunstung ET_0 , die das Gras mit bestimmten Eigenschaften annimmt und mittels des Penman-Monteith-Verfahrens berechnet wird. Für ET_a ist in Deutschland das Verfahren nach Renger & Wessolek verbreitet:

$$ET_a = a \cdot N_{So} + b \cdot N_{Wi} + c \cdot \log W_{pfl} + d \cdot ET_p + e$$

N_{So} = Sommerniederschlag Summe 01.04. – 30.09. in mm
 N_{Wi} = Winterniederschlag Summe 01.10. – 31.03. des Folgejahres in mm
 W_{pfl} = pflanzenverfügbare Wassermenge im Boden in mm
a, b, c, d, e = Konstanten, abhängig von klimatischen und standörtlichen Bedingungen:

Bodennutzung	a	b	c	d	e
Ackerland	0,39	0,08	153	0,12	-109
Grünland	0,48	0,10	286	0,10	-330
Nadelwald	0,33	0,29	166	0,19	-127

Das Verfahren wurde für Verhältnisse in Niedersachsen entwickelt. Für Regionen mit $N > 800$ mm sind Korrekturen erforderlich [14].

Die Höhe der mittleren Verdunstung in Abhängigkeit von der Landnutzung zeigt **Tab. 3-6**.

Tab. 3-6: Mittelwerte der jährlichen Verdunstung mm/a

	mm/a
Deutschland	533
vegetationsfreier Boden	250
kultiviertes Ackerland	450
Grasland	500
Wald	600
Weideland mit hohem Grundwasserstand	>650
Staubecken in Mitteleuropa, So 74 %, Wi 26 %	<750
Totes Meer	2 400

Etwa 82 % der Verdunstung entfällt auf das Sommer- und 12 % auf das Winterhalbjahr, s.a. **Tab. 3-7**.

Tab. 3-7: Mittlere monatliche Verdunstungshöhe der Jahresreihe 1918 bis 1927 München-Bogenhausen (Aufzeichnungen wurden nicht fortgeführt)

Zeitraum	Nov	Dez	Jan	Feb	Mrz	Apr	Mai	Jun	Jul	Aug	Sep	Okt	Wi	So
Verdunstung mm/Mt	7	3	9	14	25	44	113	90	103	100	50	18	102	475
% des Jahres	1,2	0,5	1,6	2,4	4,3	7,6	19,6	15,6	17,9	17,5	8,7	3,1	17,7	82,3

3.2.3 Abfluss

3.2.3.1 Oberirdischer Abfluss

Wasserstand (W) und Abfluss (Q) sind die maßgeblichen quantitativen hydrologischen Merkmale eines Oberflächengewässers. Der Wasserstand wird an ausgewählten Messstellen (Pegeln) vor Ort automatisch gemessen, die Daten werden gesammelt und fernübertragen. Der Abfluss wird bei kleineren Abflussquerschnitten mit Gefäß, Messwehren oder Venturikanälen gemessen, bei größeren unregelmäßigen Abflussquerschnitten aus Fließgeschwindigkeit und zugehörigem Teilabflussquerschnitt errechnet. Die Fließgeschwindigkeit wird dazu mit Messflügeln, Ultraschall (Laufzeitdifferenz- oder Dopplerverfahren), Radar oder Tracern gemessen.

Der Zusammenhang zwischen Wasserstand und Abfluss an einem Pegel wird grafisch durch die Abflusskurve = Schlüsselkurve (Bsp. in **Abb. 3-7**) dargestellt.

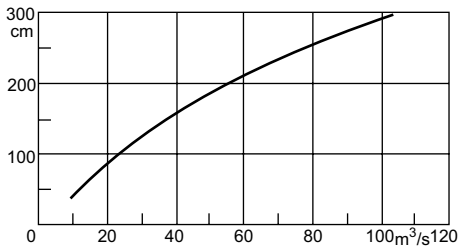


Abb. 3-7: Schema einer Abflusskurve W/Q

Die Werte W und Q werden im Deutschen Gewässerkundlichen Jahrbuch, das entsprechend der Einteilung in Strom- und Küstengebiete in 10 Teilbänden erscheint, von den zuständigen Landesämtern veröffentlicht. Wasserstand und Abfluss können grafisch z. B. wie folgt dargestellt werden: als Ganglinie in der zeitlichen Reihenfolge (**Abb. 3-8 a**), als Dauerlinie (**Abb. 3-8 b**), als Abflusssummenlinie mit Summierung des Abflusses in der zeitlichen Reihenfolge, z. B. für die Bemessung von Speicherung, Rückhaltebecken, Trinkwassertalsperren (**Abb. 3-8 c**).

Abb. 3-8 a: Schema der Jahres-Abflussganglinie eines Hochgebirgsflusses



Abb. 3-8 b: Schema einer Jahres-Abflussdauerlinie

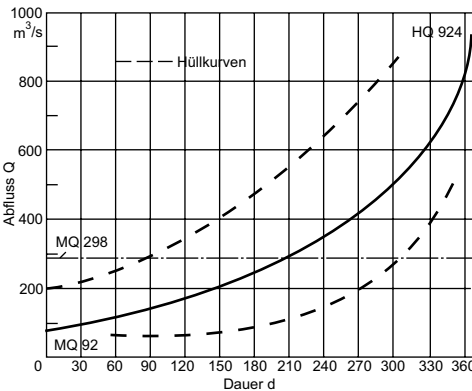
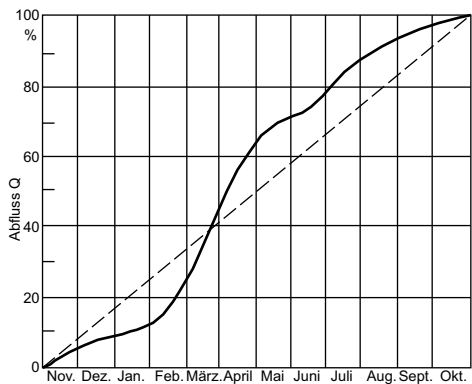


Abb. 3-8 c: Schema einer Jahres-Abflusssummenlinie



Die Hauptwerte von Wasserstand, Abfluss und Abflussspende werden nach DIN 4049-1 und 4049-3 wie folgt bezeichnet (**Tab. 3-8**):

Tab. 3-8: Kurzzeichen der Hauptwerte des Wasserstandes, Abfluss und Abflussspende nach DIN 4049

	Zeich.	Einheit	Hauptwerte						
Wasserstand	W	cm	NNW	NW	MNW	MW	MHW	HW	HHW
Abfluss	Q	m ³ /s	NNQ	NQ	MNQ	MQ	MHQ	HQ	HHQ
Abflussspende je Einzugsgebiet	q	l/s · km ²	NNq	Nq	MNq	Mq	MHq	Hq	HHq

Das Zeichen für einen Hauptwert wird gebildet, indem dem Zeichen für den betreffenden Begriff der quantitativen Hydrologie (z. B. Wasserstand, Abfluss) ein Zeichen vorangestellt wird, das den statistischen Wert angibt. Es bedeuten:

- N ... niedrigster (kleinster) Wert in einer Zeitspanne
- H ... höchster (größter) Wert in einer Zeitspanne
- M ... arithmetischer Mittelwert aller gleichartigen Werte in einer Zeitspanne
- MN ... arithmetischer Mittelwert der kleinsten Werte in gleichartigen Zeitspannen (z. B. in gleichen Monaten, gleichen Halbjahren)
- MH ... arithmetischer Mittelwert der größten Werte in gleichartigen Zeitspannen (z. B. in gleichen Monaten, gleichen Halbjahren)
- Z ... Wert, der mit gleicher Häufigkeit unter- und überschritten wird (Median, auch Zentralwert)

Die Zeitspanne, auf die sich dieser Wert bezieht, ist jeweils anzugeben. Bei Zeitspannen von einem Jahr oder mehreren aufeinander folgenden gleichartigen Jahren werden nur die Jahreszahlen dem Zeichen angefügt. Falls sich diese nicht auf das Abflussjahr beziehen, ist dies kenntlich zu machen, z. B. bei Kalenderjahren durch den Buchstaben K. Bei Halbjahren sind die Zeichen *Wi* für das Hydrologische Winterhalbjahr (1. November bis 30. April) oder *So* für das Hydrologische Sommerhalbjahr (1. Mai bis 31. Oktober), bei Zeitspannen von einem Monat ist die Abkürzung des betreffenden Monatsnamens dem Zeichen voranzustellen. Die Monate November und Dezember werden zwar durch die Jahreszahl des Kalenderjahres bezeichnet, zählen aber zu dem Hydrologischen Jahr, dem die folgenden Monate Januar bis Oktober angehören.

- NN ... niedrigster (kleinster) bekannter Wert (das Datum des Auftretens ist nachzustellen)
- HH ... höchster (größter) bekannter Wert (das Datum des Auftretens ist nachzustellen)

Für einige ausgewählte Pegel sind die Hauptwerte unter www.dgj.de abrufbar.

3.2.3.2 Unterirdischer Abfluss

Das Niederschlagswasser durchsickert den Boden und bildet einen GwLeiter dort aus, wo ein Gw-Nichtleiter oder –Geringleiter zu einem Aufstau führt (**Abb. 3-9**). Je nach Porengröße und Körnung wird ein Teil des versickernden Wassers verschieden fest in den Kapillaren und an der Kornoberfläche festgehalten. Man unterscheidet beim unterirdischen Wasser zwischen Bodenwasser und Grundwasser.

3.2.3.2.1 Bodenwasser

- Das Bodenwasser befindet sich über dem Grundwasser in der ungesättigten Zone und besteht aus:
- *Haftwasser*: durch Kräfte zwischen Wassermolekülen und Bodenteilchen festgehalten, nach Saugkräften zunehmend: *Porenwinkelwasser*, *Adsorptionswasser*, *hygroskopisches Wasser*
 - *Kapillarwasser*: durch Kapillarkräfte in den Poren gehoben oder gehalten.

Nach Überschreitung der maximalen Bodenfeuchte im Boden (=Feldkapazität) wird Haftwasser unter dem Einfluss der Schwerkraft zu *Sickerwasser* und speist das Grundwasser. Dabei können in Abhängigkeiten vom Bodenaufbau sehr unterschiedliche vertikale Abstandsgeschwindigkeiten erreicht werden (**Tab. 3-9**). Die Sickergeschwindigkeit im wasserungesättigten Bereich ist je nach Wassergehalt um Zehnerpotenzen kleiner als im gesättigten Bereich.

Tab. 3-9: Vertikale Abstandsgeschwindigkeit v_a (m/d) bei Versickerung im gesättigten bzw. teilgesättigten* Boden nach Rehse [15]

Bodenart	v_a (m/d)	Bodenart	v_a (m/d)
1. bindig		3. kiesig-sandig	
Humus	0,86	schluffiger Kies mit Sand	0,72
Ton ohne Risse	0,026	Kies mit viel Sand	2,52*
toniger Schluff	0,16	sauberer Fein-Mittelkies, reichlich Sand	5,76*
Schluff	0,54		
2. sandig		4. kiesig-steinig	
schluffiger Sand	0,86*	sauberer Mittel-Grobkies, wenig Sand	57,6*
Sand mit wenig Ton	0,54*	Steine, wenig Sand u. Kies	144*
sauberer Fein-Mittel Sand	1,08*		
sauberer Mittel-Grob-Sand	2,56*		
sauberer Grobsand	3,6*		

3.2.3.2.2 Grundwasser

Das Grundwasser füllt zusammenhängend die Hohlräume der Erdrinde aus, das sind die Poren der Lockergesteine, die Klüfte und Spalten der Festgesteine sowie Karsthohlräume. Gesteine, in welchen Grundwasser fließen kann, sind Grundwasser(Gw)Leiter, der wassergesättigte GwLeiter wird auch als Aquifer bezeichnet. Praktisch undurchlässige Schichten sind GwNichtleiter, vergleichsweise gering durchlässige Schichten GwGeringleiter (= GwHemmer). Wenn GwLeiter durch GwNichtleiter oder -Geringleiter nach oben und unten getrennt sind, entstehen GwStockwerke (Abb. 3-9).

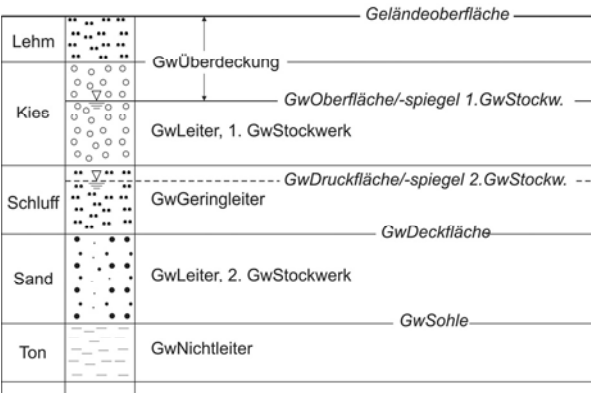


Abb. 3-9: Schema Wechsel von Grundwasserleiter und Grundwassergering/-nichtleiter mit den Bezeichnungen nach DIN 4049

Beim Grundwasserspiegel werden folgende Fälle unterschieden:

- frei = ungespannt: GwSpiegel liegt innerhalb des GwLeiters
- gespannt: GwSpiegel = GwDruckfläche liegt über der GwDeckfläche
- artesisch: GwSpiegel = GwDruckfläche liegt über der Geländeoberfläche.

In den GwMessstellen wird der GwSpiegel gemessen. Der GwSpiegel wird überlagert von der kapillaren Steighöhe des Wassers. Diese ist umso größer, je kleiner die Poren des Bodens sind, Tab. 3-10. Die kapillaren Steighöhen sind wichtig für das Pflanzenwachstum in Trockenzeiten. Sie haben daher Bedeutung bei der Begutachtung von Schadenersatzansprüchen bei GwAbsenkungen.

Tab. 3-10: Mittlere kapillare Steighöhen des Wassers in verschiedenen Bodenarten

Bodenart	Lagerungsdichte	Steighöhe in cm
Sande	mittel	35–170
lehmige, tonige und schluffige Sande	mittel	70–240
Schluffe	mittel	80–270
Lehme	mittel	40–200
Tone	mittel	30–160

Im Allgemeinen fließt das Grundwasser nach Versickern der Niederschläge, beeinflusst von der Geländeform und dem geologischen Aufbau, dem hydraulischen Potenzial folgend einem Vorfluter zu. Daneben gibt es sehr langsam fließendes, tiefer liegendes Grundwasser. Solche Grundwässer haben meistens eine sehr geringe natürliche GwNeubildung, nehmen nur in geringem Maße am Wasserkreislauf teil und sind oft sehr alt. Sie können unter oberflächennahen GwStockwerken in größerer Tiefe vorkommen, jedoch ist die Tiefe allein kein ausschlaggebendes Kriterium. Tiefe Grundwässer sind meist sauerstoffarm und frei von anthropogenen Belastungen. Wenn das darüberliegende GwStockwerk anthropogen belastet ist und das Trinkwasser deshalb aufbereitet werden muss, besteht oft der Wunsch diese Tiefengrundwässer zu Trinkwasserzwecken zu nutzen. Davon ist jedoch dringend abzuraten, weil durch jede GwFörderung die natürliche, sehr langsame GwStrömung beschleunigt wird und so jüngere GwAnteile zuströmen, die die Belastungen zwangsläufig in die tiefen Schichten transportieren, wo eine Sanierung in absehbaren Zeiträumen nicht mehr möglich ist. Solche Tiefengrundwässer sind daher für die Trinkwasserversorgung grundsätzlich nicht geeignet [16]. Der Grundwasserspiegel schwankt, je nach der jahreszeitlich unterschiedlichen Infiltration und der Entfernung vom Vorfluter. Bei Porengrundwasserleitern in Talbereichen kann die Amplitude zwischen Trocken- und Nasszeiträumen 1 bis 2 m betragen, in Kluftgrundwasserleitern auch ein Vielfaches davon. Bei der Angabe der Höhe eines GwSpiegels muss immer das Datum der Messung angegeben werden.

Als *Grundwasserneubildung* wird der Zugang von infiltriertem Wasser zum Grundwasser bezeichnet (DIN 4049-3). Die Infiltration aus Niederschlägen bildet i. a. den Hauptanteil der GwNeubildung. Die klimagesteuerte GwNeubildung aus Niederschlägen ist maßgeblich abhängig von der Verdunstung und damit besonders von der Landnutzung und -oberfläche (**Tab. 3-11**).

Tab. 3-11: Grundwasserneubildung in der Rhein-Main-Ebene (Flugwetterwarte Frankfurt a.M.), mittl. Niederschlagshöhe 663 mm (1931–1960), Gebiet ohne natürlichen oberirdischen Abfluss [17]

Landoberfläche	Verdunstung	Grundwasserneubildung		Grundwasserneubildungsrate
	%	%	mm	l/s · km ²
dichte Bebauung	20	0	–	–
nackter Boden	40	60	397	12,6
spärliche Vegetation	52	48	318	10,1
Ackerland	65	35	232	7,4
lockere Bebauung	70	30	199	6,3
Grünland	75	25	166	5,3
Strauch-Vegetation	85	15	90	2,9
Wald	90	10	66	2,1
Wasserfläche	100	0	–	–

Weitere Einflussgrößen sind die Untergrundverhältnisse und das Relief, die auch den Direktabfluss mit seinen Komponenten Oberflächenabfluss und Zwischenabfluss bestimmen (**Abb. 3-10**). Reine Sand- und Kiesböden sowie klüftiges oder verkarstetes Festgestein lassen die Niederschläge so rasch

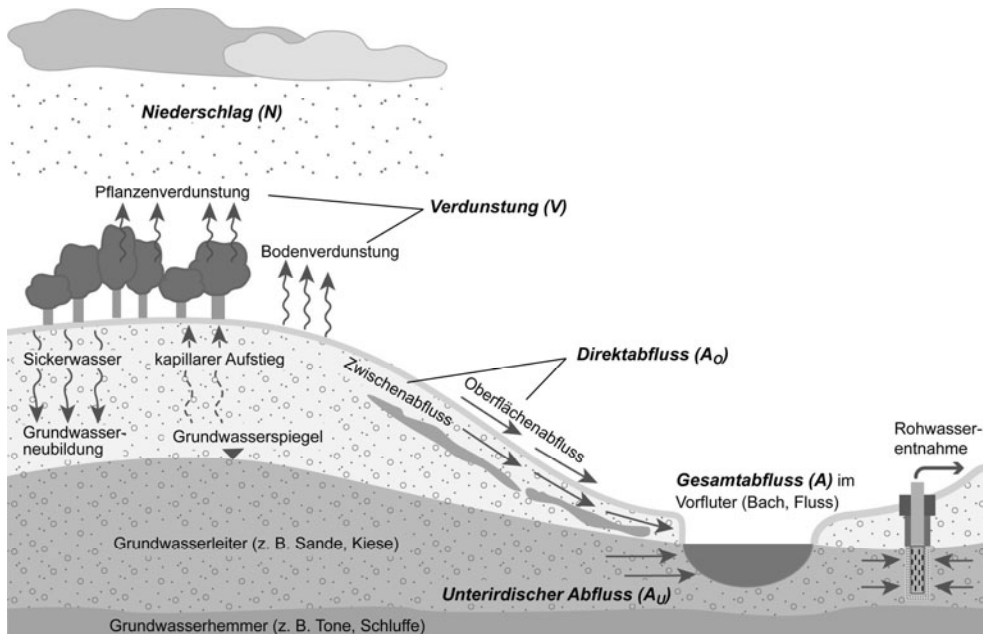


Abb. 3-10: Komponenten des Wasserhaushalts bei der Abflussbildung und der GwNeubildung (© LUWG Rheinland-Pfalz)

versickern, dass auch bei starken Niederschlägen kein Oberflächenabfluss vorhanden ist. Dagegen dominiert z. B. in Mittelgebirgen mit gering durchlässigen Kristallingesteinen der oberirdische Abfluss. In der Hydrologie wird der pegelbezogene Basisabfluss = unterirdischer Abfluss auch dem neu gebildeten Grundwasser gleichgesetzt.

Als *Grundwasserneubildungsrate* wird das Wasservolumen bezeichnet, das dem Grundwasser pro Zeit- und Flächeneinheit zugeführt wird, angegeben in $l/s \cdot km^2$. Es entspricht $1 l/s \cdot km^2 = 31,5 mm/a$. Die GwNeubildungsrate schwankt entsprechend den örtlichen Verhältnissen in Nass- und Trockenjahren. Zur Ermittlung der GwNeubildung gibt es folgende Methoden:

- *Direkte Messung* – Mittels Lysimeter kann die GwNeubildung direkt gemessen werden, ebenso über Wassergehalts- und Wasserspannungsmessungen in der ungesättigten Zone sowie durch Markierung des Sickervorganges mittels Isotopen
- *Auswertung von Abflussganglinien* – Mittels grafischer Methoden kann eine Abtrennung des ober- und unterirdischen Abflusses aus Abflussganglinien erfolgen (z. B. Natermann-Verfahren)
- *Statistische Auswertung von Abflussmessungen* – Aus monatlichen mittleren Niedrigwasserabflüssen (MoMNQ) kann auf den Basisabfluss $= A_u$ und damit auf die GwNeubildung im Einzugsgebiet geschlossen werden (z. B. Wundt-Verfahren, Kille-Verfahren)
- *Berechnung aus der Wasserhaushaltsgleichung* – Durch Umformung der Wasserhaushaltsgleichung (s. Abschn. 3.2) kann die GwNeubildung GWN berechnet werden, wenn die Werte der Parameter bekannt sind: $GWN = N - V - A_0 \pm Q_{GW} \pm S$
- *Flächenmäßige Ermittlung* – Mittels des Verfahrens HAD-GWNeu wurde deutschlandweit eine flächendifferenzierte Modellierung der GwNeubildung vorgenommen [9]. Eingangsgröße ist der mit dem Verdunstungsmodell BAGLIVA (s. Abschn. 3.2.2) berechnete Gesamtfluss. Mittels eines modifizierten Kille-Verfahrens wurden für größere Einzugsgebiete Baseflow-Indices (BFI = Basisabfluss/Gesamtfluss) ermittelt und in einer Regressionsanalyse den bestimmenden Standortfaktoren (z. B. Hangneigung) gegenübergestellt. Mit Hilfe der identifizierten Zusammen-

hänge erfolgte die Regionalisierung im 500 x 500 m-Raster. Ergebnisse s. HAD, Kartentafel 5.5 [12]. In Bayern und Baden-Württemberg wurde das Modell TRAIN-GWN eingesetzt [18] und entsprechende Karten veröffentlicht.

Neben der zuvor beschriebenen GwNeubildung aus Niederschlag kann auch der Zugang von infiltrierendem Oberflächenwasser zur GwNeubildung beitragen. Man kann unterscheiden:

- *Uferfiltration* – der GwSpiegel liegt niedriger als der Wasserspiegel des Oberflächengewässers. Voraussetzung: die Sohle weist eine entsprechende Durchlässigkeit auf und ist nicht kolmatiert (d. h. selbstgedichtet). Dieser Vorgang kann natürlicherweise auftreten oder künstlich erzwungen sein z. B. mittels Brunnen. Sofern sich unter der Gewässersohle noch ein Sickerraum (ungesättigte Zone) befindet, wird das eingedrungene Wasser als *Seihwasser* bezeichnet.
- *GwAnreicherung* – Versickern von meist aufbereitetem Oberflächenwasser mittels künstlicher Anlagen wie Versickerungsbecken oder Schluckbrunnen.

3.2.4 Einfluss des Klimawandels

Seit dem Beginn des 20. Jahrhunderts stieg die Jahresdurchschnittstemperatur in Deutschland um 1,0 Grad mit den entsprechenden Auswirkungen v. a. auf die Verdunstung. Der mittlere Jahresniederschlag nahm im gleichen Zeitraum um 10 % zu, mit regionalen Unterschieden (s. Abschn. 3.2.1). Bundesweit gibt es einige Projekte, die sich regional mit der beobachteten und möglichen künftigen Veränderung der Wasserhaushaltsgrößen beschäftigen. Eine Liste führt das Kompetenzzentrum Klimafolgen und Anpassung (KomPass) des Umweltbundesamtes (www.anpassung.net). Großräumige Untersuchungen für Süddeutschland werden seit 1998 im Kooperationsvorhaben „Klimaveränderung und Konsequenzen für die Wasserwirtschaft“ (KLIWA) der Bundesländer Baden-Württemberg, Bayern und Rheinland-Pfalz sowie des Deutschen Wetterdienstes untersucht (www.kliwa.de). Modellrechnungen mit Klimaszenarien prognostizieren für 2021 bis 2050 in etwa gleich bleibende jährliche Niederschlagsmengen, wobei sich die Niederschlagsverteilung verändert: das Winterhalbjahr wird feuchter, das Sommerhalbjahr eher trockener werden. Bei der Grundwasserneubildung treten in den berechneten Szenarien leichte bis mittlere Zunahmen im Nordwesten des Betrachtungsgebietes (insbesondere Rheinland-Pfalz) und geringfügige Abnahmen in den übrigen Regionen auf. Die deutlichsten Abnahmen werden im Süden (Alpenvorland, Alpen) erwartet.

3.3 Wasserdargebot

3.3.1 Grundwasser

3.3.1.1 Grundwasserleiter

Für die Trinkwasserversorgung wird natürliches Grundwasser in der Regel mit Brunnen oder aus Quellen gewonnen. Grundwasser kann auch als Uferfiltrat oder nach künstlicher Anreicherung gefördert werden, hierbei sind insbesondere hygienische Anforderungen einzuhalten (s.a. Abschn. 3.3.2. und 3.3.3 Entsprechend der Struktur des GwLeiters werden bezeichnet (**Abb. 3-11**):

- *Porengrundwasserleiter* – Lockergesteine wie Sand, Kies; hohe nutzbare Porosität von etwa 10–25 %; Fließgeschwindigkeit < 1 m/d bis mehrere 10 m/d
- *Kluftgrundwasserleiter* – geklüftetes Festgestein wie Sandstein, Kalkstein; geringe nutzbare Porosität von etwa 1–2 %; Fließgeschwindigkeit < 1 m/d bis mehrere 100 m/d

- *Karstgrundwasserleiter* – Festgestein mit Hohlräumen, z.B. Malm (Weißer Jura), Unterer Muschelkalk; großes Hohlraumvolumen; Fließgeschwindigkeit: mehrere 10 m/d bis km/d.



Abb. 3-11: Porengrundwasserleiter (links) – Kluftgrundwasserleiter (mitte) – Karstgrundwasserleiter (rechts)

Tab. 3-12: Klassifizierung einiger Gesteine in GwLeiter bis -Nichtleiter (nach [25])

Gesteine			GwLeiter	Geringleiter	Nichtleiter
Lockergesteine	Kiese		_____		
	Sand-Kies-Gemische		_____		
	feine bis grobe Sande		_____		
	sehr feine Sande		-----	_____	
	Sand-Schluff-Gemische		-----	_____	
	Geschiebelehme u.dgl.			_____	
	Schluffe, sandige Tone			_____	
	unverwitterte Tone			-----	_____
Festgesteine	Kalke, nicht verkarstet	als Gestein im Gesteinsverband, meist zerklüftet	_____		_____
	Sandsteine	als Gestein im Gesteinsverband, meist zerklüftet	_____	-----	_____
	Basalte	als Gestein als Extrusivkörper	_____	_____	_____
	Gips	als Gestein im Gesteinsverband, wenn verkarstet	_____		_____
	Tongesteine	als Gestein im Gesteinsverband	-----	_____	_____
	Steinsalz	als Gestein im Gesteinsverband			_____

3.3.1.2 Grundwasservorkommen

Die geologischen Formationen unterscheiden sich hinsichtlich Durchlässigkeit und Wasserspeichervermögen, und damit der GwHöffigkeit sehr stark. Am günstigsten für die Grundwassererschließung sind Porengrundwasserleiter. Auch die gleiche geologische Formation kann je nach den örtlichen Verhältnissen unterschiedlich durchlässig sein.

Bei Kluftgrundwasserleitern hängt dies davon ab, in welchem Umfang Trennflächen wie Schichtfugen und Klüfte ausgebildet sind. Bei den Klüftung ist das Ausmaß der Beanspruchung durch Gebirgskräfte (Tektonik) und die Gesteinseigenschaften entscheidend. Auch gravitative Kräfte führen

durch Hangzerreißung zu einer erhöhten Klüftung an Talhängen. In Karstgrundwasserleitern hängt die Grundwasserführung von der Intensität der Lösungsvorgänge ab, die Klüfte erweitern und bis zur Bildung von Höhlen führen kann. Eine grobe Klassifizierung von Gesteinen hinsichtlich ihrer Eigenschaft als GwLeiter bis GwNichtleiter kann wie in **Tab. 3-12** vorgenommen werden.

Manche geologischen Formationen sind zwar sehr wasserdurchlässig, können aber wegen der ungünstigen chemischen Wasserbeschaffenheit nicht oder nur nach aufwendiger Aufbereitung für die Wasserversorgung genutzt werden, z. B. wegen hoher Chlorid- und Sulfatgehalte (aus der Auflösung von Salz- und Gipsgesteinen) oder anderer Stoffe, die nach der Trinkwasserverordnung nur bis zu einem Grenzwert erlaubt sind (z. B. Uran, Arsen).

3.3.1.3 Grundwasserhydraulik

3.3.1.3.1 Allgemeines

Die GwHydraulik befasst sich mit der Messung und Berechnung der Strömung des Grundwassers, i. W. bestimmt durch GwGefälle, Gesteinsdurchlässigkeit, GwMächtigkeit und Hohlraumanteil, jeweils bezogen auf den unbeeinflussten und im durch GwEntnahmen beeinflussten Zustand sowie den Spannungszustand des Grundwassers (frei oder gespannt).

Grundwasserhydraulische Berechnungen für laminare Strömung gehen vom DARCY-Gesetz aus:

$$Q = k_f \cdot i \cdot B \cdot H$$

Darin ist Q = GwDurchflussrate (m^3/s), k_f = Proportionalitätsfaktor = Durchlässigkeitsbeiwert (m/s)
 i = GwGefälle = hydraulischer Gradient (-), B = GwDurchflussbreite (m), H = GwMächtigkeit (m).

Da das Gesetz für laminares Fließen gilt, d. h. keine Turbulenzen (Verwirbelungen, Querströmungen) auftreten, gilt es streng genommen nur für PorenGwLeiter. In KluftGwLeitern kommt es dagegen auch zu turbulenter Strömung, die anderen Fließgesetzen unterliegt. Bei gleichmäßig geklüfteten Gesteinen und auf großer Maßstabsebene wird dennoch häufig das DARCY-Gesetz angewandt, da zumindest überwiegend von laminarem Fließen ausgegangen wird.

Nach DARCY ist die Durchflussrate direkt proportional zum Gefälle. Der Proportionalitätsfaktor k_f (m/s) wird als *Durchlässigkeitsbeiwert* (k_f -Wert) bezeichnet. Zu beachten ist, dass der Kornaufbau in einem PorenGwLeiter sehr unterschiedlich sein kann, so dass die horizontale Durchlässigkeit in verschiedenen Tiefen und verschiedenen Richtungen mehr oder weniger stark wechselt. Die Durchlässigkeit kann in vertikaler Richtung um Zehnerpotenzen kleiner sein, verursacht durch die Einlagerung von horizontalen tonigen Schichten von oft nur sehr geringer Dicke. Noch ausgeprägter ist diese als *hydraulische Anisotropie* bezeichnete Gesteinseigenschaft in KluftGwLeitern.

Der k_f -Wert ist darüber hinaus abhängig von der Zähigkeit ν (kinematische Viskosität) des Grundwassers und damit auch von der Temperatur:

$$k_f(t_1) = k_f(t_2) \cdot \nu_2 / \nu_1$$

Bei einer Temperaturerhöhung von 10°C auf 20°C erhöht sich k_f beispielsweise auf rd. $1,3 k_f$. Zu beachten ist ferner, dass k_f in den grundwasserhydraulischen Gleichungen linear enthalten ist. Bei der Dimension m/s handelt es sich um sehr kleine Größen, aber ein $k_f = 0,002$ ist eben doppelt so groß wie $k_f = 0,001$. Klarer und üblich ist daher die Exponentialschreibweise, z. B. $k_f = 2,0 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$. Vielfach wird auch mit der Transmissivität T gerechnet, dem Produkt aus k_f -Wert und Grundwassermächtigkeit H :

$$T = k_f \cdot H \text{ (m}^2/\text{s)}$$

Die Verwendung von T ist bei der Betrachtung der gesamten Mächtigkeit des Grundwasserleiters oft von Vorteil, da es sich um das Integral über verschiedene k_f -Werte in verschiedenen Tiefenabschnitten handelt. Zudem liegen aus Pumpversuchsauswertungen oft nur T -Werte vor.

Für die Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes gibt es folgende Möglichkeiten:

– *Berechnung aus der Korngrößenverteilung:* $k_f = c \cdot d_w^2$
Hierin ist c eine Konstante und d_w der wirksame Korndurchmesser. Vor allem der Feinkornanteil bestimmt entscheidend die Durchlässigkeit. Die Schwierigkeit liegt im richtigen Erfassen von c und d_w sowie darin, dass diese Werte nur für den Ort der Probennahme gelten. Wegen der örtlich unterschiedlichen Korngrößenverteilung in einem PorenGwLeiter sind auch die k_f -Werte unterschiedlich. Vereinfachend wird oft der mittlere k_f -Wert als Mittelwert der k_f -Werte der einzelnen Bodenschichten errechnet.

Nach HAZEN ist $c = 0,0116$ (bei 10°C), mit wirksamer Korngröße $d_w = d_{10}$ = Korndurchmesser (mm) bei 10 % des Siebdurchgangs (s. **Abb. 3-12**). Die Gleichung gilt für den Bereich des Ungleichförmigkeitsgrades $u = d_{60}/d_{10} < 5$. BEYER hat für eine mittlere natürliche Lagerung der Lockergesteine die c -Werte in Abhängigkeit vom Ungleichförmigkeitsgrad ermittelt:

u	1,0–1,9	2,0–2,9	3,0–4,9	5,0–9,9	10,0–19,9	> 20
c	$110 \cdot 10^{-4}$	$100 \cdot 10^{-4}$	$90 \cdot 10^{-4}$	$80 \cdot 10^{-4}$	$70 \cdot 10^{-4}$	$60 \cdot 10^{-4}$

So errechnet sich für $d_{10} = 0,4$ mm bei $u = 4$:
 k_f (HAZEN) = $0,0116 \cdot 0,4^2 = 1,86 \cdot 10^{-3}$ m/s
 k_f (BEYER) = $90 \cdot 10^{-4} \cdot 0,4^2 = 1,54 \cdot 10^{-3}$ m/s
Vorziehen ist die Berechnung nach BEYER.

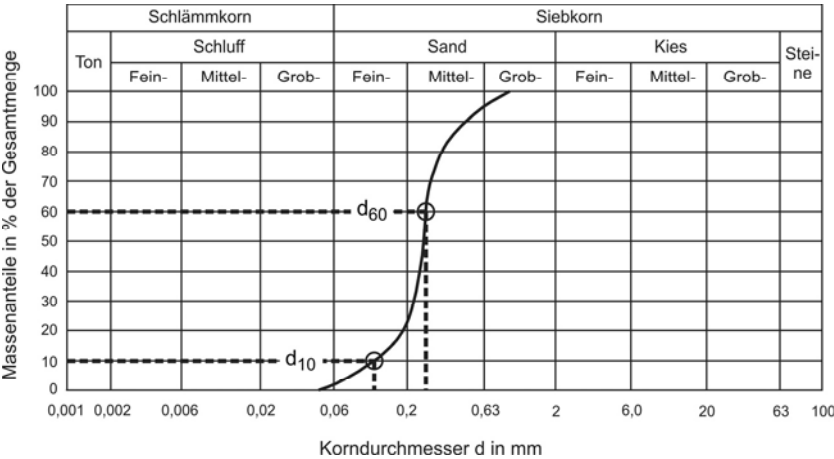


Abb. 3-12: Kornverteilungskurve und Bestimmung des Ungleichförmigkeitsgrads d_{60}/d_{10}

– *Durchflussmessungen mit Permeametern*
Bei den meist im Labor durchgeführten Versuchen werden gestörte oder ungestörte Proben in Metallzylindern mit Wasser bei konstanter Druckhöhe (gut durchlässige Sedimente) oder variabler Druckhöhe (gering durchlässige Sedimente) durchströmt. Durch Messung der ablaufenden Wassermenge Q kann über das DARCY-Gesetz der k_f -Wert bestimmt werden. Permeametermessungen liefern jedoch wie Berechnungen aus der Korngrößenverteilung nur punktuelle Aussagen und sind relativ aufwendig. Daher haben sie nur eine geringe praktische Bedeutung.

– *Pumpversuche*
Wirklichkeitsnahe k_f -Werte sind nur aus Pumpversuchen zu erhalten, da hier die räumliche Verteilung der Durchlässigkeit und der GwMächtigkeit mit erfasst werden. Außerdem können dabei weitere hydraulische Kennwerte des Untergrundes gewonnen und bei Pumpversuchen in Brunnen auch die Leistungscharakteristik ermittelt werden. In Abschnitt 3.3.1.3.2 wird ausführlich auf die Vorbereitung, Durchführung und Auswertung von Pumpversuchen bei Brunnen eingegangen.

– *Bestimmung des k_f -Wertes durch Versuche in Bohrlöchern*

Mit *Versickerungsversuchen* (Open-End-Test) kann durch Einleiten von Wasser mit konstantem Volumenstrom der k_f -Wert nach folgender Formel bestimmt werden, worin Δh = Aufhöhung und r = Bohrlochradius (Bedingung: $r \ll$ Wassersäule im Brunnen/Bohrloch):

$$k_f = Q / (5,5 \cdot r \cdot \Delta h)$$

Ein andere Möglichkeit sind *Slug- and Bail-Tests*, bei denen ein Verdrängungskörper in den Brunnen eingeführt und wieder herausgezogen wird. Da hier der Wasserspiegel nur sehr kurzfristig reagiert, sind schnell registrierende Messgeräte erforderlich. Der gleiche Effekt lässt sich auch mit Packern und Druckluft erzeugen.

Einen Eindruck von k_f -Werten für sandig-kiesige Lockergesteine vermittelt **Tab. 3-13**.

Tab. 3-13: Aus Pumpversuchen errechnete k_f Werte verschiedener Grundwasserleiter

Ort	$k_f \cdot 10^{-3}$ (m/s)
Sand 4 ... 8 mm ohne andere Teile	35
Sand 2 ... 4 mm ohne andere Teile	25
Grobkies mit Sand, Illertal bei Kempten	20
Quartär der Mangfall bei Bad Aibling	16
Illertal bei Neu-Ulm	15
Pleistozän-Terrasse der Donau bei Straubing	15
Unteres Mindeltal bei Günzburg	6
Mainquartär bei Sulzfeld (r. d. M.)	5
Pleistozäner Kies bei Leipzig	5
Pleistozän-Schotter bei Olching westlich München	4
Inn-Hochterrassen bei Mühldorf (Oberbayern)	3
Donautal westlich Ingolstadt	2,5
Flusssand bei Münster	2,5
Mainquartär bei Markstett (l. d. M.)	1,5
Rednitzquartär bei Nürnberg	0,8–1,5
Dünensand (Nordsee)	0,2
Tonige Sande im oberen Vilstal (Oberbayern)	0,1

In Kluft- und KarstGwLeitern treten k_f -Werte auf, die je nach Klüftigkeit und Verkarstungszustand über viele Größenordnung streuen können. Grob reichen sie von 10^{-1} bis 10^{-2} m/s in verkarsteten und 10^{-4} bis 10^{-7} m/s in klüftigen Kalk- und Dolomitgesteinen, 10^{-4} bis 10^{-7} m/s in geklüfteten Sandsteinen bis zu 10^{-6} bis 10^{-7} m/s in geklüfteten Kristallingesteinen.

3.3.1.3.2 Pumpversuche

Vorbereitungen

Vor Beginn des Pumpversuches (PV) sind zahlreiche Informationen im Umfeld des Brunnens zu erfassen und auszuwerten. Insbesondere sind dies

- geologische, hydrogeologische und bodenkundliche Karten und Profile
- Stammdaten, Schichtenverzeichnisse und Messergebnisse bestehender Brunnen und GwMessstellen, ggf. Funktionsprüfung
- Hydrologische Angaben zu Niederschlag, Abfluss und Verdunstung
- Informationen zur Strom- und (Spül-)Wasserversorgung, verfügbaren Pumpen und Messgeräten
- Klärung der Bedingungen einer Spül- und Förderwasserableitung, Erfordernis einer Behandlung des geförderten und abgeleiteten Wassers (z. B. Absetzen von Trübstoffen, Belüftung/Enteisenung), ggf. Kontaktaufnahme mit dem Kanalnetzbetreiber

- Angaben über bestehende GwEntnahmen, Entnahmerechte sowie andere Rechte Dritter
- erforderlichenfalls Einholen von Betretungsrechten, Erlaubnis zur Nutzung von GwMessstellen Dritter.

Jeder Pumpversuch muss technisch so vorbereitet sein, dass keine Unterbrechungen des Pumpbetriebes eintreten und die Messvorrichtungen genaue Messungen ermöglichen. Wenn PV längere Zeit oder häufig unterbrochen werden, so gibt das Ergebnis kein eindeutiges Bild der Leistungsfähigkeit des Brunnens im Dauerbetrieb. Insbesondere bei Leistungs-PV sind Unterwasserpumpen mit ausreichendem Förderstrom und Förderhöhe einzusetzen, um alle beim PV gewünschten Förderverhältnisse durchführen zu können. Die beim PV geförderten Wassermengen sind in geschlossenen Leitungen sicher aus dem Absenkbereich des Brunnens auszuleiten, damit es zu keiner Verfälschung der PV-Ergebnisse kommen kann (v.a. durch hydraulischen Kurzschluss). Die entnommenen Wasserproben sind umgehend zu untersuchen. In der Regel sind für die Wasserentnahme und das (Wieder)einleiten eine Erlaubnis erforderlich. Bei der zuständigen Wasserrechtsbehörde ist daher rechtzeitig vor Beginn des PV ein entsprechender Wasserrechtsantrag zu stellen.

Messnetz

Um nicht nur den k_f -Wert und die Transmissivität T bestimmen zu können, ist je nach Aufgabenstellung ein Messnetz um den Entnahmebrunnen zweckmäßig. Mit diesem können u.a. die Reichweite der Absenkung, das GwGefälle, eine räumliche Variation der k_f/T -Werte, Mächtigkeitsunterschiede des Grundwasserleiters sowie der Speicherkoeffizient S ermittelt werden. Dafür werden vorhandene Brunnen und/oder GwMessstellen verwendet, erforderlichenfalls sind neue GwMessstellen zu errichten. In einfachen Fällen, d. h. bei vollkommenen Brunnen (=Ausbau bis zur GwSohle) und einheitlichem Aufbau des GwLeiters, werden zweckmäßigweise je 3 GwMessstellen kreuzförmig um den Entnahmebrunnen angeordnet, mit einer Achse etwa in der GwFließrichtung, und mit Abständen der GwMessstellen vom Brunnen von etwa 15, 50 und 100 m. Sind GwStockwerke ausgebildet und Wechselwirkungen zwischen ihnen möglich, sind zusätzlich stockwerksbezogen verfiltrierte GwMessstellen zu errichten. Weitere GwMessstellen sind erforderlich, wenn der Einfluss durch benachbarte Brunnen oder die Infiltration von Oberflächenwasser zu vermuten ist. Auch die Messung von Abflüssen in Oberflächengewässern und von Quellschüttungen kann erforderlich sein, wenn eine Beeinflussung möglich ist. Entnahmebrunnen, GwMessstellen und sonstige Messstellen sind lage- und höhenmäßig genau einzumessen.

Dauer und Entnahmerate des PV

Bei einem *GwLeitertest*, d. h. bei einem Pumpversuch mit durchgehend gleicher Entnahmerate, erfolgt die Bewegung des Wasserspiegels im Entnahmebrunnen grob in 5 Phasen:

Phase 1 – rasche Absenkung des WSp unmittelbar nach Pumpbeginn	} – instationärer Bereich
Phase 2 – langsames Absinken des WSp	
Phase 3 – gleichbleibender WSp = Beharrungszustand	} – stationärer Bereich
Phase 4 – rasches Ansteigen des WSp nach Ende des PV	} – instationärer Bereich
Phase 5 – langsames Ansteigen des WSp bis Erreichen des RuheWSp.	

Die Wasserspiegelbewegung kann überlagert werden durch natürliche Veränderungen des GwSpiegels aufgrund des Witterungsgeschehens, durch das Aktivieren oder Verstärken einer Infiltration aus Oberflächengewässern oder das Erreichen einer Begrenzung des Grundwasserleiters. Je näher eine beobachtete GwMessstelle am Entnahmebrunnen liegt, desto ähnlicher ist dort die GwSpiegelbewegung und umso geringer die zeitliche Verzögerung.

Der *Leistungspumpversuch (Brunnentest, Leistungstest)* wird mit 3–5 gestuften Entnahmeraten durchgeführt. Die größte Absenkung s des GwSpiegels bei der Entnahme Q sollte i. A. nicht größer als $H/3$ sein (H = Wassersäule im Brunnen). Bei Anwendung der Auswertverfahren für den instationären Bereich der Absenkung ist es nicht erforderlich, den PV über den sonst notwendigen längeren Beharrungszustand durchzuführen, doch sollte für die Festlegung des späteren Brunnenbetriebs mög-

lichst bei jeder Entnahmerate ein quasi-stationärer Beharrungszustand über mindestens 24 h erreicht werden.

Spezielle Pumpversuche sind der *gemeinsame Pumpversuch* in mehreren Brunnen, um die gegenseitige Beeinflussung und das resultierende Strömungsbild zu erfassen, *Zwischenpumpversuche* während der Brunnenbohrungen in Abhängigkeit vom Bohrfortschritt sowie *Langzeitpumpversuche* bei komplexen hydraulischen und hydrogeologischen Verhältnissen.

Mess- und Untersuchungsprogramme

- *Allgemein* – Messprogramme sind vor dem Pumpversuch genau festzulegen, Beobachter sind einzuweisen. Alle Messungen sind mit Datum und genauem Zeitpunkt zu versehen. Alle Höhenangaben sind exakt zu ermitteln und auf NN zu beziehen. An allen wichtigen Messstellen werden selbstschreibende Datenlogger empfohlen. Diese liefern durchgehende Messwerte, die umgehend in Auswertprogramme eingespeist werden können. Sie erfordern wenig Personal. Bei manueller Aufzeichnung finden sich im DVGW-Arbeitsblatt W 111 geeignete Formblätter.
- *Entnahme* – Für die Messung sollten wegen der notwendigen Genauigkeit induktive Durchflussmessgeräte (IDM) eingesetzt werden. Ungenauer ist die Messung mit Wasseruhren oder Messwehren.
- *GwSpiegel* – Gemessen wird mit Drucksonden oder in Sonderfällen mit Wasserstandsschreibern, bei manueller Messung mittels Lichtlot in cm-Genauigkeit. Das gesamte Messnetz ist 3 Tage vor dem Pumpversuchsbeginn bis 2 Tage nach Ende der Entnahme möglichst kontinuierlich zu messen. Bei manueller Messung sind die besonderen Messintervalle bei PV zu beachten, die von minutlichen Messungen in der Anfangsphase bis zu stündlichen Messungen nach einigen Stunden Pumpzeit reichen (s. DVGW-Arbeitsblatt W 111).
- *Oberflächengewässer* – Wenn eine Infiltration von Oberflächenwasser zu erwarten ist, müssen dort der WSp laufend und soweit möglich die Abflussmengen gemessen werden.
- *Quellen* – Ist nicht auszuschließen, dass im Umfeld gelegene Quellen beeinflusst werden, ist dort die Quellschüttung regelmäßig zu messen, ggf. auch chemisch-physikalische Parameter (v.a. Trübung).
- *Niederschlag* – Während des Beobachtungszeitraumes des PV ist die tägliche Niederschlagsmenge zu messen oder von der nächstgelegenen Messstation zu übernehmen.
- *Untersuchungen der Wasserbeschaffenheit im Brunnen* – Die Temperatur des Wassers und der Luft ist etwa 6stündlich zu messen. Die chemisch-physikalische Wasserbeschaffenheit am Entnahmefrühnen ist mind. 3 x zu untersuchen, d. i. 2 h nach Beginn des PV mit kleiner Entnahme, in der Mitte des PV und kurz vor Ende des PV mit größter Entnahme. Bei Grundwasser, das voraussichtlich eine technische Aufbereitung erfordert, um es als Trinkwasser verwenden zu können, sollten längere PV und häufigere Wasseranalysen während des PV durchgeführt werden, da sich die chemischen und physikalischen Parameter während der Entnahmedauer verändern können. Um Kosten zu sparen, können in diesem Fall eventuell einfach zu messende Indikator- oder Summenparameter betrachtet werden. Eine mikrobiologische Untersuchung des Wassers während eines PV in nicht ausgebauten Bohrungen oder frisch ausgebauten Brunnen ist kaum aussagekräftig, da Verunreinigungen aus den Brunnenbauarbeiten vorhanden sein können.
- *Zeichnerische Darstellung* – Bewährt hat sich die synoptische Darstellung des PV mit geologischem Profil, Brunnenausbauplan, der Ganglinie des GwSpiegels, der Entnahmen im Brunnen sowie der Wasser- und Lufttemperatur (**Abb. 3-13**). Zusätzlich können einzelne oder gemeinsame Ganglinien der Brunnen und GwMessstellen sowie der Niederschläge dargestellt werden. Bei Brunnen ist außerdem die Wasserdrangkurve von Interesse (s. Abschn. 3.3.1.5.2). Für die zeichnerische Darstellung gilt die DIN 4943. Die Ergebnisse der Messungen werden im Lageplan in Form von GwGleichen und als Linien gleicher GwAbsenkung festgehalten.

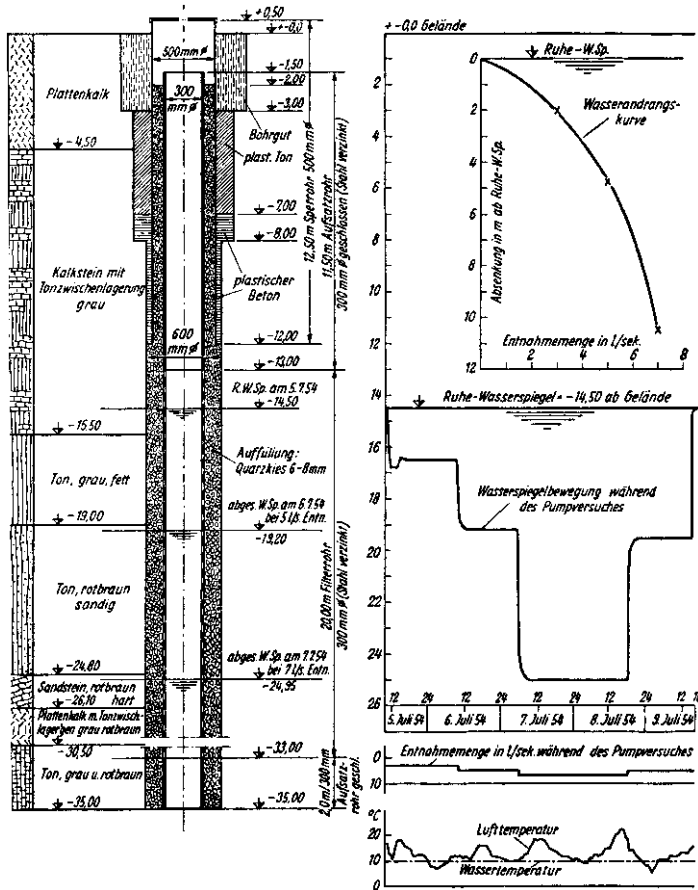


Abb. 3-13: Geologisches Profil, Brunnenausbauplan und grafische Darstellung des Pumpversuchergebnisses

Auswerten der Pumpversuche

Allgemein – Aus den Messungen des PV werden Absenkungskurven gezeichnet und entsprechend der hydrogeologischen Modellvorstellung eine geeignete Auswertungsmethode gesucht. Man unterscheidet die Auswertungen bei Beharrungszustand = stationärer Fließzustand und die Auswertungen bei instationärem Zustand, d. h. hier wird der zeitliche und/oder räumliche Verlauf der Absenkung und/oder des Wiederanstiegs nach Ausschalten der Pumpe betrachtet. Die meisten Berechnungen gehen von Idealbedingungen aus: unendlich ausgedehnter, homogener, isotroper und gleich bleibend mächtiger GwLeiter, horizontale Anströmung vor dem PV, gleichbleibende Entnahme während des PV, vollkommener Brunnen (d.i. vollständige Verfilterung des GwLeiters). Im Folgenden wird mit der Darstellung den einfacheren Auswertungen für den stationären Zustand begonnen.

– Stationärer Fließzustand, gespanntes Grundwasser

Diese Betrachtung setzt voraus, dass die GwMächtigkeit auch bei Absenkung konstant ist, also die GwDruckfläche immer über der oberen Begrenzung des GwLeiters liegt. Der Zufluss von Grundwasser wird in diesem Fall bestimmt durch die Freisetzung von Grundwasser aus der Druckentlastung und die horizontale Nachströmung aus dem Grundwasserleiter.

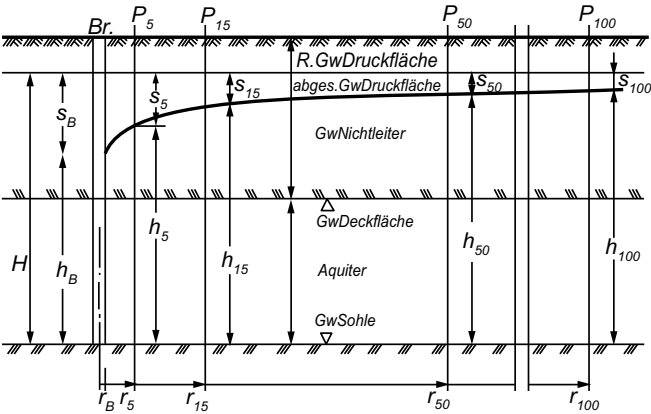


Abb. 3-14: Absenkungskurve und Parameter bei Pumpversuchen im gespannten Grundwasserleiter

Die Brunnengleichung nach THIEM lautet:

$$Q = 2 \cdot \pi \cdot k_f \cdot H \cdot (h_2 - h_1) / (\ln r_2 - \ln r_1)$$

oder umgeformt:

$$k_f = Q \cdot (\ln r_2 - \ln r_1) / 2 \cdot \pi \cdot H \cdot (s_1 - s_2)$$

Die Absenkungskurve und die Parameter sind in **Abb. 3-14** dargestellt. H = Mächtigkeit des wassererfüllten Grundwasserleiters, r = Abstand der GwMessstelle P von Brunnennachse, h = Wasserstand in der GwMessstelle P , s = Absenkung in der GwMessstelle P

Beispiel: $Q = 0,030 \text{ m}^3/\text{s}$, $H = 11 \text{ m}$; $r_1 = 15 \text{ m}$, $s_1 = 0,80 \text{ m}$ (P_{15}); $r_2 = 50 \text{ m}$, $s_2 = 0,25 \text{ m}$ (P_{50})

Damit ergibt sich:

$$k_f = 0,030 \cdot (\ln 50 - \ln 15) / 2 \cdot \pi \cdot 11 \cdot (0,80 - 0,25) = 9,5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$$

Im obigen Beispiel repräsentiert der k_f -Wert nur den Bereich zwischen den GwMessstellen P_{15} und P_{50} . Um alle GwMessstellen gleichzeitig auszuwerten (und damit einen mittleren k_f -Wert im Bereich des Absenktrichters zu erhalten), kann eine graphische Auswertung vorgenommen werden.

Dazu werden die Absenkungen s linear und die Abstände r der GwMessstellen logarithmisch aufgetragen (**Abb. 3-15**). Durch die Punkte wird eine Ausgleichsgerade gelegt („Absenkungsgerade“). Wenn für das Abstandsintervall eine Zehnerpotenz gewählt wird ($\ln 10 = 2,3$), dann errechnet sich aus dem gemessenen Absenkungsintervall:

$$k_f = 2,3 \cdot Q / (2 \cdot \pi \cdot H \cdot \Delta s)$$

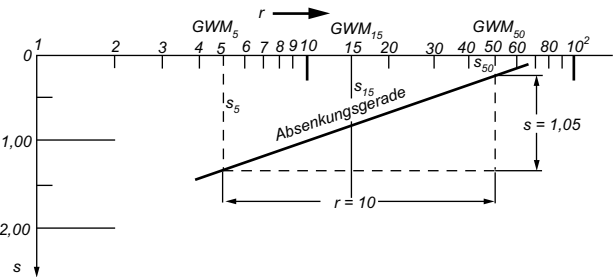


Abb. 3-15: Grafische Ermittlung von k_f aus der Absenkungsgeraden

Mit den Zahlen aus dem ersten Beispiel ist:

$$k_f = 2,3 \cdot 0,030 / 2 \cdot \pi \cdot 11 \cdot 1,05 = 9,5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$$

Bestehen keine GwMessstellen, sondern liegen nur Messwerte aus dem PV im Brunnen vor, kann mit folgenden Vereinfachungen gerechnet werden: $r_1 = r_B$ = wirksamer Brunnenradius ($\approx$ halber Bohrlochdurchmesser), $r_2 = R$ = Reichweite der Absenkung. R ist allerdings ohne Kenntnis des k_f -Wertes schwer bestimmbar. Da R in der Gleichung als $\ln R$ eingesetzt ist, genügen für R Näherungswerte (Formel nach SICHARD, s. Abschn. 3.3.1.5.2).

– *Stationärer Strömungszustand, freies Grundwasser*

Wenn die maximale Absenkung klein ist im Verhältnis zur ursprünglich wassererfüllten Mächtigkeit des GwLeiters (Annahme: $h_1 + h_2 \approx 2 H$), können Brunnenformeln für instationäre und gespannte Verhältnisse auch auf ungespannte GwLeiter übertragen werden. Die Brunnengleichung nach DUPUIT-THIEM hierfür lautet:

$$Q = 2 \cdot \pi \cdot k_f \cdot (h_2^2 - h_1^2) / (\ln r_2 - \ln r_1)$$

Bei stärkerer Absenkung wird mit einer korrigierten Absenkung s_k gerechnet: $s_k = s - s^2/2H$. Nach Umformen und Verwenden dekadischer Logarithmen, ergibt sich eine ähnliche Gleichung wie für den gespannten Aquifer:

$$k_f = 2,3 \cdot Q \cdot (\lg r_2 - \lg r_1) / 2 \cdot \pi \cdot H \cdot (s_{k1} - s_{k2})$$

Wird auf der Absenkungsgerade wiederum eine Zehnerpotenz gewählt ($\lg 10 = 1$), dann vereinfacht sich die Formel zu:

$$k_f = 2,3 \cdot Q / (2 \cdot \pi \cdot H \cdot \Delta s_k)$$

Die Absenkungskurve ist in **Abb. 3-16** dargestellt. Die graphische Auswertung wird wie beim gespannten Grundwasser durchgeführt, wobei an Stelle der gemessenen s die s_k -Werte aufgetragen werden. Der flachere Verlauf der Kurve mit korrigierter Absenkung ist erkennbar.

Beispiel: $Q = 0,030 \text{ m}^3/\text{s}$, $H = 16 \text{ m}$, $r_1 = 5 \text{ m}$, $s_1 = 1,70 \text{ m}$, $r_2 = 50 \text{ m}$, $s_2 = 0,80 \text{ m}$

$$s_{k1} = 1,70 - 1,70^2 / 2 \cdot 16 = 1,61$$

$$s_{k2} = 0,80 - 0,80^2 / 2 \cdot 16 = 0,78$$

$$\Delta s_k = 0,83$$

Mit $\lg 50 - \lg 5 = 1$ ergibt sich:

$$k_f = 2,3 \cdot 0,030 / (2 \cdot \pi \cdot 16 \cdot 0,83) = 8,3 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$$

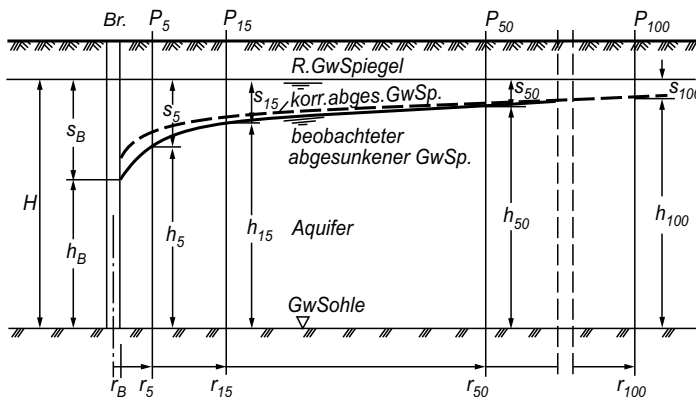


Abb. 3-16: Absenkungskurve und Parameter im ungespannten Aquifer

– *Instationärer Strömungszustand, gespanntes und freies Grundwasser*

Die Auswertung des instationären Verlaufs von Pumpversuchen ist zwar ungleich aufwändiger als beim stationären Fall, bietet aber eine Reihe von Vorteilen (v.a. Beharrung muss nicht abgewartet werden, Bestimmung des Speicherkoeffizienten). Für instationäre Auswertungen gelten die gleichen Berechnungsannahmen wie eingangs beschrieben. Ferner sollen der Brunneninhalt vernachlässigbar klein sein und die Vorratsänderung im GwLeiter proportional der Druckänderung und ohne Verzögerung erfolgen. Den zeitlichen und räumlichen Verlauf der Entwicklung des Absenktrichters beschreibt das Verfahren von THEIS:

$$s = Q \cdot W(u) / 4 \cdot \pi \cdot k_f \cdot H$$

darin ist $W(u)$ die THEIS'sche Brunnenfunktion, mit

$$u = r^2 \cdot S / 4 \cdot k_f \cdot H \cdot t$$

S = Speicherkoeffizient und t = Zeit. S ist ein Maß für die bei Änderung des hydraulischen Potentials gespeicherte oder entnommene Wassermenge (s. Abschn. 3.3.1.3.3). Durch Verwenden der korrigierten Absenkung s_{sk} (s.o.) kann die Methode auch für freies Grundwasser angewandt werden. Werte der Funktion $W(u)$ sind der Literatur zu entnehmen. In **Abb. 3-17** ist die Funktion graphisch dargestellt.

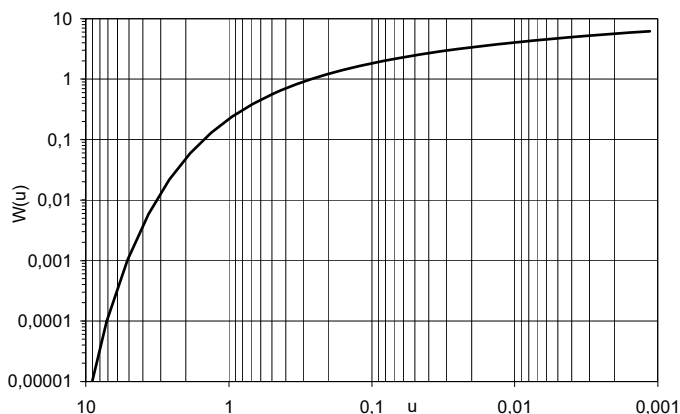


Abb. 3-17: THEIS'sche Brunnenfunktion

Da k_f und S sich nicht direkt berechnen lassen, wurden graphische Verfahren entwickelt, sog. *Typkurvenverfahren*. Für manuelle Auswertungen müssen hierzu Messdaten von s und r^2/t auf doppeltlogarithmisches Papier aufgetragen und die Kurve mit einer auf Transparentpapier gedrucktem THEIS-Typkurve zur Deckung gebracht werden. Zeitgemäßer und bequemer sind entsprechende *Auswertungsprogramme*, ein Überblick findet sich in [21]. Neben der Methode der automatischen Typkurvenanpassung hat sich hier die sog. universelle automatisierte Parameteroptimierung durchgesetzt. Zu den methodischen Grundlagen wird auf die Spezialliteratur verwiesen. Die Auswertungsprogramme bieten auch Lösungen für viele Sonderfälle an.

In der Praxis lassen sich k_f - und T -Werte in einfachen Fällen auch für instationäre Verhältnisse mit weniger aufwendigen Auswertemethoden und sehr guter Genauigkeit bestimmen. Verbreitet ist das *Geradlinienverfahren* nach COOPER & JAKOB. Die Methode nutzt die Tatsache, dass die THEIS-Funktion bei $u \leq 0,02$, d. h. nach längerer Pumpzeit, bei logarithmischer Darstellung annähernd eine Gerade beschreibt (s. **Abb. 3-17**). Es gibt verschiedene Varianten:

– *Zeitlicher Verlauf der Absenkung*

Zur Auswertung werden auf der Ordinate die Absenkungen s (für ungespanntes Grundwasser die korrigierte Absenkungen s_k) und auf der Abszisse in logarithmischer Skalierung die zugehörigen Zeiten t aufgetragen. In den Bereich des linearen Verlaufs der Kurve, der nach Abklingen der Brunneneffekte und entsprechender Pumpzeit beginnt, wird eine Ausgleichsgerade gelegt. Für eine logarithmische Dekade $\Delta \lg t$ wird dann die Steigung Δs abgelesen. Es gilt in diesem Fall:

$$T = 2,3 \cdot Q / (4 \cdot \pi \cdot \Delta s)$$

Die Methode erlaubt auch die Bestimmung des Speicherkoeffizienten:

$$S = 2,25 \cdot T \cdot t_0 / r^2$$

mit t_0 = Schnittpunkt der verlängerten Ausgleichsgeraden mit der Abszisse für $s = 0$.

– *Zeitlicher Verlauf des Wiederanstiegs*

Die Ermittlung von T erfolgt in analoger Weise wie bei der Absenkung. Statt t wird jedoch $t + t'/t'$ auf der Abszisse aufgetragen, mit t = Pumpzeit und t' = Wiederanstiegszeit (s. **Abb. 3-18**).

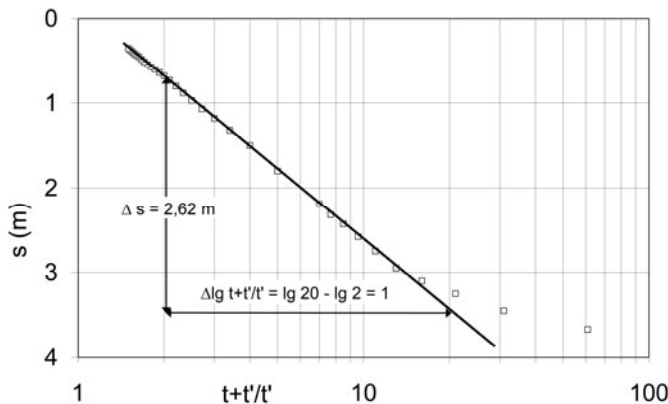


Abb. 3-18: Bestimmung der Transmissivität aus der Wiederanstiegskurve

Beispiel: $Q = 0,013 \text{ m}^3/\text{s}$, $t = 60 \text{ min}$, $H = 25 \text{ m}$

$$\Delta s = 2,62 \text{ m}$$

$$T = 2,3 \cdot 0,013 / (4 \cdot \pi \cdot 2,62) = 9,1 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$k_f = T / H = 3,6 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$

Die Verwendung der Wiederanstiegskurve hat den Vorteil, dass eventuelle Unregelmäßigkeiten beim vorausgegangenen Pumpbetrieb ausgeglichen werden (Q ist in diesem Fall zeitlich zu gewichten).

– *Räumlicher Verlauf der Absenkung zum Zeitpunkt t in allen GwMessstellen*

Auf der Ordinate werden die Absenkungen s (für ungespanntes Grundwasser s_k), auf der Abszisse der Abstand r vom Brunnen logarithmisch aufgetragen. Für die logarithmische Dekade $\Delta \lg r$ gilt:

$$T = 2,3 \cdot Q / (2 \cdot \pi \cdot \Delta s)$$

Der Speicherkoeffizient kann mit $S = 2,25 \cdot T \cdot t / r_0^2$ in gleicher Weise wie bei der Absenkung von Einzelbrunnen (s. oben) ermittelt werden. Aufgrund von Inhomogenitäten im Grundwasserleiter kann es schwierig sein, die Ausgleichsgerade festzulegen.

– *Raumzeitlicher Verlauf der Absenkung in allen GwMessstellen*

Hier werden auf der Ordinate die Absenkungen s (für ungespanntes Grundwasser s_k) und auf der Abszisse im logarithmischen Maßstab der Quotient t/r^2 für den zugehörigen Zeitpunkt t in der jeweiligen GwMessstelle mit Abstand r zum Brunnen aufgetragen. Für die logarithmische Dekade $\Delta \lg t/r^2$ gilt:

$$T = 2,3 \cdot Q / (4 \cdot \pi \cdot \Delta s)$$

Bei den Geradlinienverfahren ist für die notwendigen Berechnungen ein Tabellenkalkulationsprogramm ausreichend. Fertig programmierte Excel-Arbeitsmappen, die auch weitere Verfahren umfassen, sind kostenlos verfügbar (nur in Englisch) [22].

Neben den oben beschriebenen Verfahren gibt es eine ganze Reihe von Sonderfällen, die bei Pumpversuchen auftreten können. Beispielsweise kann durch den Verlauf der Absenk- bzw. Wiederanstiegskurve auf Grundwasseranreicherungen (Infiltrationsgrenze) oder dichte Ränder des Grundwasserleiters (Staugrenzen) geschlossen werden, erkennbar an einem abknickenden Kurvenverlauf. S-förmige Kurven können auf Doppelporositäten hindeuten. Im DVGW-Arbeitsblatt W 111 (Bild 2) sind die verschiedenen Einflüsse anschaulich dargestellt. Auch eine Zusickerung aus anderen Grundwasserleitern infolge Leckage durch Grundwasserhemmer kann den Absenkungs-/Wiederanstiegsverlauf beeinflussen und muss durch entsprechende Auswertemethoden berücksichtigt werden.

3.3.1.3.3 *Hohlraumanteil*

Der *Hohlraumanteil (Porosität)* ist eine weitere wichtige Größe der GwHydraulik. Dabei ist zu beachten, dass ein Teil des Wassers als Haftwasser gebunden ist (s. Abschn. 3.2.3.2.1) und auch nicht alle Hohlräume durchströmt werden. Die nutzbare Porosität ist also geringer als die Gesamtporosität. Bei Lockergesteinen ist sie in Sand-Kies-Gemischen am höchsten (bis 25 %) und nimmt mit zunehmendem Feinkornanteil bei gleichzeitig steigender Gesamtporosität stark ab (s. Tab. 3-14). In Festgesteinen wird der Hohlraumanteil aus Trennfugen gebildet (d.i. Schichtfugen, Klüfte, Schieferungsfugen, Absonderungsfugen, Störungen) und oft vereinfachend als Kluftvolumen bezeichnet. Er ist wesentlich geringer als in PorenGwLeitern und liegt in KluftGwLeitern bei etwa 1–2 %, wobei er sowohl horizontal wie vertikal meist stark wechselt. Es gibt auch Mischformen, v.a. in manchen Sandsteinen.

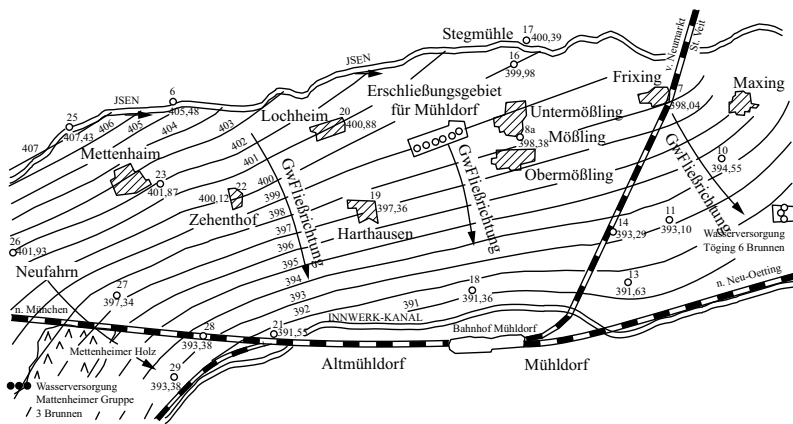
Für grundwasserhydraulische Fragen ist weiter zu unterscheiden zwischen dem speicherwirksamen Hohlraumanteil n_{sp} und dem durchflusswirksamen Hohlraumanteil n_f , wobei letzterer zumeist geringer ist. Der aus Pumpversuchen ermittelbare *Speicherkoeffizient* S entspricht n_{sp} bei freiem Grundwasser. In gespannten Grundwasserleitern ist die gespeicherte Grundwassermenge, die bei einer Absenkung des Grundwassers entnommen werden kann (beachte: der Porenraum bleibt hier wassererfüllt), von der Kompressibilität des Wassers und des Grundwasserleiters abhängig. S liegt hier in der Größenordnung von 10^{-4} bis 10^{-5} .

Tab. 3-14: Gesamte und speichernutzbare Porosität verschiedener Bodenarten von Lockergesteinen [20]

Bodenart	Gesamtporosität n %	speichernutzbare Porosität n_{sp} %
sandiger Kies	25–35	20–25
kiesiger Sand	28–35	15–20
mittlerer Sand	30–38	10–15
schluffiger Sand	33–40	8–12
sandiger Schluff	35–45	5–10
toniger Schluff	40–55	3–8
schluffiger Ton	45–65	2–5

3.3.1.3.4 Grundwasserströmung und -gefälle

Die *Grundwasserströmung* findet bei einem PorenGwLeiter in einem zusammenhängenden System von Porenkanälen statt, die in Form und Querschnitt sehr unregelmäßig sind. Die Fließbewegung eines Wasserteilchens in einem Porenkanal ist daher nicht genau erfassbar. Im Gesamtquerschnitt des GwLeiters ergeben sich jedoch ziemlich gleichartige Verhältnisse. Bei den kleinen Fließgeschwindigkeiten ist im ungestörten Bereich das Fließen laminar. In KluftGwLeitern bilden die Trennfugen ein 3-dimensionales System mehr oder weniger zusammenhängender Wasserwegsamkeiten, je nach tektonischer oder anderer mechanischer Beanspruchung. Für die GwBewegung bedeutsam sind vor allem die Dehnungsfugen wegen der größeren Kluftweiten. Die Strömung ist in feinklüftigen Bereichen überwiegend laminar, in großen Hohlräumen kann auch turbulente Strömung auftreten. Die GwStrömung in KarstGwLeitern ist besonders kompliziert und unregelmäßig, weil das Grundwasser in Hohlräumen von ständig wechselndem Querschnitt und Tiefenlage fließt, wobei Kanäle, Abstürze, Becken mit freiem Wasserspiegel und gespannte Bereiche sowie Heberstrecken vorhanden sein können.



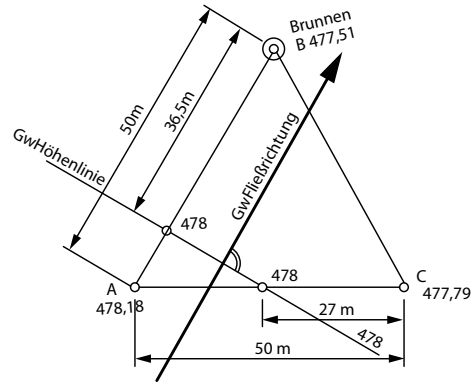


Abb. 3-20: Hydrogeologisches Dreieck

Zu beachten ist, dass keine in Betrieb befindlichen Brunnen verwendet werden sollen (keine lineare Interpolation durch den Absenkrichter) und auch nicht über Wasserscheiden hinweg interpoliert werden darf. Allgemein gilt, dass vor allem die mit Rechenprogrammen erstellten Grundwassergleichenpläne hydrogeologisch überprüft und gegebenenfalls korrigiert werden müssen.

3.3.1.3.5 Grundwasserfließgeschwindigkeit

Bei der *Grundwasserfließgeschwindigkeit* sind je nach Aufgabenstellung verschiedene Betrachtungsweisen und Bezeichnungen zu unterscheiden:

- *Bahngeschwindigkeit* v_b – die wahre Fließgeschwindigkeit eines Wasserteilchens auf seinem krümmungsreichen Weg durch die Poren oder Trennfugen. Sie ist schwierig zu ermitteln. Ihre Höhe wird nur für besondere physikalische, chemische und biologische Berechnungen benötigt.
- *Filtergeschwindigkeit* v_f – wird errechnet aus dem GwAbfluss Q und dem Querschnitt des GwLeiters A_{GwL} :

$$v_f = Q / A_{GwL}$$

- *Abstandsgeschwindigkeit* v_a – errechnet sich aus dem Abstand L zwischen zwei Punkten einer GwStromlinie und der Fließzeit t :

$$v_a = L / t$$

Mit der Filtergeschwindigkeit steht sie in folgender Beziehung: $v_a = v_f / n_f$.

Die GwFließrichtung und damit die GwFließgeschwindigkeit sind nicht genau horizontal. Es besteht vielmehr eine horizontale und eine vertikale Komponente. Letztere ist in PorenGwLeitern sehr klein und wird dort meist vernachlässigt. Die Abstandsgeschwindigkeit v_a wird benötigt für die Berechnung der Aufenthaltsdauer eines Wasserteilchens, z. B. für die Festlegung von Schutzgebietsgrenzen.

Mit *Markierungsversuchen* können die GwFließrichtung und die Abstandsgeschwindigkeit ermittelt werden. Hierzu werden Markierungsstoffe (Tracer) je nach Fragestellung über Schürfe versickert, über GwAufschlüsse (z. B. GwMessstellen, Bohrungen) direkt in das Grundwasser einspeist oder in infiltrierende Oberflächengewässer eingegeben. Je nachdem, welche GwFließrichtungen denkbar sind, wird eine entsprechende Anzahl an Beobachtungsstellen ausgewählt. Dort werden das Auftreten und gegebenenfalls der zeitliche Durchgang der Markierungsstoffe festgestellt.

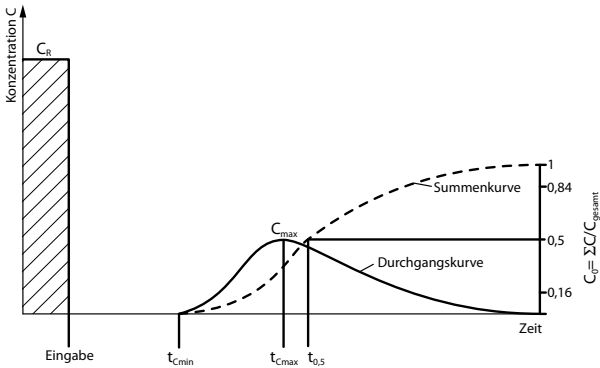


Abb. 3-21: Schema des Durchgangs eines Markierungsstoffes zur Messung der GwAbstandsgeschwindigkeit (nach DVGW-Arbeitsblatt W 109)

In **Abb. 3-21** ist schematisch dargestellt, wie ein nachgewiesener Markierungsstoff durch eine Messstelle läuft. Die Spitze der Konzentration C des Markierungsstoffes kommt nach der Zeit t_{cmin} an (max. Abstandsgeschwindigkeit), es folgen ein steiler Anstieg der Konzentration bis zum Maximum bei t_{cmax} (modale (dominierende) Abstandsgeschwindigkeit) und schließlich ein Abfall mit unterschiedlich langem Nachlauf (Tailing). Als mittlere Abstandsgeschwindigkeit wird für Berechnungen meist näherungsweise die mediane Abstandsgeschwindigkeit $t_{0,5}$ herangezogen (50 % Tracerdurchgang, s. Summenkurve).

In **Tab. 3-15** sind eine Reihe häufig eingesetzter Markierungsstoffe und deren Nachweis zusammengestellt. Die Markierungsstoffe dürfen gesundheitlich und ökotoxikologisch nicht gefährden. Hierzu wurden entsprechende Empfehlungen aufgestellt [23]. Uranin und Eosin können mit Fluoreszenzspektrometern bis in den Bereich von ng/l ($10^{-12} g/l$) nachgewiesen werden. Die einzugebende Farbmenge richtet sich nach der Verdünnung im GwStrom. Die Eingabe von Markierungsstoffen unterliegt einer wasserrechtlichen Genehmigung. Mit Markierungsversuchen kann auch die *Dispersion* bestimmt werden. Die Dispersion beschreibt den Effekt, dass die Wasserteilchen unterschiedliche Wege durch die Hohlräume nehmen und sich dadurch auseinander bewegen. Dies gilt insbesondere im Festgestein, wo die Strömungsverhältnisse des Grundwassers i. d. R. durch ein GwMessstellennetz nicht hinreichend genau beschrieben werden können.

Im DVGW-Arbeitsblatt W 109 wird auf die Anforderungen bei Markierungsversuchen, auf gängige Markierungsmittel sowie die Beprobung und praxisnahe Auswertung eingegangen. Eine umfassende Beschreibung bietet [24].

Tab. 3-15: Markierungsstoffe und deren Nachweis zur Messung der Abstandsgeschwindigkeit

Markierungsstoff	Substanz	Nachweis
Fluoreszenzfarbstoffe	Uranin, Eosin, Pyranin, Natriumnaphthionat, Amidorhodamin G	Fluoreszenzspektrometer
Salze	NaCl, KCl, NaBr, Borax	elektr. Leitfähigkeit, Ionensensitive Elektrode, Ionenchromatograph
	LiCl	Flammenfotometer, ICP
Triftkörper	(gefärbte) Bärlappsporen, Bakterien, Viren (Phagen), fluoreszierende Polystyrolkugeln	mikroskopisch-optisch
Gase	SF ₆	Gaschromatograph
Radioaktive und aktivierungsanalytische Nuklide	³ H (Tritium) ⁵¹ Cr, ⁶⁰ Co, ⁸² Br, ¹³¹ I, ^{114m} In, ^{116m} In	Aktivitätsmessung, Massenspektrometer

Die *Grundwasserfließgeschwindigkeit* (Abstandsgeschwindigkeit) kann auch berechnet werden. Es gilt folgende wichtige Beziehung:

$$v_a = k_f \cdot i / n_f$$

Bei wechselndem Gefälle, was über größere Distanzen immer der Fall ist, kann die Berechnung näherungsweise für einzelne Abschnitte entlang einer Stromlinie berechnet werden, in denen i als linear betrachtet wird. Für komplexere Fragen werden numerische GwStrömungsmodelle eingesetzt.

Tab. 3-16: Beobachtete Abstandsgeschwindigkeiten und zugehöriges Grundwassergefälle

Ort	v_a (m/d)	i (‰)
Keupersand bei Nürnberg	1,5	3
Neckartal bei Mannheim	1,2–1,6	1,7
Pleistozän bei Leipzig	2,5	4,5
Quartär am Oberrhein	3–7,8	0,6
Illerquartär bei Neu-Ulm	11	2,5
Münchner Schotterebene	10–20	3,3

Einen Überblick über die Größe der in der Natur vorhandenen GwFließgeschwindigkeiten im Lockergestein beim unbeeinflussten Zustand mit zugehörigem GwGefälle gibt die **Tab. 3-16**. Zu beachten ist, dass i örtlich und zeitlich, k_f örtlich stark schwanken können, sodass v_a ebenfalls sehr unterschiedlich sein kann. Sie liegen häufig bei 1–10 m/d, selten bei 10–20 m/d. In ausgeprägten Kluftzonen kann v_a auch 100 m/d und mehr, im Karst sogar z. T. über 1 km/d betragen.

In KluftGwLeitern und noch verstärkt in KarstGwLeitern können GwFließrichtung, GwGefälle und GwFließgeschwindigkeit stark wechseln. Die Strömungsvorgänge werden beeinflusst von der Richtung, Art und Weite der Spalten und Klüfte sowie dem Verlauf des Kluftsystems. Die Berechnung der hydraulischen Parameter und ihre Anwendung sind daher immer kritisch vorzunehmen. Treibende Kraft für die GwStrömung ist aber immer das hydraulische Potenzial. Entgegen häufig anzutreffender Meinung ist nicht das Einfallen der geologischen Schichten die entscheidende Größe für die GwFließrichtung, sondern die Lage der Vorflut.

3.3.1.4 Grundwassererkundung

3.3.1.4.1 Allgemeine Voraussetzungen

In der Regel ist für eine Grundwassererkundung vom Wasserversorgungsunternehmen ein hydrogeologisches erfahrenes Fachbüro zu betrauen. Entscheidend ist von Anfang an auch die Frage des langfristig zu deckenden Wasserbedarfs, insbesondere $Q_{d \max}$. Vor einer der Entscheidung über eine Grundwassererschließung sollte eine Wasserversorgungsbilanz für das jeweilige Versorgungsgebiet aufgestellt werden, d. h. der derzeitige und künftige Wasserbedarf ist dem vorhandenen Wasserdargebot gegenüberzustellen. Dabei sind Versorgungsalternativen in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht zu prüfen. Hierzu gehört auch die Möglichkeit einer Nutzung bereits erschlossener oder erkundeter Grundwasservorkommen im näheren und weiteren Umfeld, eventuell gemeinsam mit einem benachbarten Wasserversorgungsunternehmen in betrieblicher Kooperation oder als Fremdbezug.

3.3.1.4.2 Hydrogeologische Untersuchungen

Vor einer Grundwassererkundung steht in der Regel die Phase der *Vorerkundung*. Ziel ist es, die grundsätzliche Möglichkeit einer Grundwassererschließung zu prüfen und einen oder mehrere mögliche Bohrbereiche grob abzugrenzen. Eine erste Beurteilung ermöglichen geologische und topographische Karten und, falls vorhanden, hydrogeologische Karten mit Angaben über GwLeiter und GwHöflichkeit. Luftbilddaufnahmen können bei Festgesteinen ergänzende Hinweise auf die Klüftigkeit geben. Des Weiteren erfolgt die Auswertung von Bohrprofilen benachbarter Brunnen und Bohrungen sowie entsprechender Betriebserfahrungen. Informationen über Bohrungen (Brunnen, Grundwasser-

messstellen) können über die örtlichen Wasserbehörden oder in vielen Fällen auch über die Bodennformationssysteme der Staatlichen Geologischen Dienste der Bundesländer bezogen werden. Diese betreiben auch gemeinsam die Internet-Anwendung *Bohrpunktkarte Deutschland* (www.infogeo.de).

Bereits in der ersten Phase der Vorerkundung ist möglichen qualitativen Ausschlusskriterien oder Einschränkungen besondere Aufmerksamkeit zu widmen. Die *GwQualität* kann anhand der erhobenen Daten (Wasseranalysen aus Brunnen, Quellen und GwMessstellen) eventuell schon grob beurteilt werden. Teilweise werden GwBeschaffenheitskarten mit dem hydrogeologischen Kartenwerk veröffentlicht. Weitere Auskünfte können ggf. die wasserwirtschaftlichen Fachbehörden erteilen. Das Hauptaugenmerk sollte sich zum einen auf mögliche *geogene GwBelastungen* richten, die eventuell eine aufwändige Aufbereitung erfordern könnten (z. B. Arsen, Uran) oder eine Nutzung des Grundwassers aus hygienischen, technischen oder wirtschaftlichen Gründen nicht zulassen. So sind Grundwässer mit sehr hohen Wasserhärten (z. B. Salinarwässer, Gipswässer) in der Regel als Rohwasser ungeeignet. Wenn bereits eine Wasserversorgungsanlage betrieben wird und lediglich Zusatzwasser erschlossen werden soll, ist die Frage der Mischbarkeit zu beachten (s. Abschnitt 4.2.6). *Anthropogene GwBelastungen* können vor allem im Bereich von Altlasten und Altstandorten auftreten. Bekannte derartige GwVerunreinigungen sind bei den unteren Wasserbehörden zu erfragen. Mit diffusen Belastungen durch Nitrat und Pflanzenschutzmittel ist in Bereichen mit intensiver landwirtschaftlicher Nutzung zu rechnen. Bestätigt sich das aufgrund der Erhebungen, ist ein Brunnenstandort mit möglichst hohem Wald- und Grünlandanteil im potenziellen Einzugsgebiet zu bevorzugen. Durch die Maßnahmen der EG-Wasserrahmenrichtlinie kann zwar mit Verbesserungen gerechnet werden, jedoch werden diese wegen der langsamen Grundwasserumsätze meist bestenfalls in Jahrzehnten erreicht werden. Dies gilt ähnlich auch für Kooperationen zwischen Landwirten und WVU über eine grundwasserschonende Landbewirtschaftung. Ausnahmen sind kleine Grundwasservorkommen mit einem schnellen Wasseraustausch.

Für die nach Berücksichtigung der qualitativen Kriterien verbleibenden Bohrstandorte ist aus den erhobenen und ausgewerteten hydrogeologischen Informationen eine hydrogeologische Modellvorstellung über die Mächtigkeit und Verbreitung der GwLeiter zu entwickeln. Bewährt hat sich auch die Erstellung von *hydrogeologischen Profilen*, um z. B. Tiefenrinnen und Höhenrücken der GwSohle zu erkennen und damit Hinweise auf günstige Standorte der geplanten Brunnen zu erhalten. Besonders wichtig sind auch die Kenntnis der Höhenlage des GwSpiegels und dessen natürlicher Schwankungsbereich. Anhaltspunkte können Messungen an in der Nähe gelegenen Grundwassermessstellen und Brunnen geben. Hilfreich ist, wenn auf langjährige Beobachtungen staatlicher oder privat betriebener Messnetze zurückgegriffen werden. Angaben hierzu sind bei den Betreibern (wasserwirtschaftliche Fachbehörden, größere WVU) zu erfragen. In manchen Fällen kann auch auf *Grundwassergleichenpläne* zurückgegriffen werden, teilweise sind diese Bestandteil des veröffentlichten staatlichen hydrogeologischen Kartenwerks.

Um zu beurteilen, ob an einem möglichen Brunnenstandort die für den Bedarf erforderlichen Wassermengen gewinnbar sind, ist eine Grundwasserbilanz aufzustellen. Dies ist auch deshalb erforderlich, da eine nachhaltige GwBewirtschaftung nur dann möglich ist, wenn dem GwSystem langfristig höchstens so viel Grundwasser entnommen wird, wie ihm natürlich zufließt. Für die GwBilanz, die für eine Vorerkundung zunächst grob sein kann, muss zunächst die potenzielle Einzugsgebietsfläche abgeschätzt werden. Dies kann mittels GwGleichenplänen erfolgen, die ggf. mit Hilfe von vorhandenen, gemessenen GwHöhen zu konstruieren sind. Liegen keine derartigen Informationen vor, sind allgemeine hydrogeologische Abschätzungen unter Berücksichtigung oberirdischer Wasserscheiden vorzunehmen. Im Ausnahmefall müssen Grundwassermessstellen errichtet werden. Das natürliche GwDargebot wird aus der GwNeubildungsrate im potenziellen Einzugsgebiet überschlägig berechnet und der geplante GwEntnahme gegenübergestellt. Bestehende GwEntnahmen und andere negative Bilanzglieder sind zu berücksichtigen (z. B. Quellabflüsse, Exfiltration in Oberflächengewässer). Auswirkungen in ökologischer Sicht sind je nach Bedeutung des Standortes frühzeitig abzuschätzen und zu bewerten. Dies gilt auch für mögliche Auswirkungen auf bestehende Gewässerbenutzungen und Bauwerke. Eine detaillierte Einzugsgebietsermittlung ist in der Regel erst für die Ermittlung der

Schutzgebietsgrenzen erforderlich. GwBilanzen in großflächigen Einzugsgebieten mit vielen Entnahmefrühen und unterschiedlichen GwLeitern erfordern die Erstellung eines GwModells als Grundlage für eine nachhaltige Bewirtschaftung des Gesamtsystems (s. a. Abschn. 3.3.1.7). Gegebenenfalls kann auf vorhandene GwModelle zurückgegriffen werden.

Wenn mögliche Bohrbereiche abgegrenzt wurden, ist für das potenzielle Einzugsgebiet nicht zuletzt die *Schützbarkeit* zu klären. Aufgrund von topographischen Karten, Flächennutzungs- und Bebauungsplänen, Luftbildern sowie örtlicher Einsichtnahme ist zu prüfen, ob ein wirksames Wasserschutzgebiet eingerichtet werden kann. Hier ist insbesondere auf die Lage von Kiesgruben und Steinbrüchen, Straßen, Bahnlinien, Siedlungen, gewerblichen und industriellen Betrieben, Kläranlagen, Altlasten, Deponien und sonstigen konkurrierenden Nutzungen zu achten (s. a. Abschn. 3.5.1). Auch zur Ausweisung vorgesehene Baugebiete und zum Abbau vorgesehene Rohstoffvorrang- und vorbehaltsgebiete können ggf. zu einem späteren Zeitpunkt zu erheblichen Konflikten mit dem Trinkwasserschutz führen und den im ungünstigen Fall den Bestand des geplanten Brunnens gefährden.

Weiter ist zu prüfen, ob die *technischen und betrieblichen Voraussetzungen* vorliegen, damit eine GwGewinnung an der gewählten Stelle verwirklicht werden kann. Hierzu gehören insbesondere die Nähe zu bestehenden Anlagen zur Wasserförderung, -aufbereitung und -verteilung, das Feststellen der gesicherten Zufahrt, örtliche Geländeverhältnisse, Gefahr der Überflutung durch Hangwasser oder eine Lage im Überschwemmungsgebiet. Auch die Möglichkeit eines späteren Grundstücks-erwerbs sollte frühzeitig geprüft werden. Der nächste Schritt kann bereits die Durchführung von Aufschluss- oder Versuchsbohrungen sein, oder – wenn der GwLeiter ausreichend bekannt ist – eine Brunnenbohrung am endgültigen Standort.

3.3.1.4.3 Geophysikalische Methoden

Um insbesondere im Bereich von Festgesteinen die Erfolgswahrscheinlichkeit einer Bohrung zu erhöhen und ggf. Kosten zu sparen bieten sich *geophysikalische Methoden* an. Sie sind allerdings relativ kompliziert und führen nicht immer zu eindeutigen Ergebnissen. Ihre Anwendung sollte erfahrenen Fachleuten vorbehalten bleiben. Auch Störungen aufgrund der Geländeverhältnisse und anthropogener Einflüsse (z. B. Hochspannungsmasten) machen die Anwendung nicht immer möglich. Im Folgenden werden nur die Grundlagen der wichtigsten geophysikalischen Verfahren angegeben:

- *Geoelektrik* – Mit der Widerstandsmethode wird der spezifische elektrische Widerstand des Untergrundes entlang von Längsprofilen durch Zufuhr künstlicher Ströme mittels der Vierpunktanordnung gemessen. Durch mathematisch-physikalische Berechnung wird daraus die wahre Widerstandsverteilung in Abhängigkeit von der Tiefe ermittelt und daraus die Schichtfolge und die Schichtgrenzen bestimmt. Der spezifische elektrische Widerstand der Gesteine wird durch Wasserführung, k_f -Wert und Salzgehalt wesentlich geändert, so dass das Erkennen der Schichtgrenzen manchmal schwierig ist, z. B. bei Zunahme des Salzgehalts des Grundwassers mit der Tiefe. Die Methode eignet sich im Wesentlichen nur für Lockergesteine.
- *Seismik* – Bei den seismischen Verfahren wird aus den Laufzeitkurven einer von der Erdoberfläche ausgesandten elastischen Welle die Lage der Schichtgrenzen, GwSpiegel und Lockere-zonen in Festgesteinen ermittelt. Die seismischen Wellen werden erzeugt z. B. durch Sprengung oder mit Fallgewichten.
- *Elektromagnetik* – Das Very-Low-Frequency(VLF)-Verfahren nutzt weltweit empfangbare z. B. zur U-Boot-Kommunikation eingesetzte Sender. Die gesendete Horizontalkomponente des primären Magnetfeldes erzeugt in großer Entfernung zum Sender über eine Vertikal-komponente ein sekundäres Magnetfeld. Die messbare Phasenverschiebung kann genutzt werden, um Leitfähigkeitsänderungen, z. B. durch langgestreckte Vertikalstrukturen wie tektonische Störungen festzustellen. Die Methode eignet sich demnach für Festgesteine. Das Verfahren der elektromagnetischen Induktion wird aktiv mit Sende- und Empfängerspulen betrieben. Je nach Abstand der Spulen und Sendefrequenz eignen sie sich für oberflächennahe oder für regionale (Flugzeug-) Erkundungen.

- *Bodenradar (Georadar)* – Das Verfahren misst die Reflexion elektromagnetischer Strahlung in den obersten Bodenschichten. Die Eindringtiefe beträgt nur bis ca. 5 m, es lassen sich neben Sedimentstrukturen bei sandigem Untergrund auch die Tiefenlage des GwSpiegels feststellen.

3.3.1.4.4 Versuchsbohrungen

Da die Eignung der Untergrundverhältnisse hinsichtlich der Anordnung und des Ausbaues von GwFassungen örtlich oft sehr verschieden sind, insbesondere bei Festgestein, ist es notwendig, durch eine oder mehrere Versuchsbohrungen Angaben zum Schichtenaufbau und zur GwFührung am vorgesehenen Standort der Brunnen zu erhalten. Die Bohrungen sollten in der Regel durch einen Geologen aufgenommen und stratigraphisch (der am Alter der Schichten orientierten Einstufung entsprechend) zugeordnet werden. Um die Eignung zur GwErschließung hydrogeologisch zu beurteilen, sind regelmäßig Aussagen über Korngrößenzusammensetzung (ggf. Siebanalysen), Klüftigkeit, Porosität und Durchlässigkeitsbeiwert notwendig. In KluftGwLeitern sind trotz sorgfältigster Vorerkundungen immer Versuchsbohrungen zur unmittelbaren GwErschließung erforderlich, da es häufig zu sog. Fehlbohrungen kommt. Meist ist in diesen Fällen kein ausreichender Anschluss an das Kluftsystem gegeben oder die Klüftigkeit ist lokal gering, sodass die Bohrung wegen zu geringer Ergieblichkeit als nicht ausbauwürdig eingestuft wird. Im Buntsandstein des Spessarts und Odenwaldes haben beispielsweise Auswertungen gezeigt, dass nur jede Dritte Versuchsbohrung erfolgreich als Brunnen ausgebaut werden konnte [26]. Anforderungen an Bohrungen zur Erkundung, Beobachtung und Gewinnung von Grundwasser sind dem DVGW-Arbeitsblatt W 115 zu entnehmen. Auf Bohrverfahren wird auch in Abschnitt 3.4.2.5.3 weiter eingegangen.

3.3.1.4.5 Bohrlochmessungen

Die Auswertung der Bohrung(en) kann oft durch Bohrlochmessungen verbessert werden, besonders bei Festgesteinen. Durch die vergleichende Beurteilung der einzelnen Verfahren sind Schichtwechsel, Eigenschaft der Gesteine, Porosität, Eigenschaft als GwLeiter, nutzbarer Porenraum, Mineralgehalt des Grundwassers, Tiefenlage und Menge der GwZuflüsse feststellbar. Im Folgenden werden die Methoden kurz dargestellt. Die meisten Messungen müssen am unverrohrten Bohrloch durchgeführt werden (u), einige Messungen sind auch in der ausgebauten Bohrung möglich (a):

- *Elektrischer Widerstand (RES-, EL-, FEL-Log)* – die mit einer Sonde gemessenen Widerstandskurven (verschiedene Messanordnungen möglich) zeigen die Widerstandsänderungen der durchfahrenen Bodenschichten und damit die Schichtgrenzen. (u)
- *Elektrisches Eigenpotenzial (SP-Log)* – dient zur Feststellung der durchlässigen und undurchlässigen (= kein Eigenpotenzial) Schichten. (u)
- *Elektrische Leitfähigkeit des Wassers im Bohrloch (SAL)* – es lassen sich Zutritte von höher mineralisiertem Wasser feststellen (u+a). Eine Sonderform ist das *Fluid-Logging*: hier wird die Bohrspülung durch Wasser ersetzt, dessen Mineralisierung sich vom Grundwasser stark unterscheidet. Durch Messung in Ruhe und in Betrieb lassen sich u.U. Zuflusszonen abgrenzen.
- *Natürliche Gamma-Strahlungs-Intensität (Gamma-Log, GR)* – zur qualitativen Bestimmung des Tongehalts der Bodenschichten aufgrund des Zerfalls des ^{40}K -Isotops (u). Die Messung kann auch in einer Schutzverrohrung (Stahl) stattfinden. In ausgebauten Brunnen kann damit das Vorhandensein und die Lage von Tonabdichtungen nachgewiesen werden.
- *Neutron-Gamma-Verfahren (Neutron-Log)* – Mit einer Neutronenquelle wird über indirekte Messung des H^+ -Ionengehalts der Wassergehalt einer Formation bestimmt und daraus die Gesamtporosität. Wegen des hohen Wasseranteils der Tone muss gleichzeitig der Tongehalt festgestellt werden. (u)
- *Gamma-Gamma-Verfahren (D, FD, GG-Log)* – hierdurch wird die Gesteinsdichte ermittelt. (u). In ausgebauten Bohrungen kann das Verfahren zur Ermittlung der Dichte der Ringraumfüllung und vor allem zur Überprüfung der Intaktheit von Ton- und Zementdichtungen eingesetzt werden. (a)

- *Schallgeschwindigkeitsmessung (Sonic-, Akustik-, SV-Log)* – durch Messung der Schalllaufzeit kann auf die Porosität bzw. Klüftigkeit geschlossen werden. (u)
- *Kalibermessung (CAL-Log)* – Messungen des Bohrlochquerschnitts über die Bohrtiefe mittels Fühlern geben Hinweise auf besonders klüftige oder entfestigte Abschnitte. (u)
- *Flowmeter* – eine Messflügelsonde wird in Ruhe/bei Pumpbetrieb langsam hochgezogen. Durch Zunahme der Umdrehungen im Bereich von GwZuflüssen werden Lage und Anteil ermittelt. (u+a)
- *Wassertemperaturmessung* – ermöglicht die Lokalisierung von Wasserzu- und -abflüssen, wenn diese unterschiedliche Temperaturen aufweisen. (u+a)
- *Vertikalität (Deviation, DV)* – Messung der Abweichung des Bohrlochs von der Lotrechten, relevant bei tiefen Bohrungen, ggf. zur Beweissicherung ausgebauter Brunnen. (u+a)
- *Kamera-/Fernsehbefahrung (TV-Log)* – bei offenen Bohrungen und klarem Wasser im Festgestein einsetzbar um damit Trennflächen, Klüfte und Störungszonen zu erkennen. In ausgebauten Brunnen und GwMessstellen zur Überprüfung des baulichen Zustands. ((u)+a)

Im DVGW-Arbeitsblatt W 110 werden die Untersuchungsziele, Aussage- und Anwendungsmöglichkeiten der verschiedenen Messverfahren gezeigt und die für eine Qualitätssicherung notwendigen Randbedingungen dargestellt.

3.3.1.4.6 Grundwassermessstellen

Wenn die GwErschließung nach Abschluss der Vorerkundungen und ggf. durchgeführter Versuchsbohrungen erfolgversprechend ist, sind – je nach Umfang der vorgesehenen GwEntnahme und Komplexität der Untergrundverhältnisse – GwMessstellen zu errichten, um weitere Kenntnisse über den GwLeiter zu gewinnen (z. B. Feststellung der GwFließrichtung, Beobachtung von Pumpversuchen, Beweissicherung). Wurden Versuchsbohrungen durchgeführt, sollten diese grundsätzlich als GwMessstellen ausgebaut werden. Diese Kenntnisse sind auch wichtig für die Ermittlung des Einzugsgebiets und die Bemessung des Wasserschutzgebietes. Näheres zum Bau und Ausbau von GwMessstellen siehe DVGW-Arbeitsblatt W 121.

3.3.1.4.7 Wasserbeschaffenheit

Für die Anforderungen an die Beschaffenheit von Trinkwasser gelten die Trinkwasserverordnung in der jeweils gültigen Fassung und die DIN 2000 (s. Abschnitt 4.1.3 und 4.1.4). Die DIN 2000 schreibt vor, dass sich die Anforderungen an die Trinkwassergüte an den Eigenschaften eines aus genügender Tiefe und nach Passage durch ausreichend filtrierende Schichten gewonnenen Grundwassers einwandfreier Beschaffenheit orientieren müssen, das dem natürlichen Wasserkreislauf entnommen und in keiner Weise beeinträchtigt wurde. Es muss mindestens den gesetzlichen Anforderungen genügen. Nur in den Fällen, in denen das gewonnene Wasser nicht stets mit ausreichender Sicherheit die erforderliche Güte besitzt, ist es aufzubereiten. Es gilt daher der Grundsatz, ein chemisch-physikalisch und mikrobiologisch einwandfreies Rohwasser als Grundwasser zu gewinnen.

Aufbauend auf den bereits bei der Vorerkundung aus vorhandenen Wasseranalysen im Umfeld gewonnenen Erkenntnissen ist ein umfangreiches und angepasstes Untersuchungsprogramm zur Feststellung der Wasserbeschaffenheit im Zuge der GwErschließung aufzustellen und durchzuführen. Wenn Versuchsbohrungen erstellt werden, ist bei den Pumpversuchen auch die Wasserbeschaffenheit durch chemisch-physikalische Untersuchung festzustellen, je nach hydrogeologischen Verhältnissen auch in unterschiedlichen Tiefen des GwLeiters. Werden im Zuge des Bohrfortschritts Zwischenpumpversuche durchgeführt, ist das Förderwasser zumindest auf Leitparameter zu untersuchen. Bei den abschließenden Pumpversuchen ist insbesondere zu prüfen, ob bei unterschiedlichen Entnahmeraten eine Veränderung der Wasserbeschaffenheit eintritt. Von Beginn eines Pumpversuchs an sollte daher das Wasser in dieser Hinsicht mehrfach oder ggf. kontinuierlich auf die relevanten Parameter analysiert werden. Bis sich ein Beharrungszustand eingestellt hat, kann sich die Wasserbeschaffenheit ändern. Umfangreiche chemisch-physikalische Untersuchungen sind am Anfang, in der Mitte und kurz vor Ende des Schlusspumpversuchs durchzuführen (s. Pumpversuche in Abschnitt 3.3.1.3.2).

Mikrobiologische Untersuchungen sind in dieser Phase nur bedingt aussagekräftig, da Arbeitsverunreinigungen häufig zu positiven Befunden führen. Das Untersuchungserfordernis ist unbedingt mit dem zuständigen Gesundheitsamt zu klären. Die Ergebnisse aller Untersuchungen zur Wasserbeschaffenheit sind Grundlage für die Entscheidung, ob eine Erschließung vorgenommen werden sollte und ob eine Trinkwasseraufbereitungsanlage notwendig bzw. wie diese zu bemessen ist.

3.3.1.4.8 Auswirkungen

Die möglichen Auswirkungen der GwEntnahme und der damit verbundenen GwAbsenkung sind sorgfältig zu untersuchen. Insbesondere langfristige Auswirkungen auf die *Ökologie* sind festzustellen und zu bewerten. Die mögliche Beeinflussung ist abhängig von der Lage des GwSpiegels unter Gelände (Flurabstand), von der Bodenart und der zugehörigen kapillaren Steighöhe (s. **Tab. 3-10**), von der Pflanzenart und der Ausdehnung der GwAbsenkung. Als grober Anhaltspunkt kann gelten, dass ab einem Flurabstand von etwa 5 m eine Beeinflussung auf die Vegetation ausgeschlossen werden kann. In besonderen Fällen ist eine pflanzensoziologische Beweissicherung notwendig. Insbesondere ist sicherzustellen, dass durch die Entnahme der verbleibende GwAbfluss nicht so stark reduziert wird, dass dadurch im *Abstrom liegende Gewässerbenutzungen* beeinträchtigt (z. B. andere GwEntnahmen, Quellaustritte für Fischteichanlagen) oder *Niedrigwasserabflüsse von Oberflächengewässern* erheblich verringert werden. Ebenfalls zu untersuchen ist, ob durch die Entnahme *Setzungen an Bauwerken* hervorgerufen werden können. Die Vorgehensweise bei der Beweissicherung für Grundwasserentnahmen der Wasserversorgung ist detailliert im DVGW-Arbeitsblatt W 150 beschrieben.

Abschließend wird darauf hingewiesen, dass der erfolgreiche Abschluss einer Grundwassererkundung und -erschließung auch von der Zusammenarbeit zwischen dem hydrogeologischen und technischen Fachbüro, dem WVU, der Wasserwirtschaftsverwaltung, der Gesundheitsverwaltung und den Wasserrechtsbehörden (nach Bundesland unterschiedlich, meist bei den Kreisverwaltungsbehörden) abhängt.

3.3.1.5 Grundwasserentnahme aus Brunnen

3.3.1.5.1 Allgemeines

Im Folgenden wird auf die besonderen GwStrömungsverhältnisse im Bereich von Grundwasserentnahmen aus Brunnen eingegangen. Diese Kenntnisse sind wichtig für die Bemessung von Brunnen, die Ermittlung des Einzugsgebiets und des nutzbaren Grundwasserdargebots einer GwEntnahme, die Bemessung des Wasserschutzgebiets und die Beurteilung von Auswirkungen der Entnahme. Der Bau von Brunnen wird in Abschnitt 3.4.2 behandelt.

Aus Pumpversuchen und den daraus resultierenden GwAbsenkungen im Brunnen sowie in Gw-Messstellen können die grundwasserhydraulischen Kenndaten k_p , T und S ermittelt werden. Daneben können die hydrochemischen Eigenschaften des geförderten Grundwassers bestimmt werden. Auf die Durchführung und Auswertung von Pumpversuchen wurde in Abschnitt 3.3.1.3.2 eingegangen.

Um beurteilen zu können, welche Entnahmemengen langfristig ohne Schädigung des GwHaushaltes möglich sind, ist die Ermittlung der natürlichen GwNeubildung innerhalb des aktivierten Einzugsgebietes entscheidend. Hierzu ist eine *GwBilanz* aufzustellen, in der alle Zuflüsse (GwNeubildung, Infiltration von Oberflächengewässern) und Abflüsse (GwEntnahmen, Quellaufflüsse, Exfiltration in Oberflächengewässer) gegenübergestellt werden. Bei besonders komplizierten hydrogeologischen Verhältnissen sind weitergehende Untersuchungen und Grundwassermodelle notwendig (s. Abschnitt 3.3.1.7). Mit Hilfe von GwModellen können auch die Betriebsweise insbesondere von GwGewinnungsanlagen mit mehreren Brunnen durch Szenarienrechnungen optimiert und die entsprechenden (Teil-)Einzugsgebiete ermittelt werden.

3.3.1.5.2 Hydraulische Verhältnisse bei Einzelbrunnen

– Grundwasserabsenkung

Jede GwEntnahme verursacht eine Störung des natürlichen GwAbflusses in Form einer räumlichen GwAbsenkung. Mit Hilfe grundwasserhydraulischer Untersuchungen soll die mögliche Entnahmelistung eines Brunnens mit der zugehörigen GwAbsenkung, ihrer räumlichen Ausdehnung sowie ihren Auswirkungen ermittelt werden. In einfachen Fällen kann die Reichweite R der GwAbsenkung in einem Brunnen überschlägig nach der empirischen Formel von SICHARDT abgeschätzt werden:

$$R = 3000 \cdot s \cdot \sqrt{k_f}$$

Zur räumlichen Erfassung von GwAbsenkungen sind die Beobachtung und - soweit nicht bereits vorhanden – die Neuerrichtung von Grundwassermessstellen erforderlich.

– Leistungskurve (Leistungscharakteristik, Wasserandrangkurve, Q - s -Kurve)

Die Leistungskurve aus den Messungen beim PV gibt für jede GwEntnahme Q die zugehörige Absenkung s an. Sie ist bei gespanntem Grundwasser eine Gerade, bei ungespannten Verhältnissen eine nach unten gekrümmte Kurve (Abb. 3-22).

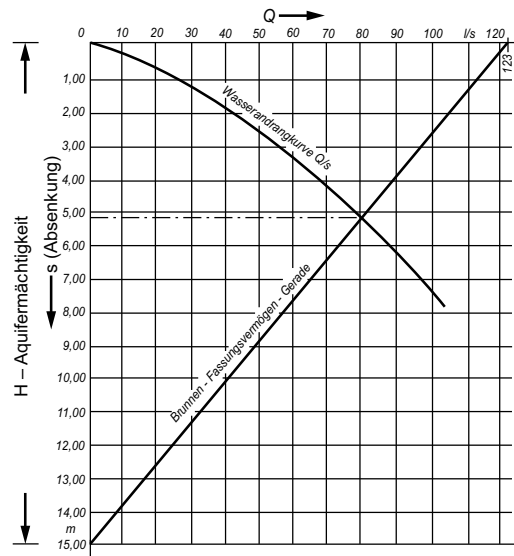


Abb. 3-22: Leistungskurve (Wasserandrangkurve) und Brunnenfassungsvermögen-Gerade, ungespannter GwLeiter

Die Wasserandrangkurve wird unregelmäßig verändert, wenn bei Zunahme der Entnahmemenge Stau- oder Anreicherungsgrenzen erreicht werden oder das Brunnenfassungsvermögen überschritten wird. Das Verhältnis Q/s wird auch als spezifische Ergiebigkeit bezeichnet, es beschreibt die Leistungsfähigkeit des Brunnens und wird auch zum Vergleich mit der Leistung anderer Brunnen verwendet. Bei ungespanntem Aquifer ist jedoch Q/s wegen der Krümmung der Wasserandrangkurve nicht überall gleich, es muss somit das jeweilige Q mit angegeben werden, z. B. spez. Ergiebigkeit $Q/s = 40/2 = 20$ l/s je m Absenkung bei $Q = 40$ l/s.

– Brunnenfassungsvermögen

Für den Eintritt des Wassers aus dem GwLeiter in den Brunnen muss eine Mindesteintrittsfläche an der Bohrlochwand vorhanden sein, die bestimmt wird durch die Forderung nach Sandfreiheit und durch die erreichbare Eintrittsgeschwindigkeit. In der Praxis zeigt sich das Brunnenfassungsvermögen darin, dass bei Überschreiten einer bestimmten Absenkung die Zunahme der Entnahme bei weiterer Absenkung erheblich geringer wird. SICHARDT hat für $v_{\max}$ folgenden Erfahrungswert vorgeschlagen:

$$v_{\max} = \sqrt{k_f} / 15$$

Hieraus ergibt sich das Brunnenfassungsvermögen Q_f zu:

$$Q_f = 2 \cdot r_B \cdot \pi \cdot h \cdot \sqrt{k_f} / 15$$

$h = H - s$ = Wasserspiegelhöhe im Brunnen, mit H = erschlossene GwMächtigkeit im Brunnen

r_B = wirksamer Brunnenradius $\approx$ halber Bohrlochdurchmesser

Beispiel: $H = 15$ m, $k_f = 0,6 \cdot 10^{-3}$ m/s, $r_B = 0,80$ m (s. Abb. 3-22)

Für h bzw. die entsprechende Absenkung s (Wertebereich zwischen 0 bis 15 m) wird jeweils Q_f berechnet und die Fassungsvermögen-Gerade gezeichnet. Der Schnittpunkt dieser Geraden mit der Q/s -Kurve gibt den Wert $Q = 0,080$ m³/s und $s = 5,30$ m, welche zweckmäßigerweise nicht überschritten werden sollten. In der Praxis hat es sich daher bewährt, die Absenkung im Dauerbetrieb nicht größer als $H/3$ zu wählen. Allerdings ist zu beachten, dass der abgesenkte Wasserspiegel nicht bis in den Filterbereich absinkt, da es bei einem Luftzutritt zu Verockerungen und anderer Abscheidungen kommen kann, die die Filterschlitzte, den Filterkies und den Porenraum um das Bohrloch verstopfen können.

– Wasserspiegel am Brunnen bei ungespanntem Aquifer

Die im Filterrohr des Brunnens gemessene Absenkung s liegt immer unterhalb des GwSpiegels im angrenzenden GwLeiter (s. Abb. 3-23).

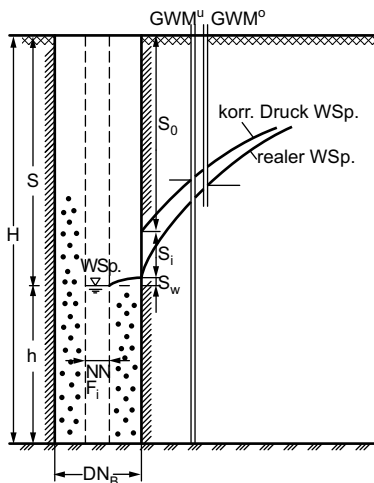


Abb. 3-23: Lage des abgesenkten WSp am Brunnen beim ungespannten GwLeiter

Die Absenkung setzt sich zusammen aus:

s_0 = Absenkung des GwSpiegels an Bohrlochwand

s_i = Sickerstrecke

s_w = Widerstandshöhe im Filterkies und in den Filterrohröffnungen

Der Grund sind Brunneneintrittsverluste, die hauptsächlich durch die bei stärkerer Absenkung auftretende Vertikalkomponente der GwStrömung und zum kleinen Teil durch Eintrittswiderstände im Ringraum (vor allem bei gealterten Brunnen) hervorgerufen werden.

Die Länge der Sickerstrecke beträgt nach EHRENBERGER bzw. NAHRGANG:

$$s_i = s^2 / 2 H$$

Es gibt noch weitere Formeln, aber da ohnehin wegen der Anisotropien und Inhomogenitäten realer GwLeiter eine genaue Bestimmung nicht möglich ist, kann für die Mehrzahl der Fälle, auch in Anbetracht der sonstigen Annahmen, mit obigem Wert für s_i gerechnet werden.

Die Widerstandshöhe s_w beträgt bei nicht verockertem und inkrustiertem Filterkies und Filterrohr nur wenige cm, meist unter 3 cm, so dass sie bei neuen Brunnen vernachlässigt werden kann. Durch Brunnenalterung vergrößert sich dieser Wert, daher empfiehlt es sich, in der äußeren Filterkiesschicht ein Peilrohr zur Kontrolle einzubauen.

– Strömungsverhältnisse am Brunnen

Es wird i. A. angenommen, dass die Anströmung zu einem vollkommenen Brunnen (Ausbau über die gesamte Höhe des GwLeiters) bei jedem Q über die gesamte Höhe des GwLeiters gleichmäßig verteilt erfolgt und der k_f -Wert gleich groß ist (**Abb. 3-24a**). NAHRGANG hat jedoch darauf hingewiesen, dass beim vollkommenen Brunnen in der Praxis auch im Filterrohr eine Anströmspitze von rd. dem 3fachen Wert der sonstigen gleichmäßigen Anströmung vorhanden ist (**Abb. 3-24b**). Beim unvollkommenen Brunnen treten zusätzlich an der Brunnensohle solche Anströmspitzen auf (**Abb. 3-24c**). Wegen der Gefahr der Sandführung und der erhöhten Verockerungsmöglichkeit sollen solche Anströmspitzen möglichst vermieden werden. Brunnen sollten daher möglichst vollkommen ausgebaut werden und der Betrieb sollte darauf abzielen, die Absenkung möglichst gering zu halten.

– Entnahmebereich

Die GwEntnahme erzeugt je nach Größe der Entnahme im Verhältnis zum natürlichen GwAbfluss eine Absenkung des natürlichen GwSpiegels. Der engere Bereich der Absenkung wird als Absenktrichter bezeichnet, wobei zu beachten ist, dass je nach GwGefälle sich deutliche Abweichungen von einer radialsymmetrischen Trichterform ergeben. Die Ausdehnung des Absenkungsbereichs hängt

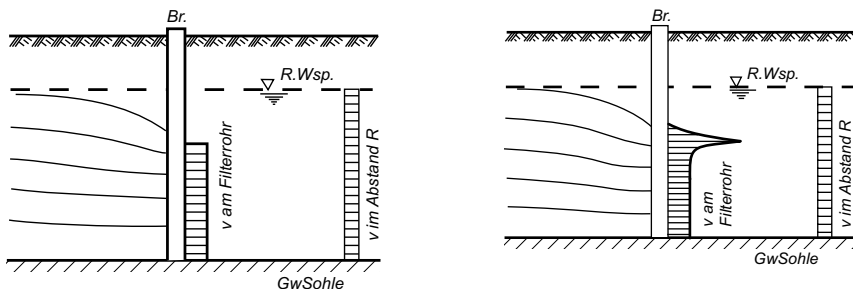
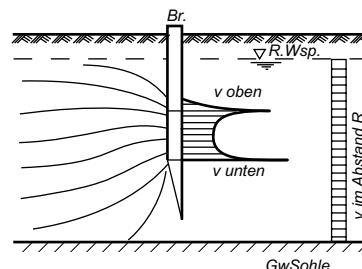


Abb. 3-24: Strömungsverhältnisse am Brunnen

Abb. 3-24a (oben links): Gleichmäßige Verteilung

Abb. 3-24b (oben rechts): Anströmspitze in Höhe des abgesenkten GwSpiegels

Abb. 3-24c (unten rechts): Anströmspitzen beim unvollkommenen Brunnen



vom k_f -Wert, dem GwGefälle i und der (mittleren) Entnahmerate Q ab, wobei messbare Absenkungen, insbesondere bei größeren Brunnenfeldern und wechselseitige Überlagerungen mit Nachbargewinnungen, sehr weit reichen können. Mittels der Beobachtung eines GwMessstellennetzes können Veränderungen der GwHöhen nach Aufnahme des Brunnenbetriebs gemessen, die GwHöhenlinien gezeichnet und der *Entnahmebereich* für die jeweilige GwEntnahme konstruktiv ermittelt werden. (s. **Abb. 3-25**). Seine randliche Begrenzung ist die *Trennstromlinie*. Stromabwärts des Entnahmebrunnens bildet sich ein unterer Scheitelpunkt, von dem aus oberhalb das Wasser zum Brunnen, unterhalb abwärts weiterfließt. Dieser als *Untere Kulmination* bezeichnete Scheitelpunkt ist der Endpunkt des unterstromigen Entnahmebereichs.

Oberhalb des Brunnens beträgt die beanspruchte Entnahmebreite B des Grundwasserabschnitts:

$$B = Q / (k_f \cdot i_0 \cdot H)$$

H = GwMächtigkeit i_0 = natürliches GwGefälle (Ruhezustand)

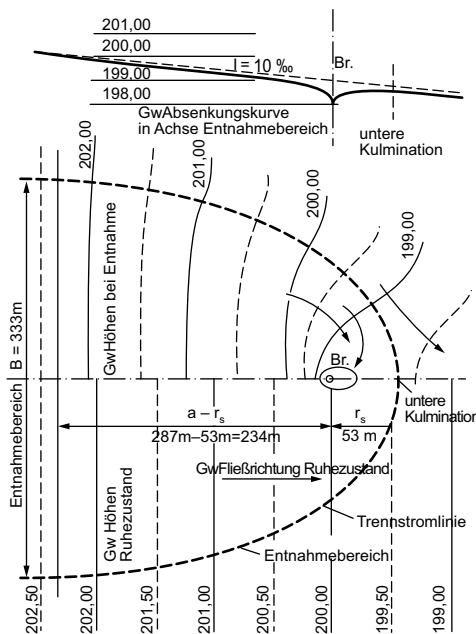


Abb. 3-25: Absenkungs- und Entnahmebereich eines Brunnens

Der Abstand x_u zur Unteren Kulmination beträgt:

$$x_u = B / (2 \cdot \pi)$$

Beispiel: $Q = 0,030 \text{ m}^3/\text{s}$, $k_f = 0,6 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$, $i = 10 \text{ ‰}$, $H = 15 \text{ m}$

$$B = 0,030 / (0,6 \cdot 10^{-3} \cdot 0,010 \cdot 15) = 333 \text{ m}$$

$$x_u = 333 / (2 \cdot \pi) = 53 \text{ m}$$

Wenn kein engeres Beobachtungsnetz vorhanden ist, kann die Kurve des Entnahmebereichs näherungsweise als Halb-Ellipse beschrieben werden. Für den Abstand a der Unteren Kulmination vom oberstromigen ungestörten Bereich gilt:

$$a = (x_u^2 + b^2) / 2 \cdot x_u$$

Darin ist b die Entnahmebreite auf Fassunghöhe:

$$b = B/2$$

Beispiel (wie oben): $B = 333 \text{ m}$, $x_u = 53 \text{ m}$

$$b = 333/2 = 166,50 \text{ m}$$

$$a = (53^2 + 166,50^2) / 2 \cdot 53 = 288 \text{ m}$$

Mit den Werten des Beispiels ist in **Abb. 3-25** der Entnahmebereich mit den GwHöhen gezeichnet. Hieraus ist folgendes ersichtlich: Auch unterhalb des Entnahmebereichs eines Brunnens tritt eine Absenkung des GwSpiegels und eine Ablenkung der GwFließrichtung infolge der Entnahme ein, nur fließt von dort kein Wasser mehr zum Brunnen. Der Absenkungsbereich ist hier also größer, als der Entnahmebereich.

3.3.1.5.3 Hydraulische Verhältnisse bei Mehrbrunnenanlagen

Wenn 2 Brunnen derart angeordnet werden, dass sich ihre Entnahme- und Absenkungsbereiche nicht überschneiden, tritt keine gegenseitige Beeinflussung ein, die Anströmverhältnisse und grundwasserhydraulischen Berechnungen jedes Brunnens entsprechen denen von Einzelbrunnen. Wenn sich die Entnahmebereiche jedoch überschneiden, wird mit der Wasserentnahme eine umso größere Absenkung erzeugt, je näher die Brunnen zusammenrücken.

Die Mehrbrunnengleichung nach FORCHHEIMER lautet:

$$h_i = \sqrt{H^2 - \frac{1}{\pi \cdot k_f} \cdot \sum_1^n Q_i \cdot \ln R_i / r_i}$$

Hierin ist Q_i die jeweilige Entnahmerate der einzelnen Brunnen, R_i die Reichweite und r_i der Abstand des einzelnen Brunnens zum betrachteten Punkt, für welchen h_i errechnet wird. R_i muss über Einzelpumpversuche ermittelt werden. Die Formel ergibt unsichere Ergebnisse, wenn große Unterschiede von H und k_f im Brunnenfeld oder ein stärkeres GwGefälle auftreten.

3.3.1.5.4 Hydraulische Verhältnisse bei Sickergalerien

Die Sickergalerie erfasst als horizontale Sickerfassung den ganzen GwAbfluss, wenn sie auf der GwSohle angeordnet ist und über die ganze Breite des GwLeiters reicht. Es gelten die Abflussgleichungen nach DARCY-DUPUIT bei einseitigem Zufluss:

Freies Grundwasser (**Abb. 3-26**):

$$Q = 1/2 \cdot k_f \cdot (H^2 - h^2) / R \quad (\text{m}^3/\text{s}) \text{ je Meter Breite}$$

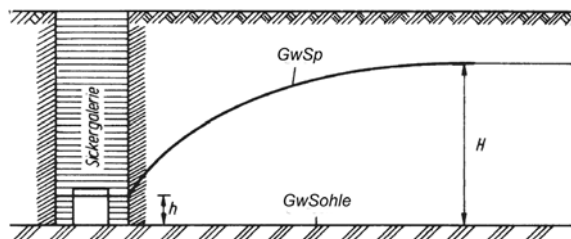


Abb. 3-26: Schema der GwAbsenkungskurve bei einer liegenden Wasserfassung und freiem GwSpiegel

Gespanntes Grundwasser (**Abb. 3-27**):

$$Q = k_f \cdot H \cdot (H - h) / R \quad (\text{m}^3/\text{s}) \text{ je Meter Breite}$$

Die Reichweite kann nach SICHARDT abgeschätzt werden: $R = 3000 \cdot s \cdot \sqrt{k_f}$

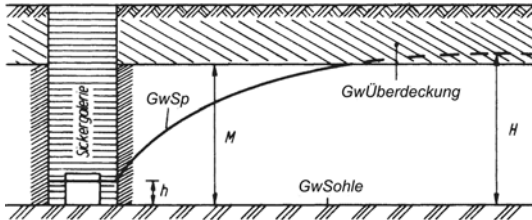


Abb. 3-27: Schema der GwAbsenkungskurve bei einer liegenden Wasserfassung und gespanntem GwSpiegel

3.3.1.5.5 Hydraulische Verhältnisse bei Horizontalfilterbrunnen

Der Horizontalfilterbrunnen (HoriBr) ist grundwasserhydraulisch eine Kombination von horizontaler und vertikaler GwFassung. Die Absenkung im Sammelschacht setzt sich zusammen aus der Absenkung des GwSpiegels und den Druckverlusten in den horizontalen Filterrohrsträngen, die erfahrungsgemäß etwa 4mal so groß sind, wie in Vollrohren. Die GwAnströmung an einem HoriBr ist abhängig von der Zahl und Anordnung der Filterrohre. Wenn vom Schacht aus nur 2 einander gegenüberliegende Filterstränge ausgehen, dann ist wegen der Anström Spitze in Nähe der Entnahme der größte Wasserzufluss in Schachtnähe am Übergang von Filterrohr zu Vollrohr. Je größer die Zahl der Filterrohre und je kleiner k_f , umso stärker ist die gegenseitige Beeinflussung der Filterstränge und umso stärker rückt der größte Wasserzufluss zu den Filterköpfen. Wenn eine große Breite des GwAbflusses erfasst werden muss, kleines k_f und kleines H keine stärkere Erhöhung des GwGefälles zulassen, ist es vorteilhaft, eine größere Zahl von Filtersträngen und eine größere Länge des Vortriebes zu wählen. Technisch sind zwar große Vortriebslängen erreichbar, z. B. 100 m und mehr, in der Praxis werden aber die Stranglängen auf 30 bis 40 m begrenzt, da bei größeren Stranglängen die mögliche Entnahme nur wenig mehr zunimmt, wegen der gegenseitigen Beeinflussung der Filterstränge und der Zunahme des Druckverlustes in den Filterrohren. Es gibt auch hier eine Begrenzung des Brunnenfassungsvermögens. Außerhalb des engeren Brunnenbereichs wird der GwSpiegel ähnlich verändert wie durch eine Mehrbrunnenanlage mit Einzelbrunnen an den Filterstrangköpfen. Wegen der komplizierten Strömungsverhältnisse gibt es keine exakte analytische Berechnung. Brauchbar hat sich die aus Modellversuchen entwickelte Formel von FALKE erwiesen:

$$Q = \beta \cdot \text{tg } \alpha \cdot k_f^{1/3} \cdot s$$

Darin ist $\beta = 0,31$ bis $0,34$ (aus Versuchen), $\text{tg } \alpha$ wird aus der Bemessungstafel nach FALKE (**Abb. 3-28**) entnommen, wobei D'_n = Filterrohrdurchmesser + Entsandungsbereich, n = Zahl der Filterstränge, L = mittlere Filterrohrlänge, H = Mächtigkeit des GwLeiters, h_R = Höhenlage des Filterrohres über GwSohle.

Beispiel:

HoriBr mit $H = 16,30$ m, $n = 6$, $L = 20$ m, $h_R = 5,00$ m,

$k_f = 1,3 \cdot 10^{-3}$ m/s, $s = 1,40$ m, $D'_n = 30$ cm

$h_R/H = 5,00 / 16,30 = 0,6$ und somit nach Bemessungstafel **Abb. 3-28 a**:

$\beta = 0,31$, $\text{tg } \alpha = 1,26$

$$Q = 0,31 \cdot 1,26 \cdot \sqrt[3]{0,0013} \cdot 1,40 = 0,060 \text{ m}^3/\text{s}$$

gemessen wurde: $Q = 0,060 \text{ m}^3/\text{s}$, bei $s = 1,40$ m

Zum Vergleich: VertikalfilterBr an gleicher Stelle

Mit DN 600, $s = 3,40$ m und $R = 3000 \cdot 3,40 \cdot \sqrt{0,0013} = 367,8$ m (SICHARDT)

nach DUPUIT: $Q = \pi \cdot 0,0013 \cdot (16,30^2 - 12,90^2) / (\ln 367,8 - \ln 0,60) = 0,063 \text{ m}^3/\text{s}$

gemessen wurde $Q = 0,062 \text{ m}^3/\text{s}$

Nach NÖRING kann für HoriBr grob angenähert die DUPUIT-Formel für Vertikalfilterbrunnen verwendet werden, mit $r_B = 0,75 \cdot$ mittlere Stranglänge

Mit einer mittleren Stranglänge von 30 m und $s = 3,40$ m ergibt sich

$$Q = \pi \cdot 0,0013 \cdot (16,30^2 - 12,90^2) / (\ln 367,8 - \ln 0,75 \cdot 30) = 0,145 \text{ m}^3/\text{s}$$

gemessen wurde: $Q = 0,150 \text{ m}^3/\text{s}$ bei $s = 3,40$ m

Aus dem Beispiel ist ersichtlich, dass bei gleichem Q die Absenkung s beim HoriBr nur rd. 0,4 · Absenkung des VertikalfilterBr ist, bzw. bei gleicher Absenkung $s = 3,40$ m ist Q des HoriBr rd. das 2,5fache des VertikalfilterBr. Je nach örtlichen Verhältnissen können die Unterschiede bis zum 3- bis 4fachen betragen, immer unter der Voraussetzung, dass die GwBilanz ausgeglichen ist, die VertikalfilterBr einen so großen Abstand haben, dass sie sich nicht gegenseitig beeinträchtigen und das Brunnenfassungsvermögen ausreicht.

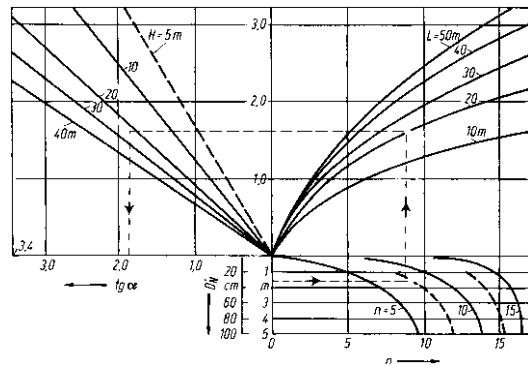


Abb. 3-28 a: Bemessungstafel für Horizontalfilterbrunnen für $h_R / H = 0,3$ (nach Falke)

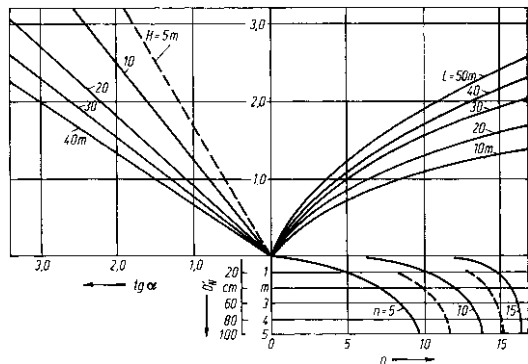


Abb. 3-28 b: Bemessungstafel für Horizontalfilterbrunnen für $h_R / H = 0,15$ (nach Falke)

3.3.1.6 Grundwasserableitung aus Quellen

Als Quelle wird die Stelle bezeichnet, wo Grundwasser natürlich zutage tritt. Bei der Beschreibung von Quellen gibt es unterschiedliche Klassifikationen, je nach Betrachtungsweise (z. B. Wasserwirtschaft, Ökologie (Quelle als Lebensraum), Balneologie (Heilquellen)). Die folgenden Einteilungen wurden unter hydrogeologisch-wasserwirtschaftlichen Gesichtspunkten vorgenommen.

1. Einteilung nach Quellenhydraulik

– Absteigende Quellen

Grundwasser tritt aus topographisch höherer Lage des Einzugsgebietes ungespannt an die Oberfläche, meist im Grenzbereich einer wasserundurchlässigen und einer wasserführenden Schicht. Die Schüttung solcher Quellen korrespondiert mit dem hydrologischen Zyklus der GwNeubildung im Einzugsgebiet und kann daher stark schwanken. Wenn gut filternde, durchgehende Deckschichten fehlen, ist die Schützbarkeit nur sehr gering. Da diese Quellen häufig von sehr oberflächennahem Grundwasser gespeist werden, sind mikrobiologische Belastungen nicht selten, insbesondere nach Starkniederschlägen und verbunden mit Trübungen.

– Aufsteigende Quellen

Grundwasser tritt artesisch gespannt über Schichtfugen, Klüfte oder Lösungshohlräume auf meist eng begrenzten Fließbahnen an die Oberfläche. Die Spannung wird durch gering wasserundurchlässige Schichten erzeugt, die den GwLeiter überlagern. Daher sind diese Quellen in der Regel gut geschützt. Sofern das Quelleinzugsgebiet genügend groß ist, sind die Schüttungsrückgänge auch in Trockenzeiten eher gering.

– Mischformen

Je nach Ausprägung des gesamten Einzugsgebietes können die hydraulischen und hydrogeologischen Verhältnisse auch Mischformen hervorbringen.

2. Einteilung nach Quelltypen

In **Abb. 3-29 a–f** sind typische Quelltypen dargestellt:

a.) *Schichtquelle* – Die GwSohle liegt über dem Vorfluter. Das Tal des Vorfluters hat sich also in un-/geringdurchlässige Schichten eingetieft. Das Grundwasser wird dort, wo am Hang die Grenze zwischen GwLeiter und GwSohle angeschnitten ist, zum Austritt gezwungen. Quellen bilden sich z. B. an Vertiefungen in der Sohlschicht oder in Zonen erhöhter Durchlässigkeit, an denen sich hydraulische Tiefpunkte bilden, zu denen das Grundwasser strömt. Wenn die Austrittsstelle unter Hangschutt liegt, kann die Quelle nach unten im Hang verlegt sein. Wie die Abbildung auch verdeutlicht, ist das Schichtfallen allein nicht ausschlaggebend für die Bewegung des Grundwassers.

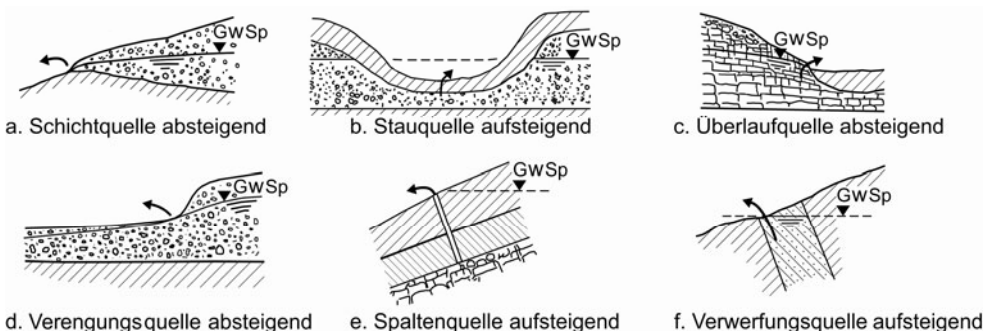


Abb. 3-29: Quelltypen

- b.) *Stauquelle* – Die GwSohle liegt unter der Talsohle. Das Grundwasser ist durch eine un-/gering-durchlässige Deckschicht gespannt und steigt an Stellen, wo sie lokal durchlässiger ist, artesisch auf.
- c.) *Überlaufquelle* – Die GwSohle liegt unter der Talsohle. Das Tal ist mit un-/geringdurchlässigem Auenlehm gefüllt. Das Grundwasser läuft an der Grenze zur Talfüllung über.
- d.) *Verengungsquelle* – Diese Art der Quelle entsteht, wenn der Durchflussquerschnitt des Grundwasserleiters sich so weit verringert, dass das Grundwasser zum Austritt gezwungen wird.
- f.) *Spaltenquelle* – Das Grundwasser tritt infolge artesischer Spannung aus tiefer liegenden wasserführenden Schichten über Spalten oder tief reichende Klüfte zutage. Dies ist bei natürlichen Mineralquellen die hauptsächliche Entstehungsursache.
- e.) *Verwerfungsquelle* – Hier ist das Grundwasser ebenfalls artesisch gespannt, der Aufstieg erfolgt aber über durchlässige Schichten, die aufgrund einer Verwerfung gegen gering durchlässige Schichten stoßen.

Besondere Quellen sind die *Höhlen- oder Karstquellen*. Im Bereich von verkarsteten Gesteinen (v.a. Kalkgesteine) sammelt sich das versickernde Niederschlagswasser in großen Hohlräumen und fließt teilweise als unterirdischer Wasserlauf bis zu einer, häufig als Quelltopf ausgebildeten, meist sehr schüttungsstarken Quelle (z. B. Blautopf). Kennzeichen sind schnelles Reagieren auf Niederschläge und Eintrübungen. Karstquellen kommen vor allem im Malm (Weißjura) der Schwäbischen und Fränkischen Alb vor. Als *Sekundärquellen* bezeichnet man Wasseraustritte, die entstehen, wenn ein Bach- oder Fluss in einen Bereich großer Durchlässigkeit kommt, dort ganz oder teilweise versickert und nach Durchfließen einer unterirdischen Fließstrecke wieder zutage tritt. Diese Arten von Quellen sind sowohl in gut durchlässigen Talauffüllungen als auch insbesondere bei Kluft- und KarstGwLeitern möglich. Das bekannteste Beispiel ist die Donauversickerung bei Immendingen mit Wiederaustritt in 12 km Entfernung im Aachtopf. Karst- und Sekundärquellen scheiden im allgemeinen wegen mangelnder Schützbarkeit zur Verwendung für zentralen Wasserversorgungsanlagen aus.

Um beurteilen zu können, ob Quellen für Trinkwasserzwecke ausreichend geeignet sind, müssen regelmäßig die folgenden Untersuchungen durchgeführt werden:

- Erfassung und Erkundung des Einzugsgebietes mit seinen hydrogeologischen Eigenschaften. In Kluft- und Karstgrundwasserleitern bieten sich v.a. Markierungsversuche an.
- Freilegen des Quellaustritts mit Schaffung von Messmöglichkeiten, insbesondere der Schüttung. Hier sind besondere Erfahrung und Sachkunde erforderlich. Wenn mehrere Teilaustritte vorhanden sind, können diese ggf. getrennt untersucht werden.
- Quellschüttungsmessungen, möglichst langfristig und kontinuierlich, einschließlich Nass- und Trockenperioden. Insbesondere Erfassung der minimalen Schüttung (Mindestschüttung). Da die niedrigsten Schüttungen oft erst spät im Jahr und damit i.d.R. außerhalb verbrauchsreicher Zeiten auftreten, ist die Kenntnis der Schüttung in Zeiten des Spitzenbedarfs wichtig, insbesondere bei Wasserversorgungsanlagen, die über keine andere Wasserbezugsmöglichkeit verfügen. Der *Schüttungsquotient* stellt das Verhältnis der niedrigsten zur höchsten Schüttung dar. Als *Schwankungsziffer* wird das umgekehrte Verhältnis bezeichnet ($Q_{\max}/Q_{\min}$). Je durchlässiger die Deckschichten und der GwLeiter, desto größer sind die Schüttungsschwankungen und desto höher ist die hygienische Gefährdung. Als erste Orientierung kann die Bewertung nach BENDEL dienen (**Tab. 3-18**). Je größer die Schwankungsziffer (bzw. je kleiner der Schüttungsquotient), desto schlechter ist der natürliche Schutz.
- Niederschlagsmessungen möglichst im Einzugsgebiet.
- Temperaturmessungen des Quellwassers und der Luft. Die Temperaturschwankungen des Wassers innerhalb eines Jahres sollen kleiner als 2 °C sein.
- Wasseranalysen (chemisch-physikalisch und mikrobiologisch) bei niedriger, mittlerer und hoher Schüttung.
- Trübungsmessungen, als Indikator für mikrobiologische Belastungen und zur Entscheidung, ob eine Trübstoffentfernung erforderlich ist. Sie sind kontinuierlich über mind. ein Jahr durchzuführen und sollen Starkniederschlagsereignisse mit erfassen.

- Ermittlung der GwNeubildung und des nutzbaren GwDargebots. Da bei Quellen die Höhe des natürlichen GwDargebots, anders als bei Brunnen, nicht steuerbar ist, können sich Einschränkungen z. B. durch erforderliche Restabflüsse in Oberflächengewässern ergeben.
- Schutzfähigkeit der Quelle, natürliche Schutzwirkung der Deckschichten im Einzugsgebiet.
- Flächennutzung im Einzugsgebiet unter Berücksichtigung der konkurrierenden Nutzungen.
- Wasserbedarf des Wasserversorgungsgebietes, insbesondere der Spitzenbedarf.

Tab. 3-18: Orientierende Bewertung einer Quelle

Bewertung der Quelle (nach BENDEL)	Schwankungsziffer $Q_{\max}/Q_{\min}$
Ausgezeichnet	1–3
Gut	3–5
Minder gut	5–10
Mäßig	10–20
Schlecht	20–100
Sehr schlecht	> 100

Auf das DVGW-Arbeitsblatt W 127 wird hingewiesen.

Grundwasserhydraulisch betrachtet stellen Quellen lokale Tiefpunkte der GwOberfläche dar, das Strömungsbild ist also ähnlich wie bei Brunnen. Da die entsprechende GwAbsenkung auf natürliche Weise zustande kommt und nicht durch Abpumpen, müssen andere Mechanismen ausschlaggebend sein. In den meisten Fällen ist davon auszugehen, dass die Erniedrigung des hydraulischen Potenzials durch eine lokal erhöhte Durchlässigkeit verursacht wird. In Festgesteinen sind dies bei absteigenden Quellen z. B. Kreuzungsbereiche größerer Kluftzonen und deren Anschnitt an Talhängen. Bei aufsteigenden Quellen sind dies vor allem Bereiche, bei denen durch tektonische Störungen Verbindungen zu tiefer liegenden gespannten GwLeitern geschaffen wurden.

Die Abgrenzung der Quelleinzugsgebiete kann bei kleineren absteigenden Quellen oft mit hinreichender Genauigkeit anhand des oberirdischen Einzugsgebiets erfolgen. Das Ergebnis ist stets mittels der GwBilanz zu überprüfen:

$$MQ = F_E \cdot GWN$$

MQ = mittlere Quellschüttung, F_E = Fläche des Quelleinzugsgebiets, GWN = GwNeubildungsrate

Dabei sind Abflüsse durch andere Quellen, Entnahmen durch Brunnen und andere negative Bilanzglieder zu berücksichtigen.

Grundsätzlich können Quelleinzugsgebiete auch auf Grundlage von GwGleichenplänen abgegrenzt werden. Diese liegen allerdings bei kleineren Quellen und insbesondere in den Mittelgebirgen in der Regel nicht vor.

Bei Karstquellen werden häufig Markierungsversuche zur Abgrenzung von Einzugsgebieten verwendet. Bei aufsteigenden Quellen, insbesondere bei Heil- und Mineralquellen, die aus tiefliegenden GwLeitern gespeist werden ist, kann das Einzugsgebiet oft nicht genau bestimmt werden.

3.3.1.7 Grundwassermodelle

Grundsätzlich stellt jede Interpretation einer grundwasserhydraulischen Situation ein Modell dar. Die in den vorherigen Abschnitten verwendeten Gleichungen sind *analytische Modelle*, die von vereinfachenden Annahmen ausgehen, wie sie in der Natur nicht ganz zutreffen. Wird die grundwasserhydraulische Situation jedoch komplexer, z. B. durch das Vorliegen unregelmäßiger hydrogeologischer Berandungen, mehrere GwStockwerke oder einer vollständig 3-dimensionalen Strömung, erreichen diese Rechenverfahren schnell ihre Grenzen. Zur Lösung solcher Probleme können *numerische*

Grundwassermodelle eingesetzt werden, die sich durch benutzerfreundliche Programme und leistungsfähige PCs etabliert haben.

Bei folgenden, in der Trinkwassergewinnung häufig vorkommenden Aufgabenstellungen haben sich zur Lösung GwModelle bestens bewährt:

- GwDargebotsermittlung (GwBilanzen)
- Abgrenzung von GwEinzugsgebieten
- Begutachtung von GwEntnahmen oder GwAnreicherungen
- Standortoptimierung von Entnahmebrunnen
- Bemessung von Trinkwasserschutzgebieten (u.a. 50-Tage-Linie, s. **Abb. 3-30**).

Neben der reinen Strömungsmodellierung (GwStrömungsmodelle) können GwModelle eingesetzt werden, wenn Stoffeinträge bzw. Stoffausbreitungen zu beurteilen sind (Stofftransportmodelle). Sie können z. B. eingesetzt werden zur Prognose der Nitratentwicklung in Einzugsgebieten von Wassergewinnungsanlagen oder bei der Sanierung von Schadstoffen aus Altlasten oder Altstandorten.

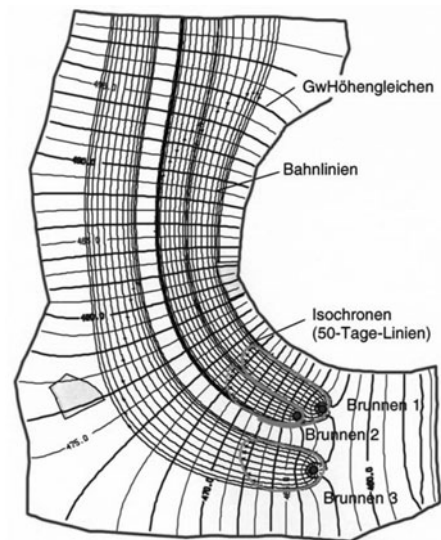


Abb. 3-30: Grundwassermodell mit berechneten Bahnlinien und Isochronen für 3 Brunnen

Die Klassifikation von GwModellen erfolgt häufig nach der Lösungsmethode in *Finite-Differenzen*- sowie *Finite-Elemente-Modelle*. Weitere Unterscheidungsmerkmale sind die Dimensionalität (*1-D*, *2-D-horizontal* und *2-D-vertikal*, *3-D*) sowie physikalische und chemische Optionen (z. B. *gespannter/freier GwLeiter*, *Strömung/Transport*). Grundlage all dieser Modelle ist die Diskretisierung eines Untersuchungsgebietes in einer Vielzahl kleiner Teilgebiete (Elemente). Für jedes dieser Elemente muss die Strömungsgleichung aus der Kontinuitätsbedingung sowie dem Gesetz von DARCY (für Porengrundwasserleiter) bestimmt werden.

Die Vorgehensweise bei der Modellierung kann in folgende Arbeitsschritte gegliedert werden:

- Definition der Problemstellung
- Erarbeitung des *hydrogeologischen Modells* als Voraussetzung für die Entwicklung des numerischen Modells [19]. Die Entwicklung der hydrogeologischen Modellvorstellung umfasst zunächst die Abgrenzung des Untersuchungs- und Modellraumes. Danach folgt die Strukturierung des Modellraumes mit der Zusammenfassung geologischer und hydrogeologischer Einheiten zu hydrostratigraphischen Einheiten. Darauf basierend wird eine Einteilung in Grundwasserleiter, -geringleiter

und -nichtleiter vorgenommen, und diesen entsprechende Kennwerte zugeordnet. Des Weiteren sind die Interpretation der Daten zur Grundwasserhydraulik und Grundwasserbeschaffenheit sowie die Definition der Randbedingungen für das Modell notwendig. Zum Abschluss erfolgt die Ermittlung und Interpretation der Grundwasserbilanz für den Modellraum.

- Festlegung der Vorgaben für das *numerische Modell*. Diese beinhalten den Aufbau der Modellgeometrie auf der Basis des hydrogeologischen Modells, die Umsetzung der hydrostratigraphischen Einheiten in Modellstrukturen und die Zuordnung der Kennwerte zu Teilbereichen. Nach der Auswahl des Modellansatzes (stationär/nichtstationär) und des Aquifertyps (gespannt/nicht gespannt) ist noch die Festlegung der Randbedingungen nach Art sowie zeitlicher und räumlicher Verteilung zu treffen.
- Kalibrierung des Modells an gemessenen Daten (i.W. GwStände). Die Kalibrierung beinhaltet eine gezielte Variation der Parameter, die zugehörige Simulation der GwStrömung sowie eine anschließende Überprüfung der Übereinstimmung und Plausibilität der berechneten Ergebnisse. Die Kalibrierung ist ein iterativer Prozess, der ggf. sogar die Überarbeitung der hydrogeologischen Modellvorstellung beinhalten kann.
- Verifizierung des Modells an einem von der Kalibrierung unabhängigen Zustand.
- Prognoserechnungen mit dem Strömungsmodell.
- Wenn anschließend ein *Stofftransportmodell* aufgebaut werden soll, ist zunächst der Stoffeintrag näher zu beschreiben und ggf. ein Transportmodell für die ungesättigte Zone zu entwickeln. Neben der Höhe der Stoffeinträge ist auch deren zeitlicher Verlauf zu berücksichtigen. Weiterhin ist zu entscheiden, ob es sich um reaktiven oder nicht reaktiven Stofftransport handelt. Zum Beispiel kann Nitrat unter sauerstoffgesättigten Grundwasserverhältnissen meist als nicht reaktiv betrachtet werden, d. h. es unterliegt keinem Abbau und keiner Sorption. Das Verhalten andere Stoffe kann dagegen stark von den Redox- und pH-Bedingungen abhängen. Insbesondere die Berücksichtigung von Wechselwirkungen zwischen einzelnen Stoffspezies kann zu sehr aufwändigen Modellierungsansätzen führen.
- Kalibrierung und Verifizierung an gemessenen Stoffkonzentrationen, i.d.R. in iterativen Schritten.
- Prognoserechnungen mit dem Transportmodell.

Zur Bewertung der Unsicherheiten des GwModells gibt es verschiedene Möglichkeiten. Durch Simulation verschiedener Szenarien mit unterschiedlichen Randbedingungen (in hydrogeologisch/geohydraulisch sinnvollen Grenzen) lässt sich die Bandbreite der Ergebnisse abschätzen. Eine Extrembetrachtung (worst case) lässt sich durch eine Kombination ungünstiger Randbedingungen erreichen. Die GwModelle werden im allgemeinen für Porengrundwasserleiter und feinklüftige Festgesteine eingesetzt. Für grundwasserhydraulische Probleme in grobklüftigen Festgesteinen sind spezielle GwModelle erforderlich, deren Ansatz eine Kombination von Matrix und Klüften (Doppelkontinuum-Modelle) oder die Modellierung von diskreten Kluftzonen erlaubt. In ähnlicher Weise muss bei der Modellierung von stark verkarsteten Grundwasserleitern die Besonderheit großer Karströhren und -höhlen beachtet werden. Eine Modellierung ist nur möglich, wenn Lage und Verlauf dieser Hohlräume bekannt sind. Insbesondere gilt hier das DARCY-Gesetz nicht mehr und muss durch entsprechende Strömungsgleichungen ersetzt werden.

Abschließend wird auf das DVGW-Arbeitsblatt W 107 hingewiesen.

3.3.2 Uferfiltrat

Voraussetzung für die Bildung von Uferfiltrat ist eine vom oberirdischen Gewässer zum Grundwasser gerichtete Potenzialdifferenz. Diese kann natürlicherweise auftreten oder künstlich induziert sein, z. B. durch Stauhaltung oder eine GwEntnahme. Die Strömungsverhältnisse bei Uferfiltration sind meist kompliziert. Insbesondere ist die Durchlässigkeit der Gewässersohle eine entscheidende Größe. Die mögliche Uferfiltrationsrate ist begrenzt durch die Infiltrationsfläche A am Fluss, den Eintrittswiderstand an Flusssufer und -sohle, k_f der Bodenpassage und durch das mögliche Gefälle i .

Während die Werte A , k_f und i für eine bestimmte Entnahme als gleich bleibend angenommen werden können, ist der Eintrittswiderstand am Flusssufer mehr oder weniger veränderlich. Im unbeeinflussten Grundwasser mit Abfluss zum Vorfluter erfolgt durch den Wasserüberdruck ein Freihalten der Poren des Flusssufers. Bei der Uferfiltration kann es dagegen durch Ablagerung und Eindringen von Feinmaterial sowie durch mikrobielle oder chemische Vorgänge (z. B. Fällung) zur Selbstabdichtung (*Kolmation*, Kolmatierung) kommen. Je ungünstiger die Beschaffenheit des Oberflächengewässers ist, je stärker Uferfiltrat herangezogen wird, umso schneller und stärker erfolgt die Kolmation. Hochwässer können in Bereichen mit entsprechender Schleppkraft wieder zu einer Verringerung der Kolmation führen. Insbesondere bei dichter Gewässersohle und bei tieferen Brunnen ist mit einer ggf. teilweisen Unterströmung des Oberflächengewässers zu rechnen.

Der in der Wasserfassung gewonnene Anteil an Uferfiltrat kann aus einem GwGleichenplan und der Transmissivität nur angenähert ermittelt werden. Besser geeignet sind GwModelle. Die infiltrierende Wassermenge kann bei kleineren und mittleren Fließgewässern im günstigen Fall durch abschnittsweise vorzunehmende Abflussmessungen erfasst werden. Unterscheidet sich die chemisch-physikalische Beschaffenheit des Oberflächengewässers von der des Grundwassers, ist eine Bestimmung von Uferfiltratanteilen möglich. Hier können auch Isotopenmessungen (z. B. ^{18}O) zielführend sein, allerdings mit teilweise hohem Aufwand. Eine weitere, auch eher aufwendige Möglichkeit sind Markierungsversuche, vor allem bei stärkerer Uferfiltratbildung.

Durch die Uferfiltration wird die Beschaffenheit des infiltrierten Oberflächenwassers teilweise verändert. Schwebstoffe und einige gelöste Stoffe werden zurückgehalten oder abgebaut, andere wie Chlorid, Nitrat oder auch PSM bleiben meist in voller Konzentration erhalten. Auch abwasserbürtige Stoffe, die in Kläranlagen nur wenig abgebaut werden, v. a. Arzneimittel, sind oft im Uferfiltrat enthalten. Der Chemismus des gewonnenen Wassers ist in der Regel eine Mischung aus dem des natürlichen Grundwassers und dem Uferfiltrat, wobei die einzelnen Anteile in Abhängigkeit von den Schwankungen des GwSpiegels und der Entnahme variieren können. Für die mikrobiologische Beschaffenheit ist die Aufenthaltszeit des Uferfiltrats maßgebend, gefordert werden i. A. 50 Tage, dementsprechend ist der Abstand der Entnahmefrühen vom Rand des Oberflächengewässers zu wählen.

3.3.3 Grundwasseranreicherung

Die GwAnreicherung wird angewendet

- zur Vergrößerung der GwEntnahme aus einem Gebiet mit beschränktem GwDargebot
- zur Hebung und Stützung eines infolge Überbeanspruchung abgesunkenen GwSpiegels
- zur Verhinderung des Zuflusses von Wasser aus tieferen Schichten mit hoher Mineralisation
- als hydraulische Sperre gegen das Zufließen von Wasser mit ungeeigneter Beschaffenheit, z. B. an Meeresküsten, bei GwSchadensfällen.

Bei der GwAnreicherung wird Oberflächenwasser entnommen, aufbereitet oder nicht aufbereitet, und mittels oberirdischer oder unterirdischer Versickerungsanlagen dem Grundwasser zugeführt. Gegenüber der Uferfiltration ist von Vorteil:

- Die Anreicherungs menge ist unabhängig von der möglichen Infiltrationsfläche am Flusssufer und von der Selbst dichtung der Gewässersohle sowie von dem möglichen Gefälle zwischen dem Wasserspiegel des Oberflächengewässers und dem abgesenkten GwSpiegel im Brunnen.
- Die GwFassung kann an der günstigsten Stelle in hydrogeologischer und hygienischer Hinsicht situiert werden. Dabei ist auch hier die Aufenthaltszeit von 50 Tagen im Untergrund möglichst einzuhalten.
- Durch die Aufbereitung des Oberflächenwassers vor der Versickerung kann eine bessere Wasserbeschaffenheit des Mischwassers in der GwFassung erreicht werden.

Hinweise zur Aufbereitung von angereichertem Grundwasser werden im Abschn. 4.1.2.4 sowie im Abschn. 4.2.2.7 gegeben. Nachfolgend werden die möglichen Versickerungsanlagen beschrieben.

3.3.3.1 Unterirdische Versickerungsanlagen

Unterirdische Versickerungsanlagen erfordern, dass das verwendete Oberflächenwasser zur Trinkwassergüte aufbereitet ist. Dadurch ist es auch möglich, dass der Abstand der Entnahmeanlagen von den Versickerungsanlagen nicht von mikrobiologischen, sondern von grundwasserhydraulischen Forderungen abhängig ist. Horizontale Versickerungsanlagen sind dann möglich, wenn die durchlässigen Bodenschichten zusammenhängend bis nahe der Geländeoberfläche reichen, so dass die Versickerungsleitungen nicht zu tief verlegt werden müssen; vorteilhaft ist ein Überstau von 2–3 m. Die hydraulischen Verhältnisse sind dann ähnlich wie bei Versickerungsgräben. Eine Versickerungsleistung von $5\text{--}10\text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{d}$ ist möglich.

Wenn die oberen Deckschichten zu mächtig sind, werden Versickerungsbrunnen ausgeführt. Sie werden als *Schluckbrunnen* bezeichnet. Die grundwasserhydraulischen Verhältnisse sind dabei umgekehrt wie bei der gleich großen Entnahme. Die Versickerungskurve ist deshalb das Spiegelbild der Absenkkurve. Mit den in **Abb. 3-31** verwendeten Bezeichnungen lautet die Gleichung für die Berechnung der Sickerrate Q_s :

Bei ungespanntem Grundwasser

$$Q_s = \pi \cdot k_f \cdot (2 \cdot H \cdot z + z^2) / (\ln R - \ln r_B)$$

H = GwMächtigkeit, z = GwAufhöhung im Schluckbrunnen über Ruhewasserspiegel

r_B = wirksamer Brunnendurchmesser ($\approx$ halber Bohrlochdurchmesser)

Bei gespanntem Grundwasser

$$Q_s = 2 \cdot \pi \cdot k_f \cdot H \cdot z / (\ln R - \ln r_B)$$

Analog ist die Infiltrationskurve Q_s/z das Spiegelbild der Wasserandrangkurve Q/s . Aus dem PV für die GwEntnahme können demnach die Werte für die Versickerung mittels Schluckbrunnen entnommen werden.

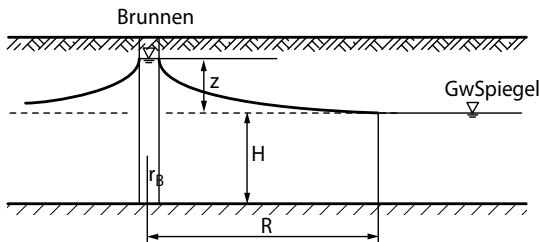


Abb. 3-31: Grundwasserversickerungskurve bei einem Schluckbrunnen

3.3.3.2 Oberirdische Versickerungsanlagen

In Frage kommen im Wesentlichen *Versickerungsgräben* und *Versickerungsbecken*. Hierbei wird das zu versickernde Wasser nicht unmittelbar in den Aquifer eingeleitet. Das Wasser versickert zunächst bis zum GwSpiegel vertikal, zunächst im ungesättigten Bereich. Der GwSpiegel wird mit der Zeit unterhalb der Versickerungsfläche aufgehöhht bis zum Erreichen eines Gleichgewichtszustandes (**Abb. 3-32**). ZUNKER (zitiert in [10]) hat für die Sickergeschwindigkeit eines grundwasserverbundenen Sickerwassers angegeben:

$$v_s = k_s \cdot (h + z) / h$$

Nach SCHÖNWÄLDER beträgt aufgrund von Versuchen: $k_s = 0,5 \cdot k_f$. Wegen der sehr unterschiedlichen Schichtlagerung ist es fast immer notwendig, k_s aus eigenen Schluckversuchen zu ermitteln. Die Sickerwasserrate errechnet sich aus:

$$Q_s = k_s \cdot F_s \cdot (h + z) / h$$

Aus der Gleichung ist ersichtlich, dass die mögliche Sickerwasserrate bei gleichem Überstau umso größer ist, je kleiner h ist. Wenn der aufgehöhte GwSpiegel die Sohle der Sickerfläche erreicht hat, wird $h=0$, die Gleichung ist dann nicht mehr gültig. Hier muss dann mit der Versickerung in das Grundwasser gerechnet werden.

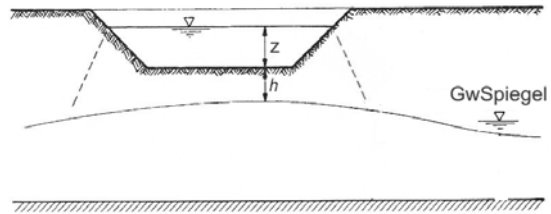


Abb. 3-32: Grundwasserversickerungskurve bei einem Versickerungsbecken

Der GwLeiter muss eine ausreichende Durchlässigkeit auch in vertikaler Richtung haben, er soll möglichst mächtig sein und bis nahe Geländeoberfläche reichen. Die Versickerungsleistung ist bei gleicher Durchlässigkeit umso größer, je größer der Wasserstand im Becken und je kleiner der Abstand des GwSpiegels von der Beckensohle ist.

Das verwendete Oberflächenwasser darf nur mäßig verunreinigt sein, es wird meist in Vorfilteranlagen oder Absetzbecken gereinigt. Bei offenen Becken und Gräben sind Maßnahmen gegen die Entwicklung von Algen erforderlich.

In der Praxis sind die Versickerungsbecken etwa 2 m tief, die Befestigung der Ränder ist abhängig vom anstehenden Boden. Die Sohle erhält eine mind. 0,50 m dicke Sand- oder Feinkiesschicht als Filter. Der Versickerungsbetrieb besteht aus 4 Phasen:

Phase 1 – Beckenfüllung – Einarbeiten des Versickerungsbeckens, hierbei ist zunächst eine hohe Versickerungsleistung bis zu $30 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ in Nähe des Zulaufs vorhanden. Die Versickerung wird dann ziemlich rasch kleiner, bis das ganze Becken mit Wasser bedeckt ist.

Phase 2 – Normaler Versickerungsbetrieb – die Versickerung ist gleichmäßig über das ganze Becken verteilt, sie ist meist etwa $2\text{--}5 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$. Entsprechend der Zunahme der Ablagerungen steigt der WSp im Becken an, max. Tiefe etwa 2 m. Dann muss die Versickerungsmenge verringert werden.

Phase 3 – Beckenentleerung – wenn die Versickerungsleistung kleiner als $0,5 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ wird, ist der Betrieb nicht mehr wirtschaftlich, das Becken muss dann gereinigt werden. Die Entleerung des Beckens durch Versickerung dauert zu lange, das im Becken stehende Wasser wird deshalb mittels Gefälle oder Pumpen in andere Becken geleitet.

Phase 4 – Reinigung des Beckens – die obersten verschmutzten Sandschichten werden maschinell abgehoben und neuer Sand eingefüllt.

Die Standzeit von Versickerungsbecken beträgt bei mäßig verschmutztem Wasser etwa 50–60 d, bei vorgefiltertem Wasser etwa 200 d.

Ausführliche Hinweise zum Bau und Betrieb von Anlagen zur künstlichen GwAnreicherung sind im DVGW-Arbeitsblatt W 126 zu finden.

3.3.4 Oberflächenwasser

3.3.4.1 Niederschlagswasser

Niederschlagswasser (Regel, Schnee) kann wegen der hygienischen Problematik i. d. R. nicht für die Wasserversorgung genutzt werden. Sofern in Ausnahmefällen, z. B. im Gebirge, Zisternen zum Auffangen des Regens verwendet werden, ist eine individuell abgestimmte Desinfektion und Aufbereitung des Regenwassers vor der Verwendung als Trinkwasser zwingend erforderlich.

3.3.4.2 Luftfeuchtigkeit

In nebelreichen Gegenden, vor allem in Berg- und Küstenregionen, kann Wasser mit Nebelkollektoren aufgefangen werden. Dabei handelt es sich um feinmaschige Netze aus PE oder PP. Mit 40 m² Fläche können bis zu 1000 l/s · d Wasser gewonnen werden, im Mittel 200 l/s · d [27]. Sie eignen sich nur für Gebiete mit geringem Wasserbedarf und geringen Niederschlagshöhen (z. B. Atacamawüste, Chile).

3.3.4.3 Meerwasser

Die Gewinnung von Trink- oder Brauchwasser aus Meerwasser beruht auf der Verringerung des Salzgehaltes (Meerwasserentsalzung). Zu Aufbereitungsverfahren und Einsatzbereichen s. Abschnitt 4.2.5.9.

3.3.4.4 Flusswasser

Wesentliche Grundlage für die Beurteilung der Wasserentnahme aus einem Fluss zu Wasserversorgungszwecken sind die Abflussganglinie und die Abflusssummenlinie, mindestens für zwei aufeinander folgende Trockenjahre. Maßgebend ist, dass durch die Wasserentnahme die Mindestwasserführung nicht unterschritten wird. Wegen der Gefährdung der Wasserbeschaffenheit und der daraus resultierenden, komplizierten, mehrstufigen und teuren Trinkwasseraufbereitung, die nur mit entsprechend hoch qualifiziertem Fachpersonal sicher betrieben werden kann, sind Flusswasserentnahmen zur unmittelbaren Nutzung als Trinkwasser in Deutschland selten. Häufiger ist die indirekte Flusswassernutzung zum Zweck der GwAnreicherung (s. Abschnitt 3.3.3).

3.3.4.5 Seen und Trinkwassertalsperren

Die Trinkwassergewinnung aus Talsperren und Seen ist wesentlich vorteilhafter als aus Flüssen, weil rasche und hohe Abfluss- und Qualitätsschwankungen ausgeglichen werden. Günstig sind auch die bei tieferen Seen ab einer bestimmten Tiefe vorliegenden niedrigen Temperaturen.

Die Wasserhaushaltsgleichung von Seen lautet:

$$R_{z,o} + R_{z,u} + N = V + R_{a,o} + R_{a,u} + \Delta S$$

$R_{z,o}$ = Zufluss, oberirdisch $R_{z,u}$ = Zufluss, unterirdisch

$R_{a,o}$ = Abfluss, oberirdisch $R_{a,u}$ = Abfluss, unterirdisch

ΔS = Speicheränderung

Im Unterschied zu Talsperren kann die Speicherung bei Seen kaum gesteuert werden. Talsperren lassen sich dagegen gezielt bewirtschaften. Dient die Stauanlage zusätzlich anderen Zwecken, z. B. dem Hochwasserschutz, so ist dies von vornherein einzuplanen. Als Grundlage für die mengenmäßige Bewirtschaftung müssen Abflussgang- und -summenlinie sowie Entnahmeganglinie ermittelt werden.

Unterschiede zwischen Seen und Talsperren ergeben sich auch bei der hydraulischen, thermischen und stofflichen Dynamik. Die Wasserqualität von Seen und Talsperren hängt ab von der Qualität der Zuflüs-

se. Trinkwassertalsperren haben den Vorteil, dass sie gezielt in Bereichen angelegt werden können, die günstig im Hinblick auf den Trinkwasserschutz sind.

Die Aufbereitung stellt sehr hohe Anforderungen an Planung, Bau, Betrieb und Wartung der Anlage. Ein reibungsloser Betrieb setzt daher auch den Einsatz von ausreichend qualifiziertem Personal voraus.

3.3.5 Wahl der Wasserdargebots

Maßgebend für die Wahl der Wasserdargebots und die Art der Wassergewinnung sind: benötigte Wassermenge, hydrogeologische Verhältnisse, Wasserbilanz, Wasserbeschaffenheit, Möglichkeit des Errichtens wirksamer Schutzgebiete, Grundstückserwerbsmöglichkeit, Einordnung in die wasserwirtschaftlichen und sonstigen Planungen, Wirtschaftlichkeit der Erschließung und Beileitung.

Bei der Wahl der Wassergewinnung ist diejenige vorzuziehen, welche bei ausreichendem Wasserangebot die beste Wasserbeschaffenheit und den besten Schutz bietet und ohne oder mit einfacher Aufbereitung genutzt werden. Daraus lässt sich nachstehende Reihenfolge aufstellen (ohne Gewinnung von Niederschlagswasser, Luftfeuchtigkeit oder Meerwasser):

1. *Grundwasser* – Einzugsgebiet anthropogen unbelastet, ohne Aufbereitung
2. *Grundwasser* – Einzugsgebiet anthropogen unbelastet, geogen bedingt einfache Aufbereitung (Bsp. Entsäuerung, Enteisung, Entmanganung)
3. *Grundwasser* – Einzugsgebiet anthropogen unbelastet, mit Aufbereitung wegen mikrobiologischer Belastungen bei GwLeitern mit schlechter Reinigungsfunktion (Bsp. Desinfektion bei Quellen in Waldgebieten mit natürlichem Tierbestand, Kluft- und KarstGwLeiter)
4. *Grundwasser* – Einzugsgebiet anthropogen belastet, aber schützbar, ohne oder mit Aufbereitung, ggf. übergangsweise bei Sanierungsfällen (Bsp. Nitrat-, PSM-Entfernung)
5. *Uferfiltrat* – Einzugsgebiet anthropogen unbelastet, ohne oder mit Aufbereitung
6. *See-, Talsperren- oder Flusswasser* – Einzugsgebiet anthropogen unbelastet, mit Aufbereitung
7. *See- und Talsperrenwasser* – Einzugsgebiet anthropogen belastet, mit Aufbereitung
8. *Uferfiltrat* – Einzugsgebiet anthropogen belastet, ohne oder mit Aufbereitung
9. *Grundwasseranreicherung* – durch Infiltration von unbelastetem oder aufbereitetem Oberflächenwasser, ohne oder mit Aufbereitung des gewonnenen Mischwassers
10. *Grundwasseranreicherung* – durch Infiltration von anthropogen belastetem Oberflächenwasser, mit Aufbereitung des gewonnenen Mischwassers
11. *Flusswasserentnahme* – Einzugsgebiet anthropogen belastet, mit Aufbereitung.

Grundsätzlich muss jeder Einzelfall genau betrachtet und mit den zur Verfügung stehenden Alternativen sorgfältig abgewogen werden. Zu beachten ist auch, dass die Wassergewinnungsanlage den größten Tagesbedarf liefern muss, wenn eine Speicherung zum Ausgleich der täglichen Verbrauchsschwankungen vorhanden ist, jedoch den größten Stundenbedarf, wenn kein solcher Speicher verfügbar ist. Zur Vermeidung von Spitzenbelastungen der Wassergewinnungsanlagen sollten möglichst immer entsprechend große Wasserspeicher mitgebaut werden.

3.4 Wasserfassungen

3.4.1 Quelfassungen

3.4.1.1 Vorbereitungen

Für die Wahl und Aufschürfung von Quellen ist die Art und Ursache des Zutagetretens des Grundwassers genau festzustellen, da hiervon die Bauart der Quelfassung wesentlich abhängt. Die Einteilung der Quellen in Bezug auf Hydraulik und Hydrogeologie in Abschnitt 3.3.1.6 dargestellt.

Die Auswirkungen der Quelleitung auf den Naturhaushalt sind vorher abzuschätzen und gegebenenfalls mit anderen Gewinnungsarten abzuwägen. Insbesondere ist zu berücksichtigen, dass nach § 30 Abs. 2 Satz 2 des Bundesnaturschutzgesetzes Quellbereiche zu den gesetzlich geschützten Biotopen gehören, d. h. ihre Zerstörung oder sonstigen erheblichen Beeinträchtigung ist grundsätzlich verboten. Nach § 30 Abs. 3 kann auf Antrag eine Ausnahme zugelassen werden, wenn die Beeinträchtigungen ausgeglichen werden können. Weiterhin ist ein wasserrechtliches Erlaubnisverfahren für die Ableitung von Grundwasser aus Quellen durchzuführen. Es empfiehlt sich frühzeitig Kontakt mit den zuständigen Wasserrechts- und Naturschutzbehörden aufzunehmen. Kann eine Erschließung zugelassen werden, ist in der Regel ein Restabfluss im Quellbach zu gewährleisten. Dieser orientiert sich an naturschutzrechtlichen Vorgaben bzw. an vorhandenen Wasserrechten an den unterliegenden Gewässern (z. B. Fischerei, Wasserkraft).

Die zur Feststellung der Eignung einer Quelle für die Trinkwasserversorgung erforderlichen Untersuchungen (Schüttung, Temperatur, Niederschläge, chemisch-physikalische und mikrobiologische Untersuchungen, Schützbarkeit) wurden bereits in Abschnitt 3.3.1.6 näher beschrieben.

Bei der Ermittlung der nutzbaren Quellschüttung ist zu empfehlen, dass in der Nähe der Quelle und ggf. in einiger Entfernung (100–200 m) Messvorrichtungen eingebaut werden. Eine zweite Messstelle ist sinnvoll, um auch vorerst noch unsichtbar abfließende Nebenaustritte der Quelle mit zu erfassen.

Unerlässlich ist die Begutachtung der Lage der Quelle und des Einzugsgebietes – insbesondere im Hinblick auf den wirksamen Schutz des GwLeiters vor mikrobiologischen Verunreinigungen (ausreichende filterwirksame GwÜberdeckung). In den vergangenen Jahren mussten häufig Quellen deswegen aufgegeben werden. Mit stärkerer Versauerungsgefahr ist insbesondere in höheren Mittelgebirgslagen zu rechnen.

Die bauliche Form der Fassung kann erst endgültig festgelegt werden, wenn die Quelle in ausreichendem Maße bis an die Stelle aufgeschürft und aufgeschlossen ist, an der eine Fassung in hygienisch und technisch einwandfreier Weise möglich ist. Über die Schürfarbeiten sind laufend Lageplan- und Höhenplanskizzen mit Eintragung der jeweils vorhandenen Wasseraustrittsstellen anzufertigen. Sie sind eine wichtige Unterlage für den Bauentwurf der Quelfassung.

Im Folgenden werden die verschiedenen Bauweisen von Quelfassungen beschrieben. Detaillierte Ausführungen hierzu sind dem DVGW-Arbeitsblatt W 127 zu entnehmen.

3.4.1.2 Schichtquellenfassungen (absteigende Quellen)

Bei der Fassung von Schichtquellen muss der Quellaustritt durch einen Schurf in den Hang freigelegt werden. Dabei soll vermieden werden, dass im unmittelbaren Bereich der Quelle eine grundwasserstauende Schicht verletzt oder gar durchstoßen wird und sich das Wasser andere Wege sucht. Auch ein Aufstauen des Wassers ist unter allen Umständen zu vermeiden, damit die Quelle nicht seitlich ausbricht. In **Abb. 3-33** ist der Ablauf der Schürfung dargestellt. Es sollte versucht werden, nahegelegene Nebenaustritte durch ein hangparalleles Erweitern des Schurfs mitzuerfassen. Die Schürfung

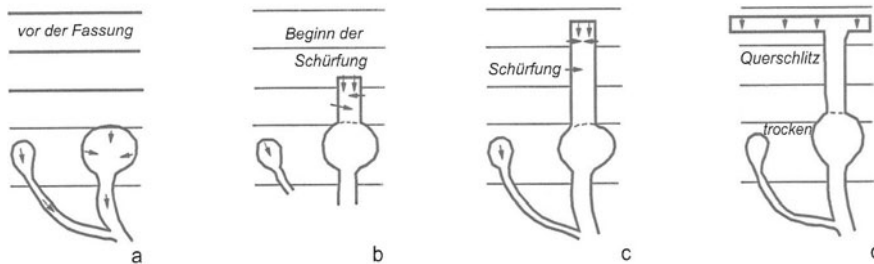


Abb. 3-33: Ablauf der Schürfung einer Schichtquelle

wird auf Basis der Sohlenschicht so weit in den Hang geführt, bis eine ausreichende Überdeckung erreicht ist (mind. 3 m).

Die Fassung der Schichtquelle besteht in ihren wesentlichen Teilen aus Sickerleitungen, Kiesschüttung, Beton- und Ton-/Schluffabdeckung, Staumauer (Herdmauer), Quell-/Sammelschacht, Entnahmeleitung (Quellableitung), Überlauf (Übereich) und Grundablass. In **Abb. 3-34** ist eine Prinzipskizze dargestellt. Früher wurde häufig ein nach Fertigstellung des Bauwerks nicht zugänglicher Quellschacht („Ableitungskästchen“) vor der Staumauer im Quellbereich errichtet und das dort - mit oder ohne Sickerleitungen - gefasste Wasser in einen hinter der Staumauer gelegenen Sammel-schacht geleitet. Wie in der Skizze in **Abb. 3-34** dargestellt, können Quellschacht und Sammel-schacht kombiniert werden. Optional ist die Anordnung eines Revisionsschachtes am Ende der Sickerleitung.

Bei Bau der Quelfassung ist besonders folgendes zu beachten:

- Im Bereich des Quellaustritts ist eine annähernd ebene Sohle herzustellen. Darauf werden die Sickerleitungen verlegt. Über diese wird das Quellwasser in den Quellschacht geleitet. Die Sickerrohre werden für die größte Quellschüttung mit einer Durchflussgeschwindigkeit von $v = 0,2 - 0,4 \text{ m/s}$ bemessen; der Mindestdurchmesser sollte 150 mm betragen, für spätere Kamerabefahrungen.
- Die Staumauer ist talseitig als wasserdichte Betonmauer zu errichten und nach unten sowie seitlich an das umgebende Gestein einzubinden.
- Der Quellbereich mit den Sickerleitungen ist zwischen Hanganschnitt und Staumauer mit gewaschenem Kies gemäß DIN 4924 aufzufüllen. Für die Korngrößen der Kiesschüttung gelten grundsätzlich die gleichen Anforderungen wie bei Brunnen.
- Über der Kiesschüttung ist eine Betonabdeckung, gefolgt von einer Ton-/Schluffabdichtung einzubauen, ggf. sind Dräne vorzusehen. Nach Auffüllung der Baugrube ist das Gelände mit Gras einzusäen. Das Hangwasser ist oberhalb über einen dichten Graben abzuleiten.
- Die Ableitung vom Quellschacht in den Sammel-schacht (sofern getrennt errichtet) muss die gesamte Quellschüttung aufnehmen können und hat in dichten Rohren zu erfolgen. Die Bemessung ist für ein halbvolles Rohr mit einer Fließgeschwindigkeit von $0,5 \text{ m/s}$ vorzunehmen. Der Mindestdurchmesser soll DN 150 sein.
- Das Umfeld der Fassung ist von Bäumen und Sträuchern bis in eine Entfernung von mindestens 20 m dauerhaft freizuhalten (hangwärts ist das Ende der Sickerstränge maßgeblich). Wurzelein-wachungen führen sonst zu Wasserwegsamkeiten und einer Schädigung des Bauwerks. Für die Messung der gesamten Quellschüttung sind Messeinrichtungen vorzusehen. Dabei muss sowohl das Wasser im Quell-/Sammelschacht als auch das eventuell über den Überlauf abfließende Wasser messbar sein (z. B. mittels Messwehr). Kontinuierliche Messeinrichtungen sind vorzuziehen. Das abgeleitete Wasser kann ggf. in der Aufbereitung oder beim Zufluss in den Wasserspeicher gemessen werden.

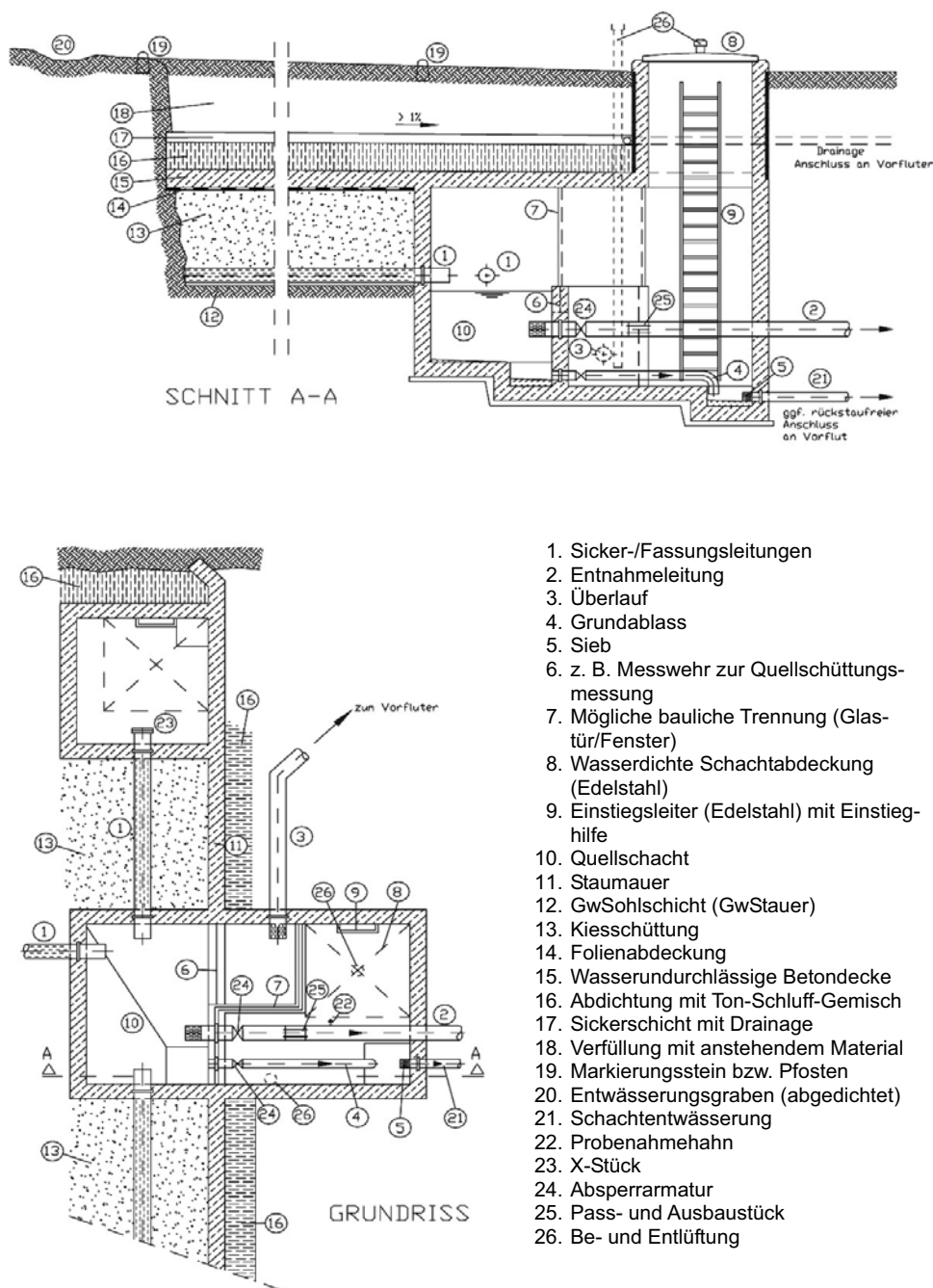


Abb. 3-34: Schichtquellenfassung (absteigende Quelle), Prinzipskizze nach DVGW-Arbeitsblatt W 127

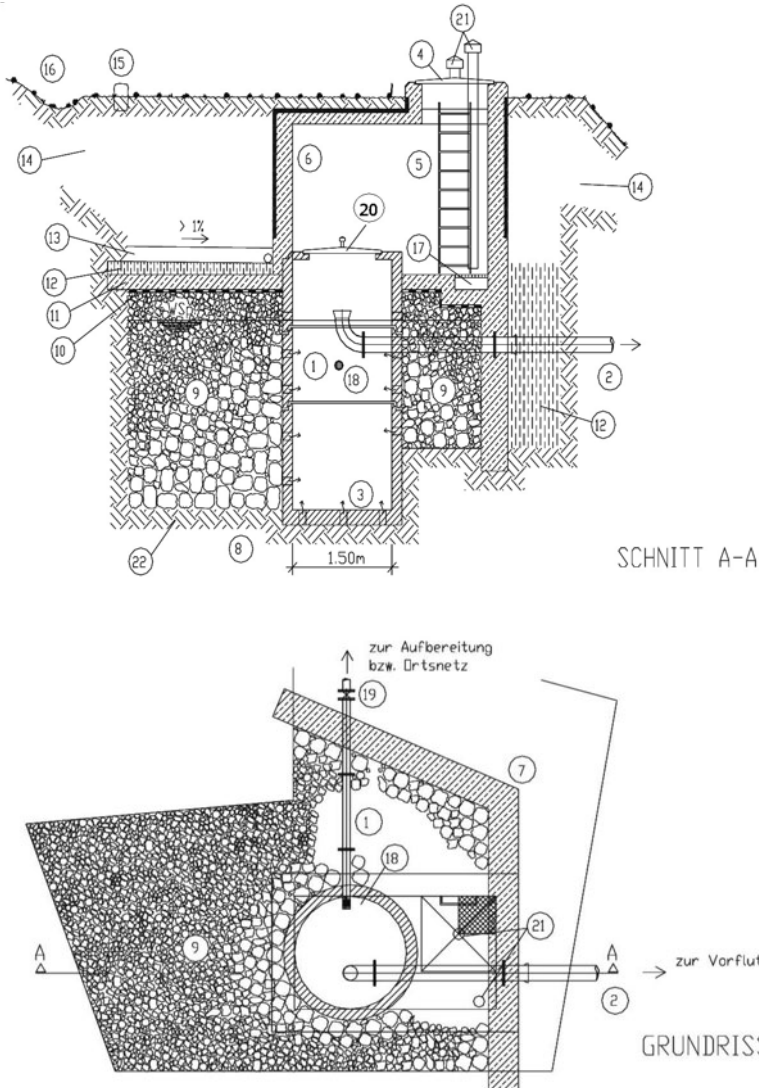
- Der Sammelschacht dient zur Aufnahme der erforderlichen Armaturen und Bedienungseinrichtungen. Die lichte Höhe sollte ≥ 2 m, die lichte Breite $\geq 1,5$ m sein. Leitern, Rohre, Formstücke und Armaturen sind aus korrosionsbeständigem Material herzustellen, ein Einbau unter Wasser ist zu vermeiden. Bei kombiniertem Quell-/Sammelschacht ist der Einstieg so anzuordnen, dass er nicht über der offenen Wasserfläche erfolgt. Der Zulauf im Becken sollte mind. 0,2 m über dem höchsten Wasserspiegel, die Entnahmeleitung 0,30–0,50 m über der Sohle liegen. Bei Sandführung ist ein besonderer Sandfang vorzuschalten, um zu verhindern, dass Sand in das Rohrnetz gelangt. Becken und Schacht müssen über einen Grundablass restlos entleert werden können. Das Eindringen von Kleinlebewesen über die Schachtentwässerung ist durch Siebe oder andere Vorkehrungen zu verhindern. Eine Lage des Schachtes und der Schachtentwässerung im Hochwasserbereich ist zu vermeiden. Die Oberkante der Schachtabdeckung soll mindestens 0,25 m über Gelände liegen.
- Sammelschächte können auch für mehrere Quelfassungen und deren Zusammenfassung errichtet werden. In diesem Fall ist von jedem Quellschacht eine separate Leitung zum Sammelschacht zu führen, so dass eine getrennte Messung, Beprobung oder ein Abschlagen möglich sind. Die Zulaufe sind am Eintritt in den Sammelschacht dauerhaft zu kennzeichnen.
- Der Überlauf ist, mit entsprechendem Sicherheitszuschlag, so zu bemessen und anzuordnen, dass kein Rückstau in die Quelle erfolgen kann. Das Wasser aus dem Überlauf und dem Grundablass kann zusammen abgeführt werden. Der Auslauf muss hochwasserfrei und mit einer selbstschließenden, dichten Vorrichtung versehen sein („Froschklappe“). Aus ökologischen Gründen sollte der Überlauf möglichst nahe an der Fassung in das ursprüngliche Quellgerinne eingeleitet werden.

3.4.1.3 Stauquellenfassungen (aufsteigende Quellen)

Die Stauquelle muss an der Quellaufbruchstelle gefasst werden, die Fassung kann nicht wie bei der Schichtquelle in den Hang verschoben werden. Die Austrittsstelle der Quelle wird ausgeräumt und in ausreichender Größe, mindestens aber 2,0 m auf 2,0 m, eine Baugrube ausgehoben. Die Tiefe richtet sich nach der Möglichkeit der Wasserhaltung und der Art und Mächtigkeit der gering/nicht durchlässigen Schicht, durch welche die Quelle durchgebrochen ist. Bei der Fassung muss erreicht werden, dass das Quellwasser nur in den Quellschacht hochsteigt. Ein Hochstauen des Wasserspiegels ist zu vermeiden, da dabei die Ergiebigkeit abnimmt und außerdem die Gefahr des Wasseraufbruchs an anderen Stellen besteht. Zweckmäßig ist dagegen ein geringes Absenken des Wasserspiegels. Wenn aus der Stauquelle die Entnahme mittels Pumpen erfolgen soll, ist ein Pumpversuch durchzuführen. Eine Prinzipskizze für eine Stauquellenfassung zeigt **Abb. 3-35**.

Nach Ausheben der Baugrube wird in der Mitte ein Betonschacht aufgestellt. Die Schachtsohle kann auch offen bleiben und erhält dann eine etwa 30 cm hohe Kiesschicht. Die unterhalb des Wasserspiegels gelegenen Teile des Schachtes werden mit einer Perforation versehen. Außerhalb des Schachtes wird die Baugrube mit Filterkies, erforderlichenfalls mit nach außen abnehmender Korngröße bis über Wasserspiegel aufgefüllt. Die Anordnung einer Fangmauer, insbesondere im Bereich der Entnahme- und Überlaufleitungen kann notwendig sein. Über der Kiesschüttung wird eine Betonabdeckung, gefolgt von einer Ton-/Schluffabdichtung eingebaut, beides eingebunden in das anstehende Gestein. Der Sammelschacht wird direkt über der Fassung erstellt, wobei der Betonringschacht die Wasserkammer ist. Auch hier der Einstieg so zu gestalten, dass er nicht über der offenen Wasserfläche im Quellschacht erfolgt.

Eine manuelle Messung der Quellschüttung im Quell/Sammelschacht ist bei dieser Art der Fassung nicht möglich, der Zulauf erfolgt einige Dezimeter unter dem Wasserspiegel. Dessen maximale Höhe wird über die Einlauföffnung der Überlaufleitung bestimmt. Für die Messungen bieten sich IDM an, ggf. ist das abgeleitete Wasser an einem Zwischenschacht oder bei Einlauf in die Aufbereitung bzw. den Wasserspeicher zu messen. Die Überlaufmenge kann auch am Auslauf z. B. über ein Messwehr bestimmt werden.



1. Entnahmeleitung (ggf. Saugleitung)	12. Abdichtung mit Ton-Schluff-Gemisch
2. Überlauf	13. Sickersicht mit Drainage
3. Gelochte Schachtringe	14. Verfüllung mit anstehendem Material
4. Wasserdichte Schachtabdeckung (Edelstahl)	15. Markierungsstein bzw. Pfosten
5. Einstiegsleiter (Edelstahl) mit Einstieghilfe	16. Entwässerungsgraben (abgedichtet)
6. Quellschacht	17. Schachtentwässerung
7. Stauwand	18. Sieb
8. Grundwassersohlschicht (Grundwasserstauer)	19. Absperarmatur
9. Kiesschüttung (ggf. abgestuft nach Filterregel)	20. Schachtabdeckung (Edelstahl)
10. Folienabdeckung	21. Be- und Entlüftung
11. Wasserundurchlässige Betondecke	22. Anstehendes Gestein

Abb. 3-35: Stauquellenfassung (aufsteigende Quelle), Prinzipskizze nach DVGW-Arbeitsblatt W 127

Eine Sonderform ist die Fassung einer einzelnen Wasser führenden Kluft, über die das Wasser aufsteigt. Hier wird nach entsprechender Freilegung ein wasserdichter Schacht unmittelbar über dem Quellaustritt errichtet. Weitere Abdichtungsmaßnahmen können entfallen, ansonsten gelten die obigen Ausführungen.

3.4.1.4 Dokumentation

Bauwerke der Quelfassung sind in der Regel erdüberdeckt. Daher ist eine Dokumentation über den Ausbau der Quelle und genaue Bestandspläne, auch für gegebenenfalls spätere Sanierungsarbeiten, zwingend notwendig. Mindestens folgende Unterlagen sollten erstellt werden:

- Bilddokumente vom natürlichen Zustand, Bauzustände beim Aufschürfen, Bauwerke vor der Überdeckung.
- Geländeaufnahmen des Geländes vor und nach dem Quellausbau mit allen relevanten Objekten.
- Hydrogeologische Querprofile mit Wasserspiegelhöhen sowie Ausbildung und Höhenlage der Fassung.
- Aufzeichnungen von Schürf- und Bauarbeiten, Bauberichte und Aufmaße.
- Einmessungen aller Leitungen und Bauwerke und Darstellung in detaillierten Bestandsplänen.

3.4.1.5 Betrieb

Um Quelfassungen in einem hygienisch einwandfreien Zustand zu erhalten sind regelmäßig Kontrollen und Untersuchungen durchzuführen. In einem Betriebsüberwachungsplan sind die einzelnen Tätigkeiten, Messungen und Untersuchungen, sowie der zugehörige Turnus festzuhalten. In einem Betriebstagebuch sind die durchgeführten Tätigkeiten zu dokumentieren und die Verantwortlichen zu benennen. Es sind mindestens die Untersuchungen nach dem wasserrechtlichen Genehmigungsbescheid, nach der Trinkwasserverordnung sowie ggf. nach länderspezifischen Verordnungen zur Eigenüberwachung durchzuführen. Neben der Sicht- und Funktionsprüfung sowie Messungen in der Fassung gehören auch die Überwachung des Wasserschutzgebiets zu den betrieblichen Aufgaben.

Im DVGW-Arbeitsblatt W 127 werden die betrieblichen Erfordernisse eingehend beschrieben, darüber hinaus sind Vorschläge für Betriebsüberwachungspläne und Inspektionsprotokolle enthalten. Die Überwachungen an der Quelfassung sind mindestens monatlich durchzuführen. Häufigere Kontrollen sind je nach Zugänglichkeit, Gefahr von Beschädigungen usw. angezeigt. Da Quelfassungen häufig in Waldgebieten liegen, ist vor allem nach Sturmereignissen der Fassungsbereich mit seiner Umzäunung gezielt zu überprüfen.

3.4.1.6 Rückbau

Von Quelfassungen, die auf Dauer außer Betrieb genommen werden, darf nach dem Bauordnungsrecht keine Gefahr oder unzumutbare Belastung ausgehen. Aus diesen grundsätzlichen Erwägungen kann bereits eine Verpflichtung zum Rückbau abgeleitet werden. Besonders zu berücksichtigen ist aber auch, dass natürliche Quellaustritte ein wichtiger Lebensraum für spezielle Fauna- und Flora habitats sind. Durch den Rückbau von auf Dauer nicht mehr für die Trinkwasserversorgung benötigten Quellen soll eine weitgehende Wiederherstellung der ursprünglichen Situation erfolgen. Um die genannten Ziele optimal zu erreichen, sind die wasserrechtlichen und naturschutzrechtlichen Belange mit den zuständigen Fachbehörden rechtzeitig abzuklären.

Der Rückbau umfasst den Abbruch aller oberirdischen und nach Möglichkeit auch der unterirdischen Bauwerksteile. Auswirkungen durch einen möglichen Anstieg des GwSpiegels auf Bauwerke, Ver nässung von Grundstücken etc. sind zu berücksichtigen. Gegebenfalls sind die Maßnahmen durch entsprechende Untersuchungen und Beweissicherungen zu begleiten. Rückbau und Endzustand sind ebenfalls ausreichend zu dokumentieren. Weitere Hinweise siehe DVGW-Arbeitsblatt W 127.

3.4.2 Brunnen

3.4.2.1 Allgemeines

Bei der Wahl der Art des Brunnens sind folgende Parameter zu beachten:

- Geforderte Leistung in l/s, m³/d, m³/a
- Hydrogeologische Verhältnisse: Art des GwLeiters, GwStand und dessen Schwankungen, Durchlässigkeitsbeiwert k_f , Mächtigkeit des GwLeiters, GwStockwerke, GwGefälle, Entnahmebreite, Einzugsgebiet, Vorfluter und dessen Abflussverhältnisse, Deckschichten
- Brunnenleistung Q/s, max. Q je Brunnen
- Wasserbeschaffenheit
- GwNeubildungsrate, Einzugsgebiet, Wasserbilanz
- Mögliches Wasserschutzgebiet, mögliche Gefährdungen
- Ort der Wiedereinleitung des Förderwassers bei Pumpversuchen, Lage zur Entnahmestelle
- Örtliche Verhältnisse: Höhenlage und Lage zum Versorgungsgebiet, Zufahrt, Stromzuführung
- Wasserrechtliche und privatrechtliche Belange, Auswirkung auf andere GwBenutzer, auf Landwirtschaft, auf Ökologie.

3.4.2.2 Schlagbrunnen

Schlagbrunnen sind früher verhältnismäßig häufig für die Versorgung von Einzelanwesen ausgeführt worden. Sie sind heute für Trinkwasserversorgungszwecke abzulehnen und statt dessen Bohrbrunnen mit kleinem Durchmesser zu erstellen.

Die Ausführungen von Schlagbrunnen sind nur in sand-kiesigem Lockergestein mit hochliegendem GwSpiegel in 5–10 m Tiefe möglich. Das mit einer kräftigen Spitze versehene Filterrohr von DN 40–50 mm wird dabei eingerammt. Das Filter- und Aufsatzrohr ist gleichzeitig das Saugrohr für die Pumpe, hierbei muss die oberste Lochreihe des Filterrohres noch unter dem abgesenkten Wasserspiegel liegen. Die Ausführung wird auch als Abessinier oder Nortonbrunnen bezeichnet. Bei Durchfahren von lehmigen und tonigen Schichten werden häufig die Filterrohröffnungen verstopft. Besser ist daher die Ausführung einer Bohrung mit kleinem Durchmesser und Einsetzen des Filters. Dies ist besonders bei GwMessstellen immer zu empfehlen und nicht wesentlich teurer als das Einrammen.

3.4.2.3 Spülbrunnen

Besonders einfach und schnell ist das Einbringen von Brunnenrohren kleiner Durchmesser (z. B. DN 50) und geringer Tiefe (bis 10 m) in Sanden und Feinsanden im Spülverfahren (auch mit Spülfilter bezeichnet). Das Verfahren wird angewendet für das Niederbringen von flachgründigen GwMessstellen, wenn eine größere Zahl solcher Messstellen benötigt wird, und vor allem für die Wasserhaltung bei Rohrgräben und Schächten. Wegen der geringen Durchmesser und da keine Bohrproben gewonnen werden können, sollten derartige Brunnen aber die absolute Ausnahme sein.

3.4.2.4 Schachtbrunnen

Wegen der großen Vorteile der Bohrbrunnen werden Schachtbrunnen kaum mehr ausgeführt. Vereinzelt werden sie bei Einzelanlagen in Lockergesteinen mit hoch anstehendem Grundwasser und bei Bauwasserhaltungen noch gewählt. Der Schachtdurchmesser beträgt meist 1,0–1,5 m. Die Ausführung erfolgt zum Teil in offener Baugrube, wie bei der Stauquelleneinfassung, oder durch Absenken der Betonringe. Der Wasserzulauf erfolgt durch Sohle und Seitenschlitze, wobei auf die Sohle eine rund 0,30 m hohe Feinkiessschicht aufgebracht wird. Ein entsprechender Filterkies ist einzubauen. Zu beachten ist, dass der Schacht genügend weit in das Grundwasser geführt wird, damit nicht bei niedrigen GwStänden der Schacht trocken fällt. Über dem Schachtbrunnen ist ein Vorschacht, ähnlich wie

bei der Stauquellenfassung, anzuordnen, wobei der Einstieg nicht über der offenen Wasserfläche liegen darf.

3.4.2.5 Bohrbrunnen

3.4.2.5.1 Allgemeines

Die häufigste Fassungsart zur Gewinnung von Grundwasser ist der vertikale Bohrbrunnen. Im Zusammenhang mit der GwErkundung, dem Brunnenbau und dem Betrieb der Wassergewinnungsanlage fallen verschiedene Bohrarbeiten an. Die STLB-Bau [28] unterscheidet Bohrarbeiten

- zur Erkundung Baugrund
- zur Erkundung Grundwasser
- zur Erkundung Baugrund, Grundwasser
- für Bodenaufschlüsse
- für Brunnen zur Wassergewinnung
- für Brunnen zur Grundwasserbeobachtung
- für Brunnen zur Grundwasseranreicherung
- für Brunnen zur Versickerung
- für Schutzverrohrung.

Durch eine vertikale Bohrung werden die wasserführenden Schichten aufgeschlossen und bei günstigem Ergebnis das Bohrloch zum Brunnen ausgebaut. Bei standfesten Gesteinsarten bleibt gelegentlich das Bohrloch unverbohrt. Für Wasserversorgungsanlagen wird fast ausschließlich der Kiesfilterbrunnen gewählt. Er besteht im wesentlichen aus Filterrohr, Vollwandrohr (Vollrohr), ggf. Sumpfrohr (zusammen als Ausbauverrohrung bezeichnet), Rohrboden, Filterkiesschüttung, Sperrrohr, Abdichtung gegen die Bohrlochwand, Brunnenkopf und Brunnenvorschacht mit den Entnahme- und Messeinrichtungen. Als Einbauten kommen noch die Pumpe (heute fast ausschließlich Unterwassermotorpumpe (U-Pumpe)) und die Steigleitung hinzu. In **Abb. 3-36** ist das Schema eines Bohrbrunnens in der üblichen Ausführung als Kiesfilterbrunnen dargestellt.

Für die Arbeiten in den Bereichen Bohrtechnik, Brunnenbau, Brunnenregenerierung und Brunnensanierung sollten nur Fachfirmen eingesetzt werden, die über eine entsprechende Zertifizierung nach DVGW-Arbeitsblatt W 120 verfügen.

3.4.2.5.2 Planung und Bemessung

Als Grundlage jeder Brunnenplanung soll ein hydrogeologisches Gutachten möglichst folgendes klären: Optimale Lage der Bohrpunkte im Hinblick auf Ergiebigkeit und Geschütztheit, die Mächtigkeit des zur Gewinnung gewählten GwLeiters, die Tiefe der Bohrung, die natürliche GwNeubildung und die Ausdehnung des zugehörigen Einzugsgebietes. Bei Kluftgrundwasserleitern und in Gebieten mit nur geringen Kenntnissen über den zur Nutzung vorgesehenen GwLeiter sind Versuchsbohrungen (Erkundungsbohrungen) zu empfehlen. Auf die erforderlichen Schritte der GwErkundung wurde in Abschnitt 3.3.1.4 ausführlich eingegangen.

Das Filterrohr ist so anzuordnen, dass nur ein hydrogeologisch definiertes GwStockwerk erschlossen wird. So wird verhindert, dass durch den Brunnen unterschiedliche GwStockwerke verbunden werden. Ein solcher hydraulischer Kurzschluss kann sich qualitativ und quantitativ nachteilig auf die unterschiedlichen Grundwasservorkommen auswirken. Abgesehen davon wäre es auch ungünstig qualitativ unterschiedliche Grundwässer bei der Entnahme zu vermischen. Außerdem könnte keine eine schlüssige Grundwasserbilanz für den Brunnen durchgeführt werden.

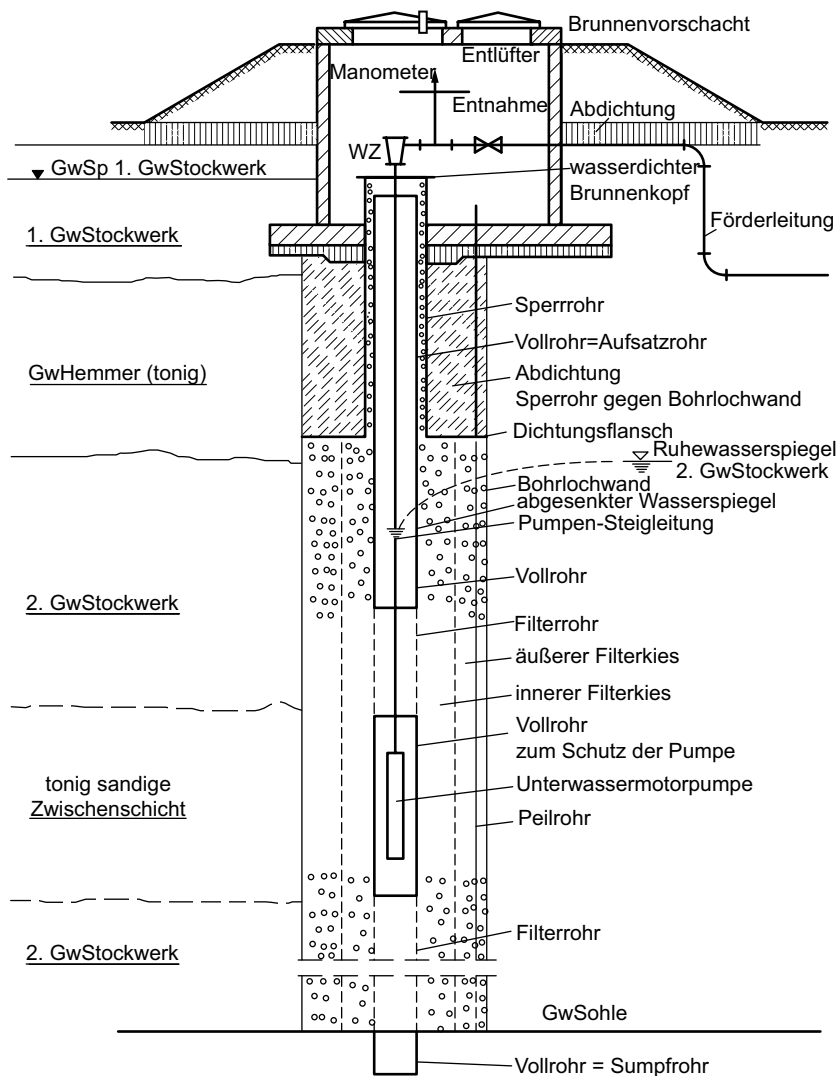


Abb. 3-36: Schema eines Bohrbrunnens in der üblichen Ausführung als Kiesfilterbrunnen, GwEntnahme aus dem 2. GwStockwerk.

Der Enddurchmesser der Bohrung wird bestimmt durch den notwendigen Durchmesser des Filterrohres und die Dicke der Filterkiesschicht. Für den Filterrohrdurchmesser sind vor allem die Abmessungen der U-Pumpe und der Flanschen der Steigleitung maßgeblich. Der Durchmesser der U-Pumpe hängt von der vorgesehenen Entnahmerate und Förderhöhe ab. Dabei muss eine ausreichende Umströmung der Pumpe zur Kühlung gewährleistet sein. Weiterhin soll genügend Raum für den Ein- und Ausbau einschließlich der Steuerkabel bestehen.

Auch bei kleinen Entnahmen sollte der Durchmesser des Filterrohres mindestens 300 mm, bei Entnahmen von 10 l/s bis 30 l/s mindestens 350 mm betragen. Die Filterkiesschicht (= Ringraum zwi-

schen Filterrohr und Brunnenwand) sollte eine Dicke von mind. 100 mm aufweisen. Daraus folgt für die Bemessung der Bohrung:

$$\text{Bohr}\varnothing = \text{Filterrohr}\varnothing + 2 \cdot 100 \text{ mm}$$

Beispiel: Mit einem Filterrohr $\varnothing$ von 400 mm ergibt sich ein Bohr $\varnothing$ = 600 mm. Dies gilt für den kleinsten Enddurchmesser der Bohrung. Außerdem setzt dies eine einfache Filterkiesschüttung voraus. Wenn eine Zweifachschüttung oder zusätzlich im Ringraum ein Peilrohr eingebaut werden soll, muss ggf. der Durchmesser erweitert werden. Beim Einbau eines Sperrohres ist ein zusätzlicher Ringraum für die Abdichtung zwischen Sperrohr und Bohrlochwand erforderlich, der bei 2 · 50 mm liegen sollte. Im obigen Beispiel würde sich der Bohr $\varnothing$ im Bereich des Sperrohres auf 700 mm erhöhen (in der Praxis wird teilweise mit mehr als 2 verschiedenen Bohr $\varnothing$ (Teleskopieren) gearbeitet). Nach DVGW-Arbeitsblatt W 123 beträgt der Endbohr $\varnothing$ bei Lockergesteinsbohrungen in der Regel das 1,5- bis 2fache des Filterrohr $\varnothing$.

Im Festgestein kann ausnahmsweise die Dicke der Filterkiesschicht geringer sein. In Einzelfällen kann sogar ganz auf den Einbau von Filterkies verzichtet werden. Bei den Brunnen im Festgestein sind die Bohrtiefen größer, die Ergiebigkeit Q/s meist erheblich kleiner als bei Brunnen im Lockergestein, die Bohrkosten sind hoch, insbesondere bei Zunahme des Bohrdurchmessers. Es werden daher i. A. Enddurchmesser der Bohrung von bis 600 mm, selten von 800 mm gewählt.

3.4.2.5.3 *Herstellen der Bohrung*

1. *Bohrungen*

Für die einheitliche Beschreibung der bei Bohrungen durchteuften Boden- und Felsschichten sind die Benennungen, Kurzzeichen und Beschreibungsmerkmale nach DIN EN ISO 14688-1 (Boden) und DIN EN ISO 16689-1 (Fels) heranzuziehen.

In **Tab. 3-18** sind die Korngrößenfraktionen dargestellt (DIN EN ISO 14688-1, Tabelle 1). **Tab. 3-19** zeigt eine Hilfe für die Benennung und Beschreibung von Fels für bautechnische Zwecke (DIN EN ISO 14689-1, Tabelle A.1)

Für die zeichnerische Darstellung der Ergebnisse von Baugrund- und Wasserbohrungen ist DIN 4023 maßgeblich. Für das Aufstellen der Leistungsverzeichnisse bei Bohrarbeiten gilt DIN 18301 VOB/C und bei Arbeiten zum Ausbau von Bohrungen DIN 18302 VOB/C. Da beide Leistungen meistens ineinander übergehen, sind immer beide Vorschriften miteinander zu sehen.

Tab. 3-18: Korngrößenfraktionen (nach DIN EN ISO 14688-1)

	Benennung	Kurzzeichen	Korngröße in mm
feinkörniger Boden	Ton	Cl	< 0,002
	Schluff	Si	> 0,002 ... 0,063
	Feinschluff	FSi	> 0,002 ... 0,0063
	Mittelschluff	MSi	> 0,0063 ... 0,02
	Grobschluff	CSi	> 0,02 ... 0,063
grobkörniger Boden	Sand	Sa	> 0,063 ... 2,0
	Feinsand	FSa	> 0,063 ... 0,2
	Mittelsand	MSa	> 0,2 ... 0,63
	Grobsand	CSa	> 0,63 ... 2,0
	Kies	Gr	> 2,0 ... 63
	Feinkies	FGr	> 2,0 ... 6,3
	Mittelkies	MGr	> 6,3 ... 20
	Grobkies	CGr	> 20 ... 63
sehr grobkörniger Boden	Stein	Co	> 63 ... 200
	Block	Bo	> 200 ... 630
	großer Block	LBo	> 630

Tab. 3-20: Übersicht der Bohrverfahren für die Grundwasserverschließung und -gewinnung (nach DVGW-Arbeitsblatt W 115)

Bohrzuführung	Diskontinuierlicher Bohrgutaustrag	Kontinuierlicher Bohrgutaustrag Direktspülung = Rechtsspülung	Kontinuierlicher Bohrgutaustrag Umkehrspülung = Linksspülung
Bohrverfahren	Trockenbohren	Hammerbohren	Druckspülbohren
Bohrbewegung	drehend/schlagend	schlagend/drehend	drehend
Probengewinnung	unmittelbar	mittelbar	mittelbar
Haupteinsatzgebiete	Baugrunderkundung Altlastenerkundung, GwErkundung, Brunnenbau	Erkundungsbohrungen im Festgestein, Brunnenbau, Sole-, Thermalsole-, Mineralwasserbrg.	Erkundungsbohrungen im Locker- u. Festgestein, Sole-, Thermalsole-, Mineralwasserbrunnen, Versenkbrunnen
Spülungsmedium	Grundwasser bzw. zugegebendes Wasser ohne Zirkulation	Gw bzw. zugegebenes Wasser o. Zirkulation	Flüssigkeitsspülung
Spülungsförderung		Verdichter, Kolbenpumpe	Kreiselpumpe
Bohrwerkzeuge	Schappe, Ventilhüchse, Kiespumpe, Spirale, Kratzer, Greifer, Blatt-, Kreuz-, Backenmeißel	Hartmetallbohrköpfe mit Einfach-, Kreuz- und x-Schneiden sowie Hartmetallstifte	Ein- u. Mehrstufenmeißel, Flügelmeißel, Rollenmeißel
Sicherung und Schutz der Bohrlochwand	Bohrrohre (teleskopartig), Wasserüberdruck	Standrohre/Sperrohre, Verrohrung (nach- oder mitgeführt), gebirgsabhängig Spülung	Standrohre/Sperrohre gebirgsabhängig Spülung, Bildung Filterkuchen, hydrostatisch
Bohrstrang	Bohrgestänge Stahlseil	Bohrgestänge mit Schraubverbindern	Bohrgestänge m. Flansch o. Schraubverbindern m. eingeh. o. integr. Luftleitung, Doppelwandbohrgestänge, Schwerst-, Stabilisatoren, Stoßdämpfer
Bohrstrangantrieb und Antrieb für Hilfswerkzeuge	Seilwinde m. Freifalleinrichtung, Schlämmtrommel, hydraul. Kraftkopf o. Drehtisch	Bohrhammer mit pneum. o. hydraul. Antrieb übertrage oder im Bohrloch	Drehtisch, Kraftspülkopf
Ausbaurohrung	Aufsatzrohre Filterrohre	Futter-, Mantel-, Sperr-, Aufsatz-, Filterrohre	Futter-, Mantel-, Sperr-, Aufsatz-, Filterrohre

2. Bohrverfahren

Die **Tab. 3-20** gibt eine Übersicht über die Bohrverfahren und ihre Haupteinsatzgebiete.

2.1 Verfahren mit diskontinuierlichem Bohrgutaustrag – es wird das Bohrgut durch Schlagen oder Drehen gelöst. Dabei werden Trockenbohren und Seilschlagbohren unterschieden.

2.1.1 Trockenbohren – sind meist schlagende Verfahren, sie benutzen keine Spülflüssigkeit, so dass das Bohrloch verrohrt werden muss, wenn es nicht standfest ist, z. B. in Lockergesteinen und zum Nachfall neigenden Festgesteinen. Wegen der Schwierigkeiten beim Einbau und Wiederziehen der Verrohrung muss der Durchmesser der Bohrung entsprechend den Bodenverhältnissen teleskopartig mit Zunahme der Tiefe vermindert werden. Trotz der Bezeichnung des Verfahrens wird nicht im Trockenen gebohrt, sondern auch im Grundwasser, jedoch ohne Zuführung von Spülflüssigkeit. Wenn im Bohrloch nicht genügend Wasser nachsickert, wird auch Wasser nachgegossen, damit die im Bohrloch gelösten Massen als breiartiger Schlamm entfernt werden können. In Lockergesteinen wird mit Ventilbüchse, Kiespumpe, bei großen Durchmessern der Bohrung auch mit Greifer eines Baggers gearbeitet, wobei bindige Schichten, wie Lehm, Ton, Mergel mit Schappen am Gestänge, festgelagerte Steine mit Kratzern gelockert werden. In Festgesteinen werden zum Zerkleinern der Gesteine Blatt- und Kreuzmeißel o. ä. verwendet, die durch Freifall eine schlagende Wirkung ausüben müssen. Bei dem Gestänge-Freifallverfahren wird die erforderliche Drehung des Meißels nach jedem Schlag von Hand durchgeführt, für das Entfernen des Bohrgutes mittels Ventilbüchse muss jeweils das Gestänge des Meißels abmontiert werden. Es sind geringe Bohrtiefen bis ca. 100 m erzielbar.

2.1.2 Seilschlagbohren – hier entfällt diese zeitraubende Unterbrechung, wobei der Seildrall das Versetzen des Meißels bewirkt. In geeigneten Bodenschichten wird statt des Meißels eine Schlagbüchse am Seil verwendet, deren Unterseite zum Zerschlagen der Gesteine hergerichtet ist, und die ohne zusätzlichen Arbeitsgang das Bohrgut aufnehmen und beim Herausziehen mitnehmen kann. Ohne den Zeitaufwand für das Einbringen der Verrohrung beträgt der Bohrfortschritt bei den genannten Schlagbohrverfahren je nach Härte des Gesteins 1–4 m/d, i. A. 2–3 m/d. Die max. Bohrtiefen reichen bis ca. 300 m.

Ein Bohrloch kann von Natur aus standfest sein, z. B. in hartem Festgestein. Häufig aber werden nichtstandfeste Gesteinsarten angetroffen, z. B. Lockergesteine, zu Nachfall und Quellen neigendes Festgestein. Beim Trockenbohren und Seilschlagbohren ist hierbei eine Verrohrung erforderlich. Häufiges Absetzen der Bohrrohrdurchmesser, etwa alle 10 bis 15 m Tiefe, ist notwendig, um die Bohrröhre ohne Schwierigkeit wieder ziehen zu können (**Abb. 3-37**).

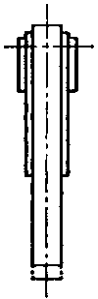


Abb. 3-37: Schema der Verrohrung

Das Absetzen ist umso häufiger erforderlich, je größer der Durchmesser der Bohrung und der Tongehalt der Bodenschichten ist. Bei der Festlegung des Bohrprogramms und des Anfangsdurchmessers der Bohrung ist dies zu beachten. Ein Absetzen des Bohrdurchmessers ist auch bei Wechsel der Bohrschichten zweckmäßig, wenn verhindert werden muss, dass beim Tiefer-bringen der Bohrröhre tonige Bestandteile mit der Rohrtour in tiefere Schichten gezogen werden und dadurch die Entnahmerate eines Brunnens wesentlich vermindert wird. Im allgemeinen werden die Bohrröhre während des Brunnenausbaus wieder gezogen. Die wirksame Abdichtung des Brunnens gegen Eindringen von Oberflächenwasser entlang der beim Bohrvorgang unregelmäßig gelockerten Bohrlochwand ist mittels Sperrrohr und Abdichtung besser gewährleistet. Die Bohrröhre werden durch Schrauben, Niete oder Schweißen miteinander verbunden. Wandstärke und Rohrverbindung müssen den hohen Belastungen entsprechen, es sind Zieh- und Pressbeanspruchungen, zentrische oder einseitige Gebirgsdrücke, Wasserüberdruck zwischen innen und außen.

2.2 Verfahren mit kontinuierlichem Bohrgutaustrag – Man unterscheidet zwischen Verfahren mit direkter Spülstromrichtung = Rechtsspülung (Hammerbohren, Druckspülbohren=Rotarybohren) und mit inverser Spülstromrichtung = Linksspülung = Umkehrspülung (Saugbohren, Lufthebebohren, Strahlsaugbohren). Bei der Direktspülung wird das Spülmedium (Wasser und/oder Luft) über das Gestänge eingebracht und mit dem Bohrgut über den Ringraum nach oben transportiert. Im Spül-/

Absetzteich kann sich das Wasser/Feststoffgemisch absetzen, bevor das Wasser wieder angesaugt und erneut eingebracht wird. Bei der inversen Spülung wird das Bohrgut über das Gestänge zu Tage gefördert und die Spülung über den Ringraum wieder eingeleitet. Dies geschieht, indem das abgesetzte Wasser aus dem Spül-/Absetzteich direkt wieder in das Bohrloch fließt. Der Inhalt dieses Spülteiches soll mind. 2–3 mal so groß wie das Volumen des Bohrloches sein. Der Wasserspiegel im Bohrloch wird etwa in Höhe des Spülteiches gehalten. Die Transportfähigkeit für Geröll und einzelne Steinbrocken ist wegen des kleinen Durchflussquerschnitts im Gestänge sehr gut, so dass die Gesteine nicht ganz zermahlt werden müssen.

Die Verfahren werden drehend oder dreh Schlagend durchgeführt. Mit der kontinuierlich umlaufenden Spülung wird nicht nur kontinuierlich das Bohrgut entfernt, sondern auch die Bohrlochwand durch inneren Überdruck, z. B. höherer Wasserspiegel, höheres spezifisches Gewicht der Spülung, ohne Einbringen einer Verrohrung, standfest gehalten, so dass durch Entfallen des beim Trockenbohrverfahren erforderlichen oftmaligen Herausnehmens des Bohrmeißels und Ein- und Ausführen der Ventilbüchsen der Bohrfortschritt beim Drehbohrverfahren bis 5 mal so groß wie beim Trockenbohrverfahren sein kann und Werte bis zu 20 m und mehr am Tag erreicht.

Da keine Verrohrung eingebaut werden muss, kann die Bohrung in der ganzen Tiefe mit gleichem Durchmesser durchgeführt werden. Bei den Verfahren werden die Bodenschichten mit Meißeln, z. B. Flügelmeißel, bei fester Lagerung mit Rollenmeißel, oder mit Hartmetallbohrköpfen gelockert, die an großkalibrigen Bohrgestängen befestigt und ggf. mit Schwerstangen zur Erhöhung des Anpressdruckes beschwert werden. Die Verfahren eignen sich für alle Gesteine, in grobem Lockergestein und klüftigem Festgestein kann es zu Spülverlusten kommen. Der relativ hohe Kostenaufwand für die Baustelleneinrichtung von Spülbohrungen ist wirtschaftlich tragbar bei tiefen Brunnen und vor allem, wenn mehrere Bohrungen zu erstellen sind. Auch die geringe Bohrzeit kann wirtschaftlich vorteilhaft sein. Nachteilig ist die Schwierigkeit des Gewinnens ungestörter Bodenproben. Wichtig ist, dass die Bohrlochwände nicht durch die Spülflüssigkeit verschlammte oder verunreinigt werden. Es ist daher immer ratsam, für die Spülwassergewinnung ausreichend einwandfreies Wasser zu verwenden, z. B. aus einem provisorisch erstellten Arbeitsbrunnen.

– Verfahren mit Direktspülung

2.2.1 Hammerbohren – wird für Aufschluss- und Versuchsbohrungen in sehr hartem Gestein verwendet, wenn andere Spülbohrungen zu teuer sind und zu geringen Bohrfortschritt haben. Beim Hammerbohren wird ein mit Hartmetall besetzter Schlagbohrmeißel mittels Druckluft bewegt, die Luft dient als Spülmedium, das Umsetzen des Meißels erfolgt durch eine Drehbohrmaschine am Gestänge. Die im Ringraum zwischen Gestänge und Bohrlochwand nach oben strömende Luft entlastet das im Bohrloch befindliche Wasser, das dadurch aufwärts strömt. Das Gestein wird in verhältnismäßig großen Bruchstücken losgeschlagen und in kürzester Zeit nach oben gefördert, so dass schnell und genau Proben beurteilt werden können. Vorteilhaft ist auch, dass die Klüfte nicht verschmiert werden und feine Sande mit nach oben gefördert werden. Die Standverrohrung muss wasser- und luftdicht sein, damit keine Luft nach außen dringen kann. Eine Hammerbohrung erfordert einen erheblichen Luftbedarf; wegen der notwendigen Größe der Kompressoranlage liegt der wirtschaftliche Durchmesser der Bohrung bei etwa 300–400 mm. Der Bohrfortschritt beträgt 20 m/d und mehr, entsprechend dem Bohrdurchmesser.

2.2.2 Druckspülbohren – Die mit Spülzusätzen spezifisch schwerer gemachte Spülflüssigkeit wird durch das Gestänge abwärts gepumpt, diese steigt im Zwischenraum zwischen Bohrlochwand und Gestänge zusammen mit dem Bohrgut auf. Spülzusätze sind hier erforderlich, damit die Spülflüssigkeit nicht wegen des höheren Überdrucks z. B. bei tiefliegendem Gw-Spiegel, in den Untergrund abfließt. Wegen der Gefahr der Verbackung der Bohrlochwand hat sich dieses Verfahren beim Brunnenbau in Lockergesteinen in Deutschland nicht durchgesetzt, dagegen bei sehr tiefen Brunnen mit geringem Durchmesser in Festgesteinen. Hier sind über 1000 m möglich.

2.2.3 Kernbohren – Das Sonderverfahren wird vor allem für Untersuchungsbohrungen in Festgesteinen angewendet. Durch die Gewinnung von Bohrkernen ist eine genaue Ansprache und Untersuchung des Gesteins möglich und es lassen sich Erkenntnisse über die Gesteinslagerung erhalten. Dazu

wird ein Hohlzylinder, das Kernrohr, dessen unteres Ende mit Schneidwerkzeugen besetzt ist, drehend oder dreh Schlagend in den Untergrund gebracht. Wenn das Kernrohr gefüllt ist, wird mittels besonderer Vorrichtung die Gesteinssäule abgeknickt und das Kernrohr mit der Gesteinsprobe nach oben gehoben. Der Bohrfortschritt beträgt etwa 15–20 m/d. Die üblichen Durchmesser solcher Kernbohrungen sind 40 bis 200 mm, besonders häufig wird DN 100 gewählt.

– *Verfahren mit Umkehrspülung*

2.2.4 Saug- und Strahlsaugbohren – Die Bewegung der Spülflüssigkeit wird mittels einer Saugpumpe (Saugbohren) oder Antriebswasser (Strahlsaugbohren) erreicht. Die Bohrtiefe des Saugbohrverfahrens ist wegen des maximal zu erreichenden Unterdrucks von ca. 0,8 bar begrenzt. Je nach Dichtheit der Leitung und Durchmesser des Gestänges sind Tiefen bis 100 m möglich.

2.2.5 Lufthebebohren – Für die Hebung der Spülflüssigkeit wird mit einem Kompressor Luft durch das Gestänge eingeblasen. Oberhalb der Einblasdüse wird die Dichte des Luft/Spülungs/Bohrgutgemischs gegenüber der Spülung im Ringraum herabgesetzt und dadurch der Kreislauf in Gang gesetzt. Mit dem Verfahren sind Bohrtiefen über 500 m erreichbar.

3. Bohrstelleneinrichtung – Die Bohrgeräte werden mittels Elektro- oder Dieselantrieb betrieben. Vorteilhafter ist der elektrische Anschluss, zumal damit auch die erforderlichen Pumpversuche günstig durchgeführt werden. Zum Ein- und Ausbau der Bohrwerkzeuge und der Bohrrohre wird über dem Bohrloch ein Bohrgestänge aufgestellt. Als solche werden verwendet Dreiböcke aus Stahl, Vierböcke, Bohrtürme, Bohrkran mit Ausleger, Klapp- und Teleskopmaste, meist als fahrbare Arbeitsgeräte. Besonders muss darauf geachtet werden, dass durch Bohrarbeiten das Grundwasser nicht verunreinigt wird. Alle nicht für die Bohrung unmittelbar benötigten Teile der Baustelleneinrichtung, insbesondere die Lagerung von wassergefährdenden Flüssigkeiten, Dieselöl usw. müssen außerhalb des Einzugsgebietes des Brunnens untergebracht werden. Für das Auffüllen der Arbeitsgeräte mit Treib- und Schmierstoffen sind geeignete Schutzvorrichtungen gegen die Verunreinigung des Grundwassers einzurichten. Diese Schutzmaßnahmen sind bereits in der Auftragserteilung für die Brunnenbauarbeiten mit festzulegen.

4. Bohrlochsprengung – Durch die Bohrung selbst wird nur ein schmaler Querschnitt des Gesteinskörpers erfasst. In manchen Gesteinsarten ist dagegen die Wasserführung auf wenige schmale Spalten beschränkt, die dann nur zufällig von der Bohrung erfasst werden können. Hier kann eine Bohrlochsprengung durch Schaffung künstlicher Klüfte eine Verbindung mit den wasserführenden Spalten bringen. Die genaue Höhenlage der Sprengung ist abhängig von der geologischen Formation. Sie muss im Bereich von Festgesteinen angeordnet werden. In tonigen, mergeligen Bereichen sind Sprengungen wirkungslos. Mit Zunahme der Sprengladung von einer bestimmten Größe an wächst der Wirkungshalbmesser nur mehr wenig. Im allgemeinen werden etwa 15–20 kg, selten bis zu 50 kg Sprengstoff für eine Sprengung verwendet, dabei wird ein Wirkungshalbmesser von 10–20 m erreicht. Sprengungen können auch notwendig sein, wenn in ein Bohrloch Gesteinskanten hineinragen, die durch Meißel nicht erfasst werden. Meist wird hier aber versucht, die Strecke nach Einfüllen von hartem Material nochmals aufzubohren.

5. Bohrachse und Bohrquerschnitt – Wichtige Forderungen im Brunnenbau sind, dass die Bohrachse lotrecht und nicht schräg oder gar geknickt und schraubenlinienförmig ist und dass der Querschnitt der Bohrung kreisrund ist. Wenn diese Forderungen nicht erfüllt sind, ergeben sich erhebliche Schwierigkeiten beim Ein- und Ausbau der Bohrrohre, beim Einbau der Sperrrohre, Filter- und Vollrohre, aber auch beim Ein- und Ausbau der Entnahmeverrichtungen d. h. Unterwassermotorpumpe mit Steigleitung. Je kleiner der Bohrdurchmesser und je tiefer die Bohrung ist, um so eher ist eine Abweichung möglich. Das Trocken- und Seilschlagbohren sowie mit Einschränkungen die Bohrverfahren mit Umkehrspülung neigen i. A. weniger zu Abweichungen. Es gilt die Regel, dass Abweichungen aus der Lotrechten die Verwendbarkeit der Bohrung als Brunnen nicht beeinträchtigen dürfen. Messungen der Achsabweichung und Kalibermessungen sind meist teuer und zeitaufwendig. Sie können mit Fernsehtuntersuchungen kombiniert werden, wenn das Bohrloch standfest und mit klarem Wasser gefüllt ist. Sie werden meist nur in Sonderfällen, z. B. Streitfällen, durchgeführt.

3.4.2.5.4 Brunnenausbau

1. Filterrohre

1.1 Allgemeines

Brunnen für zentrale Wasserversorgungsanlagen sind im Lockergestein immer mit Filterrohren auszubauen, auch im Festgestein sind Filterrohre wegen mangelnder Standfestigkeit des Gebirges meistens notwendig. Die Wasserführung in den Bodenschichten findet fast immer in den Lockerungszonen statt, so dass besonders diese Schichten zum Nachfall neigen. Die Filterrohre müssen zusammen mit dem dahinterliegenden Filterkies die Standfestigkeit des Gebirges gewährleisten, gleichzeitig muss das Grundwasser möglichst sandfrei und mit geringem Filterwiderstand zufließen. Das Filtermaterial muss ausreichende Festigkeit bei allen Lastfällen (Einbau, Pumpversuche, Regenerierung) aufweisen, gegen Verockerung und Korrosion unempfindlich sein und darf das geförderte Rohwasser nicht beeinträchtigen. Beim Entsandungspumpen müssen Feinsande herausgespült werden, ohne dass sie das Filterrohr verlagern, während die größeren Bestandteile zurückgehalten werden.

Der Filterwiderstand muss möglichst gering sein, er ist abhängig von der Größe und Form der Eintrittsöffnungen und der möglichen Verlagerung durch Filterkies. Diese Forderungen werden dadurch erfüllt, dass die Filterrohre mit Schlitzbrücken versehen sind und die Kanten der Öffnungen abgerundet werden. Das Filterrohrmaterial muss gegen Aggressivität des Wassers geschützt sein. Die Wahl des Filterrohres hängt daher u.a. von der chemisch-physikalischen Beschaffenheit des Brunnenwassers ab. Das Filterrohr muss ferner eine ausreichende mechanische Festigkeit haben. Es wird durch das Eigengewicht, auch des darüberliegenden Aufsatzrohres, auf Knickung belastet. Ein unsachgemäßes Einbringen des Filterkieses und schräg einfallende Gesteinsschichten können erhebliche Seitenkräfte verursachen. Beim Einbau entstehen große Zugkräfte, wenn nicht das Filterrohr auf ein Bodestück abgestützt und am Gestänge eingebracht wird. Um die Filterrohre genau zentrisch in das Bohrloch einzubringen, werden Zentrierungen angebracht. Die hydraulische und statische Bemessung von Ausbaurohren ist im DVGW-Arbeitsblatt W 118 ausführlich dargestellt.

Für Filterrohre gelten die folgenden DIN Normen:

- DIN 4922 Stahlfilterrohre für Brunnen:
 - DIN 4922 Teil 1 – mit Schlitzbrückenlochung und Laschenverbindung
 - DIN 4922 Teil 2 – mit Gewindeverbindung
 - DIN 4922 Teil 3 – mit Flanschverbindung
 - DIN 4922 Teil 4 – mit zugfester Steckmuffenverbindung
 Für alle 4 Teile der DIN 4922 gilt: Die Vollwandrohre entsprechen den Filterrohren in den Abmessungen Außendurchmesser, Wanddicke und Baulänge.
- DIN 4925 Filter- und Vollwandrohre aus weichmacherfreiem PVC-U für Brunnen
 - DIN 4925 Teil 1 – mit Whitworth Rohrgewinde
 - DIN 4925 Teil 2 und 3 – mit Trapezgewinde
- DIN 4935 Wickeldrahtfilterrohre aus nichtrostendem Stahl für Brunnen
 - DIN 4935 Teil 1 DN 40 – DN 100 mit kontinuierlicher Spaltweite und Gewindeverbindung
 - DIN 4935 Teil 2 DN 100 – DN 500 mit kontinuierlicher Spaltweite
 - DIN 4935 Teil 3 DN 500 – DN 1000 m. kontinuierlicher Spaltweite u. Flanschenverbindung

Als Vollwandrohre können solche aus nichtrostendem Stahl nach DIN EN ISO 1127 nebst DIN 17455/17456 aus kunststoffbeschichtetem Stahl (kb) oder aus PVC-U nach DIN 4925-1 und 4925-3 eingesetzt werden. Wickeldrahtfilter besitzen gegenüber den herkömmlichen Schlitzbrückenfiltern aus Stahl bzw. Schlitzfiltern aus PVC-U eine wesentlich höhere Filtereintrittsfläche. Damit kann ein Brunnen in der Regel besser entsandet und insgesamt leistungsfähiger entwickelt werden. Auch die Regenerationsmöglichkeit ist vergleichsweise besser. Wickeldrahtfilter sind aber auch deutlich teurer als die herkömmlichen Filterrohre.

1.2 Stahlfilterrohre

Abmessungen – Stahlrohre haben eine hohe mechanische Festigkeit, sie werden überwiegend mit Schlitzbrückenlochung nach DIN 4922 ausgeführt (**Abb. 3-38**). Rundlochung und Langlochung haben gegenüber der Schlitzbrückenlochung die Nachteile, dass die Festigkeit des Filterrohrs erheblich gemindert ist, dass keine Kiesabweisung vorhanden ist und wegen der für den Wassereintritt erforderlichen großen Lochweiten entweder 2–3fache Kiesschüttung oder Filtergewebe benötigt werden. Sie kommen daher im Brunnenbau selten mehr zur Anwendung.

Schlitzweite, Schlitzbrückenöffnung und Schlitzlänge bestimmen den freien Durchlass der Filtermantelfläche. Dieser beträgt z. B. bei 7 mm Schlitzbreite, Wanddickenbereich 4–6 mm, Steghöhe 2 mm, 11,8–13,2 %, bei Steghöhe 3 mm 17,8–19,9 % der Vollrohrmantelfläche. Die verfügbare Filtereintrittsfläche ist bei einem 2–4 m langen Filterrohr wegen der Blindflächen an den Rohrenden und den Längsnähten nur 90,5–93,1 % der Filtereintrittsfläche. Durch die Kiesabweisung der Schlitzbrücken tritt dagegen keine wesentliche Verminderung des freien Durchflusses ein. Der freie Durchfluss ist bei offener Schlitzlochung wesentlich größer, 25–50 %, er wird aber durch die Verlagerung mit Filterkies wesentlich vermindert. Die Größe der Filterkieskörnung bestimmt die Schlitzweite der Filterrohre. Es muss mit Sicherheit verhindert werden, dass der Filterkies durch die Öffnungen in das Innere der Filterrohre fließt.

Filterrohrverbindungen – Die Verbindung muss einfach, rasch und zuverlässig herstellbar sein und ausreichende Festigkeit gegenüber den beim Transport, Brunnenausbau und Betrieb auftretenden Beanspruchungen haben. Sie soll möglichst den Querschnitt im Inneren des Filterrohrs nicht verringern und den Außendurchmesser wenig überschreiten.

Außenlaschenverbindung – für Schlitzbrückenfilterrohre ist in DIN 4922 Teil 1 genormt. Die Befestigung wird mit Nieten oder Schrauben durchgeführt. Die Verbindung ist einfach und sicher herstellbar, wenn vermieden wird, dass die Außenlaschen beim Transport verbeult werden. Der Korrosionsschutz der Verbindung ist nicht einfach.

Rundgewindeverbindung – für Schlitzbrückenfilterrohre (**Abb. 3-39**), ist in DIN 4922 Teil 2 genormt. Sie wird am häufigsten gewählt, da sie wegen des starken Gewindeprofils eine hohe Festigkeit hat sowie schnell und sicher herstellbar ist. Bei Filterrohren mit Korrosionsüberzug muss darauf geachtet werden, dass die Rohre in alle Gewindegänge eingeschraubt werden können und die gesamte Verbindung korrosionsgeschützt bleibt.

Flanschverbindung – für Schlitzbrückenfilterrohre ist in DIN 4922 Teil 3 genormt. Wegen des großen Nachteils, dass die Flanschen weit in den Filterkiesraum vorstehen und dadurch das ordnungsgemäße Einbringen des Filterkieses behindern, kommt diese Verbindung selten zur Anwendung.

Zugfeste Steckmuffenverbindung – für Schlitzbrückenfilterrohre ist in DIN 4922 Teil 4 genormt.

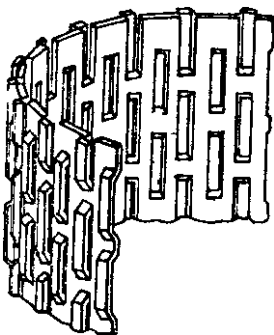


Abb. 3-38: Schlitzbrückenlochung

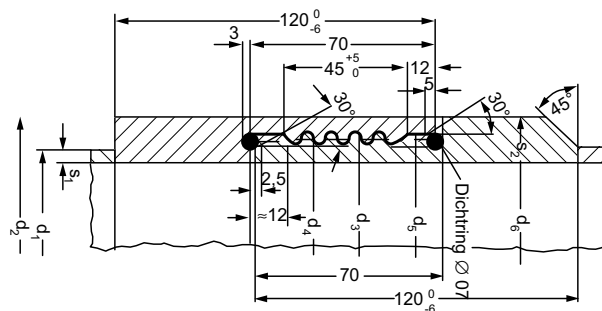


Abb. 3-39: Rundgewindeverbindung mit 2 Dichtringen zur Herstellung dichter Verbindungen (DIN 4922 Teil 2)

Filterrohrmaterial – Soweit als Werkstoff Stahl EN 10025 S235JR+AR (St 37-2 nach alter DIN 17 100) verwendet wird, kann diese Stahlsorte ohne wirksamen, dauerhaften Korrosionsschutz nicht für endgültige Zwecke eingesetzt werden. Je nach Ausführung wird der Schutz bezeichnet:

rh = roh
 zn = verzinkt (im Vollbad)
 bt = bitumiert
 kb = kunststoffbeschichtet
 g = gummibeschichtet

Verzinkung und Bituminierung bieten keinen ausreichenden Schutz, auch die Gummierung hat sich nicht durchgesetzt. Ein ausreichender Korrosionsschutz wird erreicht durch *Kunststoffbeschichtung*, sofern diese mit ausreichender Schichtdicke, porenfrei, glatt und hart ausgeführt wird. Das Material ist allerdings sehr beschädigungsempfindlich. Keinen zusätzlichen Korrosionsschutz benötigen Stahlfilterrohre, die aus *rostfreiem, säurebeständigem Edelstahl* hergestellt sind. Wegen der guten Korrosionsbeständigkeit gegenüber aggressiven Rohwässern werden diese Filter trotz höherer Gestehungskosten immer häufiger eingesetzt.

Generell gilt, dass Schäden durch unsachgemäßen Transport oder Einbau meist außen am Rohr auftreten und somit bei Abnahme mittels Kamerabefahrung nicht mehr erkennbar sind.

Wenn Schwierigkeiten für das sachgemäße Einbringen des Filterkieses zu erwarten sind, etwa bei tiefen Bohrbrunnen mit kleinem DN, besteht die Möglichkeit Stahlfilterrohre mit Korrosionsschutz zu verwenden, auf welchen ein Kiesbelag mit einem korrosionsfesten, gummiartigen Bindemittel aufgeklebt ist (*Kiesbelagfilter*). Verwendet wird Quarzkies der Körnungen 1–2, 2–3, 3–5, 4–7 mm mit Filterkiesdicken 18–25 mm.

1.3 Kunststofffilterrohre

Der Werkstoff nach DIN 4925 Teil 1 bis 3 besteht aus weichmacherfreiem Polyvinylchlorid (PVC-U). Von besonderem Vorteil sind die Korrosionsfestigkeit und das geringe Gewicht. Alle Ausführungen haben glatte Oberfläche und Querslitze. Die geschlitzten Filterrohre dürfen nach Vereinbarung mit einem Kiesbelag versehen werden. Der freie Durchlass schwankt je nach Schlitzweite und Nennweite zwischen 3,5 und 11 % der Vollwandfläche. Die Rohrverbindung ist in DIN 4925 mitgenormt.

1.4 Bemessen der Filterrohre

Durchmesser – Er wird nach den Abmessungen der Entnahmeverrichtungen, insbesondere dem Außendurchmesser von Unterwassermotorpumpe und den Flanschen der Steigleitungen bemessen. Besonders bei großen Entnahmen ist zu beachten, dass noch ein ausreichender Zwischenraum zwischen Pumpe und Filterrohr verbleibt, da sonst unter Umständen die Entnahmerate begrenzt ist. Die lichte Weite des Filterrohres muss mindestens 100 bis 150 mm größer sein als der größte Durchmesser der Entnahmeverrichtungen. Die Fließgeschwindigkeit zwischen U-Pumpe und Vollrohr sollte kleiner als 2 m/s sein. Der Minstdurchmesser des Filterrohres für Bohrbrunnen ist mit 300 mm, bei Entnahmen über 10 l/s mit 350 mm und mehr zu wählen.

Filterrohrlänge – Die Filterrohre sind in dem ganzen Bereich der für die Wassergewinnung vorgesehenen wasserführenden Schichten einzubauen, wobei die Oberkante der Filterrohre möglichst 1 bis 2 m unterhalb des tiefstmöglich abgesenkten Wasserspiegels bleiben soll, damit nicht Luft aus dem Brunnen in den Wasserspiegelschwankungsbereich gelangen kann, was je nach Wasserbeschaffenheit zur vorzeitigen Brunnenalterung durch Verockerung oder anderen Inkrustationen im Filterrohr- und -kies führen kann. Zu beachten ist, dass im Bereich des abgesenkten Wasserspiegels sowie der Entnahmeverrichtung Anströmspitzen vorhanden sind, so dass i. A. nur begrenzte Filterrohrlängen wirksam sind.

2. Vollwandrohre

In dem Bereich zwischen der Oberkante des Filterrohres bis zum Brunnenkopf werden geschlossene Brunnenrohre (Voll(wand)rohre, Aufsatzrohre) eingebaut. Weiterhin erfolgt der Einbau i. A. im Bereich von feinkörnigen Bodenarten und Feinsand sowie bei gering durchlässigen Zwischenschichten im Festgestein. Auch werden Vollrohrabschnitte verwendet, wenn die U-Pumpe nicht oberhalb der Filterrohrstrecke platziert werden kann. Den unteren Abschluss bildet bisher häufig ein unten ge-

schlossenes Vollwandrohr, auch als Sumpfrohr bezeichnet. Über das Sumpfrohr bestehen unterschiedliche Auffassungen. Zum einen wird es als Vorteil betrachtet, dass sich hier Auflandungen (Material aus der Entsandung, im Betrieb anfallendes Feinmaterial, Fällungs- und Korrosionsprodukte) sammeln und entsorgt werden können. Zum anderen wird eine Gefahr der Verkeimung gesehen, da dort Stagnation herrscht und nach DVGW-Arbeitsblatt W 123 bei Spülbohrungen die Spülrückstände in diesem Bereich nicht mehr entfernt werden können. Die dortigen Prinzipskizzen für einen Brunnenausbau in enthalten keine Sumpfrohre. Über eine Notwendigkeit wird daher im Einzelfall zu entscheiden sein. Bei geringer GwMächtigkeit kann der Einbau der Pumpe in ein Sumpfrohr sinnvoll sein, um die nötige Absenkung erzielen zu können. Die Pumpe ist dabei mit einem Saugmantel zu umgeben, um eine ausreichende Kühlung zu gewährleisten.

Als Material für die Aufsatzrohre wird meist das gleiche wie das der Filterrohre gewählt. Abmessungen, Wanddicken und Rohrverbindungen sind die gleichen. Wegen des Fehlens der Schlitzte sind die Gewichte geringfügig größer als die der Filterrohre. Zur Zentrierung des Ausbaus sind Abstandshalter erforderlich. Diese sind im Material auf den Brunnenausbau abzustimmen und dürfen die Schüttung des Filterkieses nicht behindern.

Bei sehr tiefen Brunnen mit tiefliegenden wasserführenden Schichten wird gelegentlich das Filterrohr verloren, d. h. ohne Aufsatzrohre eingebaut, wobei der obere Teil des Bohrlochs mit einem Sperrrohr geschützt wird (s. **Abb. 3-40**).

3. Filterkies

Allgemein – Der Zwischenraum zwischen Filterrohr bzw. Aufsatzrohr und Bohrlochwand wird ausgefüllt mit Filterkies und -sand (im Folgenden vereinfachend als *Filterkies* bezeichnet). Der Filterkies reicht somit bei Einbau eines Sperrrohres von der Brunnensohle bis Oberkante Aufsatzrohr, so dass Nachfüllung möglich ist (siehe auch Pkt. 4 und **Abb. 3-36** bzw. **Abb. 3-42**). Gelegentlich wird auch der Filterkies nur bis zur Höhe des höchsten Wasserstandes eingebracht und darüber unmittelbar an das Aufsatzrohr gedichtet. Diese Ausführung hat den Nachteil, dass Filterkies nicht nachgefüllt werden kann und das Ziehen der Filterrohre kaum möglich ist.

Material und Dicke der Filterkiesschüttung – Als Filterkies ist nach DIN 4924 sauber gewaschener Quarzfilterkies mit runder Kornform zu verwenden. Flacher und plattiger Kies verstopft die Filteröffnungen oder fällt durch. Derartiges Kiesmaterial ist daher immer abzulehnen. Filterkies enthält außerdem oft Feinmaterialanteile und Bruchstücke, die sich nachteilig bei der Brunnenentwicklung auswirken können. Problematisch sind auch die rauen und unebenen Oberflächen natürlicher Kieskörner, die bei den hierfür anfälligen Brunnen die Bildung von Verockerungen und anderen Inkrustationen begünstigen. Als Alternative bieten sich hier *Glaskugeln* an, die Größen von 0,25 bis 18 mm lieferbar sind. Allerdings sind die etwa 6fach höheren Materialkosten zu beachten. Die Wirtschaftlichkeit ist daher im Einzelfall zu prüfen, wobei hier neben dem geringeren Entsandungsaufwand und insbesondere die ggf. geringeren Regenerationszyklen zu wesentlichen Kosteneinsparungen führen können [29].

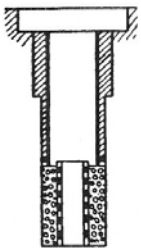


Abb. 3-40: Schema des Brunnenausbaus mit verlorenem Filterrohr

Im Allgemeinen sollte die Dicke der Filterkiesschicht auch wegen der oft nicht ganz zentrischen Lage der Filterrohre im Bohrloch mind. 100–150 mm gewählt werden. Allerdings können zu dicke Filterkiesschüttungen die Brunnenentwicklung behindern. Bei Brunnen im Festgestein und bei kleinen Wasserentnahmen aus einem Brunnen im Lockergestein genügt eine einfache Schüttung. Bei großen Entnahmen kann es zur Verminderung des Filterwiderstandes zweckmäßig sein, eine doppelte Filterkiesschüttung einzubringen. Zur Beobachtung des Wasserspiegels in der Filterkiesschüttung kann ein *Peilrohr* (meist DN 50) eingebaut werden. Dies hat den Vorteil, dass bei zunehmenden Differenzen zwischen den Wasserspiegeln im Brunnen und im Filterkies auf eine möglich Brunnenalterung geschlossen werden kann.

Filterkiesskörnung – Sie bemisst sich nach der Korngröße der durchbohrten Gesteinsschichten. Maßgebend ist dabei, dass die Kiesschüttung nur das gröbere Material zurückhalten soll, dagegen Feinsande beim Entsanden des

Brunnens herausgespült werden können. Dies ist zum einen wichtig, damit Sand nicht im Laufe des Betriebes in den Brunnen gelangt und zum anderen, damit der Porenraum im Nahbereich des Brunnens vergrößert wird (Bildung eine sog. Stützkorngerüstes). Die Korngröße soll etwa 4mal größer sein als die Schlitzweite der Filterrohre, die Korngröße einer äußeren Filterkiesschüttung sollte jeweils 1/4 der Korngröße einer inneren Schüttung sein. Nach DIN 4924 sind die in **Tab. 3-19** angegebenen Korngruppen mit den höchstzulässigen Massenanteilen von Unter- und Überkorn zu verwenden. Die Durchlässigkeit des Filterkieses ist umso größer und damit der Filterwiderstand umso kleiner, je gleichmäßiger die Filterkorngröße und je größer das Filterkorn ist. Filterkiese, die einen größeren Bereich der Sieblinie, wie z.B. die Korngruppe 3 bis 7 mm, umfassen, ähneln den Betonkieskörnungen, welche ein dichtes Gefüge anstreben, und sind daher ungeeignet. Sie sind auch deshalb ungeeignet, weil sich die einzelnen Korngruppen beim Einbringen leicht entmischen und ungleich lagern. Bei der Verwendung von einkörnigen Glaskugeln (s.o) tritt das Problem der Entmischung nicht auf.

Tab. 3-19: Korngruppen und höchstzulässiger Massenanteil an Unter- und Überkorn (nach DIN 4924)

Korngruppe mm	Höchstzulässiger Massenanteil	
	Unterkorn	Überkorn
0,4 bis 0,8		
0,71 bis 1,25	10 %	10 %
1,0 bis 2,0		
über 2,0 bis 3,15		
über 3,15 bis 5,6		
über 5,6 bis 8,0	12 %	15 %
über 8,0 bis 16,0		
über 16,0 bis 31,5		

In Festgesteinen, wo eine etwaige Feinsandführung in den wasserführenden Spalten und Klüften durch entsprechendes Entsandungspumpen beseitigt werden muss, können die größeren Korngruppen, meistens 5,6–8 mm und darüber, verwendet werden. Bei Lockergesteinen wird die Korngröße der Schüttung (bei doppelter Schüttung der Äußeren) in Abhängigkeit von der Sieblinie der wasserführenden Sedimente gewählt, und zwar derart, dass ein bestimmter Prozentsatz des Kornanteils der kleineren Korngrößen noch durch den Filterkies bewegt werden kann. Hierfür gibt es mehrere Methoden:

- Verfahren nach *Bieske* – Die Schüttkorngröße wird berechnet aus:

$$\text{Schüttkorngröße (mm)} = \text{Kennkorngröße (mm)} \cdot \text{Filterfaktor}$$

Als *Kennkorn* wird die Korngröße des Punktes bezeichnet, in dem die Kurve im oberen Teil ihre Steigung ändert. Die Verbindung der jeweiligen Kennkornpunkte charakteristischer Sieblinien wird Kennkornlinie genannt. **Abb. 3-41** enthält ein Beispiel. Da nach *Bieske* nur die Körnungen unter 10 mm von Bedeutung sind, wurde zunächst die Sieblinie A in Sieblinie A', Sieblinie B in B' umgerechnet. **Tab. 3-20** enthält die aus den Sieblinien die ermittelten Kennkorngrößen. Der *Filterfaktor* ist das Verhältnis zwischen dem engsten Durchgang der Kiesschüttung und der Schüttkorngröße. Dieser engste Durchgang muss kleiner sein, als das Korn des Lockergesteins, das noch zurückgehalten werden soll. Als Filterfaktor wird meist ein Wert von 4 oder 5 angesetzt. Im Beispiel wurde mit einem Filterfaktor 4 die entsprechende Schüttkorngröße berechnet. Die Korngruppe des Filterkieses wird schließlich so gewählt, dass die Schüttkorngröße innerhalb dieser liegt. Die Methode hat sich in der Praxis bewährt.

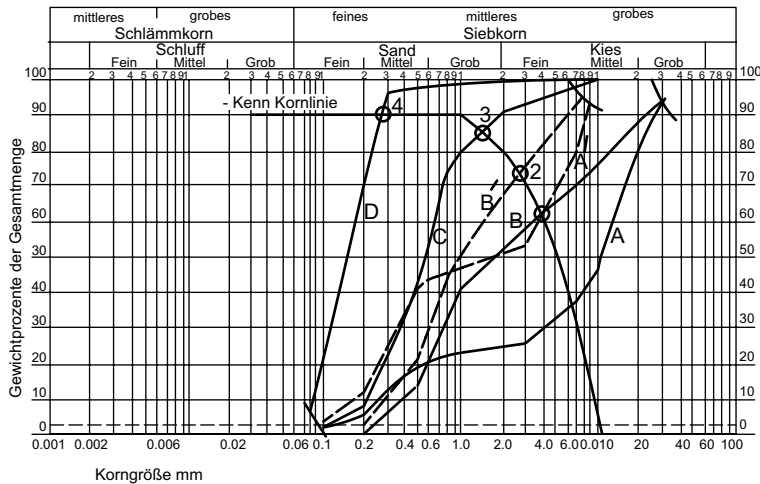


Abb. 3-41: Kennkornbestimmung nach Bieske und Beispiele von Sieblinien

Tab. 3-20: Beispiele zur Bestimmung der Filterkieskörnung aus Kennkorngrößen nach Abb. 3-41

Sieblinie	Herkunft	Kennkorngröße mm	Filterfaktor	Schüttkorngröße mm	Korngruppe mm
Sieblinie A' *	Donauquartär Marxheim	4,0	4	16,0	8/16
Sieblinie B' *	Mainquartär Marktstef	2,8	4	11,2	8/16
Sieblinie C	Tertiärkiessand Nabburg	1,5	4	6,0	5,6/8
Sieblinie D	Tertiärfeinsand Postau	0,28	4	1,12	1/2

* Der Anteil der Körnung unter 10 mm an dem Gesamtkornaufbau beträgt bei Sieblinie A 48%, bei Sieblinie B 76%

– Verfahren nach *DVGW W 113* – Der erforderliche Schüttkorndurchmesser wird berechnet aus:

$$D_S = d_g \cdot F_g$$

D_S = Schüttkorndurchmesser für Filtersand/-kies nach DIN 4924 in mm

d_g = maßgebender Korndurchmesser des Bodens in mm. Dieser wird als der Wendepunkt der Siebkurve im Bereich der größten Steigung definiert. Im Vergleich zum Verfahren von BIESKE ergeben sich meist etwas kleinere Korndurchmesser.

F_g = Filterfaktor. Im Gegensatz zum Verfahren nach Bieske ist hier der Ungleichförmigkeitsgrad $U = d_{60}/d_{10}$ maßgeblich. Es gilt $F_g = 5 + U$ für $1 < U < 5$ und $F_g = 10$ für $U \geq 5$

Das Verfahren führt in dem oben beschriebenen Beispiel zu ähnlichen Ergebnissen, außer bei der Sieblinie A'. Für derartige doppelt oder mehrfach gekrümmte Summenkurven sind im DVGW-Arbeitsblatt W 113 spezielle Auswertungsvorschläge enthalten.

Bei Lockergesteinen ist immer eine Siebanalyse der verschiedenen angetroffenen Bodenschichten durchzuführen. Die Bestimmung der Korngrößenverteilung ist in DIN 18123 beschrieben. Nach DVGW-Arbeitsblatt W 113 soll die Durchführung und Auswertung der Siebanalysen in Anlehnung an DIN 66165-1 und -2 erfolgen. Als Analysensiebe sind solche nach DIN ISO 3310-1 zu verwenden. Die sachgemäße Entnahme der Proben, die auch das feine und feinste Material der grundwasserführenden Schichten enthalten müssen, um wirklichkeitsnahe Werte zu erhalten, ist besonders wichtig. Das Ergebnis der Siebanalyse wird zweckmäßig in halblogarithmischem Maßstab (s. DIN 18123) dargestellt.

Einbau des Filterkieses – Beim Filterkies ist auf der Baustelle abgepackte Ware zu bevorzugen. Das Desinfizieren mit chlorhaltigen Desinfektionsmitteln sollte unter Berücksichtigung der Gefahrstoffverordnung und der möglichen Bildung von schädlichen Nebenprodukten (z. B. Trihalogenmethane) unterbleiben. Außerdem können Materialien, insbesondere Edelstahl angegriffen werden. Sollte eine Desinfektion unvermeidbar sein, sind zugelassene Stoffe (DVGW W 291) zu verwenden. Der Filterkies muss mit großer Sorgfalt eingebracht werden, am besten mit einem Schütttrichter oder bei tiefen Brunnen über ein Schüttrohr. Dabei ist die Sinkgeschwindigkeit zu beachten (z. B. bei 100 m Brunnentiefe ca. 12 min). Der Filterrohrstrang muss aufgehängt werden, da sonst die Druckspannung auf den Rohrstrang wirkt und diesen zerstören könnte. Gleichzeitig mit dem Einbringen des Filterkieses werden die Bohrrohre gezogen. Dabei muss sehr sorgfältig gearbeitet werden, damit weder die Bohrrohre zu hoch über den Filterkies gezogen werden, wodurch Nachfall und Verschmutzung des Filterkieses eintreten könnte, noch der Filterkies zu hoch zwischen Bohrrohr und Filterrohr geschüttet wird, da hierdurch die Gefahr besteht, dass beim Ziehen Verklebungen auftreten, wobei die Filterrohre infolge Reibung zum Teil mitgezogen werden und dadurch Beschädigungen auftreten. Die Höhe der Filterkieseinfüllung im Vergleich zur Unterkante Bohrrohr muss ständig überprüft werden. Beim Einbringen des Filterkieses muss durch kolbenartiges Bewegen des Wasserspiegels im Filterrohr erreicht werden, dass sich der Filterkies dicht lagert, da sonst die Gefahr besteht, dass beim Entsandungspumpen oder beim Pumpen im Betrieb ein plötzliches Nachsacken des Filterkieses eintritt, was zu ungleicher Belastung des Filterrohres und Nachfall von Boden in den Filterkies führen kann. Bei mehrfacher Ringschüttung wird das Einbringen der inneren Filterkiesschüttung erleichtert, wenn diese mittels Gewebekörben bereits über Tage an das Filterrohr befestigt wird. Bei Verwendung eines Sperrrohres wird der Filterkies durchgehend bis in den Brunnenkopf geschüttet. Nachträgliche Filtersetzungen können somit erkannt und nachgebessert werden (s. **Abb. 3-42**).

4. Sperrrohr und Abdichtung

Zum Schutz gegen Eindringen von Oberflächenwasser entlang der Bohrlochwand und im Bereich von Grundwasser hemmenden oder nicht leitenden Schichten muss eine Abdichtung eingebracht werden. Zur Oberfläche hin ist anzuraten, immer ein *Sperrrohr* einzubauen. Vorteil des Sperrrohres: Es kann Kies nachgeschüttet werden, eine spätere Sanierung oder Rückbau sind wesentlich einfacher. Die Tiefe des Sperrrohres richtet sich nach den hydrogeologischen Verhältnissen. Der Zwischenraum zwischen Sperrrohr und Bohrlochwand wird möglichst mit *Ton-Zement-Suspension* oder ggf. anderen Abdichtungsmaterialien auf Zementbasis abgedichtet. Das Sperrrohr dient somit als innere Schalung für die eigentliche Dichtung. Um zu verhindern, dass Abdichtungsmaterial den Filterkies zuschlammmt, wird am unteren Ende des Sperrrohres ein äußerer Flansch angebracht, auf den die Dichtung sich abstützen kann. Auch eine Fußzementation kann geeignet sein. Zwischenabdichtungen des Ringraums im Bereich von Vollrohrstrecken (v.a. bei gering durchlässigen Schichten) werden in der Regel direkt auf den Filterkies aufgebracht. Hier ist zuvor ein *Gegenfilter* aus Sand einzubauen. Dies soll abgestuft bis auf 0,4/0,7 mm als oberste Schicht erfolgen, wobei diese direkt aufgebracht werden kann, wenn die Filterkörnung 3,15/5,6 mm beträgt.

5. Brunnenkopf

Zum hygienisch einwandfreien Abschluss des Brunnens nach oben ist ein wasserdichter Brunnenkopf erforderlich. Bewährt hat sich die Ausführung nach **Abb. 3-42**, die DIN 4926 entspricht.

Die besteht im Wesentlichen aus dem *Brunnenkopffrohr* mit Flansch und angeschweißtem Mauerflansch zum Einbetonieren in die Sohle des Brunnenvorschachtes und dem *Brunnenkopfdeckel* mit Flansch. In diesem ist in der Mitte der Rohrstutzen eingeschweißt, an welchem unten die Pumpensteigleitung angehängt wird und oben die Rohrleitung des Schachtes anschließt. Der Rohrstutzen hat unten einen Vorschweißflansch und oben einen Bund mit drehbarem Flansch. Im Deckel sind wasserdichte Durchführungen für Kabel, eine verschließbare Öffnung für Wasserstandsmessungen, eine Be- und Entlüftung und 2 Kranösen erforderlich. Der Durchmesser des Brunnenkopfdeckels ist so zu bemessen, dass der Deckel noch durch die Montageöffnung des Brunnenvorschachtes ausgebaut werden kann. Der Deckelflansch wird an das Sperrrohr wasserdicht angeschweißt. Wenn ein GwSpiegel über

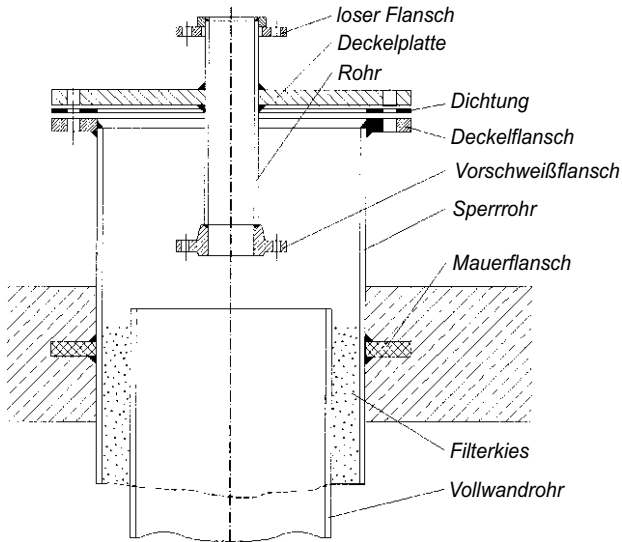


Abb. 3-42: Wasserdichter Brunnenkopf mit Abdichtung gegen das Sperrrohr

Brunnenkopfdeckel möglich ist, wird am Brunnenkopfrohr seitlich ein Abgangsstutzen mit Schieber angeordnet.

Durch diese Art des Abschlusses des Brunnens wird erreicht, dass Filter- und Aufsatzrohre nicht durch die U-Pumpe und Steigleitung belastet und erschüttert werden und dass der wasserdichte Abschluss vom Sperrrohr über Schachtsohle bis zum Brunnenkopfdeckel reicht. Der Brunnenkopf aus Stahl muss einen Korrosionsschutz erhalten, besser aus rostfreiem Stahl ausgeführt sein.

6. Fördereinrichtung (Pumpe und Steigleitung)

Für die Wasserförderung aus einem Brunnen wird heute fast immer die Unterwassermotorpumpe eingesetzt. Diese hängt an der Brunnensteigleitung, diese am Rohrstützen des Brunnenkopfdeckels. Damit die Pumpe genau mittig im Filterrohr hängt, werden an Pumpe und Steigleitung Zentriervorrichtungen angebracht. Für die Steigleitung DN 50 bis DN 200 werden Stahlrohre, korrosionsgeschützt oder aus rostfreiem Stahl mit Flanschverbindung (DIN 4927), Gewindeverbindung (DIN 4942) oder mit zugfester Steckmuffenverbindung (DIN 4945-1 und -2) verwendet. Im Betrieb muss ein schneller, leichter Ein- und Ausbau durch das Wasserwerkspersonal möglich sein. In den Flanschen sind meist Aussparungen für die Kabel angebracht. Vorteilhaft ist, wenn bei den Flanschdichtungen Gummilapen herausstehen, um zu verhindern, dass die Flanschen am Filterrohr scheuern. Für die Wahl der DN von Filterrohr und Steigleitung ist zu beachten, dass noch ein ausreichend großer Zwischenraum zwischen Filterrohr und Flansch der Steigleitung für den Wasserdurchfluss vorhanden ist. Zweckmäßig wird der Flanschdurchmesser nicht größer als der Pumpendurchmesser gewählt.

Die Pumpe soll immer in einer ausreichend bemessenen Vollrohrstrecke eingebaut werden. Der Einbau sollte möglichst oberhalb des obersten Filterrohrabschnitts erfolgen. Zwischen abgesenktem Wasserspiegel und Pumpeneinlauf ist ein ausreichender Wasserspiegel von mind. 1 m einzuhalten. Ebenso sollte der Abstand zur Oberkante der Filterrohrstrecke nicht weniger als 1 m betragen. Falls die Pumpe nicht im obersten Vollrohrabschnitt eingebaut werden kann, sind bereits bei der Planung Zwischenrohre (Vollrohre) im Filterabschnitt vorzusehen.

7. Abschlussbauwerk

Über jeden Brunnen ist ein Brunnenvorschacht anzuordnen, in welchem die Rohrleitungen, die Armaturen, die elektrische Anlage und die Messeinrichtungen untergebracht werden. Aus statischen Gründen ist ein kreisförmiger Querschnitt zweckmäßig, lichte Höhe mind. 2,00 m, lichter Durchmesser mind. 2,50 m, Ausführung in wasserundurchlässigem Stahlbeton, Schachtoberteil mit Wärmedäm-

mung. Sofern sich der Brunnenvorschacht im Überschwemmungsgebiet befindet, muss O. K. Schacht mind. 0,20 m über HHW₅₀₀ liegen und der Schacht auftriebssicher sein. Über dem Brunnenkopf ist die Montageöffnung, seitlich davon eine 2. Öffnung für den Zugang angeordnet. Aus Gründen des Korrosionsschutzes und des Objektschutzes empfiehlt sich die Ausführung der Schachtdeckel in rostfreiem Stahl. Die Einsteigleiter, Material wie vor, jedoch auch verzinkter Stahl, muss herausnehmbar sein. Eine Schachtbelüftung ist vorzusehen. Wenn die Schachtentwässerung in freiem Ablauf zu einem Vorfluter möglich ist, wird ein einwandfreier Abschluss gegen Rückstau und Eindringen von Tieren notwendig. Meist ist jedoch die Entwässerung mittels tragbarer Pumpen vorzusehen. Die Schachtinstallation besteht i. A. aus: Wasserzähler, Absperrarmatur, Rückflussverhinderer, selbsttätigem Be- und Entlüftungsventil, Manometer, Entnahmeverrichtung für Wasserproben, Messvorrichtung für den GwStand, den erforderlichen Rohrleitungen für elektrische Ausrüstung. Bei kleinen Anlagen, bei welchen kein gesondertes Maschinenhaus erforderlich ist, empfiehlt es sich, als Zugang zum Schacht ein kleines Einstieghaus mit Treppe anzuordnen, in welchem die elektrische Ausrüstung besser untergebracht und Arbeitsgeräte gelagert werden können. Die Montageöffnung über dem Brunnenkopf muss außerhalb dieses Einstieghäuschens liegen.

Neben dem oben beschriebenen Abschlussbauwerk sind weitere Bauweisen über und unter Gelände möglich. Neben Schächten aus Ortbeton sind Fertigteilschächte aus Beton sowie Fertigschächte z. B. aus Edelstahl, glasfaserverstärktem Kunststoff (GFK) möglich. Auf das DVGW-Arbeitsblatt W 122 wird hingewiesen. Eine Sonderform ist der oberirdische Brunnenkopf System „Brechtel“. Der Brunnenkopf besteht aus einem dichten Blindflanschanschluss des Brunnens, der in einer frostsicher gegründeten Betonplatte eingebaut ist. Alle Armaturen, Messgeräte, elektrische Teile usw. werden unter einer Abdeckung aus GFK mit isolierender Hartschaumschicht untergebracht. Die Einbauten sind durch Aufklappen oder Aufschieben des Gehäusedeckels zugänglich.

Bei der Kalkulation von Erdarbeiten für Baugruben, Brunnenvorschächte und Rohrleitungsanschlüsse sind die „Boden- und Felsklassen“ nach Pkt. 2.3 der DIN 18300 VOB/C – Erdarbeiten anzuwenden:

- Klasse 1 Oberboden
- Klasse 2 fließende Bodenarten
- Klasse 3 leicht lösbare Bodenarten
- Klasse 4 mittelschwer lösbare Bodenarten
- Klasse 5 schwer lösbare Bodenarten
- Klasse 6 leicht lösbarer Fels und vergleichbare Bodenarten
- Klasse 7 schwer lösbarer Fels

3.4.2.5.5 Klarpumpen und Entsanden

Beide Maßnahmen werden nach Fertigstellung des Brunnenausbaus durchgeführt und als *Entwickeln* des Brunnens bezeichnet.

1. Klarpumpen

Beim Klarpumpen des Brunnens wird der GwSpiegel allmählich bis zum Q des künftigen Brunnenbetriebs und möglichst etwas darüber abgesenkt. Beim Klarpumpen sollen die durch Bohr- und Brunnenausbauarbeiten eingetragenen Stoffe möglichst vollständig ausgetragen werden. In der Hauptsache handelt es sich dabei um Spülungsrückstände. Es erfolgt unmittelbar nach dem Abschluss des Brunnenausbaues und gibt eine Entscheidungsgrundlage dafür, in welchem Umfang weitere Entsandungsmaßnahmen notwendig sind. Beim Klarpumpen wird mit ca. ¼ des künftigen Betriebsförderstromes begonnen (Anfahren gegen den geschlossenen Schieber) und in Schritten bis zum künftigen Betriebsförderstrom hochgefahren. Das Klarpumpen wird beendet, wenn Fest- und Trübstoffe nur noch in geringen Mengen enthalten sind.

2. Entsanden

Das *Entsanden* hat die Aufgabe, eine Minimierung der Sandführung im laufenden Betrieb zu gewährleisten. Darüber hinaus soll im Lockergestein durch den Sandaustrag das wirksame Porenvolumen im näheren Anstrombereich des Brunnens erhöht und damit eine Leistungssteigerung des Brunnens

erreicht werden. Beim endgültigen Betrieb soll der Sandgehalt nach DVGW-Arbeitsblatt W 119 je nach Betriebsanforderung an den Brunnen folgende Richtwerte nicht überschreiten:

bei hohen	Anforderungen:	Sandgehalt unter 0,01	g/m^3
bei mittleren	Anforderungen:	Sandgehalt unter 0,1	g/m^3
bei niedrigen	Anforderungen:	Sandgehalt unter 0,3	g/m^3

- Hohe Anforderungen liegen vor, wenn Brunnen mit hoher Schalthäufigkeit gefahren werden und bzw. oder wenn der Betrieb der Versorgungsanlage bereits durch geringe Sandführung gestört wird.
- Mittlere Anforderungen liegen vor, wenn Brunnen mit geringer Schalthäufigkeit gefahren werden und größere Störungen durch die Restsandführung nicht zu erwarten sind.
- Niedrige Anforderungen liegen vor, wenn Brunnen annähernd gleichmäßig gefahren werden.

Der Restsandgehalt ist im Rahmen des Abnahmepumpversuchs am ausgebauten und entsandeten Brunnen nachzuweisen. Die Messung beginnt frühestens nachdem die Einflüsse des Pumpenanfahrens abgeklungen sind und ein gleichmäßiger Volumenstrom erreicht ist. Gemischtkörnige Bodenschichten mit großer Ungleichförmigkeit sind leichter zu entsanden als solche mit sehr gleichmäßigem Korn. Hier muss besonders sorgfältig die beim Entsandungspumpen entnommene Sandmenge gemessen werden, damit nicht durch zu starkes Entsandungspumpen zuviel Sand herausgepumpt wird, wodurch sonst Hohlräume und in der Folge das Einstürzen von Bodenschichten entstehen können.

2.1 Methoden zum Entsanden

– Entsanden durch Kolben des Brunnens

Beim Kolben wird eine Kolbenplatte im Filterrohr rd. 0,5–1,0 m auf- und abwärts bewegt. In der Kolbenplatte sind Ventilöffnungen angebracht, die sich bei der Aufwärtsbewegung schließen und bei der Abwärtsbewegung öffnen (siehe **Abb. 3-43**). Bei der Aufwärtsbewegung entsteht an der Kolbenunterseite eine große Saugkraft und damit eine Entsandungswirkung, gleichzeitig an der Oberseite eine Druckkraft durch die Filterschlitzte nach außen, wobei mögliche Kornbrücken zerstört werden. Die Kräfte sind umso größer, je schneller die Kolbenbewegung ausgeführt wird. Der mitgerissene Sand fällt zur Brunnensohle und muss abgepumpt werden. Kolbenplatte, Schwerstange usw. müssen Gummimanschetten erhalten zum Schutz gegen das Anschlagen an das Filterrohr. Das Verfahren ist vor allem bei grobem Lockergestein mit Feinsandanteil kleiner 20 %, auch bei Festgestein gut anwendbar, weniger bei gleichkörnigen Feinsanden, sowie bei Brunnen mit großem Durchmesser und geringer Tiefe. Das Kolben ermöglicht ein Entsanden ohne Wasserentnahme.

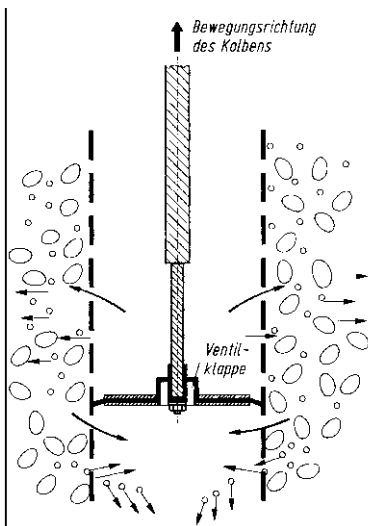


Abb. 3-43: Kolben zum Entsanden der Filterstrecke

– *Intermittierendes Abpumpen (Schocken)*

Der Brunnen wird mit möglichst hohem Förderstrom ca. 3-5 min abgepumpt, dann wird die Pumpe abgestellt und nach raschem Wiederanstieg des Wasserspiegels wieder eingeschaltet. Dies geschieht im fortlaufenden Wechsel.

– *Entsanden mit Wasserhochdruck*

Über rotierende Düsen, die auf und ab bewegt werden, wird mit sehr hohem Wasserdruck ein Wasserstrahl auf die Filterinnenwand gerichtet, gleichzeitig wird der Brunnen kontinuierlich abgepumpt.

– *Entsanden mit Entsandungsseihern*

Vorteilhaft ist hierbei, dass kein sandhaltiges Wasser mit der Unterwasserpumpe in Berührung kommt.

– *Abschnittsweises und abschnittsloses Entsanden*

Wenn bei den genannten Methoden der Filter auf der ganzen Länge beaufschlagt wird, spricht man vom abschnittslosen Entsanden. Beim abschnittsweisen Entsanden werden dagegen Filterabschnitte abgepackert. Damit wird eine bessere Entsandungswirkung erzielt.

2.2 Entsandungspumpen bei Brunnen im Lockergestein

2.2.1 Allgemeines – Bei Brunnen im Lockergestein muss zum Entsanden wegen der geringen Standfestigkeit des Bohrloches in der Regel der Brunnen mit Filterkies und Filterrohr ausgebaut sein.

Voraussetzung ist, dass das zu entsandende Unterkorn sowohl den Filterkies als auch das Filterrohr problemlos passieren kann. Sofern diese Voraussetzungen nicht erfüllt sind, so führt das Entsanden regelmäßig zur Kolmation des Brunnenfilters, was geringe Brunnenleistung und vorzeitige Alterung des Brunnens nach sich zieht. Zur Festlegung der Pumpenleistungen für das Entsandungspumpen und zum Vergleich der Wirkung des Entsandens auf die Brunnenergiebigkeit sollte vor Beginn des Entsandungspumpens der Brunnen bei voller Filterhöhe mit langsamer Steigerung der Entnahmemenge bis zum Erreichen einer Absenkung von 1/3 des Wasserstandes im Brunnen abgepumpt werden, die dabei erreichte max. Entnahmerate ist q_s . Die Dauer des Pumpens beträgt etwa 2 Stunden.

2.2.2 Abschnittsloses Entsandungspumpen – Dabei wird die gesamte Filterlänge beaufschlagt. Die Entsandungswirkung ist geringer als beim abschnittsweisen Entsandungspumpen; eine optimale Brunnenentwicklung kann damit in der Regel nicht erreicht werden.

2.2.3 Abschnittsweises Entsandungspumpen – Das abschnittsweise Entsanden besteht aus dem Vorentsanden und dem stoßweisen Abpumpen des Brunnens mit voller Leistung sowie dem Schocken der einzelnen Entsandungsabschnitte. Das abschnittsweise Entsandungspumpen ist notwendig, wenn bei dem Entsandungspumpen mit voller Filterstrecke keine Sandfreiheit erreicht und wenn besonderer Wert auf möglichst große Brunnenentnahme gelegt wird. Bei Bohrbrunnen geringer Tiefe in quartären Talauffüllungen ist das abschnittsweise Entsandungspumpen immer zweckmäßig.

Der Entsandungsabschnitt ist durch Gummimanschetten oberhalb und unterhalb zuverlässig dicht gegen das Filterrohr abzudichten. Der Entsandungsabschnitt soll etwa 1,0 m bis max. 3,0 m betragen, die Eintrittsöffnung der U-Pumpe soll in der Mitte des Abschnittes liegen.

Bei dem Vorentsanden wird mit einer Entnahme von $q_s/4$ begonnen, alle 10 min die Sandführung gemessen. Sobald die Sandführung kleiner als $20 \text{ cm}^3/10 \text{ Liter}$ ist, wird die Pumpenleistung auf $q_s/2$ gesteigert und ebenfalls so lange gepumpt, bis die Sandführung kleiner als $20 \text{ cm}^3/10 \text{ Liter}$ ist, dann in ähnlicher Weise mit $3/4 q_s$ gepumpt. Mit der vollen Entnahmerate q_s bzw. mit der maximalen Entnahmerate, die bei dem obersten Entsandungsabschnitt noch ohne Lufteinsaugen möglich ist, wird so lange gepumpt, bis die Sandführung kleiner als $5 \text{ cm}^3/10 \text{ Liter}$ ist.

Anschließend beginnt die Schockbelastung des Brunnens. Der Brunnen wird mit der Entnahmerate q_s bzw. der maximal möglichen Entnahmerate auf die Dauer von 3–5 min abgepumpt, dann die Pumpe abgestellt, bis der rasche Anstieg im Brunnen abgeklungen ist, und dies in fortlaufendem Wechsel. Die Probeentnahme zur Prüfung der Sandführung wird unmittelbar nach dem Einschalten der Pumpe vorgenommen. Das Entsanden des Abschnittes ist beendet, wenn die Werte der **Tab. 3-21** erreicht werden. Anschließend wird in gleicher Weise der nächste Abschnitt entsandet.

Nach Beendigung des abschnittsweisen Entsandens ist der Brunnen hinsichtlich Sandablagerung zu prüfen und etwaiger Sand durch geeignetes Pumpen zu entfernen.

Die Messergebnisse sind zu dokumentieren. Ein Muster für eine Aufschreibung in Tabellenform ist im Anhang zum DVGW-Arbeitsblatt W 119 enthalten. In den Aufzeichnungen und graphischen Dar-

stellungen der Ergiebigkeit des Bohrbrunnens sind die Messwerte vor und nach dem Entsanden einzu-tragen.

Die einwandfreie Prüfung der Sandführung des geförderten Wassers ist nur möglich bei Entnahme aus der vertikalen Brunnensteigleitung, wo in der turbulenten, vertikalen Strömung eine gleichmäßige Verteilung des mitgeführten Sandes zu erwarten ist. Als Entnahmeverrichtung hat sich ein am Krümmer der Brunnensteigleitung vertikal und mittig in die Steigleitung eingeführtes Rohr DN 40 oder 50 bewährt, das außerhalb des Krümmers horizontal abgewinkelt und mit einem Abschlussventil mit widerstandsfähigem Durchflussquerschnitt abgesperrt wird.

Für die Messung des Sandgehaltes werden 2 bis 3 Eimer mit je 10 Liter Inhalt benötigt und 3 bis 4 Messgläser als Spitzgläser von 2 bis 3 Liter Inhalt mit Messeinteilung derart, dass mit einer Genauigkeit von $0,1 \text{ cm}^3$ an der Spitze abgelesen werden kann. Zur Messung des Sandgehaltes werden am Entnahmehahn 10 Liter Wasser entnommen, der Sand im Eimer zum Absetzen gebracht, Dauer etwa 5 min, vorsichtig die überstehenden 8 Liter Wasser entfernt und die verbleibenden 2 Liter Wasser mit dem abgesetzten Sand in das Messglas geleert und der Sand hier zum Absetzen gebracht, Dauer etwa 5 min. An der Messeinteilung des Spitzglases wird der Sandanteil in cm^3 je 10 Liter abgelesen.

2.3 Entsandungspumpen bei Brunnen im Festgestein

Brunnen im Festgestein sind im allgemeinen wenig durch Sandführung gefährdet. Bei ausreichend standfesten Bohrlöchern ist das Entsanden bzw. Entwickeln am offenen Bohrloch möglich und auch sinnvoll. Wegen des noch fehlenden Ausbaus kann Sand besser ausgetragen und Klüfte besser freigespült werden. Im allgemeinen genügt ein kurzzeitiges, stoßweises Entsandungspumpen, nur in Ausnahmefällen entsprechend der geologischen Beurteilung wird hier ein abschnittsweises Entsanden notwendig sein. Das Entsandungspumpen wird derart begonnen, dass bei langsamer Steigerung der Entnahmerate die Brunnenergiebigkeit q_s bei etwa $1/3$ Absenkung des ursprünglichen Wasserstandes im Brunnen festgestellt wird. Die Zeitdauer hierfür ist mit etwa 2 Stunden anzusetzen.

Anschließend ist das eigentliche Entsandungspumpen durchzuführen. Der Brunnen ist hierbei mit der 2–3fachen Leistung q_s auf die Dauer von 5 bis 15 min zu belasten, anschließend folgt ein Stillstand des Brunnens möglichst bis der rasche Wiederanstieg im Brunnen abgeklungen ist. Diese Schockbelastung des Brunnens, d. h. der stetige Wechsel zwischen Abpumpen und Stillstand ist mehrere Stunden durchzuführen. Die Messergebnisse sind in einer Niederschrift einzutragen.

Das Ziel des Entsandungspumpens ist erreicht, wenn bei der Probeentnahme unmittelbar nach dem Einschalten der Pumpe die Werte der **Tab. 3-21** erreicht werden. Wird dieser Grenzwert in der vorerwähnten Zeit nicht erreicht, dann ist erforderlichenfalls ein abschnittsweises Entsandungspumpen durchzuführen.

2.4 Kriterien für den Abbruch des Entsandens (nach DVGW-Arbeitsblatt W 119)

- Die Werte der **Tab. 3-21** werden erreicht (Richtwerte!)
- Der geforderte Restsandgehalt wird nicht erreicht, jedoch ist bei Fortführung der Entsandung kein weiterer Fortschritt zu erwarten.
- Bei weiterem Entsanden sind Schäden am Bauwerk zu erwarten.

Tab. 3-21: Restsandgehalte beim Entsanden (nach DVGW-Arbeitsblatt W 119)

Anforderungen an den Brunnen	Feststoffgehalt beim Pumpen nach längerer Förderdauer	Feststoffgehalt kurz nach dem Einschalten der Pumpe beim Schocken*
Hoch	$0,1 \text{ ml/m}^3$	$1,0 \text{ ml/m}^3$
Mittel	$1,0 \text{ ml/m}^3$	$10,0 \text{ ml/m}^3$
Gering	$2,0 \text{ ml/m}^3$	$20,0 \text{ ml/m}^3$

* dabei ist die 5-fache Anströmungsgeschwindigkeit erwünscht

3. Erlaubnis

Beim Entsanden entstehen durch die GwEntnahme und das Einleiten von Grundwasser wasserrechtliche Tatbestände. Die Einholung der Erlaubnis ist zweckmäßigerweise mit der für den Pumpversuch zu kombinieren.

3.4.2.5.6 Pumpversuche

1. Allgemein

Die Anforderungen zur Durchführung von Pumpversuchen, sowie die daraus abzuleitenden Berechnungen und Auswertungen sind in den Abschnitten 3.3.1.3.2 bereits beschrieben. Nachfolgend werden die Pumpversuche näher erläutert, die beim Neubau eines Brunnens wichtig sind.

2. Vor- und Zwischenpumpversuche

Sie testen im provisorisch ausgebauten Brunnen die Ergiebigkeit und die hydrochemische Beschaffenheit des Wassers. Darüber hinaus geben sie Hinweise zum Aufbau des GwLeiters (geohydraulische Randbedingungen und GwStockwerkstrennungen). Bei Bohrungen im Festgestein mit unterschiedlichen Zuläufen aus verschiedenen Klüften sind oft mehrere Zwischenpumpversuche notwendig, um die Ergiebigkeit und die chemische Zusammensetzung des geförderten Grundwassers möglichst genau zu erkunden. Auf Grund der Ergebnisse können die Brunnenausbaudaten (Ausbautiefe, Filter- und Vollrohre) endgültig festgelegt werden.

3. Hauptpumpversuch am Einzelbrunnen (Leistungspumpversuch)

3.1 Ermitteln der Wasserandrangkurve (Leistungskurve)

Der Hauptpumpversuch wird am fertig ausgebauten Brunnen durchgeführt und dient damit zur Feststellung der Ergiebigkeit, d.h. dem Verhältnis Entnahme zu Absenkung, und der brunnentechnisch möglichen größten Entnahme im Dauerbetrieb sowie der chemischen Wasserbeschaffenheit im Betriebszustand. Es ist unerlässlich, dass mit mehreren Entnahmeraten jeweils bis zum Beharrungszustand des Wasserspiegels gepumpt wird, um die Ergiebigkeitskurve, d.h. das Verhältnis von Absenkung zur Entnahme, festzustellen (Wasserandrangkurve, Leistungskurve), siehe hierzu die Ausführungen im Abschnitt 3.3.1.5.2. Anhand dieser Kurve wird die mögliche Betriebsentnahme festgelegt. Bei dieser soll der Wasserspiegel im Brunnen bei niedrigstem Stand höchstens um 1/3 abgesenkt werden. Ein steiles Abfallen der Ergiebigkeitskurve deutet auf Überschreiten des Brunnenfassungsvermögens hin. Ein Betriebspunkt in diesem Bereich ist wegen der Überbeanspruchung und der unwirtschaftlichen Förderung (große Zunahme der Förderhöhe bei geringer Förderstromsteigerung) zu vermeiden.

3.2 Dauer des Pumpversuchs

Der Hauptpumpversuch ist im Allgemeinen mit mindestens $5 \cdot 24 = 120$ Stunden Dauer, in besonderen Fällen auch länger, durchzuführen. Für jeden Betriebspunkt des PV soll mindestens ein Beharrungszustand des abgesenkten Wasserspiegels auf die Dauer von 12 Stunden erreicht werden. Ein PV kann noch ausreichend beurteilt werden, wenn nach 120 Stunden Dauer ein quasi-stationärer Zustand erreicht ist und die Absenkung innerhalb 24 Stunden höchstens wenige cm beträgt. Bei niedrigen Beanspruchungen des Brunnens lohnt sich i. A. der Kostenaufwand für die Verlängerung des PV nicht.

3.3 Messungen und Untersuchungen

Die notwendigen Anforderungen an Mess- und Untersuchungsprogramme sind im Abschnitt 3.3.1.5.2 dargestellt.

3.4 Schlussbericht zum Pumpversuch

Die Ergebnisse des Pumpversuches sind wesentlich für den späteren Betrieb des Brunnens und das folgende wasserrechtliche Verfahren. Sie sind in Form eines Erläuterungsberichtes und zeichnerischer Darstellungen festzuhalten. Im Erläuterungsbericht sind vor allem folgende Themen zu behandeln:

- Beschreibung des Brunnengeländes und aller für die Beurteilung des Pumpversuches relevanten Anlagen und Gewässer, insbesondere Brunnen, Quellen, Oberflächengewässer, GwMessstellen
- Beschreibung des ggf. errichteten Messnetzes
- Beschreibung des Brunnenausbaus

- Beschreibung des gewählten Pumpversuches nach Aufgabenstellung, technischer Ausführung und zeitlichem Ablauf
- Beschreibung der chemisch-physikalischen und mikrobiologischen Probenahmen und Darstellung der Ergebnisse.

Die Ergebnisse des Pumpversuches sind ausführlich zu erläutern und zu werten. Der Brunnenausbau sowie die Pumpversuchsergebnisse sind in Plänen und Grafiken festzuhalten. In der Regel sind dies:

- Lageplan mit Brunnen und allen für die Beurteilung relevanten Messstellen
- Brunnenausbauplan mit geologischem Profil
- Grafische Darstellung der Pumpversuchsergebnisse
- Grafische Darstellung aller Messergebnisse an Gw- und Oberflächenwassermessstellen, die im Zuge des Pumpversuches gemessen wurden.

3.4.2.5.7 Überwachung der Bohrung

Der Brunnenausbau und die Pumpversuche sind durch eine örtliche Bauaufsicht für den Auftraggeber zu überwachen. Vor Beginn der Bohrung ist der Bohrfirma der Bohrpunkt genau anzugeben. Bei Verschieben des Bohrpunktes, z. B. wegen Schwierigkeit im Erwerb und Benützen der Grundstücke müssen jeweils die hydrogeologischen Verhältnisse, insbesondere auch die Möglichkeit des Einrichtens der erforderlichen Schutzgebiete neu geprüft werden. Über den Verlauf der Bohrung sind wöchentlich von der Bohrfirma Bohrberichte abzugeben, die Proben der erbohrten Gesteinsschichten sind in geeigneten Kästchen aufzubewahren. Bei jedem Gesteinswechsel, mindestens jedoch alle 5 m, sind Proben zu entnehmen. Die Bohrproben sind in den Kästchen zur Beweissicherung an Ort und Stelle aufzubewahren. Bei wasserführendem Sand und Kies sind Siebanalysen nach DIN 18 123 anzufertigen und zeichnerisch darzustellen, ebenso ein Schichtenverzeichnis nach DIN 14688-1 (Boden) bzw. 14689-1 (Fels). Entsprechend den Bohrberichten, Einsichtnahme der Gesteinsproben und Einordnen in die entsprechende geologische Formation wird der Fortgang der Bohrarbeiten, die Durchführung von PV und der Brunnenausbau bestimmt.

Nach Durchführung des Abschlusspumpversuchs ist der ordnungsgemäße Ausbau des Brunnens mittels Fernsehkamera zu überprüfen. Hierbei können nicht nur Fehler im Material der Filter- und Aufsatzrohre sowie Einbaufehler an den Rohrverbindungen, sondern auch richtige Einbauhöhen und -längen der Filter- und Aufsatzrohre festgestellt werden.

Wenn möglich, ist sofort im Anschluss an die Brunnenausbauarbeiten das Brunnensabschlussbauwerk zu erstellen. Andernfalls sind entsprechende Vorkehrungen gegen Beschädigung und Verunreinigung des Bohrbrunnens zu treffen.

3.4.2.5.8 Dokumentation und Abnahme

Nach Fertigstellung des Brunnens und Auswertung des Pumpversuches sind die Ergebnisse zu dokumentieren. Hierzu gehören:

- Schlussbericht zum Pumpversuch mit zeichnerischen Darstellungen
- Fotodokumentation zum Nachweis des ordnungsgemäßen Ausbaus
- Hydrogeologisches Schlussgutachten mit Angaben zu Dauer- und Höchstentnahmeraten sowie zur Schützbarkeit
- Angaben für notwendige Beweissicherungsmaßnahmen im Zuge des anschließenden wasserrechtlichen Verfahrens

Die Dokumentation ist Voraussetzung für die Abnahme des Brunnens. Hierzu wird auf die Abschnitte 11.9.3 Bauausführung von Brunnenbohrungen, 11.9.3.3 Schlussbericht und 11.9.4.6 Abnahme hingewiesen.

3.4.2.6 Großvertikalfilterbrunnen

Als Sonderform eines Vertikalfilterbrunnens ist der Großvertikalfilterbrunnen nach INGERLE zu bezeichnen [30]. Von der Geländeoberfläche aus werden mehrere Vertikalbohrungen mit großem Durchmesser abgeteuft, die sich segmentartig überschneiden (s. Abb. 3-44). Eine der Bohrungen wird dann wie ein Vertikalbrunnen ausgebaut.

Ein Großvertikalfilterbrunnen ist zweckmäßig und auch wirtschaftlich bei

- geringmächtigem, flächenhaft ausgedehntem Porengrundwasserleiter,
- relativ geringem Flurabstand,
- mäßiger Durchlässigkeit.

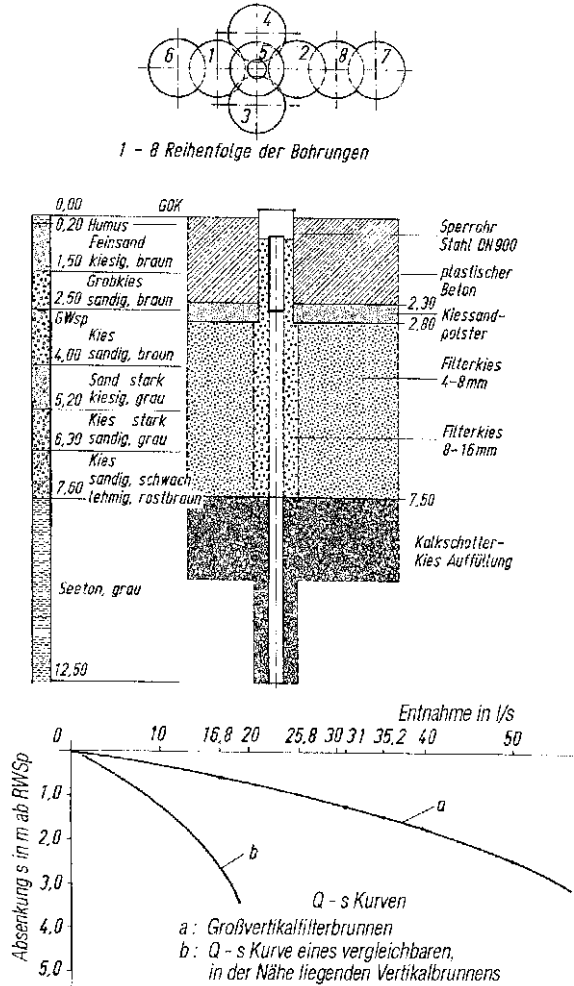


Abb. 3-44: Großvertikalfilterbrunnen der Marktgemeinde Neubauern

3.4.2.7 Brunnenreihen

Die Anordnung mehrerer Brunnen ist notwendig, wenn die Ergiebigkeit eines Brunnens nicht ausreicht und die GwNeubildung zusätzliche Entnahmen gestatten. Es ist besser, mit zwei Brunnen möglichst gleichmäßige Entnahmeleistungen zu fahren, als aus vermeintlichen Ersparnisgründen einen einzigen Brunnen übermäßig und mit wiederkehrenden hohen Leistungsschwankungen zu beanspruchen und damit eine schnelle Brunnenalterung zu provozieren. Bei größeren Anlagen ist es zudem immer ratsam, einen Reservebrunnen mit zu erstellen. Aus Gründen der Versorgungssicherheit ist es des Weiteren zu empfehlen, die Anlage so auszulegen, dass der Ausfall eines Brunnens durch einen anderen kompensiert werden kann (2. Standbein).

Grundsätzlich sind Brunnen senkrecht zur GwFließrichtung anzuordnen. Eine flächenmäßige Anordnung kann sinnvoll sein, wenn der GwLeiter als GwSpeicher mit genutzt oder die GwAbsenkung vergleichmäßig werden soll. Bei einer gegebenen GwBreite und gegebener Entnahme vermindert eine größere Zahl von Brunnen die GwAbsenkung in den Brunnen. Bei geringerer Absenkung steht eine größere Filteranströmfläche zur Verfügung, dadurch wird die Anströmgeschwindigkeit verringert und Anströmspitzen werden vermieden (s. **Abb. 3-24**). Ist der gegenseitige Brunnenabstand kleiner als es der Entnahmebreite eines Brunnens entspricht, tritt durch die gegenseitige Beeinflussung eine Mehrabsenkung ein. Ein Zusammenrücken der Brunnen kann aber u.U. die Baukosten verringern oder aufgrund örtlicher Zwangspunkte unvermeidbar sein. Letztlich muss eine hydraulisch optimale Entnahmeverteilung auf die einzelnen Brunnen gefunden werden, wozu GwModelle sehr hilfreich sind.

Auch Grundstücksfragen sowie die Bau- und Betriebskosten sind mit ausschlaggebend, wie viele Brunnen und mit welchen Abständen sie ausgeführt werden. Ein Mittelweg wäre z. B. die Brunnenabstände so zu wählen, dass die Entnahmebereiche bei mittleren Brunnenentnahmen sich gerade berühren, bei größerer Entnahme eine gegenseitige Beeinflussung in Kauf genommen wird. In jedem Fall dürfen aber die zulässige Absenkung und das Brunnenfassungsvermögen nicht überschritten werden.

Wenn eine Uferfiltration mit ausgenutzt werden soll, wird die Brunnenreihe zweckmäßig etwa parallel zum Ufer des infiltrierenden Oberflächengewässers angeordnet. Bei Trinkwasserbrunnen ist dabei aus hygienischen Gründen sicherzustellen, dass das Uferfiltrat mindestens eine Fließzeit von 50 Tagen im Untergrund aufweist und je nach Anteil des Uferfiltrats und der Oberflächenwasserbeschaffenheit keine nachteiligen Auswirkungen auf die Rohwasserqualität des geförderten Wassers zu erwarten sind.

Bei Brunnenreihen sind für jeden Brunnen Einzelpumpversuche und gemeinsam für alle Brunnen ein Sammelpumpversuch durchzuführen. Die Zeitdauer beim Abnahme-PV des Einzelbrunnens ist so zu wählen, dass mindestens bei der gewählten Betriebsentnahme des Einzelbrunnens ein Beharrungszustand des abgesenkten Wasserspiegels erreicht wird. Bei den Einzel-PV ist jeweils auch die Absenkung an den benachbarten Brunnen oder dort gelegenen GwMessstellen zu messen. Der Sammel-PV wird mit der vorgesehenen Betriebsentnahme durchgeführt. Er muss so lange dauern, bis etwa ein stationärer Zustand des abgesenkten GwSpiegels erreicht ist, meist erst nach einigen Tagen. Bei sehr großen Entnahmen, bei welchen eine weitreichende Beeinflussung von Dritten zu erwarten ist, sind oft Groß-PV (Dauer-PV) mit einer Dauer von 4 Wochen und mehr in den Monaten mit den niedrigsten GwStänden erforderlich. Solche Groß-PV können aus Kostengründen oft erst dann durchgeführt werden, wenn das geförderte Wasser in das Rohrnetz abgegeben werden kann.

3.4.2.8 Horizontalfilterbrunnen

Horizontalfilterbrunnen (Hori-Br) sind liegende Fassungen mit im Wesentlichen horizontal verlaufenden Filterrohren, die meist sternförmig von einem zentralen Schacht ausgehen. Sie werden vor allem in Lockergesteinen bei geringer GwMächtigkeit und zur Gewinnung großer Wassermengen in ergiebigen Gw Leitern eingesetzt. Wegen der hohen Kosten sind Hori-Br im allgemeinen nur bei Erschließung größerer Entnahmen und nicht zu großer Tiefe (30–40 m) wirtschaftlich, doch sind in besonderen Fällen auch schon Brunnen mit Tiefen über 50 m ausgeführt worden. Die besonderen Vorteile

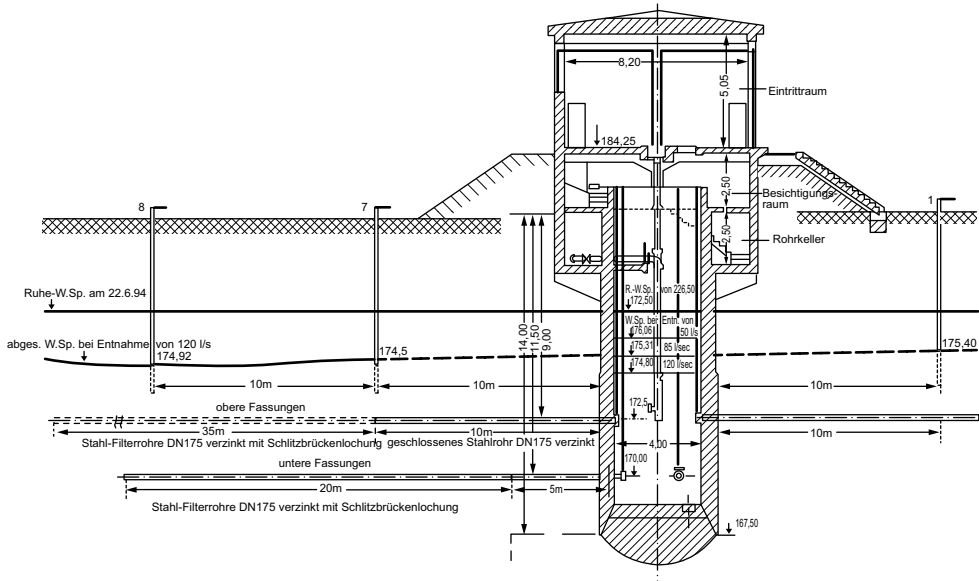


Abb. 3-45: Horizontalfilterbrunnen Markstefl/Main, Bayern

liegen darin, dass die Wasserentnahme in die Gesteinsschicht mit der größten Durchlässigkeit (k_f -Wert) gelegt werden kann, für die Wasserentnahme durch entsprechende Anzahl von Vortrieben eine große Filtereintrittsfläche und damit ein großes Fassungsvermögen zur Verfügung steht sowie die Entnahmeeinrichtungen auf ein Bauwerk vereinigt werden können und damit leicht zugänglich werden. Der zentrale Schacht von 2-5 m Durchmesser wird entweder in hochwertigem Ort beton oder aus Betonfertigteilen hergestellt. Zu beachten ist, dass sich die Absenkung des GwSpiegels im Schacht zusammensetzt aus der Absenkung des GwSpiegels außerhalb des Schachtes, dem Druckverlust für den Wassereintritt in das Filterrohr, dem beträchtlichen Druckverlust für das Fließen im Filterrohr und dem Druckverlust des Absperrorgans des Filterrohrs. Im Mittel ist bei gleichgroßer Absenkung die Wasserentnahme aus einem HoriBr etwa 2,5- bis 4mal größer als die aus einem vertikalen Bohrbrunnen mit DN 600. Beispiel eines ausgeführten Horizontalfilterbrunnens siehe **Abb. 3-45**.

Je nach Herstellung ist zu unterscheiden zwischen HoriBr, die im *verrohrten Vortriebsverfahren* oder mit *verlaufsgesteuertem Spülbohrverfahren* errichtet wurden.

1. Verrohrte Vortriebsverfahren

Die Bohrungen werden i.A. unterhalb des GwSpiegels von einem vorher erstellten Schachtbauwerk aus vorgetrieben. Am Bohrkopf wird das Bohrgut über ein Spülgestänge gelöst und über ein Fördergestänge entfernt. Beim Einbau der Filterrohre unterscheidet man folgende Verfahren:

– Ranney-Verfahren

Beim ältesten Verfahren zur Herstellung von Hori-Br werden die Filterrohre direkt als Bohrröhre vorgetrieben. Diese müssen aufgrund der großen Belastung entsprechende Stärken aufweisen und zum Aufbau eines Stützfilterkörpers in ihrer Schlitzweite auf die Körnung der durchbohrten Schicht abgestimmt sein. Daher ist durch zuvor abgeteufte Erkundungsbohrungen der Bodenaufbau genau zu bestimmen. Weil konstruktionsbedingt Schlitzweiten von mind. 4-6 mm erforderlich sind, eignet sich das Verfahren nur in entsprechend grobkörnigen Schichten.

– Fehlmann-Verfahren

Hier werden starkwandige Bohrröhre zum Vortrieb genutzt, die nach Einbau von Filterrohren wieder gezogen werden. Der Einbau von Filterkies erfolgt nicht, es wird ein Stützfilterkörper auf-

gebaut, wobei die gleichen Voraussetzungen wie bei Ranney-Verfahren gelten. Beim Einbau der Filterrohre und Ziehen der Bohrröhre darf, außer über die Zentriereinrichtungen, kein Kontakt zwischen beiden bestehen.

– *Preussag-Verfahren*

Bei diesem Verfahren wird mit wesentlich größeren Bohrdurchmessern gebohrt und mittels eines Kieseinspülgestänges ein auf das Kennkorn des GwLeiters abgestimmter Filterkies eingebracht (*Preussag-Kiesmantelbrunnen*). Das Verfahren eignet sich auch für feinkörnige Sedimente. Wegen der hohen axialen Druckbelastung kommen vor allem Schlitzbrückenfilterrohre aus Edelstahl, ggf. auch verstärkte Wickeldrahtfilterrohre in Frage.

2. *Verlaufsgesteuertes Spülbohrverfahren*

Die Bohrungen werden mit Bohranlagen von der Oberfläche (Startgrube) aus bis zu der Tiefe der zu erschließenden Schicht und wieder zurück an die Oberfläche (Zielgrube) geführt. Auch Sackbohrungen sind möglich. Die Bohrungen werden nach einer verlaufsgesteuerten Pilotbohrung aufgeweitet, wobei durch Verwenden eines Überwaschrohres, das wieder gezogen wird, auch Filterrohre eingebaut werden können. Die Bohrung selbst wird als Spülbohrung mit entsprechenden Spülungszusätzen ausgeführt. Das Verfahren hat den Vorteil, dass der Verlauf der Bohrtrasse an die individuellen hydrogeologischen Verhältnisse angepasst werden kann und die Bohrung nicht von einem Schacht aus im Grundwasser erfolgen muss. Es ist aber auch möglich, das Schachtbauwerk zuerst zu errichten, mit Hilfe der Steuertechnik gezielt anzusteuern, zu durchhörern und mit dem Filterrohrstrang zu verbinden.

Weitere Details, insbesondere zur Bemessung von Horizontalfilterbrunnen, sind dem DVGW-Arbeitsblatt W 128 zu entnehmen.

3.4.2.9 Betrieb

Obwohl Störungen der Brunnenanlagen zum Ausfall der gesamten Wasserversorgungsanlage führen können, wird deren Betrieb häufig eine zu geringe Bedeutung beigemessen. Gerade im Hinblick auf die Lebensdauer eines Brunnens sind entsprechende Überwachungen, Funktionskontrollen und Werterhaltungsmaßnahmen unabdingbar.

Beim Betrieb sind der wasserrechtliche Genehmigungsbescheid (Erlaubnis, Bewilligung) mit seinen Nebenbestimmungen (Auflagen und Bedingungen) zu beachten. Diese können vor allem Beschränkungen (z. B. max. Absenkungen), technische Überwachungsauflagen (z. B. Messung der Entnahmemengen, der Betriebs- und Ruhewasserspiegel) oder Erfordernisse der Beweissicherung (z. B. Betrieb eines GwMessnetzes) umfassen. Daneben bestehen in vielen Bundesländern Verordnungen zur Eigenüberwachung und Verpflichtungen zur Übermittlung von Daten an Behörden. Durchzuführende Wasseranalysen richten sich nach der TrinkwV und ggf. Bescheiden der Gesundheitsbehörden. Neben den rechtlichen Erfordernissen ergeben sich weitere Anforderungen, um zur Werterhaltung und zur Sicherung des Brunnenstandortes beizutragen:

- *Sichtprüfung* – hierunter fällt zum einen die regelmäßige, mind. wöchentliche, bei besonderen Vorkommnissen (z. B. Sturm) anlassbezogene Kontrolle des Fassungsbereichs (v.a. Zaun, Schließanlagen, Veränderungen der Geländeoberfläche, die auf Setzungen hindeuten können). Zum anderen ist das Abschlussbauwerk zu überwachen (v.a. Schließanlagen, Korrosion, Sauberkeit, Belagbildung, Feuchtigkeit).
- *Prüfung des Brunnenausbaus und der Brunneneinbauten* – hierfür bieten sich Pumpenwechsel an. Mittels Kamerabefahrung kann den Zustand des Brunnenausbaus (v.a. Undichtigkeiten, Beläge, Risse, Korrosion, Ablösungen, Eindringen von Filterkies) im Bereich der Filter- und Vollrohrstrecken sowie der Muffen festgestellt werden. Im ausgebauten Zustand sind dann auch alle Einbauten (U-Pumpe, Steigleitungen, Kabel, Messgeräte) auf sichtbare Schäden, Korrosion, Risse usw. zu überprüfen. Bei der U-Pumpe ist besonderes Augenmerk auf Ablagerungen im Bereich des Einlaufsiebs und Beschädigungen zu richten. Jetzt ist zudem der richtige Zeitpunkt für eine Tiefenlotung.

- *Funktionsprüfung des Brunnens* – diese Maßnahme gilt für den laufenden Betrieb. Hierzu zählt die regelmäßige Messung des Wasserspiegels in Ruhe und in Betrieb. Um Verschlechterungen der Brunnenergiebigkeit feststellen zu können, ist der abgesenkte Wasserspiegel im Brunnen (und im Filterkies-Peilorhr, falls vorhanden) möglichst immer unter annähernd vergleichbaren Bedingungen zu messen, d. h. gleichbleibende Pumpenleistung, gleicher Messzeitpunkt z. B. 1 Stunde nach Inbetriebnahme oder kurz vor Abschalten der Pumpe, wenn diese vorher ausreichend lange in Betrieb war (Beharrung). In jedem Fall sind diese Daten bei der Wasserstandsmessung mit zu dokumentieren. Des Weiteren sollte regelmäßig der Füllstand des Filterkieses überprüft werden (wenn Brunnen mit Sperrrohr ausgeführt).
- *Funktionskontrolle der Brunneneinbauten* – dies umfasst die Armaturen (z. B. Dichtheit der Absperrarmatur), Messgeräte (u.a. Wasserzähler, IDM, Druckmesssonden sind mit Handmessung (Lichtlot) zu überprüfen) und die Pumpe (Vergleich Volumenstrom, Druck, Stromaufnahme mit den Einbauwerten).
- *Wasseranalysen* – neben den gesetzlichen Vorgaben sind im Rahmen der Eigenüberwachung bei Bedarf ergänzende Wasseranalysen durchzuführen. Werden bei Messungen im Rohwasser des Brunnens Überschreitungen der Grenzwerte der TrinkwV festgestellt, sind umgehend das zuständige Gesundheitsamt sowie die zuständige Wasserrechtsbehörde einzuschalten (sofern dies nicht bereits bekannt ist, eine entsprechende Aufbereitung betrieben und das abgegebene Wasser nach TrinkwV bereits regelmäßig überwacht wird). Auch Messungen in *Vorfeldmessstellen* können frühzeitig Hinweise auf mögliche zu erwartende Belastungen im Brunnen geben. Zu Planung und Betrieb von Messnetzen zur Überwachung der Grundwasserbeschaffenheit in Wassergewinnungsgebieten siehe auch DVGW-Arbeitsblatt W 108.
- *Überwachungsplan* – Darin werden alle Arbeiten und Messungen, die im laufenden Betrieb durchzuführen sind, im entsprechenden Turnus bzw. zu vorgegebenen Stichtagen, aufgeführt.
- *Betriebsdatenerfassung* – Die gewonnenen Betriebsdaten (v. a. Wasserspiegelmessungen, Volumenstrom, Betriebszeiten, Wasseranalysen) sind auf Plausibilität zu prüfen und in einem Betriebshandbuch oder in Datenbanken sorgfältig und dauerhaft sicher zu dokumentieren. In einigen Bundesländern besteht die Verpflichtung zur digitalen Übermittlung bestimmter Daten an die zuständigen Behörden. Eigene Datenbanksysteme sollten über entsprechende Schnittstellen verfügen, um diese Berichtspflichten zu vereinfachen.
- *Brunnenakte* – alle Bestandsdaten (z. B. Bohr- und Ausbauplan, Pumpendaten, Bescheide) sind hier zu dokumentieren und sicher aufzubewahren.

Weitere Einzelheiten zur Bewirtschaftung und zur Betriebsführung von Brunnen sind dem DVGW-Arbeitsblatt W 125 zu entnehmen.

3.4.2.10 Leistungsrückgang

Häufig tritt bei bestehenden Brunnen mit zunehmender Betriebszeit ein Leistungsrückgang ein. Dieser kann durch Änderung der hydrologischen Verhältnisse, aber auch durch die sogenannte *Brunnenalterung* verursacht sein. Vor allem durch ein häufiges Absenken des GwSpiegels in den Bereich des Filterrohres wird Sauerstoff eingetragen und initiiert chemische Ausfällreaktionen. Auch die Verfilterung in Bereichen mit unterschiedlichen Wasserchemismen kann zu Ausfällungen und Korrosion führen.

Infolge physikalischer, chemischer und biologischer Vorgänge können Filterschlitzte, der Porenraum des Filterkieses und der angrenzende GwLeiter regelrecht zuwachsen. Dadurch wird in vielen Fällen ein erheblicher Leistungsrückgang ausgelöst.

Um festzustellen, ob die Ursache des Leistungsrückgangs eines Brunnens in einer Änderung der hydrologischen Verhältnisse liegt, ist immer zunächst die Lage des Ruhewasserspiegels im Vergleich zu den Verhältnissen beim Hauptpumpversuch zu prüfen. Eine tiefere Lage des RWSp verursacht eine Verminderung der Ergiebigkeit, d.h. eine größere Absenkung des WSp bei gleicher Entnahme, entsprechend den hydraulischen Gesetzen, und eine Verminderung der Wasserförderung bei den

U-Pumpen entsprechend der Pumpenkennlinie. Die tiefere Lage des GwSpiegels kann verursacht sein durch natürliche Schwankungen (Trockenjahre) oder durch Überbeanspruchung infolge größerer Entnahme, als es der natürlichen GwErneuerung entspricht. Durch Vergleich von Betriebsmessungen mit dem Hauptpumpversuch ist festzustellen, ob eine Änderung der Wasserandrangkurve (Zunahme des Durchflusswiderstandes) eingetreten ist. Sofern die Wasserandrangkurve gleich geblieben ist, wird die ursprüngliche Brunnenleistung wieder erreicht, wenn die ursprüngliche Höhenlage des GwSpiegels wieder hergestellt wird. Dies kann durch entsprechende Verringerung der Entnahmemenge erreicht werden, wenn dadurch eine ursächliche Überbeanspruchung der GwDargebotes beseitigt wird.

Anders liegen die Verhältnisse, wenn der Ruhewasserspiegel gleichgeblieben ist, wobei hier beachtet werden muss, dass sich der GwSpiegel nach Abschalten der Pumpe erst über einen längeren Zeitraum vollständig erholt. Wenn hier eine größere Absenkung des Wasserspiegels bei gleicher Entnahme wie beim PV auftritt, ist dies ein Zeichen für die Zunahme des Durchflusswiderstandes. Ursachen für Brunnenalterung können sein:

- *Verockerung* – Diese häufigste Form der Brunnenalterung findet sich bei Grundwasser, das zweiwertiges Eisen- und Mangan enthält (Eisenkonzentration von $> 1,6 \text{ mg/l}$ im ruhenden Wasser und $> 0,2 \text{ mg/l}$ im bewegten Wasser). Dies ist vor allem dort zu erwarten, wo organische Sedimente (z. B. Torf, Kohle) im Einzugsgebiet vorhanden sind und sauerstoffzehrende Prozesse auftreten (reduzierte Wässer). Bei der *chemischen Verockerung* findet durch Sauerstoffzutritt eine Oxidation zu schwer löslichen dreiwertigen Eisen- und vierwertigen Manganverbindungen statt. Dies kann vor allem auftreten, wenn der Wasserspiegel bis in den Filterbereich abgesenkt wird. Die *biologische Verockerung* wird durch eisen- und manganoxidierende Bakterien verursacht. Begünstigt wird dies durch eine pH-Wert im Neutralbereich, eine geringe positive Redoxspannung und ein ausreichendes Nährstoffangebot. Beide Verockerungen treten häufig zusammen auf. Es bilden sich ockerfarbige bis schwarze Ablagerungen an Filter- und Vollrohren, in den Filterschlitzten, im Filterkies sowie an der U-Pumpe und Steigleitungen.
- *Versandung* – Durch die Schleppkraft des anströmenden Wassers werden Ton, Schluff, Sand und Kolloide an den Brunnen geführt und bewirken eine Verstopfung im Bereich Filterkies/GwLeiter (äußere Kolmation) und im Filterkies (innere Kolmation), eine Auflandung im Brunnenrohr sowie eine Sandführung im Förderwasser.
- *Korrosion* – wird u.a. ausgelöst durch Beschädigung des Materials beim Einbau oder durch den Betrieb, bei kunststoffbeschichtetem Stahl durch Diffusion von Wasser durch den Kunststoff, oder auch durch falsche Materialabstimmung bei metallischen Werkstoffen.
- *Versinterung* – dabei handelt es sich um die Ausfällung von Calcium- und Magnesiumcarbonaten („Kalk“) im Brunnen durch Störung des Kalk-Kohlesäure-Gleichgewichts z. B. CO_2 -Entgasung.
- *Verschleimung* – eine starke Biomassebildung durch Bakterienwachstum bei gleichzeitiger Zufuhr von organischen Stoffen und Nährstoffen (Stickstoff, Phosphor). Möglich bei Uferfiltrat, GwAnreicherung und beim Eintrag von Stoffen mit org. Bestandteilen (Bohrspülung, Regeneriermittel).
- *Aluminiumablagerungen* – kann bei stark versauerten Wässern auftreten, Bildung weißlicher Beläge.

In der Praxis handelt es sich häufig um eine Kombination der genannten Vorgänge. Wie stark es zur Brunnenalterung kommt, hängt primär vom Chemismus des Grundwassers und der grundwasserführenden Gesteine ab. Die Verzögerung einer Brunnenalterung ist durch Planungs-, Bau- und Betriebsoptimierungen zu erreichen. Hierzu gehört vor allem, insbesondere wenn mit Verockerung zu rechnen ist, das Vermeiden einer Absenkung in den Filterbereich, ein periodisches Desinfizieren (bei biologischer Verockerung) und das kontrollierte Anfahren der Pumpe z. B. über Drehzahlsteuerung.

3.4.2.11 Regenerierung

1. Vorarbeiten

Bei Zunahme des Durchflusswiderstandes ist der bauliche Zustand der Fassung (Rohr- und Filtermaterial) am besten mit einer Kamerabefahrung zu prüfen. Darüber hinaus sind Brunnentiefe, Höhe der Filterkiesfüllung, Lichtweite des Filterrohres bis Brunnensohle usw. zu kontrollieren. Eine gute Kon-

trollmöglichkeit ist auch gegeben, wenn Beobachtungsrohre (Peilrohre) unmittelbar im Filterkies eingebaut sind, so dass jederzeit der Verlauf der Absenkungskurve im Bereich des Filterkieses und damit der Druckverlust im Filterkies und im Filterrohr überprüft werden kann. Vor einer Regenerierung ist die Regenerierfähigkeit des Brunnens zu prüfen (z. B. irreversible Kolmation bei Kiesbelagfiltern, fehlende Standsicherheit des Brunnenausbaus, Gefahr von Setzungen). Vor Beginn ist auch die Brunnenleistung vor Regenerierung zu dokumentieren, ggf. durch einen PV.

2. Grundsätzliches

Alle Verfahren der Brunnenregenerierung unterliegen folgenden Prinzipien:

- *Trennung* – des Verbundes zwischen den Filterkörnern untereinander und mit dem Ausbau
- *Austrag* – unmittelbare Entfernung des (ab)gelösten Materials aus dem Brunnen
- *Kontrolle* – Überwachung des Erfolgs mit Abbruchs- und Beendigungskriterien.

3. Mechanische Reinigung

Hierfür werden Bürsten und Scheiben eingesetzt. Durch Auf- und Abwärtsbewegungen an einem Gestänge werden Ablagerungen an den Filterrohrwandungen weitgehend entfernt. Um die Filterkiese freizuspülen, werden folgende Methoden angewendet: Intensiventnahme mit bewegter Kammer, Kolben, CO₂-Injektion, Niederdruck-Innenspülung, Hochdruckspülverfahren, Druckwellen-/Impulsverfahren. Eine Intensivierung dieser Methoden kann erreicht werden, wenn einzelne Abschnitte zwischen Packern bearbeitet werden. Letztere Verfahren sind allerdings nur bei einem guten Zustand des Brunnens empfehlenswert. Die mechanische Reinigung soll immer vor der chemischen Reinigung durchgeführt werden.

4. Chemische Reinigung

Oft muss die mechanische Reinigung durch eine chemische Behandlung mit Säuren oder anderen Regeneriermitteln unterstützt werden. Die Ablagerungen sind chemisch bzw. mineralogisch zu untersuchen, um geeignete Regeneriermittel auszuwählen. Für eine chemische Regenerierung ist eine wasserrechtliche Erlaubnis erforderlich, die vor Beginn der Arbeiten bei der zuständigen Wasserrechtsbehörde zu beantragen ist. Es sollen möglichst geringe Säuremengen in den Brunnen eingebracht werden. Erreicht werden kann dies durch abschnittsweises Bearbeiten mittels Mehrkammergeräten („Kieswäscher“), bei denen durch Druckdifferenz zwischen den Kammern eine Durchströmung der Kiesschüttung mit Regeneriermittel erzeugt wird. Die Verwendung organischer Säuren führt häufig zu einer Verkeimung des Brunnens und zu erhöhtem Wachstum der Mikroorganismen (Verschleimung). In der Praxis werden entweder reine anorganische Säuren oder Gemische organischer und anorganischer Säuren verwendet. Weiterhin kommen je nach Fragestellung Oxidations- und Reduktionsmittel sowie Komplexbildner zum Einsatz. Nach Abschluss der Regenerierung ist durch parameterkontrolliertes Abpumpen von oben nach unten sicherzustellen, dass keine Reste von Regenerierungsmitteln im Grundwasserleiter verbleiben.

Der Ablauf von Brunnenregenerierungen ist im DVGW-Arbeitsblatt W 130 ausführlich beschrieben.

3.4.2.12 Sanierung und Rückbau

1. Sanierung

Eine Sanierung von Brunnen kann in folgenden Fällen erforderlich werden:

- Durch Regenerierung ist kein Erfolg mehr erzielbar
- Ausbaubeschädigungen
- Materialfehler
- Fortgeschrittene Korrosion, Lochfraß
- Fehlende oder unwirksame Abdichtungen
- Setzungen
- Sandführung
- Änderungen der Wasserbeschaffenheit
- Änderungen der hydraulischen Situation im Brunnenumfeld.

Hinweise auf einen Sanierungsbedarf ergeben z. B. optische und geophysikalische Untersuchungen, Pumpversuche, ggf. tiefenorientiert gewonnene Wasseranalysen.

Als Sanierungsmaßnahmen kommen je nach Schadensbild in Betracht:

- *Teilverfüllung des Brunnens* – dadurch können erwünschte Zuflüsse aus tieferen Filterabschnitten (z. B. höher mineralisiertes Wasser, Rückbau eines stockwerkübergreifenden Ausbaus) unterbunden werden. Voraussetzung ist, dass dieser Zufluss schichtgebunden ist und mit der Maßnahme auch eine hydraulische Trennung einhergeht. Durch die Teilverfüllung muss eine Abdichtung des Ringraums hinter dem Filter erfolgen (mögliches Vorgehen siehe unten, Neuausbau). Durch Teilverfüllung können auch Filterbeschädigungen in Filterabschnitten behoben werden, in denen keine nennenswerten Zuflüsse stattfinden.
- *Einschubverrohrung* – wenn die Standsicherheit des Brunnens z. B. durch Korrosion oder andere Schäden gefährdet ist, kann in den bestehenden Ausbau eine Einschubverrohrung mit geringerem Durchmesser eingebracht werden. Je nach Problemstellung wird der Ringraum vollständig mit Filterkies oder im Bereich der Vollrohrstrecken (z. B. wenn sich dort Undichtigkeiten befinden) mit geeignetem Dichtungsmaterial (z. B. Ton-Zement-Suspension) verfüllt. Der Ringraum sollte daher mind. 50 – 80 mm betragen. Es ist darauf zu achten, dass nach dem Einbau noch genügend Platz für die U-Pumpe und die Steigleitungen besteht. Ggf. muss eine schmalere Garnitur eingebaut werden.
- *Ringraumnachdichtung durch Überbohren* – kann z. B. bei fehlenden oder unwirksamen Abdichtungen verwendet werden. Die Methode eignet sich v. a. für Brunnen mit Sperrrohren. Insbesondere bei nichtmetallischen Ausbaumaterialien besteht dabei das Risiko einer Zerstörung.
- *Neuausbau* – die besten Erfolgchancen hierzu bestehen bei Brunnen mit verlorenem Ausbau, Brunnen mit Sperrrohren, standsicheren Bohrlöchern (z. B. Festgestein) und allgemein bei flachen Brunnen. Für einen Neuausbau muss der bestehende Ausbau gezogen (z. B. durch Ausspülen des Filterkieses, Überbohren) oder ggf. zerbohrt werden. Auch die Erweiterung des Bohrlochs kann vor dem Neuausbau erforderlich werden (z. B. bei äußerer Kolmation). Der neue Ausbau kann den aktuellen Erfordernissen angepasst werden (z. B. längere/tiefere Vollrohr- und Abdichtungsstrecken, Teilverfüllung des tieferen Abschnitts).

2. Rückbau

Brunnen, die nicht sanierbar sind oder nicht mehr benötigt werden, sind rückzubauen. Im Einzelfall kann es sinnvoll sein, den Brunnen noch als GwMessstelle oder ggf. zu anderen Zwecken (z. B. als Brauchwasserbrunnen) weiter zu nutzen. Dies setzt aber voraus, dass der Brunnen standsicher ist und durch den Ausbauzustand keine nachteiligen Auswirkungen auf das Grundwasser zu besorgen sind. In Wasserschutzgebieten ist in der Regel ein Rückbau erforderlich. Auch der Wasserrechtsbescheid kann die Verpflichtung zum Rückbau enthalten. Für die Maßnahme ist ein Verfüllplan zu erstellen und mit den zuständigen Wasserbehörden abzustimmen.

Durch einen Rückbau müssen eventuell geschaffene Verbindungen zwischen GwStockwerken dauerhaft verschlossen werden. Der Rückbau kann folgende Arbeitsschritte umfassen:

- Ziehen des Brunnenausbaus, ggf. durch Überbohren, ggf. stückweise durch Rohrschnitt (eignet sich für metallisches Ausbaumaterial)
- Zerbohren des Brunnenausbaus (v.a. bei nichtmetallischem Ausbaumaterial)
- Perforation und Ringraumnachdichtung – wenn anderen Alternativen ausscheiden. Die Perforation kann z. B. durch Schussperforation oder Schlitzen erfolgen, anschließend Austrag des Filterkieses und Abdichten des Ringraums, ggf. abschnittsweise mittels Packer.

Abschließend sollte in allen Fällen eine vollständige Verpressung des Brunnens mit Ton-Zement-Suspension erfolgen.

3.4.3 Sickerfassungen

Sickerfassungen können bei gering mächtigen oberflächennahen GwLeitern zum Einsatz kommen. Sie werden auch zur Gewinnung von Uferfiltrat oder angereichertem Grundwasser verwendet.

Für den Bau werden Filterrohre in offener Bauweise in einem Graben quer zur GwFließrichtung verlegt und in entsprechend abgestuftem Filtermaterial eingebettet. Der Graben ist im Bereich der ursprünglichen GwDeckschichten mit gering durchlässigem Material abzudichten. Die Entnahme erfolgt über einen oder mehrere Entnahmeschächte, die Anordnung von Kontrollschächten ist sinnvoll. Die Einstiege sind so anzuordnen, dass sie nicht über der offenen Wasserfläche erfolgen.

3.4.4 Stollenfassungen

Stollenfassungen werden meist in Festgesteinen errichtet, um gezielt wasserführende Klüfte aufzuschließen. Bekanntes Beispiel sind die Zeller Stollen der Stadt Würzburg. Stollenfassungen finden sich auch in Bereichen, wo aufgrund enger und kleinräumig wechselnder Klüftigkeit sowie einer auf oberflächennahe Zonen beschränkten GwFührung Vertikalbrunnen nicht geeignet sind. Durch eine derartige Fassung werden z. B. Teile der Stadt Wiesbaden versorgt. Hier dient die Stollenfassung auch als saisonaler Wasserspeicher. Der Bau der Stollen erfolgt bergmännisch, in Hangbereichen.

3.4.5 Oberflächenwasserentnahmen

3.4.5.1 Allgemeines

Der Anteil an Oberflächenwasser bei der Wassergewinnung der öffentlichen Wasserversorgung liegt in Deutschland bei rd. 12 % (s. **Tab. 3-2**). Die Verwendung von Oberflächenwasser ist nur bei großen Wasserwerken unter Einschaltung einer mehrstufigen Aufbereitungsanlage nach dem Stand der Technik empfehlenswert, bei denen das erforderliche Fachpersonal für die Wasseraufbereitung vorhanden ist, die bei der oft rasch und stark schwankenden Wasserbeschaffenheit insbesondere bei Fließgewässern (z. B. nach starken Regenfällen, bei Hochwasser) schwierig und kompliziert ist.

Bei Verwendung von Oberflächenwasser sind Entnahmen aus Trinkwassertalsperren und großen Seen den Flusswasserentnahmen vorzuziehen, weil durch die Retentionswirkung des Speicherraumes eine Vergleichmäßigung von Abflussspitzen und Schadstoffspitzen erreicht wird. Der Vorteil von Trinkwassertalsperren ist die Möglichkeit, diese gezielt dort zu errichten, wo die Belastungen im Einzugsgebiet möglichst gering sind und ein wirksames Schutzgebiet ausgewiesen werden kann. Zur Frage der Rohwasserbeschaffenheit von Oberflächengewässern wird auf Abschnitt 4.1.2.3 verwiesen. Die Anforderungen an Fließgewässer bei Nutzung zu Trinkwasserzwecken sind in **Tab. 4-11** aufgezeigt (siehe auch DVGW-Arbeitsblatt W 251).

3.4.5.2 Trinkwassertalsperren

1. Allgemeines

Eine Trinkwassertalsperre hat von den für die Trinkwasserversorgung genutzten Oberflächengewässern die günstigste Wasserbeschaffenheit, den besten Schutz und den günstigsten Ausgleich zwischen geringstem und größtem Abfluss mit großer Speichermöglichkeit zum Ausgleich der Verbrauchsschwankungen. Der Begriff Talsperre umfasst das Absperrbauwerk mit Zubehör, das Staubecken, das darin befindliche Wasser und das Ufer. Trinkwassertalsperren werden meist als Mehrzweckanlagen ausgeführt für folgende Zwecke:

- Trinkwasserversorgung
- Hochwasserschutz
- Aufbesserung der Niederwasserführung

- Wasserkraft
- Bewässerung landwirtschaftlicher Flächen
- Erholung, nur in beschränktem Umfang und nur bei sehr großen Speichern.

2. Standort

Der Standort für eine Trinkwassertalsperre ist so zu wählen, dass mit einem kleinen Sperrenbauwerk ein möglichst großer Speereninhalt erreicht wird. Wesentlich sind neben den hydrologischen die geologischen Voraussetzungen. Die Gründung muss einfach und der Untergrund möglichst dicht sein. Wirtschaftlich günstig ist es, wenn das Material für den Damm in der Nähe gewonnen werden kann. Das Einzugsgebiet soll nicht oder nur wenig besiedelt sein, möglichst keine landwirtschaftlich genutzten Flächen enthalten und nicht von stark befahrenen Straßen und Bahnlinien durchquert werden. Gegebenenfalls müssen diese verlegt werden. Im Speicherbecken sollen keine Kurzschlussströmungen und keine stagnierenden Zonen vorhanden sein. Empfehlenswert ist die Anordnung einer Vorsperre.

3. Wassertiefe

Die Wassertiefe bestimmt den Inhalt des Speicherbeckens. Sehr große Wassertiefen sind aber meist wegen der Geländegestaltung oft nicht erreichbar. Für Trinkwassertalsperren sollte die größte Wassertiefe am Sperrenbauwerk mind. 50 m sein, damit je nach Jahreszeit die Entnahme aus der für die Wasserbeschaffenheit und Temperatur günstigen Tiefe möglich und bei dem tiefsten Absenkziel noch ein ausreichender Überstau über der untersten Betriebsentnahme vorhanden ist.

4. Speichereinhalt

Für die zur Wahl stehenden Standorte muss die Wasserbilanz ausgeglichen sein, möglichst über 2 aufeinander folgende Trockenjahre. Der erforderliche Speicherraum zum Ausgleich der Schwankungen des Zu- und Abflusses errechnet sich aus der größten Differenz der Summenlinien.

Ein wichtiges Kriterium ist die Speicherkennlinie für die möglichen Standorte des Speichers, d. i. die Darstellung des Nutzinhalts und der Speicheroberfläche in Abhängigkeit von der Wassertiefe am Sperrenbauwerk (s. **Abb. 3-46**).

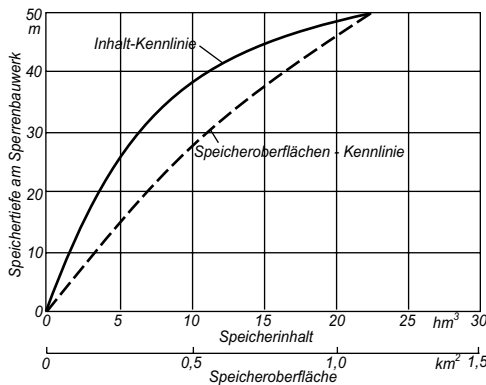


Abb. 3-46: Schema einer Speicherkennlinie

5. Speicherbecken

Für die Verwendung als Trinkwassertalsperre ist das Speicherbecken entsprechend vorzubereiten, um eine ausreichende chemische und hygienische Beschaffenheit und damit eine einfache und wirtschaftlich tragbare Aufbereitung zu erreichen. Der Abbau der organischen Stoffe im überstauten Bereich dauert etwa 10 bis 15 Jahre. Während dieser Zeit ist das Talsperrenwasser verstärkt mit Geruch-, Geschmack- und Farbstoffen angereichert. Im ganzen Speicherbeckengebiet sind die Häuser zu entfernen. Der gesamte Bewuchs ist mit Wurzelwerk zu beseitigen. Die Sohle des Speicherbeckens ist durch Abzugsgräben so zu gestalten, dass das ganze Becken gut entwässert werden kann. Das Entfernen des Mutterbodens bzw. aller Bodenhorizonte mit Anreicherungen von organischer Substanz im Staubereich

verbessert die Wasserbeschaffenheit und sollte vorgenommen werden, soweit es die Wirtschaftlichkeit zulässt.

6. Sperrenbauwerk – Entnahmeeinrichtungen

Als Sperrenbauwerke üblich sind Erddämme, meist mit Asphaltbetondichtung an der Wasserseite des Dammes oder Kerndichtung, Schwergewichtsbetonmauern, Bogen- und Strebepfeilerbauwerke aus Stahlbeton. Für die Trinkwasserentnahme werden begehbare oder nasse Entnahmetürme angeordnet mit verschiedenen Entnahmetiefen, um die jeweils günstigste Wassertemperatur und Wasserbeschaffenheit zu nutzen. Bei Erddämmen ist es zweckmäßig, die Entnahmeeinrichtungen so anzuordnen, dass sie zwar nahe am Damm liegen, aber diesen aus Gründen der Wasserdichtheit des Dammes nicht selbst durchfahren. Die Wassertiefe einer Trinkwassertalsperre soll bei gefülltem Speicher mindestens 50 m betragen. Die unterste Entnahme für Trinkwasser soll dann mindestens 10 m über Sohle liegen, um zu verhindern, dass Schwebstoffe und Ablagerungen in den Einlauf gelangen, und um Wasser mit möglichst konstanter niedriger Temperatur und günstiger Wasserbeschaffenheit zu gewinnen. Diese Entnahme wird meist 70 bis 80 % der Gesamtbetriebszeit benutzt werden. Die oberste Entnahme wird etwa 15 bis 20 m unter normalem Stauziel angeordnet, so dass ein genügend großer Nutzraum darüber noch vorhanden ist. Dazwischen können weitere Entnahmen angeordnet werden (s. **Abb. 3-47**).

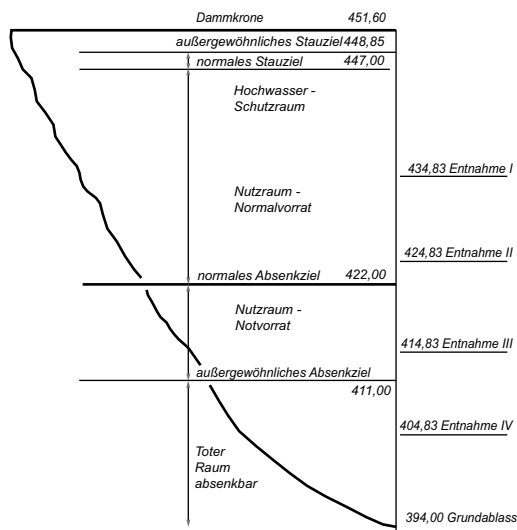


Abb. 3-47: Trinkwassertalsperre Mauthaus–Höhenlage, Stauziel, Absenksziel, Entnahmen und Grundablass

Die oberen Entnahmen werden erst dann in Betrieb genommen, wenn im Sommer durch Absterben von Pflanzen und Algen der Sauerstoffgehalt des Wassers stark abnimmt und der Mangangehalt ansteigt; dabei sind die tieferen Wasserschichten stärker von der Verschlechterung der Wasserbeschaffenheit betroffen. Welche Entnahmehöhe im Betrieb gewählt wird, hängt von der jeweiligen Temperatur, der chemischen, mikrobiologischen und biologischen Wasserbeschaffenheit und dem Wasserstand im Speicher ab.

Wichtig sind daher Entnahmeverrichtungen für Wasserproben, die es ermöglichen, Wasser aus verschiedenen Tiefen des Speichers, etwa in einem Höhenabstand von 5–10 m, zu entnehmen.

Der bauliche Zustand und die Dichtheit des Sperrenbauwerkes sind durch ein entsprechendes Kontrollsystem laufend zu überprüfen. Bei Erddämmen sind in der Regel Nachdichtungen durch Injektionen von der Dammkrone und vom Kontrollgang aus möglich, ohne dass das Staubecken deshalb geleert werden muss.

Die Aufbereitungsanlage mit Maschinenhaus wird meist so angeordnet, dass das Wasser mit natürlichem Gefälle von der Trinkwassertalsperre zulaufen kann. Die meist mögliche kleine Wasserkraftan-

lage, nutzbar vor allem in Nassjahren, wird häufig getrennt von der Aufbereitung unmittelbar am Sperrenbauwerk angeordnet.

7. *Wasserbeschaffenheit*

Bei Talsperren besteht häufig die Gefahr der Eutrophierung, d. h. starkes Algenwachstum und Sauerstoffarmut, besonders, wenn das Einzugsgebiet besiedelt und stark landwirtschaftlich genutzt wird. Beeinträchtigt wird die Wasserbeschaffenheit einer Trinkwassertalsperre vor allem, wenn Abwasser und Abschwemmungen von Nährstoffen aus der Düngung in das Speicherbecken gelangen. Dies muss daher weitgehend verhindert werden. Wesentliche Bedeutung hat daher die Ausweisung eines ausreichend großen und wirksamen Schutzgebiets (siehe DVGW-Arbeitsblatt W 102 und Abschn. 3.5.2).

3.4.5.3 Seewasserfassungen

Die hydrologischen, chemischen, biologischen und mikrobiologischen Verhältnisse des Seewassers mit ihrer Dynamik sind zu klären und bei großen Entnahmen die Wasserbilanz zu prüfen. Durch eingehende Versuche ist die günstigste Entnahmestelle und Entnahmetiefe zu ermitteln. Die Entnahme ist möglichst unter der Sprungschicht anzuordnen, also etwa in 30–40 m Tiefe. Flache Ufer, der Bereich von Flussmündungen, Abwassereinleitungen und Bereiche mit starker Strömung sind zu meiden.

Der Entnahmekopf wird mit ausreichend großem Eintrittsquerschnitt, $v = 0,2$ bis $0,5$ m/s, bemessen und mit einem 6 bis 8 mm weiten Sieb gesichert, sowie durch eine Blechhaube gegen absinkendes Material geschützt. Gegen das Eindringen von Fischen sind Vorkehrungen zweckmäßig, z. B. elektr. Fischabweiser. Der Entnahmekopf wird etwa 3 bis 5 m über dem Seeboden, bei tieferer Lage der Entnahme auch 5 bis 8 m angeordnet und an einem gut gegründeten Bockgerüst befestigt. Die Rohwasserentnahmeleitung wird meist auf dem Seeboden verlegt und erhält dann bewegliche Rohrgelenke. In seltenen Fällen wird die Entnahmeleitung starr auf Böcken verlegt. Unmittelbar am Ufer wird das Entnahme- und Entlastungsbauwerk angeordnet, in dem die Absperrung der Seewasser- bzw. Rohwasserleitung und der Auslauf der Spülleitung untergebracht werden. Der Einbau von Sandfang und Feinrechen ist bei tiefer Entnahme nicht erforderlich. Wegen der schwierigen Zugänglichkeit sind Seewasserfassung und Rohrleitung i. A. zweisträngig auszuführen. In der Nähe der Fassung wird das Rohwasserpumpwerk angeordnet, von dem aus das Wasser, meist mit Transportchlorung zur Verhinderung von Algenwachstum versehen, zur Aufbereitungsanlage und zum Hauptpumpwerk gefördert wird.

Ein Beispiel für eine größere Seewasserentnahme ist die Gewinnung des Zweckverbandes Bodensee-Wasserversorgung (BWV).

3.4.5.4 Flusswasserfassungen

Durch Erhebungen über einen längeren Zeitraum sind zunächst die hydrologischen, chemischen, mikrobiologischen und biologischen Verhältnisse des Flusses eingehend zu klären. Wichtig ist die Kenntnis der Wasserstände, Mittel-, Höchst- und Niedrigstwerte, Sink- und Schwebstoffführung und das Verhalten des Flusses oberhalb der Entnahmestelle. Da keine Wasserspeicherung vorhanden ist, muss die Wasserbilanz für den kleinsten Abfluss und die größte Entnahme für die Trinkwasserversorgung unter Berücksichtigung des erforderlichen Mindestabflusses aufgestellt werden. Die Entnahmestelle ist dort zu wählen, wo das Flusswasser möglichst rein ist, also an Hohlufeln mit ausreichend großer Wassertiefe. Zu vermeiden sind Entnahmestellen im Bereich von Stauanlagen, Schiffsliegplätzen und Hafenanlagen, unterhalb der Einmündung von Abwasserleitungen.

Das Entnahmebauwerk wird, wenn möglich, am Flussufer angeordnet, da es dort am besten zugänglich ist. Das Rohwasserpumpwerk ist außerhalb des HHW-Bereichs anzuordnen, so dass es selten mit dem Entnahmebauwerk vereinigt werden kann. Entnahmebauwerk und Rohwasserleitung sind immer 2-strängig auszuführen, damit Spülung, Reinigung und Ausbesserungen ohne Betriebsunterbrechungen möglich sind. Die Einlauföffnungen sind möglichst unter NNW zu legen, damit Schwimmstoffe vorbeifließen, notfalls sind Tauchwände anzubringen. Die Eintrittsgeschwindigkeit ist unter $0,10$ bis $0,20$ m/s zu halten. Im Einlaufbauwerk werden Grobrechen, Stabweite etwa 40 mm, mit grober mechanischer

Rechenreinigung, Verschlüsse der Rohwasserleitungen, Dammbalken- oder ähnliche Notverschlüsse für das Bauwerk und Fischabweiser untergebracht. Notwendig ist i. A. auch eine Sicherung gegen Vereisung. Auch Vorkehrungen gegen das Einströmen von Öl aus Unfällen sind erforderlich, z. B. einschwimmbare Sperren aus Luftschläuchen, Druckluftsperrern u. ä. Sandfang und Feinrechen, Stabweite etwa 4 mm, mit automatischer umlaufender Rechenreinigung ab etwa 10 cm Durchflusswiderstand am Rechen, werden i. A. im Rohwasserpumpwerk angeordnet (s. **Abb. 3-48**). In seltenen Fällen, z. B. bei großen Flüssen mit großer Wassertiefe, wird gelegentlich das Entnahmebauwerk in Flussmitte gelegt, wenn dort günstigere technische und hygienische Möglichkeiten der Entnahme vorliegen. Der Entnahmekopf wird dann ähnlich wie bei der Seewasserfassung senkrecht gestellt und an einem Bockgerüst befestigt. Er muss gegen Beschädigung, z. B. durch Schiffsverkehr, Treibgut, sicher geschützt werden. In der Nähe der Fassung wird das Rohwasserpumpwerk angeordnet. Hierbei sind die Höhenlagen HHW und NNW besonders zu beachten. Die Aufbereitungsanlage mit Hauptmaschinenhaus kann meist an günstigerer Stelle erstellt werden. Ein Beispiel einer Flusswasserentnahme ist die Wasserfassung an der Donau bei Leipheim des Wasserwerks Langenau des Zweckverbandes Landeswasserversorgung Stuttgart.

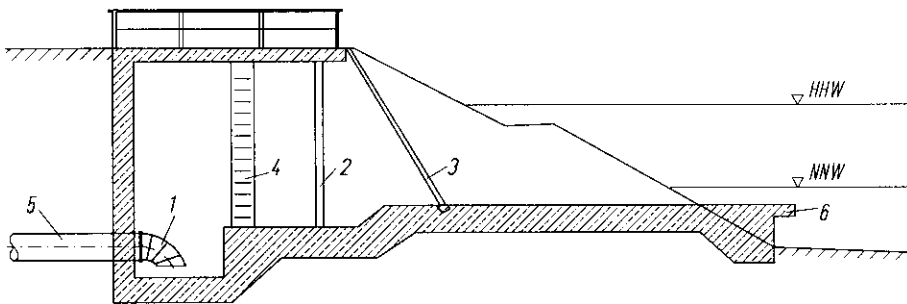


Abb. 3-48: Flusswasserentnahmebauwerk

1 Saugkammer; 2 Dammbalkenverschluss; 3 Grobrechen; 4 Einstieg; 5 Entnahmeleitung; 6 Schwelle

3.5 Wasserschutzgebiete

Zusätzlich zu den Anforderungen des allgemeinen und flächendeckenden Gewässerschutzes, sind in Einzugsgebieten von Wassergewinnungsanlagen, die der Sicherstellung der öffentlichen Wasserversorgung dienen, aus Vorsorgegründen weitere Maßnahmen, Nutzungsbeschränkungen und Verbote festzulegen. Es ist wasserwirtschaftliches Ziel, die Ursachen der Wassergefährdungen zu vermeiden und ihnen vorzubeugen und nicht etwa die entstandenen Folgen, z. B. durch komplizierte Wasseraufbereitung, zu beheben.

Grundlage für das rechtliche Verfahren zur Festsetzung von Wasserschutzgebieten ist das Wasserhaushaltsgesetz (WHG) vom 31.07.2009. Nach § 51 Abs. 1 WHG kann die Landesregierung, soweit es das Wohl der Allgemeinheit erfordert, 1. Gewässer im Interesse der derzeit bestehenden oder künftigen öffentlichen Wasserversorgung vor nachteiligen Einwirkungen zu schützen, 2. das Grundwasser anzureichern „... durch Rechtsverordnung Wasserschutzgebiete festsetzen. Nach § 51 Abs. 2 WHG sollen Trinkwasserschutzgebiete nach Maßgabe der allgemein anerkannten Regeln der Technik in Zonen mit unterschiedlichen Schutzbestimmungen unterteilt werden.

Es liegt im Interesse des jeweiligen Wasserversorgungsunternehmens und der von ihm versorgten Bürger, dass ausreichend groß bemessene, wirksame Trinkwasserschutzgebiete rechtswirksam festgesetzt werden. Das WVU ist dabei der Begünstigte im Sinne § 51 Abs.1 Satz 2 WHG. In der Regel lässt das WVU die Antragsunterlagen durch ein Fachbüro fertigen und beantragt die Festsetzung des Wasserschutzgebiets bei der zuständigen Wasserrechtsbehörde. Als allgemein anerkannte Regeln der Technik sind das DVGW-Arbeitsblatt W 101 bei Schutzgebieten für Grundwasser und DVGW-

Arbeitsblatt W 102 bei Schutzgebieten für Talsperren zu nennen. Daneben bestehen länderspezifische Regelungen.

Grundlage für die Abgrenzung von Wasserschutzgebieten für Grundwasser soll ein hydrogeologisches Gutachten sein, in dem das Einzugsgebiet der Wassergewinnungsanlage abgegrenzt, die Schutzfunktion der GwÜberdeckung beschrieben und die vorhandenen konkurrierenden Nutzungen bewertet werden (Beispiel s. [31]). Auf Basis dieses Gutachtens ist das Wasserschutzgebiet mit seinen Schutzgebietszonen zu ermitteln und flurstücksgenau in Plänen darzustellen. In der für die örtlichen Verhältnisse zu erarbeitenden und angepassten Schutzgebietsverordnung werden die Ge- und Verbote sowie beschränkt zulässige Handlungen festgelegt.

Neben der jeweiligen Schutzgebietsverordnung gelten in Wasserschutzgebieten spezifische Regelungen in Fachgesetzen und -verordnungen (z. B. für die Lagerung wassergefährdender Stoffe) sowie spezielle technische Regelwerke (z. B. die „Richtlinien für bautechnische Maßnahmen an Straßen in Wasserschutzgebieten“ (RiStWag), siehe weiterführende Literatur).

3.5.1 Schutzgebiete für Grundwasser

3.5.1.1 Gefährdungen und Beeinträchtigungen

Das Grundwasser kann gefährdet sein durch physikalische, chemische und (mikro)biologische Einträge. Als Gefahrenquellen in Betracht kommen vor allem: Abfallentsorgung und -verwertung (einschl. Altlasten und -standorte), Industrie und Gewerbe, Siedlung und Verkehr, Abwasseranlagen und -beseitigung, Eingriffe in den Untergrund, landwirtschaftliche und gärtnerische Nutzungen. Zu den mikrobiologischen Beeinträchtigungen zählen v. a. Bakterien, Viren und Parasiten. Typische anorganische Schadstoffe sind Nitrat und Schwermetalle. Bei den organischen Stoffen kommt es insbesondere zu Gefährdungen durch Pflanzenschutzmittel (PSM) und deren Metabolite, leichtflüchtige halogenierte Kohlenwasserstoffe (LHKW), Mineralkohlenwasserstoffe (MKW), BTEX (Benzol, Toluol, Ethylbenzol, Xylol), polycyclische aromatische Kohlenwasserstoffe (PAK), polychlorierte Biphenyle (PCB), perfluorierte Tenside (PFT). Gefährdungen sind auch möglich durch radioaktive Stoffe oder physikalische Beeinträchtigungen z. B. Temperaturänderungen. Die Einträge können punktuell (z. B. Abwassereinleitung) oder diffus erfolgen (z. B. Nitrat), entweder über die Luft, den Boden oder unmittelbar ins Grundwasser.

3.5.1.2 Reinigungswirkung des Untergrundes

Schutzgebietsgröße und Schutzgebietsverordnung sind unter anderem abhängig von der Reinigungswirkung der Deckschichten und des GwLeiters sowie der Verweildauer im Untergrund.

Folgende Vorgänge können unterschieden werden:

1. *physikalisch* – mechan. Filterung, Verdünnung, Dispersion, Diffusion, Adsorption, Ionenaustausch
2. *chemisch* – chemische Reaktionen, v. a. Abbau oder Fällung durch Oxidation oder Reduktion
3. *biologisch* – Abbau durch Mikroorganismen, Aufnahme durch Pflanzen, biologische Bodenaktivität.

Der wesentlichste Teil der Reinigung erfolgt in den Deckschichten, insbesondere in der belebten Bodenschicht, deshalb ist besonders der flächendeckende möglichst ungestörte Erhalt dieser Schicht im Schutzgebiet besonders wichtig. Auf dem weiteren Fließweg findet eine weitere Reinigung statt, die umso besser ist, je feinkörniger der GwLeiter (größere innere Oberfläche, geringe Fließgeschwindigkeit). Besonders schlecht ist die Reinigung des Grundwassers im Festgestein mit großen Klüften und Spalten und hohen GwFließgeschwindigkeiten, wie z. B. im Karst.

Die Reinigungswirkung des Untergrundes in Bezug auf pathogene Mikroorganismen wird i. A. als ausreichend angesehen, wenn die Verweildauer von mind. 50 Tagen eingehalten wird. Je nach Ort der Einwirkung kann sowohl der vertikale Sickerweg wie auch der horizontale Fließweg in die Berechnung der Verweildauer einbezogen werden. In der ungesättigten Bodenzone laufen die Reinigungs-

prozesse meist intensiver und rascher ab als im GwLeiter. Insbesondere bei bindigen Böden sind präferenzielle Fließwege über Makroporen (v.a. Risse, Wurm- und Wurzelröhren) zu berücksichtigen.

3.5.1.3 Bemessung des Schutzgebiets und der Schutzzonen

Die Einteilung in Schutzzonen und die Bemessung deren Grenzen werden nach der Entfernung zu Fassung und der Reinigungswirkung des Untergrundes festgelegt. Die Bewertung der Schutzwirkung der GwÜberdeckung wird nach HÖLTING [32] vorgenommen. Ausgehend von dem dabei ermittelten natürlichen Schutz des GwVorkommens sind ein verbleibendes Schutzdefizit durch die Reinigungswirkung des GwLeiters oder erforderliche Nutzungseinschränkungen auszugleichen. Die Schutzanordnungen für das Schutzgebiet müssen so festgelegt werden, dass ausreichend Reaktionszeit und -raum für die genannten Eliminationsprozesse bleibt. Es ist aber auch zu beachten, dass manche Stoffe im Untergrund wenig oder gar nicht abgebaut werden. Entsprechend dem unterschiedlichen Gefährdungsrisiko wird das Schutzgebiet nach DVGW-Arbeitsblatt W 101 eingeteilt in:

- Fassungsbereich = Zone I
- Engere Schutzzone = Zone II
- Weitere Schutzzone = Zone III, gegebenenfalls mit Unterteilung in III A und III B.

Die **Abb. 3-49** zeigt ein Wasserschutzgebiet für einen Brunnen mit Uferfiltratanteil in einem Flusstal mit quartärer Talfüllung. Gekennzeichnet sind die Grundwasserzuflüsse, die Schutzgebietsgrenzen, die möglichen Gefahren und die Schutzmaßnahmen.

Für die Festlegung der Schutzgebietsgrenzen ist grundsätzlich vom gesamten Einzugsgebiet der bestehenden oder geplanten Wasserfassung auszugehen, unter Berücksichtigung der für den Schutz ungünstigsten Verhältnisse. Dabei sind auch die Flächen zu berücksichtigen, die oberirdisch in den Entnahmebereich entwässern. Aufgrund der hydrogeologischen Verhältnisse, der PV-Ergebnisse und der GwHöhenlinien wird das Einzugsgebiet ermittelt (siehe Abschnitt 3.3.1.3). Die Dispersion im GwLeiter und Schwankungen der GwFließrichtung sind ggf. über Zuschläge zu berücksichtigen. Im Festgestein sind zusätzlich die Schichtlagerung, tektonische Beanspruchung, Kluftweiten, Hauptkluftrichtungen und den Verlauf von Störungszonen von Bedeutung. Grundwasserunterstromig und -stromseitlich fallen die Grenzen des Wasserschutzgebiets und des Einzugsgebiets in der Regel zusammen. Grundwasseroberstromig werden die Grenzen der Schutzgebietszonen in Abhängigkeit von der Beschaffenheit der Deckschichten und des GwLeiters sowie der Verweildauer des Grundwassers festgelegt. Für die Verweildauer muss bei Brunnen die zunehmende GwFließgeschwindigkeit im Absenkttrichter berücksichtigt werden. Als GwFließgeschwindigkeit im unbeeinflussten Bereich ist die Abstandsgeschwindigkeit v_a zu verwenden, mit $v_a = k_f \cdot i_0 / n_f$ (s. Abschnitt 3.3.1.3.5).

Bei der Bemessung der engeren Schutzzone (Zone II) ist die Hygieneanforderung einzuhalten, wonach humanpathogene Keime bei Erreichen der Wasserfassung weitestgehend eliminiert sein müssen. In durchschnittlichen PorenGwLeitern wird für diese Elimination ein mindestens 50-tägiger horizontaler Fließvorgang im GwLeitern benötigt, was KNORR in den 50er Jahren experimentell ermittelt hat. Dieser Reinigungsmechanismus ist nicht ohne weiteres auf Kluft- und KarstGwLeiter übertragbar.

Fassungsbereich (Zone I)

Im Fassungsbereich dient dem unmittelbaren Schutz der Fassung. Die Ausdehnung der Zone I soll bei Brunnen allseitig mindestens 10 m, bei Quelfassungen oder Sickerleitungen in Richtung des zuströmenden Grundwassers mindestens 20 m betragen. Der Fassungsbereich ist vom Träger der WV zu erwerben, einzuzäunen und mit Gras einzusäen.

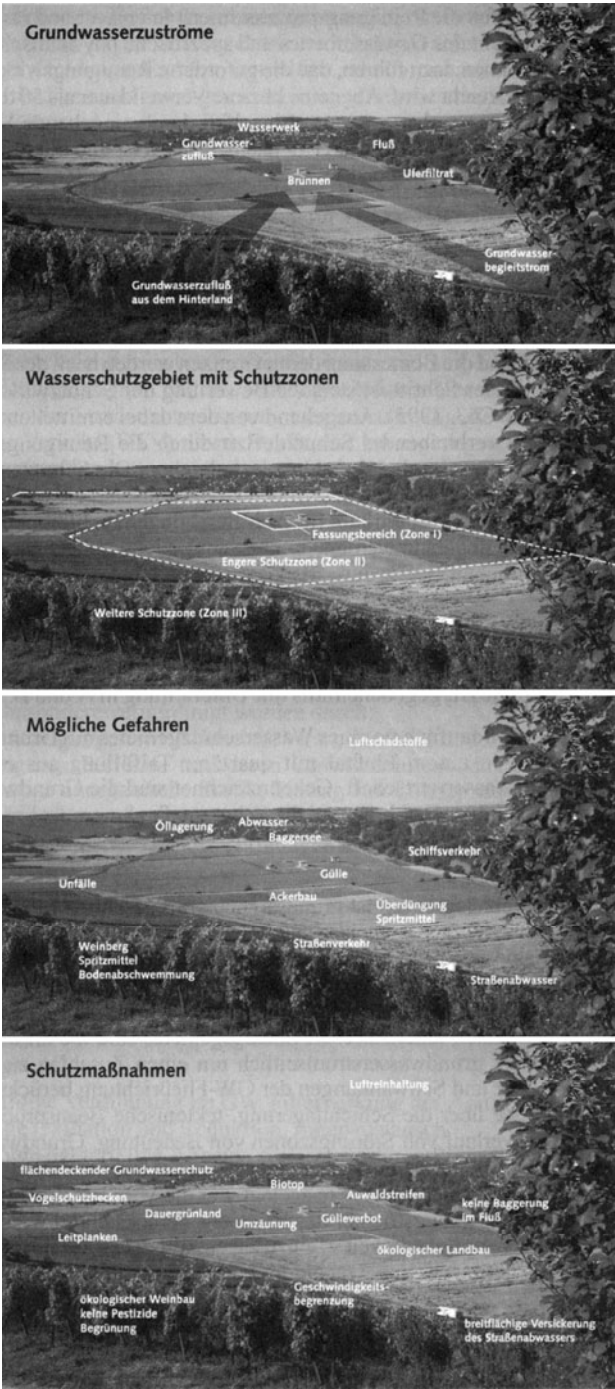


Abb.3-49: Wasserschutzgebiet mit gekennzeichneten Grundwasserzuströmen, Schutzgebietsgrenzen, möglichen Gefahren und Schutzmaßnahmen

Engere Schutzzone (Zone II)

Die engere Schutzzone bemisst sich nach der 50-Tage-Linie, welche durch geohydraulische Fließzeitberechnung ermittelt wird. Es können analytische Formeln (z. B. Berechnung nach WYSSLING) oder auch GwModelle (sofern vorhanden) eingesetzt werden. Dabei müssen im Allgemeinen maximale Entnahmebedingungen (höchstens jedoch die max. genehmigte Tagesentnahme) mit ungünstigen hydrogeologischen Randbedingungen kombiniert werden. Die GwÜberdeckung kann nur soweit angesetzt werden, als eine solche unter Berücksichtigung der in der weiteren Schutzzone zulässigen Bodeneingriffe noch verbleibt. Nach DVGW-Arbeitsblatt W 101 werden die obersten 4 m der GwÜberdeckung nicht berücksichtigt. Bei sehr mächtigen Deckschichten, insbesondere bei gespanntem Grundwasser, kann die engere Schutzzone verkleinert werden oder ganz entfallen. Es müssen aber unterhalb der obersten 4 m GwÜberdeckung mind. 5 m mächtige, gering durchlässige und durchgehend verbreitete Schichten vorhanden sein, sodass auch bei Extremsituationen eine Sickerzeit von 50 Tagen nicht unterschritten wird.

Weitere Schutzzone, Zone III

Die weitere Schutzzone soll in der Regel das gesamte unterirdische Einzugsgebiet umfassen. Nach [33] ist dies in Anbetracht der flächendeckend geltenden Anforderungen des allgemeinen Grundwasserschutzes ist dies jedoch nur dort erforderlich, wo besonders sensible Untergrundverhältnisse besondere Vorsorgen verlangen. Die Grenze ist danach dort zu ziehen, wo eine allgemein erlaubte Handlung oder Einrichtung das praktisch erreichbare Schutzziel in Frage stellt. Ausgangspunkt dieser Bewertung ist der vorhandene natürliche Schutz des GwVorkommens durch die Deckschichten. Bei heterogener Beschaffenheit von GwLeitern und GwÜberdeckung kann die Grenze oft entlang der sprunghaften Verschlechterung der hydrogeologischen Verhältnisse gelegt werden. Bei homogenen Verhältnissen verbleibt die Fließzeit (Reaktionszeit, dispersive Verdünnung) als maßgebliches Kriterium. In Kluft- und KarstGwLeitern mit flächenhaft geringer Schutzfunktion der GwÜberdeckung wird die Zone III in der Regel bis zur Grenze des Einzugsgebiets reichen.

Bei großen Wasserschutzgebieten kann die weitere Schutzzone in die Zonen III A und III B unterteilt und die Nutzungsbeschränkungen entsprechend abgestuft werden. Nach DVGW-Arbeitsblatt W 101 hat sich in Grundwasserleitern mit Abstandsgeschwindigkeiten des Grundwassers bis 5 m/d die Grenze zwischen den Zonen III B und III A in einer Entfernung von ca. 2 km oberstromig der Fassung als zweckmäßig erwiesen. Bei Abstandsgeschwindigkeiten über 5 m/d sollte die Grenze eine größere Entfernung zur Wassergewinnungsanlage bis ca. 3 km aufweisen.

3.5.1.4 Schutzgebietsverordnung

Die Schutzgebietsverordnung enthält eine nach Schutzzonen untergliederte Aufstellung der Ge- und Verbote sowie nur beschränkt zulässigen Handlungen. Hinweise zu potenziell gefährlichen Handlungen gibt das DVGW-Arbeitsblatt W 101 (s. **Tab. 3-22**). Als Vorlage für Erarbeitung der Schutzgebietsverordnung geben die Bundesländer Arbeitshilfen und Musterkataloge heraus, die an die örtlichen Gegebenheiten anzupassen sind. Es ist in jedem Einzelfall zu prüfen, inwieweit die angegebenen Einschränkungen den jeweiligen Untergrundverhältnissen gerecht werden oder zu modifizieren bzw. zu ergänzen sind. Allgemein gilt, dass die Schutzgebietsverordnung grundsätzlich nur Anforderungen enthalten soll, die über den allgemeinen GwSchutz hinausgehen. Maßnahmen, die eine bereits bestehende GwBelastung vermindern sollen und nur vorübergehend erforderlich sind, sollen Gegenstand spezieller Sanierungsprogramme sein. Bei flächenhaften Belastungen aus der Landwirtschaft können diese Sanierungsmaßnahmen ergänzend zu den grundlegenden Anforderungen der Schutzgebietsverordnung effektiv über freiwillige Vereinbarungen umgesetzt werden. Einzelne Bundesländer (z. B. Hessen) nehmen Landwirte, die Kooperationsverträge zur grundwasserschonenden Landbewirtschaftung abschließen, von bestimmten Verboten der Schutzgebietsverordnung aus. Zu den Grundsätzen und Maßnahmen einer gewässerschützenden Landbewirtschaftung wird auch auf das DVGW-Arbeitsblatt W 140 verwiesen.

Tab. 3-22: Potenzielle Gefährdungen mit Prüfungsbedarf in Trinkwasserschutzgebieten (nach DVGW-Arbeitsblatt W 101)

* +++ sehr hohes Gefährdungspotenzial

++ hohes Gefährdungspotenzial

+ weniger hohes Gefährdungspotenzial

		Gefährdungspotenzial*		
		Zone II	Zone III/III A	Zone III B
1	Industrie und Gewerbe	+++	+++	+++
1.1	Ausweisung neuer Industriegebiete	+++	++	+
1.2	Ausweisung neuer Gewerbegebiete	+++	++	+
1.3	Errichten, Erweitern und Betrieb von Anlagen zum Umgang und zur Lagerung wassergefährdender Stoffe	+++	++	+
1.4	Errichten, Erweitern und Betrieb von Industrieanlagen, in denen in besonders großem Umfang mit wassergefährdenden Stoffen umgegangen wird (z. B. Raffinerien, Metallhütten, chemische Fabriken, Kraftwerke)		+++	
1.5	Errichten, Erweitern und Betrieb von Rohrleitungsanlagen zum Befördern wassergefährdender Stoffe	+++		++
1.6	Schmierstoffe im Bereich Verlustschmierung und Schalöle	+++		++
1.7	Umgang mit radioaktiven Stoffen im Sinne des Atomgesetzes und der Strahlenschutzverordnung, ausgenommen für Mess-, Prüf- und Regeltechnik		+++	
2	Abwasserbeseitigung und Abwasseranlagen			
2.1	Errichten, Erweitern und Betrieb von Abwasserbehandlungsanlagen einschließlich Kleinkläranlagen mit anschließender Versickerung		+++	
2.2	Bau und Betrieb von Abwasserkanälen und -leitungen [Näheres regelt DWA A 142]	+++		++
2.3	Ausbringen und Versickern von Abwasser		+++	
2.4	Einleiten von Schmutzwasser und Niederschlagswasser von Verkehrsflächen in oberirdische Gewässer	+++		++
2.5	Versickerung von Niederschlagswasser von Dachflächen (insbes. aus unbeschichteten Metallen) und Verkehrsflächen mittels oberirdischer Versickerungsanlagen	+++	++	+
2.6	Versickerung von Niederschlagswasser mittels unterirdischer Versickerungsanlagen (insbes. Versickerungsschächte)		+++	
3	Abfallentsorgung			
3.1	Ablagerung und Einbau von Abfällen, die die Anforderungen einer schadlosen Verwertung nicht erfüllen		+++	
3.2	Verwenden von Materialien beim Bau von Verkehrsanlagen, die den wasserwirtschaftlichen Anforderungen an ihre Schadlosigkeit nicht genügen [Näheres regelt die RiStWag]		+++	
3.3	Errichten, Erweitern und Betrieb von Anlagen zur Behandlung, Lagerung und Ablagerung von Abfällen, Reststoffen und bergbaulichen Rückständen		+++	
4	Siedlung und Verkehr			
4.1	Ausweisung neuer Baugebiete	+++	++	+
4.2	Errichten, Erweitern und Betrieb von baulichen Anlagen mit Eingriffen in den Untergrund (über dem Grundwasser)	+++		+
4.3	Errichten, Erweitern und Betrieb von baulichen Anlagen mit Eingriffen in den Untergrund (im Grundwasser)	+++	++	
4.4	Errichten, Erweitern und Betrieb von Anlagen zum Umgang und Lagerung wassergefährdender Stoffe	+++	++	+

Fortsetzung Tab. 3-22

		Gefährdungspotenzial*		
		Zone II	Zone III/III A	Zone III B
4.5	Gewässerausbau und -neubau sowie Hochwasserretentionsflächen	+++	++	+
4.6	Baustelleneinrichtungen, Baustofflager und Wohnunterkünfte für Baustellenbeschäftigte	+++		+
4.7	Neu-, Um- und Ausbau von Straßen mit Ausnahme von Feld- und Waldwegen [Näheres regelt die RiStWag]	+++	++	+
4.8	Neu-, Um- und Ausbau von Gleisanlagen des schienengebundenen Verkehrs	+++	++	+
4.9	Anlegen, Erweitern und Betrieb von Flugplätzen, einschließlich Sicherheitsflächen, Notabwurfplätze		+++	
4.10	Anwendung von Pflanzenschutzmitteln		+++	++
4.11	Transport wassergefährdender Stoffe	+++		++
5	Eingriffe in den Untergrund			
5.1	Gewinnen von Rohstoffen und sonstige Abgrabungen mit Freilegungen des Grundwassers		+++	++
5.2	Gewinnen von Rohstoffen und sonstige Abgrabungen ohne Freilegung des Grundwassers	+++	++	+
5.3	Errichten, Erweitern und Betrieb von Tunnel- und Stollenbauten sowie Kavernen und Untertagebergbau		+++	
5.4	Bohrungen	+++	++	+
5.5	Sprengungen	+++	++	+
5.6	Errichten, Erweitern und Betrieb von Grundwasserwärmepumpen, Erdwärmesonden und -kollektoren	+++	++	+
5.7	Errichten, Erweitern und Betrieb von Anlagen zur Eigenwasserversorgung und Beregnungsbrunnen	+++	++	+
6	Landwirtschaftliche, forstwirtschaftliche und gärtnerische Nutzungen			
6.1	Düngen mit Wirtschaftsdüngern und Sekundärrohstoffdüngern	+++		++
6.2	Errichten, Erweitern und Betrieb von Anlagen zum Lagern und Abfüllen flüssiger Stickstoffdünger und Pflanzenschutzmitteln	+++		++
6.3	Errichten, Erweitern und Betrieb von befestigten Dunglagerstätten	+++	++	+
6.4	Errichten, Erweitern und Betrieb von Anlagen zum Lagern und Abfüllen von Jauche, Gülle und Silagesickersaft	+++		++
6.5	Errichten, Erweitern und Betrieb von ortsfesten Anlagen zur Gärfutterbereitung	+++	++	+
6.6	Feldlagerung von Stallmist und Silage	+++	++	+
6.7	Eintrag hoher Stickstofffrachten in das Grundwasser (z. B. durch ackerbauliche Nutzung auf Moorböden, Leguminosenanbau, Umbruch von Dauergrünland)		+++	
6.8	Freiland-, Koppel- und Pferchthierhaltung	+++	++	+
6.9	Wildgehege, Wildfutterplätze	+++		++
6.10	Beweidung	+++		+
6.11	Kahlschlag und Waldrodung	+++		++
6.12	Erstaufforstungen	+++	++	+
6.13	Nassholzkonservierung, Wertholzlagerplätze	+++	++	+
6.14	Beregnung von landwirtschaftlich oder gärtnerisch genutzten Flächen	+++	++	+
6.15	Errichten, Erweitern und Betrieb von Drainagen und zugehörigen Vorflutgräben	+++		+

Fortsetzung Tab. 3-22

		Gefährdungspotenzial*		
		Zone II	Zone III/III A	Zone III B
6.16	Errichten, Erweitern und Betrieb von Kleingartenanlagen, Baumschulen, Gartenbaubetrieben, forstlichen Pflanzgärten, Weinbau, Hopfenanbau, Gemüse-, Obst- und Zierpflanzenanbau	+++	++	+
6.17	Anwendung von Pflanzenschutzmitteln	+++	++	+
7	Sonstige Nutzungen			
7.1	Großveranstaltungen	+++	++	+
7.2	Übungen außerhalb von Standort- und militärischen Truppenübungsplätzen sowie Übungen des Zivilschutzes [vgl. DVGW W 106 (M)]	+++	++	+
7.3	Anlegen, Erweitern und Betrieb von Standort- und Truppenübungsplätzen [vgl. DVGW W 106 (M)]	+++	++	+
7.4	Errichten, Erweitern und Betrieb von Sport- und Freizeitanlagen	+++	++	+
7.5	Betreiben von Schießständen oder Schießplätzen, ausgenommen Schießstände in geschlossenen Räumen	+++	++	+
7.6	Errichten, Erweitern und Betrieb von Fischteichen		+++	+
7.7	Motorsportveranstaltungen und -anlagen		+++	+
7.8	Errichten, Erweitern und Betrieb von Bade- und Campingplätzen, Aufstellen von Wohnwagen und Wohnmobilen, Zeltlager	+++	++	+
7-9	Errichten, Erweitern und Betrieb von Friedhöfen	+++	++	+

3.5.1.5 Überwachung

Durch das WVU ist eine regelmäßige Überwachung des Trinkwasserschutzgebietes erforderlich, um die Einhaltung der Wasserschutzgebietsverordnung und der Trinkwasserverordnung sowie der Erfolgskontrolle von Schutzmaßnahmen zu erreichen. Außerdem können so frühzeitig Einflüsse festgestellt werden, die eine nachteilige Veränderung der Beschaffenheit des Grundwassers besorgen lassen und die eine rechtzeitige Einleitung von Gegenmaßnahmen erfordern. Es empfiehlt sich, einen Überwachungsplan aufzustellen. Die Kontrolle erfolgt durch regelmäßige Begehungen des Schutzgebietes und durch Beprobung von Grundwasser und ggf. des Bodens. Teilweise enthalten die Verordnungen der Länder zur Eigenüberwachung entsprechende Pflichten. Insbesondere bei größeren Wassergewinnungsanlagen sollte ein geeignetes GwMessstellennetz betrieben werden. Im Übrigen sollte etwa alle 10 bis 15 Jahre überprüft werden, ob Trinkwasserschutzgebietsverordnung sämtliche Gefährdungspotenziale im Schutzgebiet abdeckt und noch den aktuellen fachlichen und rechtlichen Erfordernissen genügt. Bei einer Änderung der Bewirtschaftung von Brunnen sollte überprüft werden, ob sich daraus Änderungen des Einzugsgebietes und der Schutzzonen ergeben.

3.5.2 Schutzgebiete für Talsperren

3.5.2.1 Allgemeines

In Gebieten ohne ausreichend nutzbares GwDargebot sind Talsperren die günstigste Fassungsart um Oberflächenwasser für Trinkwasserzwecke nutzen zu können. Im DVGW-Arbeitsblatt W 102 werden neben den Erfordernissen des allgemeinen Gewässerschutzes darüber hinaus gehende Forderungen und Regelungen für die Schutzzonen von Trinkwassertalsperren vorgeschlagen. Jeder Schutzgebietsvorschlag muss die spezifischen morphologischen, geologischen und hydrologischen Randbedingungen und insbesondere alle denkbaren Belastungspfade berücksichtigen. Die daraus resultierenden

Gebote und Verbote sowie Nutzungs- und Anwendungsbeschränkungen erhalten mit Festsetzung des Trinkwasserschutzgebietes Rechtscharakter.

Die Wasserbeschaffenheit in Stauseen ist ein Ergebnis eines komplexen Wechselspieles biologischer, chemischer und physikalischer Vorgänge. Im Stausee werden vor allem hohe Zulaufschwankungen nach Menge und Qualität vergleichmäßig. Durch Absetz- und Umbauvorgänge können Stör- und Schadstoffe in sehr begrenztem Umfang reduziert werden. Vorsperren sind Staugewässer vor den eigentlichen Trinkwassertalsperren. Sie sollen im Wesentlichen Geschiebe zurückhalten und insbesondere bei Hochwasser Belastungsspitzen in den Zuläufen vergleichmäßigen.

In den Einzugsgebieten der Zuflüsse sollen nach Möglichkeit keine konkurrierenden Nutzungen vorhanden sein. Ein Wasserschutzgebiet bildet die rechtliche Grundlage für eine Verminderung der schädlichen Einflüsse, weil dadurch schädliche konkurrierende Nutzungen über die Anforderungen hinaus, die auf Grund des WHG bereits flächendeckend für den allgemeinen Gewässerschutz gelten, verboten oder eingeschränkt werden können. Darüber hinaus können alle im WSG befindlichen Eigentümer und Nutzungsberechtigte zur Duldung bestimmter Maßnahmen verpflichtet werden.

Bestehende und mögliche Gefahrenquellen sind zu erfassen, zu bewerten und soweit erforderlich zu sanieren bzw. zu beseitigen.

Die in jedem Fall notwendige Trinkwasseraufbereitung kann den erforderlichen Trinkwasserschutz nicht ersetzen, sondern allenfalls ergänzen.

Zur sicheren Gewährleistung einer hohen Trinkwasserqualität sind das Trinkwasserschutzgebiet und die Trinkwasseraufbereitung im Sinne eines aufeinander abgestimmten Multibarrierensystems zwingend notwendig.

3.5.2.2 Gefährdungen und Beeinträchtigungen

Der entscheidende Stoffeintrag geschieht über die Zuflüsse aus dem Einzugsgebiet v. a. in Form von Krankheitserregern (Bakterien, Viren, Parasiten usw.), Nährstoffen, Pflanzenschutzmitteln und wasergefährdenden Stoffen. Nährstoffe fördern die Entwicklung von Algen, deren Stoffwechsel- und Abbauprodukte die Wasserqualität nachhaltig verschlechtern können. Besonders problematisch sind persistente Stoffe, die keinem Um- oder Abbau unterliegen und nur begrenzt im Schlamm zurückgehalten werden können.

Bakterien, Viren und Parasiten und vor allem ihre Dauerformen haben eine hohe Resistenz gegenüber der am Ende der Trinkwasseraufbereitung notwendigen Desinfektion. Alle diese Mikroorganismen sind häufig mit Trübstoffeinträgen gekoppelt. Mit dem Trübungsanstieg bei Starkniederschlägen oder Schneeschmelze ist daher regelmäßig ein massiver Anstieg pathogener Mikroorganismen und anderer Schadstoffe zu besorgen. Dadurch kann die Wirksamkeit der Aufbereitung erheblich reduziert werden.

3.5.2.3 Bemessung des Schutzgebietes und der Schutzzonen

Das Schutzgebiet einer Talsperre soll das gesamte ober- und unterirdische Einzugsgebiet erfassen. Bei Verbindungen von Talsperren und bei Überleitungen von anderen Einzugsgebieten sind auch deren Einzugsgebiete mit einzubeziehen. Durch hydrogeologische Untersuchungen ist zu prüfen, ob aus benachbarten Gebieten unterirdisch Wasser zufließt.

– Schutzzone I

Sie umfasst die Speicherbecken mit Haupt- und Vorsperren sowie den Uferbereich bei Vollstau mit ca. 100 m Breite. Dieser Bereich muss vor jeder Beeinträchtigung geschützt werden.

– Schutzzone II

Sie umfasst die oberirdischen Zuflüsse mit den Quellbereichen sowie die zugehörigen Uferbereiche auf ca. 100 m Breite. Dazu kommen die an die Außengrenzen der Schutzzone I angrenzenden Flächen auf ebenfalls ca. 100 m Breite. Die Schutzzone II muss mindestens die gewässersensiblen Bereiche erfassen; dies sind im Wesentlichen Flächen

- die unmittelbar an oberirdische Gewässer angrenzen
- die vernässt oder überschwemmungsgefährdet sind
- die erosionsgefährdet sind
- die gedrängt sind, die geringe Bodendeckung aufweisen
- die erhöhte Wasserwegsamkeit mit hydraulischer Verbindung zur Talsperre aufweisen.

Die Schutzzone II kann maximal bis zur Einzugsgebietsgrenze reichen. Sie soll den Schutz des Stausees und seiner Zuflüsse vor den Auswirkungen menschlicher Tätigkeiten und Einrichtungen sicherstellen, insbesondere vor direkten Einleitungen, Abschwemmungen und Erosionen.

– Schutzzone III

Die Schutzzone III erfasst die Einzugsgebietsflächen, die durch die Schutzzone I und II noch nicht erfasst sind. Dieser Bereich soll den Schutz des Speicherwassers vor weit reichenden Beeinträchtigungen sicherstellen.

3.5.2.4 Schutzgebietsverordnung

Das Wasser in Talsperren und ihren Zuflüssen kann durch eine Vielzahl von Einrichtungen, Handlungen und Vorgängen beeinträchtigt werden. Die Gefährdungen sind je nach Entfernung zur Talsperre oder ihren Zuläufen und nach den genannten naturräumlichen und standörtlichen Gegebenheiten in ihrer Auswirkung auf das Wasser unterschiedlich zu bewerten. Dabei ist zwischen früheren, gegenwärtigen und zukünftigen Einrichtungen, Handlungen und Vorgängen zu unterscheiden, die in Form von Verboten, Nutzungs-/Anwendungsbeschränkungen oder Geboten in einer Wasserschutzgebietsverordnung unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse zu regeln sind. Dabei ist den unterschiedlichen Auswirkungen der möglichen Gefahrenherde nach Art, Ort und den möglichen Eintragswegen Rechnung zu tragen. Die nachfolgende, dem DVGW-Arbeitsblatt W 102 entnommene Auflistung von gefährlichen Einrichtungen, Handlungen und Vorgängen in den Schutzzone, gibt Hinweise für die notwendigen Regelungen in den konkreten Wasserschutzgebietsverordnungen. Bei den Festlegungen ist ein Ermessensspielraum gegeben.

Schutzzone I

In der Schutzzone I sind nur Einrichtungen und Handlungen zulässig, die dem Betrieb und der Unterhaltung der Talsperre und ihrer technischen Einrichtungen dienen und dabei den notwendigen Gewässerschutz berücksichtigen. Maßnahmen zur Pflege der Landflächen der Schutzzone, insbesondere des Waldes, sind nur zulässig, wenn sie dem Schutz des Stausees dienlich sind.

Schutzzone II

Nachstehend genannte Einrichtungen, Handlungen und Vorgänge sind Gefahren für die Gewässer, die in der Schutzzone II in der Regel nicht tragbar sind. Sie sollen deshalb in der Wasserschutzgebietsverordnung mit Verboten, Nutzungs-/Anwendungsbeschränkungen oder Geboten geregelt werden:

- Baugebiete, bauliche Anlagen, insbesondere gewerbliche und landwirtschaftliche Betriebe und Einrichtungen; Ferienwohnanlagen, Wochenendhausgebiete; Nutzungsänderung bestehender baulicher Anlagen
- Verkehrsanlagen (Flughäfen, Eisenbahnen, Straßen, Wege)
- Umgang mit wassergefährdenden Stoffen; Transformatoren oder Stromleitungen mit flüssigen, wassergefährdenden Kühl- oder Isoliermitteln
- Campingplätze; Freizeit- und Sportanlagen
- Kleingärten
- Einleiten von Abwasser in oberirdische Gewässer, ausgenommen nicht schädlich verunreinigtes Niederschlagswasser
- Waldweide; Pferche; Melkstände; Zutritt von Nutztieren zum Gewässer (Beweidung, Viehtrieb); Viehtränken
- Einleiten von Dränwasser in oberirdische Gewässer
- Fischteiche; Fischzucht; Wassergeflügelhaltung

- Gewinnung von Wasserwärme
- Bohrungen
- Wassersport; Bootfahren; Baden; Angeln
- Zelten; Lagern; Picknick
- Reiten außerhalb dafür eingerichteter Wege, insbesondere durch Gewässer
- Gewässerausbau und -herstellung
- Friedhöfe
- Märkte, Volksfeste oder vergleichbare Veranstaltungen
- Aufbringen von Wirtschaftsdünger, Mineraldünger oder Silagesickersaft, insbesondere im Bereich von Uferandstreifen und anderen gewässersensiblen Bereichen
- Jauche- oder Güllebehälter
- Dungstätten oder Gärfuttersilos
- Erdbewegungen und Aufschüttungen
- Vergraben von Tierkadavern; Wildgehege; Futterplätze und Wildäcker
- die bei der Schutzzone III aufgeführten Einrichtungen, Handlungen und Vorgänge

Schutzzone III

Nachstehend genannte Einrichtungen, Handlungen und Vorgänge sind Gefahren für die Gewässer, die in der Wasserschutzgebietsverordnung mit Verboten, Nutzungs-/Anwendungsbeschränkungen oder Geboten geregelt werden. Die Anforderungen für die Schutzzone III stellen den Grundschutz für das gesamte Wasserschutzgebiet dar. Sie gelten in unterschiedlicher Art und Strenge in allen Schutzzonen.

- Gebiete für Industrie und produzierendes Gewerbe; Bau und Erweiterung von Betrieben oder Anlagen zum Herstellen, Behandeln, Verwenden, Verarbeiten und Lagern von wassergefährdenden oder radioaktiven Stoffen, wie zum Beispiel Raffinerien, Metallhütten, chemische Fabriken, Chemikalienlager, kerntechnische Anlagen (ausgenommen für medizinische Anwendungen oder für Mess-, Prüf- und Regeltechnik); Wärmekraftwerke (ausgenommen gasbetrieben)
- Umgang mit wassergefährdenden Stoffen, insbesondere Lagerung, Umschlag oder Transport (ausgenommen für den Hausgebrauch); Rohrleitungsanlagen zum Befördern wassergefährdender Stoffe
- Tankstellen
- Ausweisung von Baugebieten
- Kanalisationen, einschließlich Regenüberlauf- und Regenklärbecken sowie zentrale Kläranlagen
- Einleiten von Abwasser in den Untergrund einschließlich Versickerung und Verrieselung, ausgenommen nicht schädlich verunreinigtes Niederschlagswasser
- Abfalldeponien und -behandlungsanlagen; Abfallumschlaganlagen; Anlagen zum Lagern und Behandeln von Autowracks, Kraftfahrzeug- und Maschinenschrott und Altreifen; Ablagerung von Hochofenschlacken, Bergematerial oder Gießereialsanden; Anlagen zur Verwertung von Reststoffen (zum Beispiel Bauschuttrecycling); Ablagerung auch unbelasteter Locker- und Festgesteine, wenn Umsetzungsprozesse und Abschwemmungen zu nachteiligen Auswirkungen für das Wasser führen können
- Landwirtschaftliche einschließlich gärtnerische und forstwirtschaftliche Nutzung, dies gilt insbesondere für:
 - Erosionsbegünstigende Bodenbearbeitung
 - Beweidung, wenn hierdurch die Grasnarbe nachhaltig geschädigt oder zerstört wird
 - Intensivtierhaltung
 - Lagern und Ausbringen von Düngemitteln
 - Lagern und Ausbringen von Pflanzenschutzmitteln
 - Beseitigen von Pflanzenschutzmittelresten, von Reinigungswasser und von Pflanzenschutzmittelbehältern
 - Ausbringen von Klärschlamm oder Müllkompost oder deren Gemische
 - Umbruch von Dauergrünland
 - Bodenentwässerungsmaßnahmen
 - Gärfuttermieten, aus denen Sickersaft ablaufen kann

- Landwirtschaftliche oder gartenbauliche Sonderkulturen
- Baumschulen
- Waldrodung (DVGW-Arbeitsblatt W 105), Kahlschlag oder in der Wirkung gleichkommende Maßnahmen
- Waldumwandlung
- Holzlagerung mit Berieselung
- Baumaßnahmen, die geeignet sind, Abschwemmung und Erosion zu fördern
- Baustelleneinrichtungen
- Flughäfen, Start- und Landebahnen für den Motorflug; Straßen, Bahnanlagen und andere Verkehrsanlagen; Wegebau und -unterhaltung, die zu erhöhten Wasserabflüssen und -geschwindigkeiten führen; Verwendung auswasch- und auslaugbarer wassergefährdender Materialien beim Erd- oder Tiefbau; Verwendung von Auftausalzen
- Militärische Anlagen und Übungen (DVGW-Arbeitsblatt W 106)
- Gewinnung von Steinen und Erden; Bergbau; Sprengungen
- Tontauben- und andere Schießplätze; Golfplätze
- Freizeit- und Sportveranstaltungen sowie Märkte, Volksfeste oder vergleichbare Veranstaltungen außerhalb dafür zugelassener Anlagen; Gelände- und Motorsport

3.5.2.5 Überwachung

Trinkwassertalsperren und ihre Einzugsgebiete sind regelmäßig zu überwachen. Dazu gehört es, die Beschaffenheit der Gewässer (Stausee und Zuläufe) sowie die maßgeblichen hydrologischen Größen zu erfassen und auszuwerten. Diese Forderungen ergeben sich aus betrieblichen Überlegungen und wasserrechtlichen Berichtspflichten. Nur so können frühzeitig eventuelle gefährliche Veränderungen für die Gewässer erkannt werden und ihnen rechtzeitig gegengesteuert werden.

Der Talsperrenbetreiber soll Eigentümer der Talsperre und der Flächen der Schutzzone I sein. Die Schutzzone I ist in geeigneter Weise gegen Betreten zu sichern und durch Beschilderung zu kennzeichnen.

Eine wassermengen- und wassergütwirtschaftliche Bewirtschaftung einer Talsperre und ihrer Einzugsgebiete ist notwendig, um langfristig und sicher die Anforderungen der Trinkwasserversorgung erfüllen zu können. Mit einem wassergütwirtschaftlichen Betriebsplan ist die Beschaffenheit des für die Trinkwasserversorgung gespeicherten Wassers auf möglichst hohem Gütestandard zu sichern, bzw. wo weit wie möglich zu verbessern. Die Einhaltung eines Mindestinhaltes im Stausee ist dabei für eine ausreichende Rohwasserqualität von besonderer Bedeutung. Sofern die Talsperre auch anderen Zwecken dient, ist der Bereitstellung von Rohwasser für Trinkwasserzwecke der Vorrang einzuräumen.

3.5.3 Schutzgebiete für Seen und Flüsse

Die Direktentnahme von Oberflächenwasser aus natürlichen Seen und Flüssen beschränkt sich auf Sonderfälle, die individuell zu behandeln sind. Für beide Fälle ist für die Ausweisung eines Schutzgebietes das DVGW-Arbeitsblatt W 102 sinngemäß anzuwenden.

Die Wasserqualität von natürlichen Fließgewässern ist auch bei günstigen Einzugsgebieten deshalb für Trinkwasserzwecke besonders problematisch, weil hohe Belastungsschwankungen durch Niederschlag oder Schneeschmelze regelmäßig auftreten, die nicht durch Konzentrationsausgleich und Absatzvorgänge gemindert werden. An die Aufbereitung werden deshalb außergewöhnlich hohe Anforderungen gestellt, um die Erfüllung der Anforderungen der Trinkwasserverordnung in jedem Falle zu gewährleisten.

Literatur

- [1] Oki, T. & Kanae, S.: Global Hydrological Cycles and World Water Resources. In: Science 313 (2006), 1068-1072
- [2] Barth, J.A.C., Filmenau, V., Bayer, P., Struckmeier, E., Grathwohl, P.: Global Water Balance. In: Strümgmann Forum Report, Linkages of Sustainability, edited by Thomas E. Graedel and Ester van der Voet, Chapter 12, Cambridge, MIT Press, 2009
- [3] UNESCO: Water for people, water for life: the United Nations world water development report. Paris-Oxford, UNESCO-Berghahn, 2003
- [4] UNEP: Global Environment Outlook 3 - Past, present and future perspectives. Earthscan-UNEP, London-Nairobi, 2002
- [5] EUROSTAT: Datenbank – Umwelt und Energie – Umwelt – Wasser (env_wat), Abfrage vom 31.01.2010
- [6] Statistik-Portal der Statistischen Ämter des Bundes und der Länder: Themen - Umwelt – Öffentliche Wassergewinnung, www.statistik-portal.de/Statistik-Portal/de_jb10_jahrtabu1.asp, 2010
- [7] Keller, R., Grahmann, R., Wundt, W.: Das Wasserdargebot in der Bundesrepublik Deutschland. Selbstverlag der Bundesanstalt für Landeskunde, Remagen, 1958
- [8] DVWK-Merkblatt 238, Ermittlung der Verdunstung von Land- und Wasserflächen. Bonn, 1996
- [9] Neumann, J.: Flächendifferenzierte Grundwasserneubildung in Deutschland. Geol. Jb., Sonderhefte, SC6, Hannover 2009
- [10] Schneider, H.: Die Wassererschließung – Erkundung, Bewirtschaftung und Erschließung von Grundwasservorkommen in Theorie und Praxis. Vulkan-Verlag, Essen, 1988
- [11] Deutscher Wetterdienst (DWD): Klimawandel im Detail – Zahlen und Fakten zum Klima in Deutschland, Zahlen und Fakten zur DWD-Pressekonferenz in Berlin am 28. April 2009
- [12] Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit: Hydrologischer Atlas von Deutschland. Lieferung 1-3 mit 51 Kartentafeln - Bonn/Berlin, 2003
- [13] ATV-DVWK-Merkblatt M 504: Verdunstung in Bezug zu Landnutzung, Bewuchs und Boden. Hennef, September 2002
- [14] Wessolek, G., Duijnesveld, W. & Trinks, S.: Ein neues Verfahren zur Berechnung der Sickerwasserrate aus dem Boden: Das TUB-BGR-Verfahren. In: Bronstert, A., Thieken, A., Merz, B. [Hrsg.]: Wasser- und Stofftransport in heterogenen Einzugsgebieten - Beiträge zum Tag der Hydrologie 2004 am 22./23. März 2004 in Potsdam, Forum für Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, H. 05/04, 2004
- [15] Rehse, W.: Diskussionsgrundlage für die Dimensionierung der Zone II von Grundwasserschutzzonen bei Kies-Sand-Grundwasserleitern für die Fremdstoffgruppen: Abbaubare organische Verunreinigungen, pathogene Keime und Viren. Eidgenössisches Amt für Umweltschutz, Bern, 1977
- [16] Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft: Merkblatt Nr. 1.4/6 Nutzung tiefer Grundwässer. www.lfu.bayern.de/wasser/fachinformationen/merkblattsammlung/index.htm, München, 1995
- [17] Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V. (DVWK): Ermittlung des nutzbaren Grundwasserdargebots, 1. Teilband. DVWK-Schriften H. 58/1, Hamburg, Berlin, 1982.
- [18] Armbruster, V.: Grundwasserneubildung in Baden-Württemberg. Freiburger Schriften zur Hydrologie Bd. 17, Freiburg/Brs., 2002
- [19] Deutsche Geologische Gesellschaft (DGG): Hydrogeologische Modelle - Ein Leitfaden mit Fallbeispielen. Schriftenreihe DGG, H. 24, Hannover, 2002
- [20] Busch, K.F., Luckner, L. & Tiemer, K.: Geohydraulik – Lehrbuch der Hydrogeologie Band 3. Gebrüder Borntraeger, Berlin-Stuttgart, 1993
- [21] Gillbricht, Christian A.: Auswertung von Pumpversuchen mit computergestützten Verfahren, Version 1.1. GEO-LEOe-docs - Publikationsplattform für geo- und montanwissenschaftliche Informationsressourcen, Universitätsbibliothek Freiberg und der Niedersächsischen Staats- und Universitätsbibliothek Göttingen, 22.07.2008
- [22] U.S. Geological Survey (USGS): Spreadsheets for the Analysis of Aquifer-Test and Slug-Test Data, Version 1.2. Open-File Report 02-197, <http://pubs.usgs.gov/of/2002/ofr02197/index.html>, 04.01.2010
- [23] Arbeitskreis beim Umweltbundesamt: Human- und ökotoxikologische Bewertung von Markierungsmitteln in Gewässern. Grundwasser 2/97, S. 61-64, 1997
- [24] Käss, Werner: Geohydrologische Markierungstechnik - Lehrbuch der Hydrogeologie, Band 9. Gebrüder Borntraeger, Berlin-Stuttgart, 2004
- [25] Richter, W. & Lillich, W.: Abriß der Hydrogeologie. Schweizerbarth Verlag, Stuttgart, 1975
- [26] Wasserwirtschaftsamt Aschaffenburg: Wasserbilanz Bayerischer Untermain - Studie zur Deckung des Trinkwasserbedarfs in der Region Bayerischer Untermain (2000 - 2020). www.wwa-ab.bayern.de, Aschaffenburg, 2002
- [27] FogQuest - Sustainable Water Solutions, www.fogquest.org

- [28] Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen: Standardleistungsbuch für das Bauwesen des Gemeinsamen Ausschusses Elektronik im Bauwesen (GAEB) - STLB-Bau. Erlass, Az. B 15 - 0 1083 - 151, Berlin, 20.11.2007
- [29] Herrmann, F. & Stiegler, X.: Einsatz von Glaskugeln als Ersatz für Filterkies in Brunnen. In: bbr 5 (2008), S. 48-53
- [30] Ingerle, K.: Zur Hydraulik des Groß-Vertikalfilterbrunnens. In: bbr 6, 1976
- [31] Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft: Leitlinien für die Ermittlung der Einzugsgebiete von Grundwassererschließungen. BLfW-Materialien Nr. 52, München, Dezember 1995
- [32] Hölting, B., Haertle, T., Hohberger, K.-H., Nachtigall, K. H., Villinger, E., Weinzierl, W. & Wrobel, J.-P.: Konzept zur Ermittlung der Schutzfunktion der Grundwasserüberdeckung. Geol. Jb. C 63 (1995), S. 5-24
- [33] Bayerisches Landesamt für Umwelt: Merkblatt 1.2/7 Wasserschutzgebiete für die öffentliche Wasserversorgung. www.lfu.bayern.de/wasser/fachinformationen/merkblattsammlung/, 01.06.2007

Weiterführende Literatur

- Bieske, E.: Bohrbrunnen. R. Oldenbourg Verlag, München-Wien, 1998
- DVGW (Deutscher Verein des Gas- und Wasserfaches): Lehr- und Handbuch Wasserversorgung Band 1, Wassergewinnung und Wasserwirtschaft. R. Oldenbourg Verlag, München-Wien, 1996
- Etschel, H.: Nachträgliche Abdichtungsmaßnahmen an Bohrbrunnen. In: bbr 8, 1986
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: Richtlinien für bautechnische Maßnahmen an Straßen in Wasserschutzgebieten (RiStWag). Bonn, 2002
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: Hinweise für Maßnahmen an bestehenden Straßen in Wasserschutzgebieten. Bonn, 1993
- Grombach, P., Haberger, K., Merkl, G., Trüeb, E.U.: Handbuch der Wasserversorgungstechnik. R. Oldenbourg Verlag, München-Wien, 2003
- Heath, R.C.: Einführung in die Grundwasserhydrogeologie. R. Oldenbourg Verlag, München-Wien, 1988 (übersetzt von A. Rothacher und W. Veit)
- Hölting, B.: Hydrogeologie. Elsevier GmbH, München, 2005
- Kinzelbach, W. & Rausch, R.: Grundwassermodellierung - Eine Einführung mit Übungen. Gebr. Borntraeger Verlagshandlung Berlin, Stuttgart, 1995
- Kiraly, L.: FEM 301 - A three dimensional model for groundwater flow simulation. In: NAGRA Technical Report 84-49, Baden/CH, 1984
- Kittner, H., Starke, W. und Wissel, D.: Wasserversorgung. Verlag für Bauwesen, Berlin, 1988
- Lang, U.: Simulation regionaler Strömungs- und Transportvorgänge in Karstaquiferen mit Hilfe des Doppelkontinuum-Ansatzes. Ph.D. Thesis, Universität Stuttgart, 1995
- McDonald, M.G. & Harbaugh, A.W.: A modular three-dimensional finite-difference ground-water flow model - Open file report, 83-857, U.S. Geological Survey, 1984
- Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft und Umwelt, Baden-Württemberg: Pumpversuche in Porengrundwasserleitern. Stuttgart, 1979
- Nahrgang, G.: Über die Anströmung von Vertikalbrunnen mit freier Oberfläche in einförmig homogenen sowie im geschichteten Grundwasserleiter. In: DAW-Schriftenreihe, Heft 6, Bielefeld, 1965
- Nahrgang, G.: Schluckbrunnen - Forschungsvorhaben über Spülvorgänge und die Ausbildung der Kiesfilterschüttung. In: DVGW-Schriftenreihe Wasser Nr. 66, Eschborn, 1989
- Tholen, M.: Arbeitshilfen für den Brunnenbauer, Brunnenausbautechniken und Brunnensanierung. R. Müller Verlag, Köln 1997
- Weidler, H.: Die Brunnenalterung. In: DVGW-Schriftenreihe Wasser Nr. 201, Eschborn, 1989

4. Wasseraufbereitung

bearbeitet von Dr.-Ing. **Burkhard Wricke**

DVGW-Regelwerk, DIN-Normen, Gesetze, Verordnungen, Vorschriften, Richtlinien
siehe Anhang Kap. 14, S. 881 ff.
Literatur siehe S. 323

4.1 Wasserbeschaffenheit

4.1.1 Physikalisch-chemische Eigenschaften des reinen Wassers

4.1.1.1 Bestandteile

Wasser ist die flüssige Form der Verbindung H_2O . 1 Raumteil Wasser besteht aus 2 Raumteilen Wasserstoff (H) und 1 Raumteil Sauerstoff (O). 100 Massenteile des chemisch reinen Wassers setzen sich aus 11,09 Massenteilen Wasserstoff und 88,01 Massenteilen Sauerstoff zusammen.

4.1.1.2 Aggregatzustand und Masse

Reines Wasser hat etwa bei 4 °C und 1 013 mbar (~1 000 mbar) Luftdruck seine größte Dichte von $1 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^3$. Bei Erwärmung über 4 °C dehnt sich Wasser aus, umso mehr, je höher seine Temperatur ist. Bei Abkühlung auf 0 °C geht Wasser vom flüssigen in den festen Zustand (Eis, Schnee) über. Beim Gefrieren dehnt sich Wasser um etwa 1/11 seines Volumens aus. Bei Erwärmung über 100 °C bei 1 013 mbar Luftdruck geht Wasser vom flüssigen in den gasförmigen Zustand über (Wasserdampf). Die Verdampfungstemperatur = Siedetemperatur steigt und fällt mit dem Luftdruck.

Tab. 4-1: Dichte des Wassers in Abhängigkeit von der Temperatur

Temp. °C	Dichte kg/l	
0	0,9167	Eis
0	0,99987	Wasser
4	1,00000	
8	0,99988	
10	0,99973	
20	0,99821	
50	0,98809	
100	0,95863	

Tab. 4-2: Verdampfungstemperatur des Wassers in Abhängigkeit vom Druck (Luftdruck)

Druck mbar	Verdampfungstemperatur °C
560	85
700	90
800	94
900	97
1 000	100
2 000	121
4 000	144
10 000	180
100 000	311

Tab. 4-3: Abhängigkeit des Luftdrucks mbar von der Höhe der Ortslage

Höhenlage NN + m	0	500	1 000	1 500	2 000	2 500	3 000	3 500	400
Abnahme des Luftdrucks mbar	0	56	118	178	234	288	336	378	410

4.1.1.3 Viskosität

Die Viskosität (Zähigkeit) des Wassers beeinflusst viele Vorgänge, so vor allem das Fließen. Die dynamische Viskosität Z wird in $\text{Pa} \cdot \text{s} = \text{Ns/m}^2 = \text{kg/m} \cdot \text{s}$, die kinematische Viskosität ν in $\text{m}^2/\text{s} = \text{Pa} \cdot \text{sm}^3/\text{kg}$ ausgedrückt.

Die Viskosität ist stark temperaturabhängig, **Tab. 4-4**. Der bei natürlichen Wässern ebenfalls vorhandene Einfluss des Gehalts der gelösten Salze ist praktisch vernachlässigbar klein.

Tab. 4-4: Dynamische und kinematische Viskosität

SI-Einheit	Faktor	Temperatur °C								
		0	5	10	15	20	25	30	40	100
$\eta \text{ Pa} \cdot \text{s}$	10^{-3}	1,792	1,519	1,310	1,145	1,009	0,895	0,800	0,653	0,289
$\nu \text{ m}^2/\text{s}$	10^{-6}	1,792	1,519	1,310	1,146	1,010	0,898	0,804	0,658	0,296

Bei der Fließbewegung des Grundwassers $q = k_f \cdot b \cdot h \cdot J$ ändert sich der Durchlässigkeitswert k_f entsprechend der Viskosität

$$k_1 = k_2 \cdot \nu_2 / \nu_1.$$

Bei der Fließbewegung des Wassers in Rohren ist das Druckgefälle J für gleiches Q und ν : bei laminarer Strömung $J_1 = J_2 \cdot \nu_1 / \nu_2$; bei turbulenter Strömung $J_1 = J_2 \cdot (\nu_1 / \nu_2)^2$.

Für die Fließbewegung in Rohrleitungen ist die Reynolds'sche-Zahl R_e wichtig, ν = Geschwindigkeit, D = Rohrdurchmesser (siehe dazu auch Abschn. 7.5.3)

$$R_e = \nu \cdot D / \nu$$

Die Fließbewegung ist laminar, wenn $R_e < 2\,320$, sie ist turbulent, wenn $R_e > 3\,000$ ist. Beispiel: DN 200, $\nu = 0,20 \text{ m/s}$, $T = 10^\circ \text{C}$

$$R_e = 0,20 \cdot 0,20 / 1,31 \cdot 10^{-6} = 30\,500$$

die Fließbewegung ist turbulent, laminar erst bei $\nu < 2 \text{ cm/s}$. Im Wasserleitungsnetz ist daher fast immer turbulentes Fließen.

4.1.1.4 Spezifische Wärme

Wasser hat von allen bekannten Stoffen die größte spezifische Wärme und kann daher große Wärmemengen aufnehmen, die bei Abkühlung wieder frei werden und daher einen Temperatenausgleich erzeugen (Seeklima). Beim Übergang vom flüssigen in den festen Zustand bei 0°C werden für 1 g reines Wasser $0,092 \cdot 10^{-3} \text{ kWh}$ frei. Um 1 g Wasser bei 1 013 mbar Luftdruck in Dampf zu überführen, werden $0,620 \cdot 10^{-3} \text{ kWh}$ benötigt. Wasser ist ein schlechter Wärmeleiter.

Für das Erwärmen von 1 kg Wasser um 1°C (von $14,5$ auf $15,5^\circ \text{C}$) bei 1 013 mbar Luftdruck wird eine Wärmemenge von $1,16 \cdot 10^{-3} \text{ kWh}$ benötigt. (Umrechnungen in andere Einheiten siehe Abschn. 14.1.6).

4.1.1.5 Zusammendrückbarkeit

Diese (Kompressibilität) ist bei Wasser äußerst gering, so dass im allgemeinen für den praktischen Betrieb das Wasser als nicht elastische und nicht zusammendrückbare Flüssigkeit angenommen werden kann. Die Zusammendrückbarkeit des Wassers ist abhängig von Druck und Temperatur. Bei niedriger Temperatur (0–10 °C) und geringen Drücken (1 bar) kann Wasser um 1/50 000 000 des Volumens zusammengedrückt werden. Der Mittelwert für den Elastizitätsmodul des Wassers ist $2,03 \cdot 10^6 \text{ kN/m}^2$.

4.1.1.6 Chemisches Lösungsvermögen

Wasser hat ein großes Lösungsvermögen, dessen Größe je nach Temperatur und Druck verschieden ist. Im allgemeinen sind Gase reichlicher in kaltem Wasser, feste Stoffe leichter in warmem Wasser löslich.

Löslichkeit von Gasen im Wasser – Wasser nimmt bei einem Druck von 2 bar das doppelte, bei 3 bar das 3 fache Gasvolumen auf wie bei normalem Luftdruck von 1 bar. Bei Beseitigen des Überdrucks entweicht sofort das überschüssige Gas. Mit Absorptionskoeffizient wird das Volumen eines Gases von 0 °C Temperatur und 1 013 mbar Druck bezeichnet, das von 1 Volumen Wasser bei 1 bar Druck gelöst wird.

Löslichkeit von festen Stoffen im Wasser – Viele feste Stoffe sind im Wasser löslich, jedoch in stark unterschiedlicher Menge. Die Löslichkeit der festen Stoffe im Wasser ist praktisch unabhängig vom Druck, nimmt i. a. mit der Temperatur zu, **Tab. 4-7**.

Tab. 4-5: Löslichkeit von reinen Gasen in reinem Wasser – m³ Gas/m³ Wasser bei 1 bar Druck in Abhängigkeit von der Temperatur

Temp. °C	0	10	20	30	100
Luft	0,0288	0,0026	0,0187	0,0161	0,011
Sauerstoff	0,0493	0,0384	0,0314	0,0267	0,0185
Stickstoff	0,0230	0,0185	0,0155	0,0136	0,0105
Wasserstoff	0,0215	0,0196	0,0182	0,0170	0,018
Kohlendioxyd	1,710	1,190	0,878	0,665	0,260
Schwefelwasserstoff	4,690	3,520	2,670	2,037	0,870
Chlor	4,610	3,100	2,260	1,770	
Ozon	0,641	0,520	0,368	0,233	

Tab. 4-6: Aufnahme von Sauerstoff, Stickstoff und Kohlendioxyd aus der Luft je 1 Wasser in Abhängigkeit von der Wassertemperatur, bei 1 bar Druck und Anteile in der Luft: Sauerstoff 20,4 %, Stickstoff 78,0 %, Kohlendioxyd 0,03 %

Temperatur °C	Sauerstoff mg/l bei Chloridgehalt		Stickstoff	Kohlendioxyd
	0 mg/l	5 000 mg/l	mg/l	mg/l
0	14,6	13,8	23,7	1,01
4	13,1	12,4	21,5	0,87
8	11,8	11,2	19,6	0,75
10	11,3	10,7	18,7	0,71
12	10,8	10,2	17,9	0,65
15	10,1	9,5	16,9	0,61
20	9,2	8,6	15,4	0,51
30	7,4	7,1	13,6	0,38
60	4,7	4,4	8,1	0,17
90	1,6	1,3	2,9	–

Tab. 4-7: Löslichkeit einiger fester Stoffe im Wasser bei 10 °C

Gewerbliche Bezeichnung	Chemische Bezeichnung	Chemische Formel	Löslichkeit g/kg
Kochsalz	Eisen III Chlorid	$\text{FeCl}_3 \cdot 6 \text{H}_2\text{O}$	818
	Natriumchlorid	NaCl	359
	Aluminiumsulfat	$\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18 \text{H}_2\text{O}$	338
Soda	Natriumcarbonat	Na_2CO_3	216
Glaubersalz	Natriumsulfat	$\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 10 \text{H}_2\text{O}$	191
Gips	Calciumsulfat	$\text{CaSO}_4 \cdot 2 \text{H}_2\text{O}$	2,04
Kalkstein	Calciumcarbonat	CaCO_3	0,43

4.1.1.7 Folgeerscheinungen

Die physikalisch-chemischen Eigenschaften des Wassers haben Folgeerscheinungen, die bei Wasserversorgungsanlagen von Bedeutung sind.

Infolge des Dichtemaximums bei +4 °C sinkt abgekühltes Wasser nach unten, das wärmere steigt nach oben, bis die Temperatur des ganzen Wassers +4 °C beträgt. Bei weiterer Abkühlung an der Oberfläche bleibt das unter +4 °C abgekühlte Wasser, da nun leichter, an der Oberfläche, das auf +4 °C abgekühlte Wasser, da schwerer, bleibt in der Tiefe. Es findet somit keine Umschichtströmung mehr statt. Wegen der geringen Wärmeleitfähigkeit dringt die Abkühlung nur langsam in größere Tiefen, so dass Oberflächenwasser bei ausreichender Tiefe nicht bis auf den Grund gefriert. Der Temperatenausgleich erfolgt vor allem infolge Durchmischungsvorgängen wie Wellenbewegung, turbulentes Fließen.

Das Wasser hat wegen der Ausdehnung um 9 % seines Volumens beim Gefrieren eine Sprengwirkung, die in der Natur mit zur Verwitterung der Gesteine beiträgt, in der Technik zu Sprengzwecken verwendet wird, bei Wasserversorgungsanlagen besonderen Schutz der Rohrleitungen gegen Einfrieren erfordert.

Salzhaltiges Wasser hat einen niedrigeren Gefrierpunkt als reines Wasser. Bei einem Gehalt von 8 % Kochsalz liegt der Gefrierpunkt bei -4,8 °C.

Die Masse des in der Natur vorkommenden Wassers ist wegen der Beimengungen häufig verschieden von dem des reinen Wassers. Meerwasser mit einem Salzgehalt von 3,2 % (Nordsee) ist etwa 1,03 mal schwerer als reines Wasser. Daher schwimmt in den oberen Sandschichten der Dünen Süßwasser auf dem versalzten Tiefenwasser. In alluvialen Grundwasserströmen liegt das weichere, eisenfreie Wasser auf dem härteren, so dass es sich empfiehlt, die Bohrbrunnen nur bis 2 m über der wasertragenden Sohlschicht zu führen und die Absenkung nicht zu tief zu treiben.

Wegen der geringen Zusammendrückbarkeit des Wassers kann der Druck in einer Rohrleitung, die nur mit Wasser gefüllt und völlig frei von Luft ist, durch Einpressen einer geringen Wassermenge rasch gesteigert werden. Der Druck geht auch sehr rasch zurück, wenn geringe Entnahmen (Undichtheiten) erfolgen (Druckprüfung von Rohrleitungen). Im Gegensatz hierzu sind Gase und Luft zusammenrückbar. Bei Rohrleitungen, die nicht völlig entlüftet sind, geht während der Druckprüfung bei etwaigen Undichtheiten der Druck nur ganz langsam zurück, daher ist für eine einwandfreie Prüfung die Leitung sorgfältig zu entlüften.

Bei Druckentlastung, z. B. Saugleitungen, Heber, werden die im Wasser gelösten Gase teilweise frei und müssen abgeleitet werden.

4.1.2 Natürliche Rohwässer – Beschaffenheit und Anforderungen

4.1.2.1 Allgemeines

Das in der Natur vorkommende Wasser ist chemisch nicht rein. Auf seinem Weg durch die Atmosphäre, durch den Boden und die wasserführenden Gesteinsschichten nimmt das Wasser Bestandteile auf, die jedem Wasser je nach seiner Herkunft ein bestimmtes, eigenes Gepräge geben. So unterscheiden

sich bereits natürliche Grundwässer in Abhängigkeit von den geologischen Verhältnissen ihres Vorkommens außerordentlich stark, was sich z. B. in den Parametern pH-Wert, Sauerstoffgehalt, Härte (Summe Erdalkalien), Pufferkapazität, Eisen- und Mangankonzentration äußert (siehe Abschn. 4.1.2.2). Hinzu können anthropogene Belastungen kommen. Hierzu zählen bei Grundwässern insbesondere Nitrat, Pflanzenbehandlungs- und Schädlingsbekämpfungsmittel sowie durch Altlasten verursachte Beeinträchtigungen. Bei Oberflächenwässern und oberflächenwasserbeeinflussten Grundwässern sind dies, neben Belastungen mit fäkalen Keimen, Belastungen mit organischen Spurenstoffen, wie z. B. mit Arzneimitteln und Komplexbildnern. Die Belastung mit Ammonium, Nitrat, biologisch abbaubaren Stoffen und AOX sind als Folge des umfangreichen Kläranlagenausbaus im kommunalen und industriellen Bereich deutlich zurückgegangen. Insbesondere die Belastung mit anthropogenen Stoffen zwingt viele Wasserversorgungsunternehmen zum Einsatz kostenintensiver Verfahren in der Trinkwasseraufbereitung.

Notwendig ist hier die noch konsequentere Beachtung der DIN 2000 vom Okt. 2000, in der es unter Ziff. 4.3 heißt: „Zur Sicherung der Trinkwassergüte ist der Schutz der Gewässer in chemischer und mikrobiologischer Hinsicht von großer Bedeutung. Insbesondere sollen anthropogene, schwer abbaubare Stoffe den Gewässern ferngehalten werden. Der Trinkwassergewinnung ist grundsätzlich Vorrang vor anderen Gewässernutzungen einzuräumen.“ [1]

Zur Wahl des Wasservorkommens sagt Ziff. 4.5: „Die Auswahl der zur Versorgung zu nutzenden Wasservorkommens richtet sich nach deren Beschaffenheit, Ergiebigkeit und Schutzmöglichkeit. Die langfristige Sicherheit der Wassergewinnung sowohl in quantitativer als auch in qualitativer Hinsicht ist oberstes Ziel.“ [1]

Die Sicherstellung der Trinkwasserversorgung erfordert die Kenntnis der Beschaffenheit des jeweils genutzten Rohwassers. Regelungen über Rohwasseruntersuchungen sind deshalb von den Bundesländern entweder in die Landeswassergesetze aufgenommen worden oder auf freiwilliger Basis in Kooperation zwischen den Wasserversorgungsunternehmen und den zuständigen Wasserbehörden oder im Rahmen wasserrechtlicher Genehmigungen festgelegt worden.

4.1.2.2 Grundwasser und Quellwasser

Grundwasser ist unterirdisches Wasser, das die Hohlräume der Erdrinde zusammenhängend ausfüllt und der Schwerkraft gehorcht. Es ist zwar aus versickernden Niederschlägen entstanden, hat aber durch große Sickerwege und lange Verweilzeiten im Untergrund (Grundwasser-Alter) eine Beschaffenheit erlangt, die aus den durchflossenen geologischen Formationen resultiert. In **Tab. 4-8** sind beispielhaft für unterschiedliche geologische Formationen typische Wässer angegeben.

Aus dieser Tabelle, die nur einige Parameter der Wasseranalyse wiedergibt, ist z. B. erkennbar, dass es sich bei dem Rohwasser von Gotteszell um ein sehr weiches (Summe Erdalkalien), nicht gepuffertes (Säurekapazität), deutlich im sauren Bereich (pH-Wert) liegendes Wasser aus dem kristallinen Vorgebirge handelt, das trotz des absolut gesehen geringen Gehalts an gelöstem Kohlenstoffdioxid ohne Aufbereitung korrosionschemisch sehr bedenklich wäre und außerhalb der Zulässigkeit als Trinkwasser läge. Gegenteilig stellt sich das Wasser aus dem Lettenkeuper bei Rothausen dar, das einen hohen Gehalt an Erdalkali-Ionen hat (sehr hart) und gut gepuffert ist, aber trotz des hohen Gehalts an gelöstem Kohlenstoffdioxid stark zu Kalkausscheidungen neigt und somit ohne Aufbereitung erhebliche Inkrustationen im Rohrnetz und besonders in Anlagen zur Wassererwärmung brächte. Bei dem Wasser von Heldmannsberg wäre bei einer Aufbereitung Sauerstoff in das Wasser einzutragen und der Eisengehalt zu reduzieren. Als nahezu ideal kann das Münchener Wasser angesehen werden, das bereits als Rohwasser alle Forderungen, die an ein Trinkwasser gestellt werden, erfüllt und deshalb im Regelfall auch ohne Aufbereitung und Desinfektion an den Verbraucher abgegeben wird.

Die Beschaffenheit des natürlichen Grundwassers ist auch abhängig von der Entnahmetiefe und der Absenkung des Grundwasserspiegels. Beispielsweise stiegen bei einem Versuchsbrunnen der Fernwasserversorgung Franken im Muschelkalk der Gehalt an Erdalkalien (Härte) und Chloriden mit der Entnahmetiefe stark an. Eine größere Absenkung des Grundwasserspiegels kann auch den Zufluss von Oberflächenwasser (Uferfiltrat) erhöhen, was qualitativ meist eine Verschlechterung bedeutet.

Tab. 4-8: Chemische Beschaffenheit von Wässern aus einzelnen geologischen Formationen

	Geologische Formation	Ort	pH	O ₂	Fe	Mn	Härte	K _{84,3}	Kohlensäure	
				mg/l	mg/l	mg/l	°d	mol/m ³	frei mg/l	zugeh. mg/l
Urgebirge	Kristallin	Gotteszell	6,0	10,8	–	–	0,56	0,1	13,2	0
Buntsandstein	Buntsandstein	Fellen	6,2	10,4	0,01	–	2,1	0,7	38,5	0,3
	Buntsandstein	Miltenberg	7,2	9,2	0,06	–	5,6	1,5	20,9	1,5
	Plattensandstein	Hammelburg	7,1	10,2	0,01	–	24	4,8	28,6	30
	Röt	Roden			0,01	–	17	5,7		60,5
Muschelkalk	unterer Muschelk.	Neustadt/Saale	7,2	9,25	0,01	–	21,8	5,6	44,0	52,5
	mittlerer Muschelk.	Höchberg	7,0	3,7	0,08	–	68,8	6,7	76,2	89,4
	oberer Muschelk.	Uffenheim	7,3	3,0	0,04	–	25,5	7,6	52	125
Keuper	Lettenkeuper	Rothausen	7,2	2,3	0,01	–	29,7	8,5	53	170
	Gipskeuper	Aischq. Windesheim		7,6		–	101			
	Gipskeuper	Mainbernheim	7,2	9,1	–	–	53	7,0	59	101
	Schilfsandstein	Neustadt/Aisch	7,3		0,03	–	27,9	6,1	52,5	67
	Blasensandstein	Ühlfeld	7,3		0,03	–	18,4	5,9	40	60
	Burgsandstein	Theilenhofen	7,2		0,03	–	9,5	3,4	22	11
Jura	Rätsandstein	Lauf	6,5	9,4		–	4,3	0,9	26,5	0,5
	Eisensandstein	Heldmannsberg	7,3	0,5	0,3	0,04	18,9	6,3	54	54
	Weißjura	Ranna	7,6	8,5	0,01	–	11,9	4,2	18,5	–
Alpen	Wettersteinkalk	Garmisch		10	Sp.	–	5,6	2,0	2,5	2,2
Tertiär	Tertiär	Reisbach	7,3	<1	0,6	–	18,2	5,9	51,5	60,5
Quartiär	Schotteralluvium	München	7,2	10,5	0,01	–	14,3	4,4	19	21,9
im Bereich	Buntsandstein	Erlenbach/a. M.	6,7	9,6	0,01	–	7,6	1,6	25,3	1,4
	mittlerer Muschelk.	Marktsteft	7,1	4,5	Sp.	–	29,5	5,4	35	44
	Keuper	Lauf	7,3	0,04	0,26	–	14,7	4,2	19,5	4,7
	Keuper	Fürth	7,3	0,1	0,05	0,17	13,4	3,3	16,0	8,0

Anmerkung: statt der Angabe der „freien“ und „zugehör.“ Kohlensäure enthalten neuere Analysen die Basekapazität K_{B8,2} und den pH nach CaCO₃-Sättigung bzw. den ΔpH-Wert

Nicht in der **Tab. 4-8** enthalten sind so genannte Verschmutzungsindikatoren, d. h. Parameter, die anthropogen bedingte Belastungen des natürlichen Wassers zum Ausdruck bringen und bei unbelastetem Wasser nicht bzw. nicht in diesem Umfang auftreten. Dazu gehören vor allen Dingen die Stickstoffverbindungen (Nitrat, Nitrit, Ammonium), die Pflanzenbehandlungs- und Schädlingsbekämpfungsmittel, die chlorierten Kohlenwasserstoffe, z. T. auch Sulfate, Chloride und Aluminium, wenn bei letzterem verstärkte Mobilisierungen im Untergrund durch den so genannten sauren Regen auftreten. Diese Belastungen stellen eine häufige Gefährdung des Grundwassers dar (siehe Abschn. 4.1.8).

Besonders anfällig gegen Verunreinigungen ist das Grundwasser im Festgestein, speziell Karstgestein, in dem Fließgeschwindigkeiten bis über 100 m/h auftreten können und Filtration, Adsorption und biologischer Abbau der Schmutzstoffe praktisch nicht mehr gegeben sind.

Im DVGW-Hinweis W 254 wird zur Überwachung der Rohwasserqualität ein dreistufiges Messprogramm vorgeschlagen (**Tab. 4-9**):

- ein Minimalprogramm (Stufe 1), das mindestens einmal jährlich abzuarbeiten ist,
- ein Programm der Stufe 2, das mindestens alle drei Jahre bzw. bei begründetem Verdacht gemessen werden soll,
- ein erweitertes Messprogramm, dessen Parameter, insbesondere Pflanzenschutzmittel, bei Verdacht auf Belastung zu analysieren sind.

Die flächendeckende Erfassung der Grundwasserbeschaffenheit soll mittels der Grundwasseruntersuchungen aus einem Landesmessnetz, der Roh- und Trinkwasseranalysen sowie der Grundwasseruntersuchungen in Vorfeld-Messstellen der öffentlichen Wasserversorgungsunternehmen, der Analysen weiterer Grundwassernutzer und der Schaffung und des Betriebs von Emittenten-Messstellen erreicht werden.

Tab. 4-9: 3stufiges Grundwasser-Messprogramm nach DVGW – W 254

Parameter im Basismengenprogramm (Stufe 1)				
Physikalisch-chemische Vollanalyse (Dieses <i>Minimalprogramm</i> ist auch zu Kontrollzwecken, z. B. wegen der Erstellung der Ionenbilanz, notwendig)				
			DIN-Verfahren	
Farbe, qualitativ			38 404 Teil 1	
Trübung, qualitativ			38 404 Teil 2	
Geruch, qualitativ			DEV B 1/2	
Färbung		m ⁻¹	38 404 Teil 1	
Ext. bei 436 nm				
Temperatur		°C	38 404 Teil 4	
Leitfähigkeit		mS/m	38 404 Teil 8	
(bei 25 °C)				
Sauerstoff	(O ₂)	mg/l	38 408 Teil 21 bzw. 38 408 Teil 22	
pH-Wert			38 404 Teil 5	
Säurekapazität		mmol/l	38 409 Teil 7	
bis pH 4,3				
Gesamthärte		mmol/l	38 409 Teil 6	
Calcium	(Ca)	mg/l	38 406 Teil 3	
Magnesium	(Mg)	mg/l	38 406 Teil 3	
Natrium	(Na)	mg/l	DEV E 14	
Kalium	(K)	mg/l	DEV E 13	
Ammonium	(NH ₄)	mg/l	38 406 Teil 5	
Eisen, gesamt	(Fe)	mg/l	38 406 Teil 1	
Mangan, gesamt	(Mn)	mg/l	38 406 Teil 2	
Chlorid	(Cl)	mg/l	38 405 Teil 1	
Nitrat	(NO ₃)	mg/l	38 405 Teil 9	
Nitrit	(NO ₂)	mg/l	38 405 Teil 10	
Sulfat	(SO ₄)	mg/l	38 405 Teil 5	
DOC	(C)	mg/l	38 409 Teil 3	
spektraler Absorptions-		m ⁻¹	38 404 Teil 3	
koeffizient bei 254 nm				
POX/AOX	(Cl)	mg/l	38 409 Teil 14	
Koloniezahl 20 ± 2 °C		pro ml	DEV K5	
Coliforme		pro 100 ml	DEV K6	
E. Coli		pro 100 ml	DEV K6	

Fortsetzung Tab. 4-9

Parameter (Stufe 2)			
Aluminium	(Al)	mg/l	38 406 Teil 9
Arsen	(As)	mg/l	38 405 Teil 12 bzw. 38 405 Teil 18
Bor	(B)	mg/l	38 405 Teil 17
Blei	(Pb)	mg/l	38 406 Teil 6
Cadmium	(Cd)	mg/l	38 406 Teil 19
Chrom	(Cr)	mg/l	38 406 Teil 10 bzw. 38 405 Teil 24
Cyanid	(CN)	mg/l	38 405 Teil 13
Fluorid	(F)	mg/l	38 405 Teil 4
Nickel	(Ni)	mg/l	38 406 Teil 21
Quecksilber	(Hg)	mg/l	38 406 Teil 12
Polycycl. arom. KW		mg/l	38 409 Teil 13
leichtflüchtige organische Halogenverbindungen		mg/l	
1,1,1-Trichlorethan	(C ₂ H ₃ Cl ₃)	mg/l	
Trichlorethan	(C ₂ HCl ₃)	mg/l	
Tetrachlorethan	(C ₂ Cl ₄)	mg/l	
Dichlormethan	(CH ₂ Cl ₂)	mg/l	
Tetrachlorkohlenstoff	(CCl ₄)	mg/l	
Parameter des erweiterten Messprogramms (Stufe 3)			
Benzol, Toluole, Xyole		µg/l	38 409 Teil 18
Phenol-Index		µg/l	38 409 Teil 16
DOS		µg/l	
organische Einzelstoffe nach GC/MS		µg/l	
Mineralöl		µg/l	38 409 Teil 17
PCB/PCT		µg/l	
Pflanzenschutzmittel		µg/l	

In Deutschland wird für Trinkwasser zu etwa 87 % Grundwasser genutzt, das trotz der wesentlich gestiegenen Belastungen noch immer als am geeignetsten anzusehen ist. Es sind aber verstärkte Anstrengungen im Gewässerschutz, insbesondere in der Vorsorge und bei der Durchsetzung des Verursacherprinzips erforderlich, wenn das auch zukünftig so bleiben soll (siehe dazu auch Abschn. 4.1.8). Zur Umsetzung der Wasserrahmenrichtlinie (2000/60/EG) und der in der Richtlinie 2006/118/EG vom 12.12.2006 zum Schutz des Grundwassers vor Verschmutzung und Verschlechterung (Grundwasserrichtlinie) verankerten europäischen Vorgaben befindet sich eine deutsche Grundwasserverordnung in Vorbereitung. Mit dieser sollen der gute mengenmäßige und der gute chemische Grundwasserzustand erhalten oder wieder hergestellt sowie alle signifikanten und anhaltenden steigenden Trends von Schadstoffkonzentrationen umgekehrt werden.

Quellwasser ist mit freiem Gefälle zutage tretendes Grundwasser, wobei es sich aber hinsichtlich Bildungsmechanismus, Erscheinungsform und Art der Fassung deutlich vom „echten“ Gw unterscheidet (s. auch Kap. 3.). Die Beschaffenheit des Quellwassers hängt entscheidend von der Beschaffenheit der wasserführenden Schichten, ihrer Überdeckung, der vorhandenen Vegetation und der Nutzung der Flächen ab. Entspringt das Wasser einem anthropogen unbelasteten, gut filtrierenden Untergrund mit hinreichender Mächtigkeit des Aquifers und schützender Überdeckung, kann seine Qualität der eines guten „echten“ Gw entsprechen. Quellwasser, das nur eine geringe Überdeckung aufweist, evtl. noch aus Klüften und Spalten austritt, wird besonders bei Starkniederschlägen und Schneeschmelzen durch

Oberflächenwasser beeinträchtigt. Dies zeigt sich häufig an erhöhten Trübungswerten sowie in einer mikrobiologischen Belastung des Quellwassers. Es ist deshalb hygienisch bedenklich. Liegt eine Beeinflussung durch Oberflächenwasser vor, ist in der Regel eine Aufbereitung des Wassers zur Trübstoff- und Partikeleliminierung erforderlich. Nur in Ausnahmefällen ist eine Desinfektion ausreichend (siehe DVGW-Arbeitsblatt W 290).

4.1.2.3 Oberflächenwasser

Zum Oberflächenwasser, also Wasser aus stehenden und fließenden oberirdischen Gewässern, gehören insbesondere Talsperren-, See- und Flusswasser aber auch Meerwasser. Die Reihenfolge der Nennung stellt dabei bereits eine Wertung bzgl. der Eignung und des Umfangs der Nutzung als Rohwasser für die Trinkwasserversorgung in der Bundesrepublik dar. Die Beschaffenheit des Oberflächenwassers variiert örtlich und auch zeitlich außerordentlich stark, insbesondere in Abhängigkeit von Art und Nutzung des Einzugsgebietes, aber auch beeinflusst von der Jahreszeit. Die **Tab. 4-10** gibt einige Beispiele für die Rohwasserbeschaffenheit von unterschiedlichen Oberflächenwässern. Typisch für viele Oberflächenwässer sind Sink- und Schwebstoffe, starke Temperaturschwankungen und höhere Werte bei den organischen Inhaltsstoffen (Oxidierbarkeit) und den mikrobiologischen und biologischen Parametern.

Beim Meerwasser ist es der hohe Salzgehalt, der eine Nutzung erst nach sehr kostenaufwendiger Entsalzung möglich macht. Das Oberflächenwasser wird gegenüber dem Grundwasser als hygienisch bedenklicher angesehen, da die Ausweisung und Durchsetzung der Trinkwasserschutzgebiete oft erschwert ist, insbesondere bei Flüssen, und zahlreiche Möglichkeiten für eine direkte Verunreinigung des Rohwassers gegeben sind. Es gibt aber auch Beispiele für gut geschützte Oberflächenwässer, besonders bei Trinkwassertalsperren.

Für die Beurteilung der Gewässergüte eines Oberflächenwassers werden Güteklassen benutzt. Für die Fließgewässer wird meist die Saprobie herangezogen. Es werden vier Güteklassen mit Zwischenstufen nach folgenden Kriterien unterschieden:

I: unbelastet bis sehr gering belastet

Gewässerabschnitte mit reinem, stets annähernd sauerstoffgesättigtem und nährstoffarmem Wasser; geringer Bakteriengehalt; mäßig dicht besiedelt, vorwiegend von Algen, Moosen, Strudelwürmern und Insektenlarven; Laichgewässer für Edelfische.

I-II: gering belastet

Gewässerabschnitte mit geringer anorganischer oder organischer Nährstoffzufuhr, ohne nennenswerte Sauerstoffzehrung; dicht und meist in großer Artenvielfalt besiedelt.

II: mäßig belastet

Gewässerabschnitte mit mäßiger Verunreinigung und guter Sauerstoffversorgung; sehr große Artenvielfalt und Individuendichte von Algen, Schnecken, Kleinkrebsen, Insektenlarven und Fischen; Wasserpflanzenbestände bedecken größere Flächen.

II-III: kritisch belastet

Gewässerabschnitte, bei denen die Belastung mit organischen, sauerstoffzehrenden Stoffen einen kritischen Zustand bewirkt; Fischsterben infolge Sauerstoffmangels möglich; Rückgang der Artenzahl bei Makrophyten, Neigung zu Massenentwicklungen von einzelnen Pflanzen- und Tierarten.

III: stark verschmutzt

Gewässerabschnitte mit starker organischer Verschmutzung; der meist niedrige Sauerstoffgehalt reicht oft für höhere Wasserorganismen wie Fische nicht aus; örtlich Faulschlammablagerungen; massenhaftes Auftreten von Abwasserbakterien und Wimpertierchen, bisweilen auch Schwämme, Egel und Wasserasseln; kaum Pflanzenbestände.

III-IV: sehr stark verschmutzt

Gewässerabschnitte mit weitestgehend eingeschränkten Lebensbedingungen für höheres Leben: Die sehr starke organische Verschmutzung führt oft zu totalem Sauerstoffschwund; Trübung durch Abwasserschwebstoffe; ausgedehnte Faulschlammablagerungen, dicht besiedelt durch rote Zuckermückenlarven oder Schlammröhrenwürmer.

IV: übermäßig verschmutzt

Gewässerabschnitte mit übermäßiger Verschmutzung durch organische, sauerstoffzehrende Abwässer; Bakterien, Geißel- und Wimpertierchen leben in einer Biozönose auf ausgedehnten Faulschlammhängen; Sauerstoff fehlt oft gänzlich, entsprechend sind Möglichkeiten für höheres Leben örtlich und zeitlich stark beschränkt.

Tab. 4-10: Beispiele für die Rohwasserbeschaffenheit von Oberflächengewässern u. Uferfiltrat

Parameter	Einheit	Flußw. (Rhein)	Talsperre (Wahnbach)	Talsperre (Klingenberg)	Uferfiltrat (Elbe)
Trübung	TE/F	–	0,93	0,3...3,4	0,2
Temperatur	°C	10	4,5	2,3...12,0	n. b.
el. Leitfähigkeit	µS/cm	1162	195	201...260	462
Abdampfrückstand	mg/l	562	154	n. b.	n. b.
Glührückstand	mg/l	440	115	n. b.	n. b.
pH-Wert		7,8	7,3	6,52...7,56	6,8
pH-Wert nach CaCO ₃ -Sättigung		7,5	8,7	8,8...9,35	7,6
Härte (Sum. Erdalk.)	mmol/l	2,7	0,75	0,6...1,0	2,4
Natrium	mg/l	140	8,1	6,0...9,0	33,5
Kalium	mg/l	8,6	2,7	2,4...4,0	28,3
Calcium	mg/l	90	20,9	21,0...30,0	80,0
Magnesium	mg/l	12	5,3	4,3...8,7	14,0
Chlorid	mg/l	235	12,1	8,0...11,0	61,0
Nitrat	mg/l	16,2	19,8	15,0...26,0	16,0
Sulfat	mg/l	79,7	32,6	47,0...57,0	130,0
Silikat (Si)	mg/l	1,6	1,4	n. b.	n. b.
Sauerstoff	mg/l	8,9	10,3	8,0...17,0	3,4
Sauerstoff	%-Sättig.	79	82	n. b.	n. b.
Oxidierbarkeit	mg/l	3,4	2,3	1,4...4,2	8,2
gel. org. geb. Kohlenstoff	mg/l	2,8	1,3	1,5...2,6	n. b.
Arsen	µg/l	1,4	–	0,1...0,5	1,0
Blei	µg/l	< 10	–	0...14,0	< 2,0
Cadmium	µg/l	< 1	–	0,1...0,3	< 1,0
Chrom	µg/l	< 5	–	< 0,1	< 5,0
Quecksilber	µg/l	< 1	–	< 0,1	< 0,1
Selen	µg/l	< 0,5	–	n. b.	< 1,0
Zink	µg/l	13	–	30...165	n. b.
Cyanid	µg/l	< 5	–	n. b.	< 10,0
Fluorid	µg/l	253	70	290...460	n. b.
o-Phosphat (P)	µg/l	–	0,9	0...29	56,0
Nitrit	µg/l	299	60	14...9,3	35,0
PAK (als C)	µg/l	0,07	–	0,02...0,13	0,02
Trichlormethan	µg/l	4,4	–	0...0,6	n. n.

Für Seen gilt die Trophie mit ebenfalls vier Güteklassen mit Zwischenstufen, die von oligotroph (Güteklasse I) bis hypertroph (Güteklasse IV) reichen.

In Gewässergütearten werden die Güteklassen farblich jetzt wie folgt gekennzeichnet:

Güteklasse:		Zwischenstufen:	
I	dunkelblau	I–II	hellblau
II	dunkelgrün	II–III	hellgrün
III	gelb	III–IV	orange
IV	rot		

Reine Bergseen und Gebirgsbäche können Wassergüteklasse I haben, stark abwasserbelastete Flüsse dagegen Wassergüteklasse IV. Mit der in Vorbereitung befindlichen „Verordnung zum Schutz der Oberflächengewässer“ werden von der Bundesregierung für die Umsetzung der WRRL-Tochterrichtlinie „Umweltqualitätsnormen“ (2008/105/EG), die eine Einstufung der Gewässer bis Dezember 2013 vorsieht, neue Qualitätskomponenten festgelegt. Diese beinhalten sowohl eine Einstufung des ökologischen Zustandes und des ökologischen Potenzials als auch des chemischen Zustandes der Oberflächengewässer. Um hier die Belange der Trinkwasseraufbereitung stärker einfließen zu lassen, wurde von DVGW, ARW, AWBR, AWE und AWWR im März 2010 ein Oberflächenwasser-Memorandum verabschiedet, in dem Zielwerte definiert sind, die der Einhaltung bzw. der Erreichung des guten ökologischen Zustandes der Fließgewässer dienen und zugleich eine sichere Aufbereitung von Trinkwasser mit einfachen, naturnahen Verfahren ermöglichen (siehe **Tab. 4-11**).

Tab. 4-11: Zielwerte für die Beschaffenheit von Fließgewässern (aus Verbände Memorandum „Forderungen zum Schutz von Fließgewässern zur Sicherung der Trinkwasserversorgung“ März 2010) [2]

Nr.	Parameter	Einheit	Zielwerte
A	Anorganische Inhaltsstoffe (gelöst)		
A.1	Ammonium (NH_4^+)	mg/l	0,3
A.2	Arsen (As)	mg/l	0,005
A.3	Blei (Pb)	mg/l	0,005
A.4	Bor (B)	mg/l	0,5
A.5	Chlorid (Cl)	mg/l	100
A.6	Chrom (Cr)	mg/l	0,025
A.7	Cyanid (CN^-)	mg/l	0,01
A.8	Kupfer	mg/l	0,02
A.9	Nickel (Ni)	mg/l	0,01
A.10	Nitrat (NO_3^-)	mg/l	25
A.11	Quecksilber (Hg)	mg/l	0,0005
A.12	Selen (Se)	mg/l	0,005
A.13	Sulfat (SO_4^{2-})	mg/l	100 ¹
A.14	Zink	mg/l	0,1
B	Organische Inhaltsstoffe		
Summenparameter			
B.1	Adsorbierbare organische Halogenverbindungen (AOX)	µg/l	25
B.2	Adsorbierbare organische Schwefelverbindungen (AOS)	µg/l	80
Einzelsubstanzen			
	Anthropogene naturfremde Stoffe ²		
B.3	Pestizide, Biozide und Metabolite je Einzelstoff	µg/l	0,1
B.4	Endokrin wirksame Substanzen je Einzelstoff	µg/l	0,1
B.4.	Arzneimittelrückstände je Einzelstoff	µg/l	0,1
B.5	PFT und übrige organische Halogenverbindungen je Einzelstoff	µg/l	0,1
B.6	Mikrobiell schwer abbaubare Stoffe je Einzelstoff	µg/l	1,0
B.7	Synthetische Komplexbildner je Einzelstoff	µg/l	5,0

Anmerkungen zu Tabelle 4-11:

¹ Aus Gründen des Korrosionsschutzes

² Es sei denn, dass toxikologische Erkenntnisse einen niedrigeren Wert erfordern.

Für das am meisten für die Trinkwasserversorgung genutzte Oberflächenwasser, das Talsperrenwasser, empfiehlt der DVGW-Hinweis W 254 in Anlehnung an die EG-Meßmethoden-Richtlinie 79/869/EWG in drei Gruppen 53 Parameter, auf die dieses Rohwasser zu untersuchen ist. Näheres, auch zur Probenentnahme und Untersuchungshäufigkeit, siehe W 254.

Entscheidend für die Qualität des entnommenen Talsperrenwassers ist es, bei Planung und Betrieb der Wasserversorgung die Zirkulationsperioden im Frühjahr und Herbst sowie die deutliche Schichtung im Sommer zu beachten. Dies geschieht u. a. durch veränderliche Entnahmetiefen (siehe auch Abschn. 3.3.4).

In Abhängigkeit von Nährstoffeintrag, Sonneneinstrahlung usw. können in Talsperren Eutrophierungen oder massenhaft kritische Algenarten auftreten, die die Rohwasserbeschaffenheit entscheidend verschlechtern und die Trinkwasserversorgung u. U. empfindlich stören, wie z. B. 1981 in der Dresdener Wasserversorgung durch die Alge *Synura uvella* geschehen.

Insgesamt erfordert Oberflächenwasser aufgrund seiner Beschaffenheit und der nie ganz ausschließbaren Gefährdungen immer aufwendigere Aufbereitungsanlagen als ein unbelastetes Grundwasser. Die Nutzung von Oberflächenwasser wird sich somit auf die – allerdings zahlreichen – Fälle beschränken, in denen ein geeignetes Grundwasser nicht in ausreichender Menge zur Verfügung steht.

4.1.2.4 Künstlich angereichertes Grundwasser und Uferfiltrat

4.1.2.4.1 Künstlich angereichertes Grundwasser

Bei der Gw-Anreicherung oder Infiltration wird das Grundwasser durch künstliche Versickerung von Oberflächenwasser über Becken, Schluckbrunnen, horizontale Versickerungsleitungen u. a. angereichert (siehe Abschn. 3.3.3 und Abb. 4-39). Wesentliche Gründe dafür sind die nicht ausreichende Grundwasserneubildung und die Beschaffenheit und Gefährdung des Oberflächenwassers, die eine direkte Aufbereitung zu Trinkwasser problematisch macht. Die Eigenschaften dieses angereicherten Grundwassers sind vorrangig abhängig von der Beschaffenheit des Oberflächenwassers, seiner eventuellen Vorbehandlung vor der Infiltration und der Bodenpassage (Korngrößenzusammensetzung, Porenvolumen, chemische Zusammensetzung der Bodenschichten, Fließweg und Verweilzeit im Untergrund). Die im Oberflächenwasser enthaltenen suspendierten Stoffe werden im Porenraum der Versickerungsanlage und des Bodens zurückgehalten, die organischen Stoffe teilweise biologisch abgebaut, die Keime und auch radioaktive Substanzen deutlich reduziert und die Wassertemperaturen vergleichmäßigt (siehe auch Abschn. 4.2.2.7). Ein weiterer Vorteil ist der Konzentrationsausgleich durch Pufferwirkung und die Möglichkeit, aufgrund der Speicherwirkung des Untergrundes die Oberflächenwasserentnahme und Versickerung bei Schadstoffhavarien im Oberflächenwasser, wie im Fall Sandoz im Rhein, ohne Unterbrechung der Trinkwasserversorgung zeitweise einzustellen.

Gegenüber dem Oberflächenwasser kommt es bei der Bodenpassage zu einem Absinken des Sauerstoffgehaltes und gleichzeitig Anstieg der CO₂-Konzentration, wodurch verstärkte Lösung des im Untergrund vorhandenen Eisens und Mangans eintreten kann und sogar Sulfat zu Schwefelwasserstoff und Nitrat zu Nitrit und Ammonium reduziert werden können. Solche anaeroben Verhältnisse sollten vermieden werden, da sie den Aufwand zur Aufbereitung erhöhen. Trotz der mittels Grundwasseranreicherung erreichten Vorreinigung des Oberflächenwassers sind vor der Reinwasserabgabe weitere Verfahrensstufen wie Filtration, Adsorption und Oxidation bzw. Desinfektion meist unumgänglich, insbesondere zur Entfernung noch vorhandener Mikroverunreinigungen (siehe auch Abschn. 4.2.2.7). Der DVGW-Hinweis W 254 gibt zu untersuchende Parameter bei direkter Versickerung von nicht aufbereitetem Oberflächenwasser an. Ort, Zahl und Zeitpunkt der Probenahmen sind aus W 254 ersichtlich.

Bei eventuellem Auftreten von Algen-Massenentwicklungen in Anlagen zur Grundwasseranreicherung sind aus dem DVGW-Merkblatt W 132 Möglichkeiten zu ihrer Vermeidung entnehmbar.

4.1.2.4.2 Uferfiltrat

Uferfiltrat entsteht durch die natürliche Versickerung des Oberflächenwassers über Böschungs- und Sohlflächen des Gewässers, z. T. verstärkt durch die Absenkung in den benachbarten Gewinnungsanlagen (siehe auch Abschn. 3.3.2). Das dort entnommene Rohwasser enthält wechselnde Anteile von Uferfiltrat und echtem Grundwasser. Seine Eigenschaften werden somit vorrangig von der Beschaffenheit des anstehenden Grundwassers, den geolog. Verhältnissen und vom Oberflächenwasser bestimmt. Im Wesentlichen gelten auch für das Uferfiltrat vorstehende Darlegungen zum künstlich angereichernten Grundwasser. Der Trübstoffrückhalt sowie der biologische Abbau und die Vergleichmäßigung der Wasserbeschaffenheit bei der Bodenpassage tragen wesentlich dazu bei, den Aufwand für die Aufbereitung von Oberflächenwasser aus Fließgewässern zu begrenzen. In Deutschland findet deshalb bis auf wenige Ausnahmen keine Direktaufbereitung von Oberflächenwasser aus Fließgewässern statt. Zur Rohwasserüberwachung sind die Parameter in Anlehnung an das Untersuchungsprogramm für Grundwasser auszuwählen, wobei die speziellen Verhältnisse der Oberflächenwasserbeschaffenheit dabei zusätzlich zu berücksichtigen sind. Für Ort, Zahl und Zeitpunkt der Probeentnahmen sind u. a. die hydrogeologischen Verhältnisse und die Verweilzeit des Uferfiltrats (mind. 50 Tage bis Jahre) im Untergrund während der Bodenpassage maßgebend und deshalb für den Einzelfall gesondert festzulegen.

4.1.2.5 Regenwasser

Als Rohwasser für die zentrale Wasserversorgung wird Regenwasser nicht verwendet, bei Einzelwasserversorgungen ist eine Nutzung in Sonderfällen gegeben. Von einigen Wasserversorgungsunternehmen und Kommunen wird die Nutzung von Regenwasser anstelle von Trinkwasser für bestimmte Verwendungszwecke, z. B. Gartenbewässerung und Toilettenspülung, empfohlen und teilweise finanziell gefördert (Hamburg, früher auch Frankfurt a. M.). Damit werden begrenzte Trinkwasservorräte geschont. Einer umfassenden Nutzung des Niederschlagswassers stehen aber dessen Beschaffenheit und die Kosten für Speicherung, Aufbereitung usw. entgegen. Das Niederschlagswasser löst aus der Luft Bestandteile, wie Stickstoff, Sauerstoff und Kohlendioxid, aber auch Schmutz- und Schadstoffe wie Staub, Ruß, Schwefeldioxid, Ammoniak, Salpetersäure, Chloride, radioaktive Stoffe und Keime werden in örtlich unterschiedlichem Maße aufgenommen.

Anforderungen an Planung, Bau und Betrieb von Regenwassernutzungsanlagen sind aus dem DVGW-Arbeitsblatt W 555 und der DIN 1989 ersichtlich.

Generell sinnvoll ist, soweit örtlich möglich, die Versickerung von nicht schädlich verunreinigtem Niederschlagswasser über die belebte Bodenzone (siehe ATV – M 153 und A 138).

4.1.3 Anforderungen an Trinkwasser – DIN 2000

In der DIN 2000 vom Okt. 2000 sind für die zentrale Trinkwasserversorgung Leitsätze für Anforderungen an Trinkwasser, Planung, Bau, Betrieb und Instandhaltung der Versorgungsanlagen aufgestellt. Im Hinblick auf das Trinkwasser sind dies insbesondere folgende:

Trinkwasser ist Wasser, das als Lebensmittel für den menschlichen Verzehr sowie Wasser, das für andere besondere hygienische Sorgfalt erfordernde Verwendungszwecke bestimmt ist.

Trinkwasser ist lebensnotwendig und kann nicht ersetzt werden. Es muss bestimmten Güte-Anforderungen entsprechen, die sich an den Eigenschaften eines einwandfreien und nicht beeinträchtigten Grundwassers orientieren:

- Es sollte appetitlich sein und zum Genuss anregen. Es muss farblos, klar, kühl sowie geruchlich und geschmacklich einwandfrei sein.
- Es muss keimarm sein und mindestens den gesetzlichen Bestimmungen genügen.
- Es muss mikrobiologisch so beschaffen sein, dass durch seinen Genuss oder Gebrauch eine Erkrankung des Menschen nicht zu besorgen ist.
- Im Trinkwasser dürfen Stoffe nur in solchen Konzentrationen enthalten sein, dass selbst bei lebenslangem Genuss und Gebrauch eine Schädigung der menschlichen Gesundheit nicht zu besorgen ist.

In allen Fällen, in denen das gewonnene Wasser nicht stets mit ausreichender Sicherheit die erforderliche Güte besitzt, ist es zu Trinkwasser aufzubereiten. Eine weitere Aufbereitung für andere Verwendungszwecke ist nicht Aufgabe der zentralen Trinkwasserversorgung.

Roh- und Trinkwasser sind regelmäßig nach den gesetzlichen Anforderungen und gemäß den örtlichen und technischen Erfordernissen zu untersuchen. (Siehe dazu auch Abschn. 4.1.7)

Zum vorbeugenden Schutz vor Verunreinigungen der Grundwasservorkommen, Talsperren und Seen, die zur Trinkwassergewinnung genutzt werden oder genutzt werden sollen, sind Wasserschutzgebiete festzusetzen und zu überwachen. (Siehe dazu Kap. 3)

Der Trinkwassergewinnung ist grundsätzlich Vorrang vor anderen Gewässernutzungen einzuräumen.

4.1.4 Anforderungen der EU-Richtlinie und der Trinkwasserverordnung (TrinkwV)

Anforderungen an die Qualität des Trinkwassers sind in der EU-Richtlinie über die Qualität von Wasser für den menschlichen Gebrauch (98/34/EG) sowie als Umsetzung in deutsches Recht in der Trinkwasserverordnung (TrinkwV, gültige Fassung von 21.05.2001) formuliert. Derzeit wird die TrinkwV überarbeitet. Als wesentliche Änderungen gegenüber der geltenden TrinkwV werden neben rechtlichen Regelungen die Aufnahme eines Grenzwertes für Uran sowie die Präzisierung der Regelungen für die Untersuchung auf die Radioaktivität des Wassers erwartet. Aus den nachfolgenden **Tab. 4-12 bis 4-14** sind die Parameter und Grenzwerte bzw. Anforderungen der TrinkwV sowie der EU-Richtlinie ersichtlich. Auf mit der Novellierung der TrinwV zu erwartende Änderungen wird verwiesen.

Tab. 4-12: Mikrobiologische Parameter und Grenzwerte

Parameter	Grenzwert (Angabe als Anzahl/100 ml)	
	TrinkwV [3] gültig ab 01.01.2003	Nach EU-Richtlinie [4] (vom 03.11.1989)
Escherichia coli (E. coli)	0	0
Enterokokken	0	0
Coliforme Bakterien	0	(Indikatorparam.)
Legionella spec.		

Die Werte gelten, soweit nicht anders angegeben, für den Zapfhahn. Während Wert-Überschreitungen der in gesundheitlicher Hinsicht besonders relevanten mikrobiologischen und chemischen Parameter nicht oder nur zeitlich und in der Höhe sehr begrenzt zugelassen werden dürfen, dienen die Indikatorparameter vorrangig zur Überwachung der Aufbereitung und Verteilung und haben keinen Grenzwertcharakter. Bei den Indikatorparametern ist eine Nichteinhaltung der vorgegebenen Grenzwerte nicht strafbewehrt, da damit direkt kein oder nur ein geringes gesundheitliches Risiko für den Verbraucher verbunden ist. Sie zeigen aber indirekt eingetretene Veränderungen der Wasserqualität an, die auf eine Belastung des Rohwassers, auf Versäumnisse bei der Aufbereitung oder auf eine Lösung von Materialien aus dem Leitungsnetz hinweisen können.

Stellt ein Wasserversorger Abweichungen der Trinkwasserbeschaffenheit von den Vorgaben der Trinkwasserverordnung fest, so hat er dies sofort dem Gesundheitsamt zu melden. Dieses entscheidet über erforderliche Maßnahmen.

Lässt das Gesundheitsamt bei nicht gegebener gesundheitlicher Gefährdung der betroffenen Bevölkerung eine Überschreitung der Grenzwerte zu, sind die Abnehmer – wie auch bei Einschränkungen der Verwendung des Trinkwassers – unverzüglich zu informieren (siehe DVGW-Hinweis W 1020). Vom Umweltbundesamt wurden Maßnahmewerte für Stoffe im Trinkwasser während befristeter

Grenzwertüberschreitungen empfohlen [5]. Sie können durch das Gesundheitsamt für eine begrenzte Zeit zugelassen werden, ohne dass es zu einer Gefährdung der menschlichen Gesundheit kommt.

Tab. 4-13: Chemische Parameter

Parameter	Grenzwert (Angabe in mg/l soweit nicht anders angegeben)	
	TrinkwV [3] (gültig ab 01.01.2003)	nach EU-Richtlinie [4] (vom 03.11.1998)
TEIL I: Parameter, deren Konzentration sich im Verteilungsnetz bzw. der Hausinstallation nicht erhöht		
Acrylamid	0,0001	0,001
Benzol	0,001	0,001
Bor	1	1
Bromat	0,01	0,01
Chrom	0,05	0,05
Cyanid	0,05	0,05
1,2dichlorethan	0,003	0,003
Fluorid	1,5	1,5
Nitrat	50*	50*
PSM-Wirkstoffe u. Biozidprodukte	0,0001	0,0001
PSM-Wirkstoffe u. Biozidprodukt- wirkstoffe, insg.	0,0005	0,0005
Quecksilber	0,001	0,001
Selen	0,01	0,01
Tetra- und Trichlorethan als Summe	0,01	0,01
Uran	-	-
TEIL II: Chemische Parameter, deren Konzentration im Verteilungsnetz einschließlich der Trinkwasser-Installation ansteigen kann		
Antimon	0,005	0,005
Arsen	0,01	0,01
Benzo(a)pyren	0,00001	0,00001
Blei	0,01	0,01 ab 01.12.2013
	Übergangswerte	0,025 ab 01.01.2003–
	0,025 01.12.2003	2013
	bis 30.11.2013	0,01 ab 01.12.2019
Cadmium	0,005	0,005
Epichlorhydrin	0,0001	0,0001
Kupfer	2	2
	(Untersuchung nur, wenn pH unter 7,4)	
Nickel	0,02	0,02
Nitrit	0,5*	0,5*
PAK	0,0001	0,0001
Trihalogenmethane	0,05	0,10 ab 2008
	(Untersuchung nur wenn Wert am WW-Ausgang über 0,01 ist)	0,15 bis 2008
Vinylchlorid	0,0005	0,0005

*Zusatzforderung: Summe aus Nitrat (mg/l) geteilt durch 50 und Nitrit (mg/l) geteilt durch 3 muß ≤ 1 mg/l sein.
Nitrit muss am WW-Ausgang $\leq 0,1$ mg/l sein.

Tab. 4-14: Indikatorparameter und Grenzwerte bzw. Anforderungen

Parameter		Grenzwert (Angabe in mg/l soweit nicht anders angegeben)	
		TrinkwV [3] (gültig ab 01.01.2003)	nach EU-Richtlinie [4] (vom 03.11.1998)
Aluminium		0,2	0,2
Ammonium		0,5*	0,5
Chlorid		250	250
Chlostridium perfringens	Anzahl/100 ml	0	0
Coliforme Bakterien	Anzahl/100 ml	0 (Grenzwert)	0
Eisen		0,2*	0,2*
Färbung	m ⁻¹	0,5	annehmbar, ohne abnormale Veränderung
Geruch	–	2 bei 12 °C 3 bei 25 °C	annehmbar, ohne abnormale Veränderung
Geschmack	–	annehmbar, ohne abnormale Veränderung	annehmbar, ohne abnormale Veränderung
Koloniezahl bei 22 °C bei 36 °C	Anzahl/ml	ohne abnormale Veränderung ohne abnormale Veränderung	ohne abnormale Veränderung –
Elektrische Leitfähigkeit	µS/cm	2 500 bei 20 °C	2 500 bei 20 °C
Mangan		0,05*	0,05
Natrium		200	200
TOC		ohne abnormale Veränderung	ohne abnormale Veränderung
Oxidierbarkeit	mg/l O ²	5	5
Sulfat		240*	250
Trübung	NTU	1 (am WW-Ausgang)	annehmbar, ohne abnormale Veränderung
pH-Wert	pH-Einheit	≥ 6,5 – ≤ 9,5 Wasser sollte nicht korrosiv wirken Calcitlösekapazität ≤ 5 mg/l (oder pH ≥ 7,7) bzw. ≤ 10 mg/l bei Mischwasser	≥ 6,5 – ≤ 9,5 Wasser sollte nicht korrosiv wirken
Calcitlösekapazität	mg/l CaCO ₃	-	-
Tritium	Bq/l	100	100
Gesamtrichtdosis	mSv/a	0,1	0,1

*Hinweis: Geogen bedingte Überschreitungen sind u. U. zulässig.

4.1.5 Parameter zur Beurteilung der Wasserbeschaffenheit

4.1.5.1 Allgemeines

Nachstehend werden die mikrobiologischen, chemischen und Indikatorparameter der Trinkwasserverordnung (**Tab. 4-12 bis 4-14**) und weitere relevante Wasserparameter erläutert. Über ihre gesundheitliche und ökologische Bedeutung in der Umwelt und insbesondere im Wasser auftretende Konzentrationen sowie Ursachen von erhöhten Belastungen und ihrer Vermeidung wird informiert. Zudem werden erste Hinweise zu der Möglichkeit ihrer Beeinflussung durch eine Wasseraufbereitung gegeben.

4.1.5.2 Mikrobiologische Parameter

4.1.5.2.1 Allgemeines

Mit Wasser können Krankheitserreger übertragen werden. Dies betrifft sowohl Bakterien als auch Viren und Parasiten. Bakterien sind in jedem Wasser vorhanden, wobei zwischen harmlosen Bakterien und pathogenen, also krankheitserregenden, zu unterscheiden ist. Viren und Parasiten sind dagegen insbesondere in Oberflächenwässern und von Oberflächenwasser beeinflussten Grundwässern zu finden.

Bei den Krankheitserregern wird zwischen fäkal-oral übertragbaren und fakultativ-pathogenen Krankheitserregern unterschieden. Fäkal-oral übertragbare Krankheitserreger werden durch Menschen oder Tiere ausgeschieden. Sie sind aufgrund ihrer Schleimhülle vor Umwelteinflüssen gut geschützt, können sich jedoch im Trinkwasserbereich mit wenigen Ausnahmen nicht vermehren. Fakultativ-pathogene Krankheitserreger kommen in geringen Konzentrationen, in denen sie i.d.R. keine Gefährdung für den Menschen darstellen, in der Umwelt vor. Eine Gefährdung entsteht dann, wenn es bei entsprechenden Milieubedingungen zu einer massenhaften Vermehrung bis hin zu infektionsrelevanten Konzentrationen kommt. Ein Beispiel hierfür sind die Legionellen mit optimalen Wachstumsbedingungen im Temperaturbereich zwischen 30 und 50°C.

Beispiele für Krankheitserreger, die bei Aufnahme in das Trinkwasser zu einer Infektion führen können, zeigt **Tab. 4-15**.

Tab. 4-15: Beispiele für Krankheitserreger, die bei Aufnahme über das Trinkwasser zu einer Infektion führen können

Fäkal-oral übertragbare Krankheitserreger:

- bakterielle Erreger von Cholera, Typhus, Salmonellen-Enteritis
 - virale Erreger von Hepatitis, Kinderlähmung
 - parasitäre Erreger von Amöbenruhr, Cryptosporidiose, Giardiasis
-

Fakultativ pathogene Krankheitserreger:

- *Pseudomonas aeruginosa*
 - Legionellen
-

Die Kontrolle der mikrobiologischen Beschaffenheit des Wassers erfolgt gemäß TrinkwV über die Untersuchung auf koloniebildende Bakterien, Coliforme Bakterien, *E.Coli* sowie Enterokokken. Bei Oberflächenwässern und durch Oberflächenwasser beeinflusster Grundwässer ist zudem auf *Clostridium perfringens* zu untersuchen. In allen Fällen handelt es sich nicht um Krankheitserreger sondern um sogenannte Fäkalindikatoren. Diese Mikroorganismen können über eine fäkale Verunreinigung in das Wasser gelangt sein, so dass bei Nachweis auch das Vorhandensein von Krankheitserregern, die auf den gleichen Weg in das Wasser gelangen können, nicht ausgeschlossen werden kann.

Hinzuweisen ist darauf, dass die Ergebnisse der mikrobiologischen Untersuchungen allein nicht für eine hygienische Beurteilung ausreichend sind. Jede mikrobiologische Untersuchung gibt immer nur ein Momentanbild wieder. So kann auch bei unzureichendem Schutzgebiet und mangelhafter Fassung ein Wasser in Trockenperioden keimarm und damit mikrobiologisch einwandfrei sein, während bei starken Niederschlägen und bei Hochwasser das gleiche Wasser stark verunreinigt werden kann und damit stark erhöhte Keimzahlen erhält. Besonders bedenklich ist ein stark schwankender Keimgehalt. Für die hygienische Beurteilung eines Wassers ist daher in erster Linie die Ortsbesichtigung durch einen erfahrenen Hygieniker maßgebend. Werden bei der Ortsbesichtigung keine Anzeichen für eine ungünstige Beeinflussung des Wassers gefunden und ergeben die mikrobiologischen Untersuchungen auch zu ungünstigen Zeiten, z. B. nach starken Niederschlägen, einwandfreie Befunde, so kann das Wasser als hygienisch geeignet beurteilt werden. Quell- und Grundwasser, das technisch und hygienisch einwandfrei gefasst ist und gegen Verunreinigung tierischer und menschlicher Herkunft durch Anlegen ausreichend großer Schutzgebiete gesichert ist, hat eine Koloniezahl von unter 10/ml und kein *Bakt. coli* in 100 ml.

Außer der hygienischen Überwachung der Wassergewinnung, Aufbereitung und insbesondere Trinkwasserabgabe sind auch Kontrollen zur eventuellen Veränderung der Wasserbeschaffenheit im Verteilungsnetz bis zu den Zapfstellen der Abnehmer erforderlich.

Eine besondere hygienische Aufmerksamkeit erfordern Anlagen, in denen eine Stagnation des Wassers eintreten kann (Wasserspeicher, Endstränge, überdimensionierte Leitungen) sowie aufgetretene Rohrschäden und die Durchführung von Arbeiten am Verteilungsnetz und in den Wasserkammern der Trinkwasserspeicher. Bei Werkstoffen, die mit dem Trinkwasser in Berührung kommen, sollte eine Prüfung auch auf hygienische Eignung erfolgen (DVGW-Arbeitsblatt W 270). Durch Heranziehung von in das Installateurverzeichnis nach AVBWasserV eingetragenen und zugelassenen Firmen ist die fachgerechte, hygienisch unbedenkliche Ausführung von Arbeiten an der Hausinstallation zu sichern und damit das Rückfließen von Wasser in das öffentliche Netz auszuschließen (DIN 1988).

Anfällig für Verkeimungen sind insbesondere auch Anlagen in den Hausinstallationen, wie sie zur Nachbehandlung des Trinkwassers (Enthärtung usw.) Anwendung finden (siehe Abschn. 4.2.8).

4.1.5.2.2 *Escherichia coli*, Coliforme Bakterien, Enterokokken

Das Vorhandensein o. g. Mikroorganismen im Wasser weist auf eine eingetretene Verunreinigung hin. Obwohl diese Mikroorganismen selbst in der Regel die Gesundheit des Menschen nicht beeinträchtigen, steigt mit ihrer Anwesenheit auch die Gefahr des Auftretens von Krankheitserregern.

Für diese mikrobiologischen Parameter ist deshalb in der TrinkwV jeweils der Grenzwert 0/100 ml festgesetzt. Die routinemäßige Untersuchung ist dabei für E.coli und Coliforme Bakterien gefordert, während auf Enterokokken periodisch zu untersuchen ist.

Beim Parameter Coliforme Bakterien ist zu beachten, dass bei den gemäß TrinkwV anzuwendenden Nachweisverfahren auch coliforme Bakterien erfasst werden, die sich in der Umwelt vermehren können. Ein positiver Nachweis muss damit nicht gleichbedeutend mit einer fäkalen Verunreinigung sein. Er weist jedoch zumindest auf hygienische Probleme in der Aufbereitung bzw. im Verteilungsnetz hin. Während der Parameter Coliforme Bakterien in der TrinkwV 2001 im Teil I aufgeführt und damit bei Grenzwertüberschreitung strafbewehrt ist, wurde er im Entwurf 2010 der TrinkwV als Indikatorparameter eingeordnet.

In der Regel ist ein Nachweis von Coliformen Bakterien im Verteilungsnetz auf einen Eintrag von außen (z. B. über das Wasserwerk, über Behälter bzw. bei Baumaßnahmen) zurückzuführen. Eine Vermehrung im Verteilungsnetz ist nur unter anaeroben Bedingungen, z. B. in Sedimenten, möglich. Diese sollten deshalb durch Reinigungsmaßnahmen und Spülungen regelmäßig entfernt werden. [6]

4.1.5.2.3 *Koloniezahl, Clostridium perfringens (als Indikator für Parasiten)*

Diese beiden Parameter sind in der TrinkwV als Indikatorparameter enthalten. Sie sind routinemäßig zu untersuchen, wobei *Clostridium perfringens* (einschl. Sporen) nur bestimmt werden muss, wenn das Wasser von Oberflächenwasser stammt oder von diesem beeinflusst wird. Die Anforderung ist dann 0/100 ml für *Clostridium p.*, während für die Koloniezahl für die Temperaturen 22 °C und 36 °C die Forderung lautet: „ohne anormale Veränderung“, wobei auch das Nachweisverfahren der alten TrinkwV angewandt werden kann, dann aber auch die zugehörigen Grenzwerte gelten (100/ml bzw. 20/ml nach der Desinfektion).

Obwohl eine Korrelation zwischen *Clostridium p.* und Parasiten (Cryptosporidien, Gardien) bisher nicht gesichert ist, wurde dieser Parameter als Indikator herangezogen, da dessen Sporen ähnlich widerstandsfähig gegen Chlor sind wie die Parasitendauerformen, Hinweise zur Parasitenanalytik gibt DVGW-Hinweis W 272.

In den USA und auch in anderen Ländern sind mehrere Parasitenepidemien aufgetreten; die größte mit etwa 400 000 Erkrankungen durch Cryptosporidien 1993 in Milwaukee, obwohl das Wasser den US-amerikanischen Anforderungen an Trinkwasser entsprach. In Deutschland wurde im Oktober 2000 erstmalig ein Fall bekannt, bei dem durch das Trinkwasser einer Gemeinde Gardien übertragen wurden. Ein gelegentliches Auftreten von Parasitendauerformen im Trinkwasser in sehr geringen

Konzentrationen kann nicht grundsätzlich ausgeschlossen werden [7]. Dabei kann es zu Durchfallerkrankungen kommen.

Da Parasiten außerordentlich chlorresistent sind, ist eine erhöhte Dosierung von Chlor oder Chlordioxid nicht wirksam. Eine Erhöhung des Schutzniveaus ist nur durch die Verstärkung des bereits bestehenden Multi-Barriere-Systems (Gesamtheit von Ressourcenschutz, Trinkwasserversorgung nach den Regeln der Technik, fachgerechte Hausinstallation) erreichbar. Für die Trinkwasseraufbereitung bedeutet das, dass das Wasser bereits vor der Desinfektion frei von Fäkalindikatoren sein sollte [7]. Damit gewinnen für ein mikrobiologisch belastetes Oberflächenwasser bzw. von Oberflächenwasser beeinflusstes Wasser für die Wasseraufbereitung Verfahrenskombinationen wie Langsamfiltration, künstliche Grundwasseranreicherung, Flockung/Filtration und Membranfiltration an Bedeutung. Zur Überwachung des Rohwassers und der Aufbereitung sollten zusätzlich Trübungs- bzw. Partikelmessungen erfolgen.

4.1.5.2.4 *Legionella pneumophila* und andere Mikroorganismen

Legionellen können, wie man seit einer Massenerkrankung 1976 in den USA weiß, besonders bei älteren Menschen mit geschwächtem Immunsystem oder chronischen Schäden der Atmungsorgane ein leichtes (Pontiac-)Fieber, aber auch schwerste Lungenentzündungen mit teilweise tödlichem Ausgang verursachen. 1999 wurden in Belgien und in den Niederlanden Erkrankungen und Todesfälle infolge Legionellen bei Messebesuchern festgestellt, verursacht durch Aerosole aus Whirlpools. In Deutschland sind im Jahr 2000 mindestens drei Hallenbäder wegen Legionellengefahr geschlossen worden. Die bisher bekannten 33 Legionellen-Arten kommen nahezu überall in feuchtem bzw. nassem Milieu in geringer Zahl vor, eine starke Vermehrung tritt vor allem in großen Speicher-Warmwassersystemen, z. B. von Krankenhäusern, Hotels usw., bei Temperaturen von 30 bis 50 °C auf. Aber auch Wohnhäuser können gefährdet sein. Die Infektion erfolgt durch das Einatmen des kontaminierten Aerosols, insbesondere beim Versprühen des Wassers durch Dusch- und Brauseköpfe sowie bei Whirlpools. Bei dezentralen Durchlauferhitzern oder Temperaturen über 60 °C sind Gefährdungen durch Legionellen praktisch ausgeschlossen. Durch Verringerung der Aerosolbildung, Verbesserung der Wasserzirkulation, Abtrennung von selten genutzten Warmwassersträngen, gleichmäßige Erwärmung, evtl. Begleitheizung, Vermeidung von Schwerkraftzirkulationsanlagen, Vermeidung von Kunststoffen oder kurzzeitige Temperaturerhöhungen kann die Gefährdung auch bei Speichersystemen deutlich reduziert werden (DVGW-Arbeitsblätter W 551 und W 553).

Die zuständige Gesundheitsbehörde kann bei speziellem Verdacht anordnen, dass durch mikrobiologische Untersuchungen festzustellen ist, ob *Legionella pneumophila* im Wasser enthalten ist und Maßnahmen zur Gefahrenabwehr festlegen. Das gilt auch für weitere Mikroorganismen, insbesondere *Pseudomonas aeruginosa* (Grenzwert für Badewasser), *Salmonella spec.*, Coliphagen oder enteropathogene Viren. Wegen der Pathogenität der Keime dürfen obige Untersuchungen nur in Speziallaboratorien durchgeführt werden. Mit der Novellierung der TrinkwV wird ein technischer Maßnahmewert für die Legionellenbelastung in der Trinkwasser-Installation von 100/100 ml erwartet.

4.1.5.3 Chemische Parameter

4.1.5.3.1 Antimon (Sb)

Antimon ist am Aufbau der Erdkruste prozentual nur sehr gering beteiligt, in seinen drei- und fünfwertigen Verbindungen ist es aber in über 100 Mineralien enthalten.

In Konzentrationen von 0,6 mg/l beeinträchtigt es den Geschmack von Trinkwasser, die orale Aufnahme größerer Mengen verursacht starken Brechreiz, Vergiftungen treten sehr selten auf.

Untersuchungen des Bayerischen Landesamtes für Wasserwirtschaft an 234 bayerischen Grundwässern ergaben in allen Fällen Antimongehalte unter 1 mg/l. Messungen an Oberflächenwässern überschritten diese Konzentration ebenfalls nur sehr selten. Es kann durch Abwässer antimonverarbeitender Industrie in die Oberflächenwässer gelangen.

Ein Anstieg der Antimon-Konzentration im Trinkwasser kann in der Hausinstallation eintreten, da es als Legierungselement in Loten, Armaturen und als Verunreinigung in Kupferlegierungen enthalten sein kann. Im Zusammenhang mit einer toxikologischen Neubewertung wurde der Grenzwert in der TrinkwV auf 0,005 mg/l festgelegt.

4.1.5.3.2 Arsen (As)

Arsen kommt natürlich in den meisten Böden vor. Spuren lassen sich praktisch überall nachweisen. Es ist in seinen Verbindungen drei- und fünfwertig. Während das metallische Arsen als weitgehend ungiftig angesehen wird, sind die Oxide toxisch. Dies gilt insbesondere für die dreiwertige Form (As_2O_3). Zahlreiche Erkrankungen sind in der Literatur dokumentiert, am bekanntesten ist die über arsenhaltiges Trinkwasser verursachte „Reichensteiner Krankheit“ in Schlesien (As-Gehalte bis 0,64 mg/l). Hautkrebs wird ebenfalls mit Arsen in Verbindung gebracht.

In Abhängigkeit von den geologischen Verhältnissen liegen die Arsenkonzentrationen in den für die Trinkwasseraufbereitung genutzten Rohwässern zwischen 0,001 und 0,1 mg/l. Sehr hohe Konzentrationen liegen teilweise bei Heilquellen vor, bei Bad Dürkheimer Quellen über 1 mg/l.

Anthropogen bedingte Arsenbelastungen können durch die Emissionen von Metallhütten, Kohlekraftwerken und Glasindustrien entstehen. Weitere Quellen sind Deponiesickerwässer und Kampfstoffaltlasten.

Zur Arsenentfernung siehe Abschn. 4.2.5.12.2.

4.1.5.3.3 Blei (Pb)

Blei kommt in der Erdkruste natürlich vor. Blei ist ein chronisches Gift, die regelmäßige Aufnahme auch geringer Mengen kann zu Bleivergiftungen und anderen Schädigungen führen, da das Blei sich in verschiedenen Körperorganen anreichert. Die TrinkwV gibt bisher einen Grenzwert von 0,01 mg/l vor. Dieser gilt ab dem 01.12.2013. Bis zu diesem Zeitpunkt liegt der Grenzwert bei 0,025 mg/l. Die Konzentration von Bleiionen in natürlichen Rohwässern liegt fast immer unter diesem Wert.

Bei einigen Verfahren der Wasseraufbereitung (Fällung, Ionenaustausch) tritt eine weitere Reduzierung ein.

Deutlich erhöhte Gehalte in Trinkwasser sind auf Bleirohre zurückzuführen, wie sie bei alten Häusern für Anschlussleitungen und vor allem in der Hausinstallation Anwendung fanden. Bei ungünstigen Randbedingungen, wie langer Standzeit des Wassers, wenig gepuffertem und stark kohlensäurehaltigem Wasser, langen Bleileitungen, sind schon Konzentrationen gemessen worden, die den Grenzwert fast um das 10fache überschritten. Benger gab folgende Werte an:

Tab. 4-16: Blei im Trinkwasser (erste morgendliche Entnahme)

Baujahr des Hauses	Bleigehalt nach Stagnation (mg/l)		Bleigehalt nach 10 min Abfließen (mg/l)	
	Mittel	Max	Mittel	Max
1900–1914	0,10	0,28	0,02	0,05
1920–1939	0,024	0,035	0,016	0,03
1945–1960	0,023	0,05	0,017	0,04
1961–1970	0,025	0,057	0,014	0,026

Für neue Trinkwasserleitungen dürfen deshalb Bleirohre nicht mehr verwendet werden. Bei vorhandenen alten Bleileitungen stellt das Abfließenlassen des gestandenen Wassers einen – wenn auch bzgl. Wasserverbrauch nicht befriedigenden – Behelf dar.

Die zentrale oder dezentrale Dosierung von Orthophosphaten dürfte dagegen nur in Sonderfällen in Frage kommen.

Die Einhaltung des Grenzwertes von 0,01 mg/l ab dem 01.12.2013 erfordert in jedem Fall den Austausch noch vorhandener Bleileitungen.

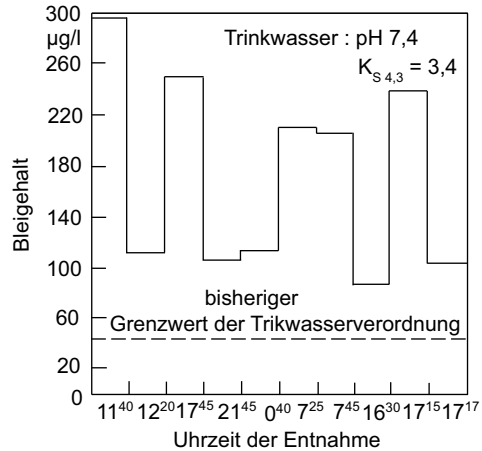


Abb. 4-1: Bleikonzentrationen im Trinkwasser aus einer Hausinstallation aus Bleirohren (Meyer, Roßkamp in [8])

4.1.5.3.4 Cadmium (Cd)

Cadmium kann im menschlichen Körper schwere Nierenschädigungen hervorrufen, da es sich dort anreichert. Auch als Prostatacarcinogen wird es gesehen. Die TrinkwV enthält deshalb den Grenzwert 0,005 mg/l. Die Zufuhr über das Trinkwasser ist allerdings sehr gering, da dieses Lebensmittel nur einen Anteil von durchschnittlich 4 % an der gesamten Cadmiumzufuhr hat.

In die Gewässer kann Cadmium durch Abwässer der eisenveredelnden Industrie, aus Zinkhütten, Galvanisierbetrieben, Beizereien und Deponien gelangen, wenn die Abwässer nicht ausreichend behandelt worden sind. Aber auch über die Atmosphäre erfolgt ein Eintrag, vor allem aus Feuerungs- und Müllverbrennungsanlagen. Bis zur Begrenzung durch die Klärschlammverordnung trugen auch landwirtschaftlich verwertete Klärschlämme mit erhöhten Cadmiumgehalten zur Belastung bei; derzeit führen saure Depositionen aus der Atmosphäre zu gebietsweise drastischen Zunahmen, da die Löslichkeit des Cadmium bei pH-Werten unter 6 stark zunimmt.

Im Oberflächenwasser sind Konzentrationen zwischen $< 0,0001$ mg/l und 0,003 mg/l gemessen worden [9].

Eine Erhöhung der Konzentration im Trinkwasser kann durch verzinkte Hausinstallationen verursacht werden. Die Zinkschicht durfte bis 1978 bis 0,1 % Cadmium enthalten, was bei ungünstiger Wasserbeschaffenheit zu Konzentrationen über 0,01 mg/l führen kann [14]. Drastische Erhöhungen wie bei Blei sind aber nie festgestellt worden. Jetzt sind in den Zinkbeschichtungen nur noch maximal 0,01 % Cadmium zulässig.

4.1.5.3.5 Chrom (Cr)

Chrom wird als lebenswichtiges Spurenelement angesehen; toxische Wirkungen sind im wesentlichen an die 6wertige Form gebunden [8].

Im Oberflächenwasser sind Konzentrationen bis 0,017 mg/l gemessen worden [9], wobei Abwässer aus der chromverarbeitenden Industrie teilweise verursachend sind.

Der Grenzwert für Trinkwasser ist 0,05 mg/l.

4.1.5.3.6 Cyanid (CN⁻)

Cyanid ist das einwertige Anion der Blausäure. Die Verbindung Kaliumcyanid ist als Zyankali bekannt. Cyanide sind stark giftig, ihre Aufnahme führt zu einem sofortigen Stillstand der Zellatmung. Bisher in Oberflächenwässern gemessene Konzentrationen liegen unter 0,01 mg/l [9], wobei Belastungen auf Abwässer vor allem der Galvanikindustrie hinweisen.

Untersuchungen an Trinkwässern in Deutschland ergaben in allen Fällen Werte unter 0,01 mg/l. Der Grenzwert für Trinkwasser ist 0,05 mg/l.

4.1.5.3.7 Fluorid (F⁻)

Fluorid ist das einwertige Anion der Flußsäure; Fluor kommt in der Erdkruste nicht elementar, sondern vorrangig als Flußspat und Kryolith vor. Im Grundwasser liegen die Konzentrationen in der Regel unter 0,5 mg/l, bei fluoridhaltigen Mineralien im Untergrund und größerer Entnahmetiefe können aber auch wesentlich höhere Gehalte auftreten. Der Fluoridgehalt der Meere wird mit 1,0 bis 1,4 mg/l angegeben [8]. Erhöhte Gehalte in Oberflächenwässern können Hinweise für Abwassereinleitungen aus Aluminiumhütten und Flußsäurefabriken sein.

Tab. 4-17: Fluorgehalte in Trink- und Heilwässern

Ort	Fluor mg/l	Ort	Fluor mg/l
Aschaffenburg	0–0,25	Nürnberg	0–0,05
Hannover	0,05–0,12	Würzburg	0,25–0,45
Kiel	0,3–0,5	Bad Windsheim Sole	1,35
München	0,05–0,09	Bad Wiessee Jod Schwefelqu.	17,3

Fluoridkonzentrationen im Trinkwasser von ca. 1 mg/l wirken kariesprophylaktisch, weshalb in einigen Ländern eine künstliche Fluoridierung des Trinkwassers erfolgt, bis 1991 z. B. auch in Chemnitz. In der Bundesrepublik ist die Fluoridzugabe in das Trinkwasser nicht zugelassen. Höhere Konzentrationen, ab ca. 2 mg/l, können aber bereits eine Schädigung der Zähne und die Osteosklerose (Knochen-/Skeletterkrankungen) hervorrufen, weshalb erwünschte Mindestgehalte und maximal zulässige Werte im Trinkwasser eng beieinander liegen. Da die Fluoridzufuhr auch von den Trinkgewohnheiten und somit den klimatischen Bedingungen abhängt, wird von der Weltgesundheitsorganisation (WHO) die Einhaltung der Werte in **Tab. 4-18** empfohlen. In der TrinkwV ist ein oberer Grenzwert angegeben (1,5 mg/l).

Tab. 4-18: Von der WHO empfohlene Grenzwerte für Fluorid im Trink-Wasser

Jahresmittelwert der maximalen täglichen Lufttemperatur in °C		Unterer Grenzwert mg/lF ⁻	Oberer Grenzwert mg/lF ⁻
10–12	(allgem. anzunehmen für Nordeuropa)	0,9	1,7
12,1–14,6	(allgem. anzunehmen für Mitteleuropa)	0,8	1,5
14,7–17,6		0,8	1,3
17,7–21,4	(allgem. anzunehmen für Südeuropa)	0,7	1,2
21,5–26,2		0,7	1,0

Eine Reduzierung erhöhter Fluoridgehalte kann selektiv durch Filtration über Aktivtonerde oder in Verbindung mit einer Entsalzung durch Umkehrosmose erfolgen [10]. Die Fällung mit Aluminiumsulfat ist nur sehr eingeschränkt geeignet. In Deutschland ist diese Reduzierung allerdings kaum erforderlich.

4.1.5.3.8 Nickel (Ni)

Nickel gehört zu den Spurenelementen, die mit der täglichen Nahrung aufgenommen werden und ist ubiquitär nachweisbar. Erhöhte Konzentrationen können Allergien verursachen und besonders bei inhalativer Aufnahme toxisch wirken. Vergiftungen bei oraler Aufnahme sind bisher nicht bekannt [9] und wasserlösliche Nickelverbindungen werden als nicht cancerogen angesehen.

Der anthropogene Nickeleintrag in die Umwelt erfolgt vorrangig über Großfeuerungsanlagen, der Eintrag in die Gewässer durch Niederschläge und in Oberflächenwässer durch Abwässer der Galvanikindustrie. In Gewässern gemessene Konzentrationen liegen durchschnittlich bei 15 µg/l [8]; in der Bundesrepublik sind Maximalwerte von über 50 µg/l und international bis zu 1000 µg/l gemessen worden. Saure Depositionen aus der Atmosphäre (saurer Regen) oder übermäßige Stickstoffdüngung in der Landwirtschaft können geogen im Boden vorhandenes Nickel mobilisieren und führen gebietsweise ebenfalls zu erhöhten Nickelgehalten im Wasser. Das Überschreiten zulässiger Nickelgehalte im Trinkwasser an der Zapfstelle ist häufig durch die Vernickelung von Teilen in der Hausinstallation und die Verwendung von Nickel als Legierungselement in Loten und Armaturwerkstoffen bedingt. Im Trinkwasser liegen die Nickelgehalte üblicherweise bei 2 bis 5 µg/l, höhere Werte im Trinkwasser können auch durch vernickelte bzw. nickelhaltige Stücke der Installation verursacht werden, weshalb die DIN 50 930-6 die in Legierungen zulässigen Anteile an Nickel begrenzt. Der Grenzwert in der TrinkwV liegt bei 0,02 mg/l. Zur Entfernung von Nickel bei der Trinkwasseraufbereitung siehe Abschn. 4.2.5.12.4.

4.1.5.3.9 Nitrat (NO₃⁻)

Nitrat gehört wie Ammonium und Nitrit zu den Stickstoffverbindungen (siehe auch Ammonium und Nitrit). Nitrat ist die höchste Oxidationsstufe im natürlichen Stickstoffkreislauf (Tab. 4-19).

Tab. 4-19: Stickstoff-Zyklus

Stufe	Oxidation	Stoffe	Reduktion	Stufe
Anfangsstufe		Tote organische Substanz Harnstoff, Aminosäuren, Protein u.a.		
	Zersetzung			
1. Stufe		Ammonium NH ₄		2. Stufe
	↓			
2. Stufe	Oxidation	Nitrit NO ₂	Reduktion	1. Stufe
3. Stufe	Oxidation	Nitrat NO ₃	Reduktion	Anfangsstufe
	Düngung	Pflanzen-Tierwachstum		
Endstufe	Absterben	Tote organische Substanz		

Dieser Prozess führt zu einer biogenen Grundlast im Grundwasser und Oberflächenwasser, d. h. Gehalte bis zu ca. 10 mg/l können als natürlich bedingt angesehen werden. Tatsächlich aber sind viele Grundwässer wesentlich stärker belastet (bis über 100 mg/l) und in zahlreichen Oberflächenwässern liegen die durchschnittlichen Konzentrationen bereits über 20 mg/l. Der Grenzwert der TrinkwV ist 50 mg/l. Mit höheren Konzentrationen im Trinkwasser können folgende Gefährdungen und Probleme verbunden sein:

- Erkrankung von Kleinkindern an Blausucht (Methämoglobinämie)
- Bildung von Nitrit (toxisch) und Nitrosaminen (krebserregend)
- Förderung der Korrosion, insbesondere bei verzinkten Leitungen.

Insbesondere Kleinkinder sollten keinesfalls mit höher belastetem Trinkwasser versorgt werden. Dem Nitratgehalt des Trinkwassers kommt bzgl. der NO₃-Gesamtaufnahme des Menschen insofern große Bedeutung zu, als die Aufnahme vorrangig über die Nahrung (hier vor allem Salat, Gemüse) und das Trinkwasser erfolgt.

1982 wurde die Zahl der in der Bundesrepublik mit einem nitratbelasteten Trinkwasser (> 50 mg/l) versorgten Einwohner mit über 2,4 Millionen angegeben. 1995 lagen in Bayern 4,2 % des gewonnenen Wassers und in 1,4 % des abgegebenen Trinkwassers die Konzentration über dem Grenzwert. Trotz einer erreichten leichten Verbesserung lagen auch 2005 noch über 1 % des Trinkwassers in Bayern über dem Grenzwert. Dabei gibt es starke regionale Unterschiede, in Unterfranken sind es

z. B. 20 % des gewonnenen Wassers. Eigenwasserversorgungsanlagen sind, im Verhältnis zur Anzahl der Anlagen, prozentual besonders stark betroffen.

Bei steigenden Nitratbelastungen des Wassers ist fast immer eine intensive landwirtschaftliche Nutzung im Einzugsgebiet vorhanden.

Die Belastung des Wassers an Stickstoffverbindungen durch die Düngung ist abhängig von Größe, Art und Zeitpunkt der Düngung, von der Art und Intensität der landwirtschaftlichen Nutzung, von der Art und Durchlässigkeit der Bodenschichten, von der Sickerwassermenge aus Niederschlag und evtl. Beregnung. So ist der Nitratreintrag in das Grundwasser um so größer, je durchlässiger die Bodenschichten sind, je weniger der Boden mit Pflanzen bedeckt ist, je größer die Niederschlagsmenge oder Beregnungswassermenge ist, je mehr Stickstoffdünger in der vegetationslosen Zeit, also nicht unmittelbar verwertbar, aufgebracht wird, z. B. Aufbringung von Gülle im Herbst und Winter. Erfahrungsgemäß ist die Nitratkonzentration je nach Bodennutzung in folgender Reihenfolge ansteigend: Wald – Grünland – Ackerland normal genutzt – Ackerland intensiv genutzt – Gemüseanbau – Wein-, Hopfen-, Tabak- und Spargelanbau (siehe **Abb. 4-2**).

Bevor Maßnahmen zur Nitratreduzierung durch Wasseraufbereitung (siehe Abschn. 4.2.5.7) erwogen werden, sollten stets erst die Möglichkeiten zur Unterbindung des Nitratreintrages (Schutzgebietssanierung, verschärfte Düngauflagen usw.) und der Nutzung von unbelasteten Wasserfassungen bzw. der Vermischung mit nitratarmen Wässern (Verdünnung) ausgeschöpft werden. Bewährt haben sich Kooperationsvereinbarungen mit der Landwirtschaft, die z. T. Ausgleichszahlungen für eine grundwasserschonende ökologische Bewirtschaftung der Flächen beinhalten. Trotzdem gehen in vielen Gebieten, die intensiv land- und gartenbaulich genutzt werden, die Einträge nicht im erforderlichen Maße zurück. Bei notwendiger Aufbereitung stehen mehrere Verfahren zur Verfügung (siehe Abschn. 4.2.5.7 u. [11]).

Kleinkinder sind in jedem Fall mit nitratarmem Trinkwasser (evtl. Mineralwasser) zu versorgen.

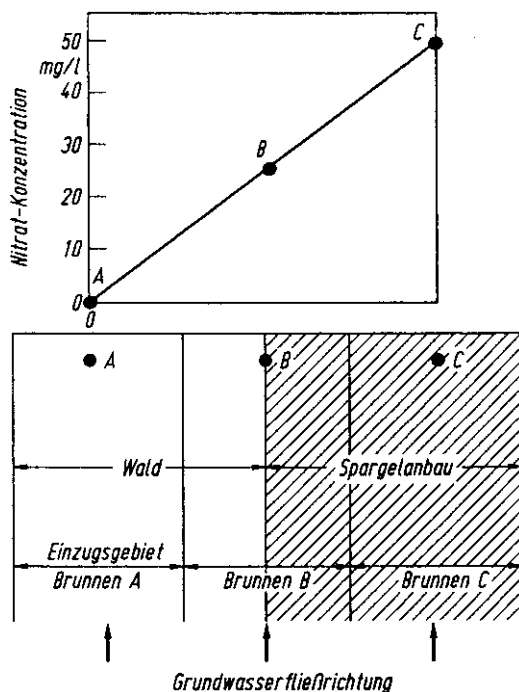


Abb. 4-2: Einfluss der Bodennutzung auf den Nitratgehalt im Brunnenwasser im Raum Bruchsal (nach Sontheimer)

4.1.5.3.10 Nitrit (NO_2^-)

Nitrit gehört zu den Stickstoffverbindungen, wie Ammonium und Nitrat (siehe auch dort) und ist somit Bestandteil des Stickstoffkreislaufs.

Nitrit ist toxisch und fördert die Bildung von Nitrosaminen; es belastet den Sauerstoffhaushalt des Wassers und ist ein Fischgift. Der Grenzwert der TrinkwV ist 0,1 mg/l für den Ausgang des Wasserwerkes, für den Zapfhahn bis 0,5 mg/l.

Nitrit ist im Wasser im allg. nicht oder nur in sehr kleinen Mengen enthalten. Es ist im Wasser nicht stabil, sondern geht entsprechend dem Stickstoffzyklus entweder bei Vorhandensein von Sauerstoff durch Oxidation in Nitrat über oder es findet bei fehlendem Sauerstoff eine Reduktion zu Ammonium statt. Sind dabei mikrobielle Wirkungen entscheidend, sind die Bezeichnungen Nitrifikation bzw. Denitrifikation üblich.

Höhere Gehalte an Nitrit weisen meist auf unvollständige Reduktion oder Oxidation, also Sauerstoffmangel hin. Bei der Aufbereitung solcher Wässer ist eine ausreichende Sauerstoffzufuhr zur Oxidation wichtig (siehe Abschn. 4.2.5.7.3). Auch ungenügend entferntes Ammonium kann nachträglich zur Nitritbildung führen (siehe Ammonium). In seltenen Fällen kann es bei der UV-Bestrahlung des Wassers zur Nitritbildung kommen (siehe Abschn. 4.2.5.14.5). In [9] wird darauf hingewiesen, dass Nitrat mit dem Zinkbelag von Rohren unter Nitritbildung reagieren kann.

4.1.5.3.11 Quecksilber (Hg)

Quecksilber tritt aufgrund seiner Flüchtigkeit in geringen Konzentrationen ubiquitär auf und ist auch in sonst unbelasteten Gewässern in Spuren enthalten (Grundwasser ca. 10 bis 50 ng/l). Mindestens 30 000 Tonnen dampfen jährlich aus der Erdkruste und den Ozeanen ab, die Weltjahresproduktion wurde 1973 mit 10 000 t angegeben, und weitere 10 000 t/a werden weltweit über die Verbrennung anthropogen freigesetzt [8]. Quecksilber ist toxisch, wobei anorganisches und organisches Quecksilber unterschiedliche gesundheitliche Auswirkungen haben. In Fischen treten teilweise hohe Quecksilberkonzentrationen auf.

Im Oberflächenwasser liegen die Konzentrationen üblicherweise unter 0,2 µg/l, jedoch sind z. B. in der Weser bei Bremen 1979 auch schon 3,8 µg/l gemessen worden [9], für Sedimente im Rhein und Hamburger Hafen auch über 10 mg/kg. Erhöhte Werte in Oberflächenwässern können durch Abwasser aus Industrien und Deponien verursacht sein.

Der Grenzwert der TrinkwV beträgt 0,001 mg/l.

4.1.5.3.12 Polycyclische aromatische Kohlenwasserstoffe

Zu den PAK gehören mehrere hundert Verbindungen, deren Grundkörper aus zwei oder mehr Benzolringen besteht. Ein Teil von ihnen wirkt krebserregend. Der Grenzwert der TrinkwV von 0,0001 mg/l gilt für die Summe von:

- Benzo-(b)-Fluoranthen
- Benzo-(k)-Fluoranthen
- Benzo-(ghi)-Perylen
- Indeno-(1,2,3-cd)-Pyren

Der Parameter Benzo-(a)-pyren ist aufgrund seines hohen mutagenen Potentials in der TrinkwV mit dem Einzel-Grenzwert von 0,00001 mg/l versehen worden.

PAK sind ubiquitär vorhanden, im Grundwasser sind Gehalte von 1 bis 10 ng/l üblich, die aus der Luft als Staub und aus Abgasen in das Wasser gelangen und vor allem bei der unvollständigen Verbrennung organischen Materials entstanden sind. Aus Oberflächenwasser sind Gehalte über 50 µg/l bekannt, die durch Abwassereinleitungen verursacht sind. Im Abwasser selbst sind Konzentrationen bis über 1 mg/l gemessen worden. Bei mit Steinkohlenteer ausgekleideten Rohren kann eine Abgabe von PAK an das Wasser auftreten, insbesondere wenn dem Wasser das Desinfektionsmittel Chlor zugegeben wurde. Bei Bitumenauskleidung besteht diese Gefahr nicht.

98 % der vom Menschen aufgenommenen PAK stammen aus der Nahrung, nur 1 % aus dem Trinkwasser, 1 % aus der Luft [9].

Bei der Wasseraufbereitung werden PAK vor allem durch Adsorption an Aktivkohle entfernt, die Bodenpassage eliminiert die einzelnen Verbindungen nur zum Teil.

4.1.5.3.13 Organische Chlorverbindungen, THM, Bromat

Wenn Kohlenwasserstoffe, z. B. Erdöl, mit Halogenen, z. B. Chlor, umgesetzt werden, entstehen halogenierte Kohlenwasserstoffe, z. B. Chlorkohlenwasserstoffe (CKW). Liegt deren Siedepunkt unter 150 °C, spricht man von leichtflüchtigen Chlorkohlenwasserstoffen. Die TrinkwV gibt einen Summen-Grenzwert von 0,01 mg/l für die Substanzen:

- Trichlorethen
- Tetrachlorethen.

Weiterhin gibt es Einzel-Grenzwerte für die Substanzen 1,2-Dichlorethan und Vinylchlorid, das als monomerer Bestandteil von PVC aus diesen Kunststoffrohren in das Wasser abgegeben werden kann. Für diese Stoffe gibt es Hinweise auf ein krebserregendes Potential.

Die organischen Chlorverbindungen werden umfangreich produziert, allein in der Bundesrepublik jährlich mehrere hunderttausend Tonnen, und vorrangig als Lösungsmittel, z. B. in chemischen Reinigungen und zur Metallentfettung, verwendet. Der größte Teil gelangt dabei in die Atmosphäre, weshalb diese Stoffe in Spuren indessen ubiquitär verbreitet sind.

Der Eintrag in das Grund- und Oberflächenwasser erfolgt vorrangig über Abwassereinleitungen (AOX-Gehalt), belastete Niederschläge, Deponiesickerwässer, unsachgemäßen Umgang mit diesen Stoffen und aus Altlasten. Auch undichte und sogar dichte (Diffusion) Abwasserkanäle können dazu beitragen.

Eine Eliminierung der organischen Chlorverbindungen bei der Trinkwasseraufbereitung ist durch Belüftung des Wassers (Strippen) und durch Adsorption an Aktivkohle möglich. Bei Schadensfällen im Boden wird auch das Bodenluft-Absaugverfahren eingesetzt. (Zu Vorkommen, Wirkung und Eliminierung der Einzelstoffe siehe auch [9].)

Zu den organischen Chlorverbindungen gehören auch die Trihalogenmethane, die bei der Chlorung des Trinkwassers entstehen können und zu den Haloformen zählen. Hauptvertreter ist das Chloroform. Diese Substanz wird als cancerogen angesehen und könnte somit bis in den molekularen Bereich ein Krebsrisiko darstellen. Die entstehenden Konzentrationen hängen vorrangig von Menge und Art der organ. Stoffe im Wasser (gemessen als DOC oder SAK 254), Bromid- und Ammoniumkonzentration, zugegebener Chlormenge und -art, Temperatur, pH-Wert und Chlorungszeit ab. Die TrinkwV gibt für das Verteilungsnetz (Zapfstelle) einen Grenzwert von 0,05 mg/l vor, wobei eine Untersuchung nur erfolgen muss, wenn am Ausgang des Wasserwerkes 0,01 mg/l überschritten werden.

Auch der Einsatz von Ozon zur Trinkwasserbehandlung kann zur Bildung von Trihalogenmethanen führen. In Abhängigkeit von der Ozondosis, dem Bromidgehalt des Wassers und der Konzentration anderer Inhaltsstoffe kann es hier zu einer Bildung von Bromoform kommen. Grenzwertüberschreitungen sind jedoch selten. Kritischer ist die Bildung von Bromat zu beurteilen, für welches ein Grenzwert von 0,01 mg/l gilt. Eine erhöhte Bromatbildung kann es zu einer Einschränkung der Einsatzmöglichkeiten der Ozonung führen.

Hinweise zur Ermittlung des THM-Bildungspotentials gibt DVGW-Arbeitsblatt 295; Maßnahmen zur Verminderung bzw. Vermeidung der THM-Bildung werden im DVGW-Merkblatt W 296 genannt.

Aufgrund der bekannten Gefährdung haben deshalb in der Bundesrepublik viele Wasserwerke die Chlorung minimiert, große Wasserwerke haben auf Chlordioxid zur Desinfektion umgestellt, bei dessen Zugabe Trihalogenmethane nicht entstehen können.

4.1.5.3.14 Pflanzenschutzmittel und Biozidprodukte (PSM)

Unter dem Begriff Pflanzenschutzmittel und Biozidprodukte werden ca. 300 (von der Biologischen Bundesanstalt für die Bundesrepublik zugelassene) unterschiedliche Wirkstoffe zusammengefasst,

von denen es wiederum über 1 000 verschiedene Handelsprodukte gibt. Sie kommen vorrangig zum Einsatz zur Unkrautvernichtung (Herbizide), Insektenbekämpfung (Insektizide) und Pilzvernichtung (Fungizide) aber auch gegen Milben (Akarizide), Schnecken (Molluskizide) u. a. Üblich ist für einen Teil der PSM auch die Sammelbezeichnung Pestizide. Eine Gruppeneinteilung nach der chemischen Struktur in Stickstoffverbindungen (z. B. Atrazin, Simazin), Organophosphorverbindungen (z. B. Parathion), Organochlorverbindungen (z. B. Lindan) usw. ist möglich, lässt aber nicht in jedem Fall auf gleichartige Wirkung bzw. Verwendung schließen.

In der Bundesrepublik wurden jährlich etwa 30 000 t PSM auf die landwirtschaftlich genutzte Fläche aufgebracht, durchschnittlich 2,5 kg/ha · a, vorrangig zur Unkrautbekämpfung, aber gebietsweise auch Wachstumsregler (z. B. Chlormequat). Entgegen früheren Ansichten weiß man heute, dass viele Wirkstoffe der PSM und ihre Metaboliten (Abbauprodukte) aufgrund ihrer Persistenz und Mobilität und der hohen Aufbringungsmengen leicht in das Grundwasser gelangen.

Im Rahmen einer DVGW-Studie wurde 2006 eine Erhebung zur aktuellen Gewässerbelastung mit Pflanzenschutzmitteln durchgeführt. An der Umfrage beteiligten sich 477 Wasserversorger. Bei rund 38 % der beteiligten Versorger sind danach in den Jahren 2000–2006 Positivbefunde von PSM in Rohwässern festgestellt worden. Das Spektrum der Substanzen umfasste dabei insgesamt 100 PSM-Wirkstoffe bzw. Metaboliten. Davon wurden 60 Stoffe im Grundwasser und rund 90 Stoffe im Oberflächenwasser nachgewiesen. Einen Überblick über die PSM mit den häufigsten Positivbefunden gibt **Tab. 4-20**. In Auswertung der Studie wurde festgestellt, dass die aufgetretenen Positivbefunde nicht allein auf Fehlverhalten der Anwender und einen illegalen PSM-Einsatz zurückzuführen sind. Es muss vielmehr davon ausgegangen werden, dass auch bei sachgerechtem und bestimmungsgemäßem Gebrauch dieser Mittel Einträge in Oberflächenwässer und das Grundwasser nicht verhindert werden können.

Tab. 4-20: Pflanzenschutzmittel mit den häufigsten Positivbefunden in Grund- und Oberflächenwässern (Nennung der Wasserversorger im Rahmen der DVGW-Umfrage 2006, sortiert nach Gesamt-Rang) [12]

		Rang (nach Zahl der Nennungen der Wasserversorger)		
Substanzname	Zulassungsstatus	Gesamt	Grundwasser	Oberflächenwasser
Desethylatrazin	Metabolit	1	1	7
Atrazin	nicht zugelassen	2	2	2
Diuron	zugelassen	3	5	1
Simazin	nicht zugelassen	4	4	4
Isoproturon	zugelassen	5	8	3
2,6-Dichlorbenzamid	Metabolit	6	3	18
Bentazon	zugelassen	7	7	9
Bromacil	nicht zugelassen	8	6	-
Mecoprop (MCP)	zugelassen	9	10	8
Desisopropylatrazin	Metabolit	10	9	19
Terbuthylazin	zugelassen	11	13	6
Hexazinon	nicht zugelassen	12	11	19
Propazin	nicht zugelassen	13	12	19
MCPA	zugelassen	14	24	5
Chlortoluron	nicht zugelassen	15	15	19
Desethylterbuthylazin	Metabolit	16	14	17
Metazachlor	zugelassen	17	19	13
AMPA	Metabolit	18	21	12
Metolachlor	zugelassen	19	22	11
Dichlorprop (2,4-DP)	zugelassen	20	19	16
Glyphosat	zugelassen	20	24	10

Die TrinkwV gibt als Grenzwerte für Pflanzenschutzmittel und Biozidprodukte für die einzelne Substanz 0,0001 mg/l ($= 0,1 \mu\text{g/l}$) und für die Summe 0,0005 mg/l ($= 0,5 \mu\text{g/l}$) vor. Für die Einzelsubstanzen Aldrin, Dieldrin, Heptachlor und Heptachlorepoxyd gilt der Grenzwert 0,00003 mg/l ($= 0,03 \mu\text{g/l}$).

Die verschiedenen Wirkstoffe der PSM sind hinsichtlich ihrer Toxizität für den Menschen außerordentlich unterschiedlich einzuschätzen. Die vorgegebenen Grenzwerte sind deshalb in vielen Fällen nicht gesundheitlich begründet, sondern haben die Zielstellung, die Gewässer von solchen Stoffen freizuhalten. Einige besonders toxische Wirkstoffe, z. B. DDT, sind seit vielen Jahren in der Anwendung verboten, für weitere Stoffe, darunter Atrazin, ist die Zulassung Ende 1990 ausgelaufen. Es muss aber noch für einige Zeit mit den bereits vorhandenen Belastungen gerechnet werden, da der Abbau nur langsam vonstatten geht und z. B. Hauptmetaboliten des Atrazins wie Desethylatrazin weiterhin in hohen Konzentrationen nachgewiesen werden.

Eine Lösung des PSM-Problems ist nur über verbesserten Gewässerschutz bzw. eine gewässer-schutzorientierte Pflanzenschutzpolitik erreichbar (siehe Abschn. 4.1.8). Eine Entfernung dieser Stoffe mittels Wasseraufbereitung ist nur durch kostenaufwendige Verfahren wie Adsorption an Aktivkohle und evtl. Membranverfahren und Oxidationsverfahren möglich.

4.1.5.3.15 Kupfer (Cu)

Das Metall Kupfer gehört für den Menschen zu den lebensnotwendigen Spurenelementen. Gehalte ab 3 bis 5 mg/l können sich aber im Trinkwasser geschmacklich bemerkbar machen (metallischer Geschmack).

Bei Säuglingen sind Fälle von Leberzirrhose z. T. mit Todesfolge aufgetreten durch Kupferintoxikation bei saurem Wasser (pH-Wert, 6,5) aus hauseigenen Brunnen und Kupferinstallationen. Die TrinkwV gibt einen Grenzwert von 2 mg/l vor, der für die Zapfstelle gilt.

Der Kupfergehalt in natürlichem Rohwasser und in dem von den Wasserwerken abgegebenen Trinkwasser ist fast immer sehr niedrig.

Eine wesentliche Erhöhung der Kupferkonzentration (bis 10 mg/l) kann durch Hausinstallationen aus Kupfer eintreten, wenn für die entsprechende Wasserbeschaffenheit – insbesondere pH-Wert – der Werkstoff Kupfer nicht geeignet ist.

Bei älteren Kupferleitungen sind die Kupfergehalte deutlich niedriger als bei neuen. O. g. seltene Krankheitsfälle sind nur bei hauseigenen Brunnen aufgetreten, wobei weitere Faktoren, z. B. gestörter Metall-

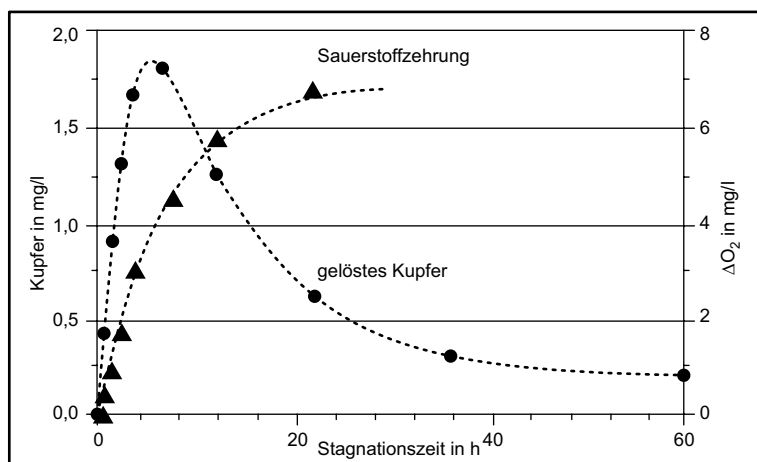


Abb. 4-3: Kupferkonzentration und Sauerstoffverbrauch in einer Hausinstallation aus Kupfer in Abhängigkeit von der Stagnationszeit (nach [13])

metabolismus, gegeben waren. Hausinstallationen aus Kupfer sind gemäß DIN 50 930-6 einsetzbar bei $\text{pH} \geq 7,4$ bzw. pH zwischen 7,0 und 7,4 und TOC (gesamter organ. Kohlenstoff) $\leq 1,5 \text{ g/m}^3$.

In Oberflächenwasser kann Kupfer durch Abwässer der kupferverarbeitenden Industrie kommen, auch die Anwendung von Kupferverbindungen zur Algenbekämpfung kann den Kupfergehalt lokal erhöhen. Kupfer ist ein Fischgift.

4.1.5.3.16 Selen (Se)

Das Halbmetall gehört zu den selteneren Elementen der Erdkruste. Es kommt häufig gemeinsam mit Schwefel vor und ist wie dieser in seinen Verbindungen zwei-, vier- und sechswertig, wobei nur vier- und sechswertige in Wässern zu finden sind [10]. Als Spurenelement soll es eine tumorhemmende Wirkung haben. Der tägliche Selenbedarf des Menschen wird mit 0,05 bis 0,2 mg angegeben. Selenmangel wird mit mehreren Krankheiten in Verbindung gebracht. Toxische Wirkungen können eintreten, wenn die Nahrung erhöhte Selengehalte hat (über 1 mg/kg). Die vermutete cancerogene Wirkung hat sich nicht bestätigt.

Bisher in deutschen Oberflächenwässern gemessene Konzentrationen liegen in allen Fällen unter dem Grenzwert der TrinkwV von 0,01 mg/l [9]. Belastungen könnten durch staubförmige Emissionen von Kohlekraftwerken und über Abwässer der Elektroindustrie entstehen.

Aus den USA sind geogen bedingte Konzentrationen in Quellwässern bis zu 10 mg/l bekannt.

Nach [10] ist die Reduzierung bei der Wasseraufbereitung durch Anionenaustausch (bei Se VI) sowie Umkehrosmose und evtl. Elektrodialyse (Se IV, Se VI) und Adsorption an Aktivtonerde (Se IV) möglich.

4.1.5.3.17 Bor (B)

Bor tritt in der Natur nicht elementar, sondern nur als Oxid auf. Der Grenzwert für Bor beträgt 1 mg/l, was nur mit Zielvorstellungen im Gewässerschutz erklärbar ist. Borkonzentrationen liegen im Trinkwasser (geogen bedingt) im unteren Mikrogrammbereich, im Oberflächenwasser unter 1 mg/l, im Meerwasser i. M. bei 4,6 mg/l [9].

Beobachtete Zunahmen der Borkonzentration in Gewässern sind teilweise auf dessen steigende industrielle Verwendung und vor allem auf perborathaltige Waschmittel zurückzuführen. Zweckmäßig wäre hier eine Reduzierung/Substitution des Perborateinsatzes in den Waschmitteln bzw. eine Vermeidung seiner Ableitung in die Vorfluter über die Abläufe der Kläranlagen.

Bisher gefundene Konzentrationen wurden toxikologisch als unerheblich bewertet, höhere Aufnahmen führen aber zu Vergiftungen.

Übliche Wasseraufbereitungsverfahren eliminieren Bor nur sehr gering, Destillation, Umkehrosmose und Ionenaustausch werden als mögliche (teure) Verfahren angesehen [9].

4.1.5.3.18 Uran (U)

Uran ist ein geogenes radioaktives Schwermetall, das in Form zahlreicher Minerale in der Erdkruste vorkommt. Durch Auswaschungen aus uranhaltigen Erdschichten kann das Uran in das Wasser gelangen. Geogen bedingte erhöhte Urankonzentrationen in Rohwässern sind in Gebieten mit erhöhter natürlicher Radioaktivität (z.B. Erzgebirge, Vogtland, Fichtelgebirge, Oberpfälzer Wald und Schwarzwald sowie in Bereichen der Norddeutschen Tiefebene) zu verzeichnen. Die von Uran im Wasser ausgehende Strahlenbelastung ist sehr gering. Sie liegt weit unter den Dosisrichtwerten. Aufgrund des toxikologischen Potenzials wurde vom UBA ein Trinkwasserleitwert von 0,01 mg/l vorgegeben, der im Rahmen der Novellierung als Grenzwert in die TrinkwV aufgenommen werden soll. Vorzugslösung für die Ureliminierung ist der Einsatz von Ionenaustauschern (siehe Abschn. 4.2.3.4 und 4.2.5.12.5).

4.1.5.4 Indikatorparameter und Parameter ohne Grenzwerte

4.1.5.4.1 Allgemeines

Die TrinkwV enthält in Übereinstimmung mit der EU-Richtlinie Indikatorparameter, bei denen eine Nichteinhaltung der vorgegebenen Grenzwerte (siehe **Tab. 4-15**) nicht strafbewehrt ist, da damit direkt kein oder nur ein geringes gesundheitliches Risiko für den Verbraucher verbunden ist. Sie zeigen aber indirekt eingetretene Veränderungen der Wasserqualität an, die auf eine Belastung des Rohwassers, auf Versäumnisse bei der Aufbereitung oder auf eine Lösung von Materialien aus dem Leitungsnetz hinweisen können.

Darüber hinaus sind nachstehend Parameter erläutert, die den Verbraucher über bestimmte Wassereigenschaften informieren.

4.1.5.4.2 Färbung

Reines Wasser ist farblos. Die natürliche blaue Eigenfärbung des Wassers wird erst bei großer Sichttiefe erreicht. Gelbes oder bräunlich gefärbtes Wasser hat meist organische Bestandteile, z. B. Huminstoffe. Ausscheidungen von Eisen und Mangan führen in Rohrleitungen zu starker roter bzw. schwarzbrauner Färbung.

Gefärbtes Wasser erweckt den Verdacht auf Verunreinigung durch Oberflächenwasser, z. B. nach starken Niederschlägen oder Hochwasser. Durch mikrobiologische, chemische und hydrogeologische Untersuchungen ist zu prüfen, ob die Ursache der Färbung geologisch bedingt und damit in gesundheitlicher Hinsicht harmlos ist.

Die Färbung kann qualitativ visuell bestimmt werden, indem ein mit Wasser gefülltes Klarglasgefäß gegen einen weißen Hintergrund betrachtet wird und die Angaben farblos – schwach – stark verwendet werden, z. B. schwach gelblichbraun.

Eine Messung kann mit handelsüblichen Spektral- oder Filterphotometern erfolgen. Dabei wird der spektrale Absorptionskoeffizient in m^{-1} gemessen, wobei die Wellenlänge des eingestrahnten Lichts, z. B. Hg 436 nm, anzugeben ist. Letzteres Verfahren fordert die TrinkwV, der Grenzwert ist $0,5 \text{ m}^{-1}$.

4.1.5.4.3 Trübung

Reines Wasser ist klar. Die Durchsichtigkeit beträgt im reinen subtropischen Meer bis über 50 m, in reinen Gebirgsseen bis 25 m, in trüben Flachlandseen nur wenige Dezimeter.

Trübungen entstehen durch ungelöste feindisperse Stoffe, wie feinen Sand, Ton, Schluff, Eisen, Mangan, organische Stoffe und Abfallstoffe. Auch Zinkablösungen in verzinkten Eisenrohren der Hausinstallation können zu milchig-weißen Trübungen führen. Die relativ häufig auftretende milchige, nach dem Stehen des Wassers schnell verschwindende Trübung ist dagegen durch Übersättigung mit Luft verursacht, z. B. bei Druckbehälteranlagen und mangelhafter Entlüftung und ist hygienisch unbedenklich.

Plötzlich auftretende Trübungen bei Grund- und Quellwasser sind ein Hinweis für das Eindringen von Niederschlagswasser, das ungenügend durch Bodenfiltration gereinigt ist.

Trübstoffe sollen durch Aufbereitung entfernt werden, da auch an sich unbedenkliche Trübstoffe wie Tonteilchen Keime und Viren adsorbieren bzw. umhüllen und so die Sicherheit der Desinfektion herabsetzen bzw. eine erhöhte Zugabe an Desinfektionsmittel erforderlich machen und so die Bildung unerwünschter Desinfektionsnebenprodukte (Trihalomethane, Bromat, Nitrit) verstärken. In der Liste der Aufbereitungsstoffe und Desinfektionsverfahren [14] wird ausgesagt, dass bei Oberflächenwasser oder von diesem beeinflussten Wasser auf eine weitestgehende Partikelabtrennung vor der Desinfektion zu achten und damit eine Trübung unter 0,1–0,2 FNU anzustreben ist.

Eine Messung der Trübung erfolgt mittels optischer Geräte entweder als

- Messung der Schwächung des durchgehenden Lichtes (Durchlicht- oder Absorptionsmessung, angewandt bei starken Trübungen)
- oder als

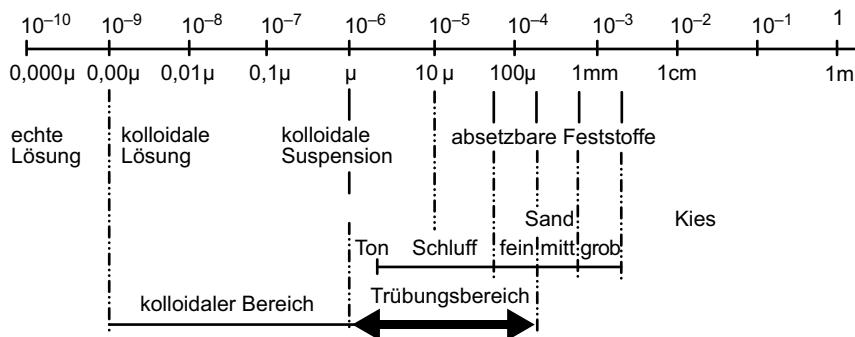


Abb. 4-4: Größenordnung verschiedener Wasserinhaltsstoffe und Trübungsbereich

- Messung des Streulichtes (Streulicht- oder nephelometrische Messung, angewandt bei geringen Trübungen).

Die TrinkwV fordert letzteres Verfahren. Die Messwerte der Streulichtmessung sind auch abhängig vom angewandten Messwinkel, der Wellenlänge des eingestrahlteten Lichtes u. a., fallen also für verschiedene Gerätetypen unterschiedlich aus. Die DIN EN 27027 legt den Messwinkel auf 90° und die Wellenlänge auf 860 nm fest; die Ergebnisangabe erfolgt in FNU (Formazin Nephelometric Units) bzw. NTU (Nephelometric Turbidity Units). Der Grenzwert ist 1,0 NTU ($\pm$ 1,0 FNU); er gilt am Wasserwerksausgang.

Der Parameter Trübung wird, da er sich leicht kontinuierlich in Betriebsmessgeräten messen lässt, als Überwachungs- und Regelgröße bei der Wasseraufbereitung, z. B. Filtration, vorgesehen.

4.1.5.4.4 Geruch

Trinkwasser soll geruchlos sein. Ursachen unangenehmer Geruchs- und Geschmacksstoffe sind vor allem Abbaustoffe organischer Substanzen, lebende und tote Algen, Pilze, Eisen, Mangan und metallische Korrosionsprodukte, Industrieabwässer mit vorwiegend Phenolverbindungen, Chlor und Chlorverbindungen. Organische Bestandteile verursachen nach längerer Einwirkung fauligen, modrigen Geruch. Phenolhaltiges Wasser enthält insbesondere bei längerer Einwirkung fauligen, modrigen Geruch und verursacht bei Chlorzusatz stark widerlichen Geruch. Ein Gehalt an Schwefelwasserstoff erzeugt einen unangenehmen, aufdringlichen Geruch nach faulen Eiern.

Die qualitative Bestimmung erfolgt nach dem Schütteln einer halbgefüllten Flasche und die Ergebnisangabe nach:

a) <i>Intensität</i>	b) <i>Art</i>	c) <i>chemisch</i>	
z. B.		nach:	
ohne	erdig	Schwefelwasserstoff	Ammoniak
	torfig	Kohlensäure	Phenol
schwach	muffig	Chlor	Chlorphenol
	modrig	Mineralöl	Teer
stark	jauchig	Benzin	

Die quantitative Bestimmung, wie sie die TrinkwV vorsieht, erfolgt über den Geruchsschwellenwert. Hier wird das Probewasser (a) mit geruchsfreiem Wasser (b) stufenweise soweit verdünnt, dass der Geruch gerade noch wahrnehmbar ist.

Geruchsschwellenwert GSW = $\frac{a + b}{a}$

Die Empfindlichkeit des menschlichen Geruchssinns macht es möglich, Stoffkonzentrationen wahrzunehmen, die sonst nur mittels Anreicherung bestimmbar wären. Da die Wahrnehmung individuell aber sehr verschieden ist, Raucher haben eine geringere Empfindung als Nichtraucher, sollte eine Untersuchung immer von mehreren Personen durchgeführt werden.

4.1.5.4.5 Temperatur

Die Temperatur des für Trinkwasserzwecke verwendeten Wassers soll möglichst gleichbleibend sein. Gemäß DIN 2000 muss Trinkwasser kühl sein. Wasser mit niedrigerer Temperatur als 5 °C ist gesundheitsschädlich (Magen, Darm, Niere), Wasser mit höherer Temperatur als 15 °C schmeckt fade und bringt keine Abkühlung, es hat geringeres Gaslösungsvermögen, daher bei Temperaturzunahme Gasausscheidungen und fördert die Wiederverkeimung.

1.) *Quellen und Grundwasser* – Die mittleren Jahrestemperaturen von Quellwässern für den 48. Breitengrad in Mitteleuropa sind in **Tab. 4-21** angegeben.

Tab. 4-21: Mittlere Jahrestemperaturen von Quellwässern (nach Mezger)

Meereshöhe	Mittlere Jahres-Bodentemperatur im		Mittlere Jahrestemperatur	
m	freien Feld	dichten Wald	Quelle	Luft
	°C	°C	°C	°C
0	12,0	11,3	12,7	11,5
100	11,3	10,3	11,4	10,6
200	10,7	9,5	10,4	9,8
300	10,1	8,9	9,6	9,1
400	9,5	8,3	8,9	8,4
500	9,0	7,8	8,4	7,8
600	8,5	7,3	7,9	7,2
700	8,1	6,9	7,5	6,7
800	7,7	6,5	7,1	6,2
900	7,3	6,1	6,8	5,7
1 000	6,8	5,6	6,6	5,1
1 500	4,7	3,5	4,5	2,6
2 000	2,6	1,4	2,6	0,0

Die Temperatur des Grundwassers, das im allgemeinen für Trinkwasser verwendet wird, entspricht bei genügend langer Aufenthaltsdauer im Boden etwa den Quelltemperaturen und bleibt ziemlich konstant. Die Temperatur des GW nimmt mit der Tiefe zu, und zwar unterschiedlich je nach geologischem Aufbau des Untergrunds, i. a. etwa 3 °C je 100 m Tiefe. Wenn keine Unterlagen aus benachbarten Brunnen vorliegen, kann die GWtemperatur t_x in der Tiefe T_x geschätzt werden zu:

$t_x = t_m + 1^\circ + 0,003 T_x$

t_m = mittlere Jahrestemperatur der Luft, T_x = GWSp unter Gelände

Beispiel: T in 200 m Tiefe: $t_{200} = 10^\circ + 1^\circ + 0,003 \cdot 200 = 17^\circ\text{C}$

Wenn die Aufenthaltsdauer des Grundwassers im Boden zu kurz ist, treten größere Temperaturschwankungen auf. Es ergeben sich dann höhere Temperaturen im Sommer-Herbst und niedrigere im Winter-Frühjahr. Je nach Länge der Aufenthaltsdauer des Wassers im Boden tritt eine mehr oder weniger große zeitliche Verschiebung und Minderung der Temperaturhöchstwerte ein. Bei Wassergewinnungsanlagen in der Nähe von Flüssen, bei welchen zeitweise oder dauernd uferfiltriertes Flusswasser gewonnen wird, sind laufende Temperaturmessungen jedes einzelnen Brunnens erforderlich.

Für die Brunnenreihe des Schweinfurter Wasserwerks mit einem Abstand von 100–150 m vom Mainufer wurden Temperaturgrenzwerte nach **Tab. 4-22** gemessen. Stärkere Temperaturschwankungen eines Grund- oder Quellwassers weisen darauf hin, dass Oberflächenwasser rasch zufließt, z. B. infolge starker Niederschläge, Hochwasser, Überschwemmungen, Schneeschmelze, zu kurzer Filtrationsstrecke bei Uferfiltration.

Tab. 4-22: Grundwassertemperaturen im Wasserwerk Schweinfurt

	westliche Fassung	mittlere Fassung	östliche Fassung
Höchsttemp.	13–16,5 °C	18,5–20 °C	17–18,5 °C
Zeitraum	letztes Oktoberdrittel	Mitte August bis Mitte September	Mitte August bis Ende September
Niedrigsttemp.	6 °C	2–3 °C	3–4 °C
Zeitraum	letztes Aprildrittel	März	März

2.) *Stehende Gewässer, Seen, Trinkwassertalsperren* – Der Wasserverbrauch zwingt dazu, in stärkerem Umfang auch Oberflächenwasser für Wasserversorgungsanlagen zu verwenden. Während das Wasser hinsichtlich seiner chemischen und bakteriologischen Beschaffenheit aufbereitet werden kann, muss die Temperatur hingenommen werden, wie sie die Natur bietet. Um auch hier brauchbare Wassertemperaturen zu erhalten, müssen verschiedene Gesichtspunkte beachtet werden.

Das Wasser hat in stehenden Gewässern in den verschiedenen Tiefen große Temperaturunterschiede. In größerer Tiefe ist die Wassertemperatur im Sommer zwischen 5–8 °C, in sehr großer Tiefe während des ganzen Jahres etwa 4 °C. Infolge seiner physikalischen Eigenschaften tritt bei Temperaturen über 4 °C eine dauernde Umschichtung des Wassers bei Abkühlung ein. Unter einer mehrere Meter mächtigen oberen Wasserschicht mit annähernd gleicher, aber zeitlich wechselnder Temperatur folgt eine wenig mächtige Schicht, in der die Wassertemperatur um mehrere Grade absinkt, die Sprungschicht (**Abb. 4-5**). Allerdings kann in Seen mit nicht zu großer Tiefe bei lang anhaltenden starken Stürmen eine vorübergehende Aufhebung der Sprungschicht erfolgen. Für Seewasserentnahmen müssen die Temperaturlinien, Wassertemperatur in Abhängigkeit von Tiefe für verschiedene Jahreszeiten, ermittelt werden.

Bei höherer Temperatur sinkt die Gaslöslichkeit und damit der Sauerstoffgehalt, dagegen ist der Sauerstoffbedarf der Fische größer. Höhere Temperatur erhöht im allgemeinen die Giftigkeit im Oberflächengewässer, sie begünstigt das Algenwachstum.

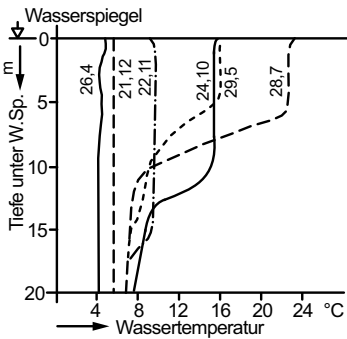


Abb. 4-5: Wassertemperaturen im Würther See in verschiedener Tiefe (nach Schocklitsch)

3.) *Fließende Gewässer* – haben im Allgemeinen wegen der gründlichen Durchmischung fast im ganzen Querschnitt die gleiche Temperatur, die sich im Laufe eines Tages nur wenig mehr als um 1 °C verändert. Die mittlere Flusswassertemperatur stellt sich etwa um 11 Uhr ein. Bei Quellzuflüssen liegt die Flusswassertemperatur im Winter über, im Sommer unter der Lufttemperatur. Flachland-

flüsse erwärmen sich meist so hoch, dass die Temperatur während des ganzen Jahres über jener der Luft liegt (Abb. 4-6).

Wenn die Temperaturen des Oberflächenwassers nicht den Anforderungen einer zentralen Wasserversorgungsanlage entsprechen, ist künstliche Grundwasseranreicherung anzustreben, um nach Möglichkeit einen Temperatenausgleich zu erhalten.

Bei der Temperaturmessung (Quecksilberthermometer, Skalenwerte in 0,1 °C) ist der Wert erst abzulesen, wenn sich die Messwertanzeige nicht mehr ändert.

Algenwachstum: günstige Temperatur 15–25 °C

grüne Algen 25–30 °C

blaue Algen 30–40 °C

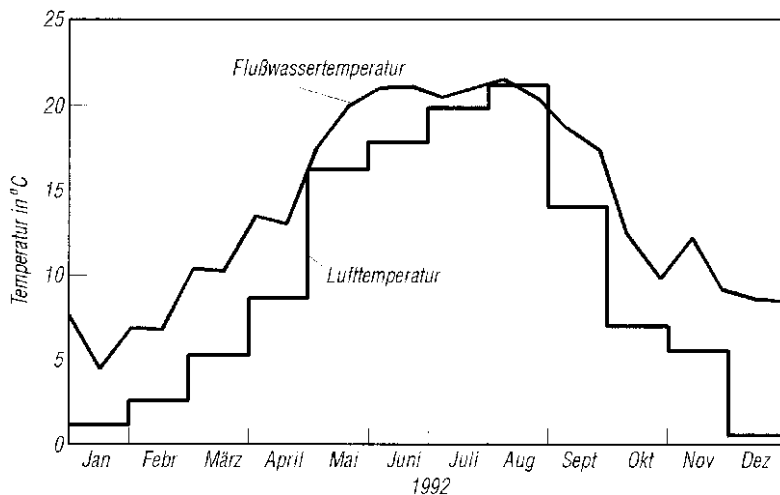


Abb. 4-6: Flusswassertemperatur der Regnitz 1992 bei Forchheim/Bayern

4.1.5.4.6 pH-Wert, Calcitlösekapazität

Der pH-Wert ist definiert als: Negativer dekadischer Logarithmus des Zahlenwertes der Aktivität des Hydroniumions in mol/l; $\text{pH} = -\lg [a(\text{H}^+)]$. Die Aktivität der Wasserstoffionen ist aufgrund von Ionenwechselwirkungen etwas geringer als deren Konzentration. Im Sprachgebrauch wird häufig vereinfacht zu: „Negativer dekadischer Logarithmus der Wasserstoffionenkonzentration“ oder noch kürzer: „Maß für die Wasserstoffionenkonzentration“. Die Angabe des negativen Logarithmus statt der Wasserstoffionenkonzentration selbst erfolgt aus Gründen der einfacheren Handhabung, da sich die Konzentration im natürlichen Wasser um Größenordnungen ändern kann, z. B. beim Eintrag der Säurebildner des sauren Regens.

Die Konzentration der H^+ - (bzw. OH^-) Ionen hat einen entscheidenden Einfluss auf alle chemischen und biologischen Vorgänge im Wasser. Seine Kontrolle und evtl. Einstellung ist besonders wichtig bei der Wasseraufbereitung, z. B. Flockung und Desinfektion mittels Chlor, und in korrosionschemischer Hinsicht.

pH-Werte unter 7 werden gemeinhin als sauer und die über 7 als alkalisch bezeichnet. Das ist aber nur bedingt richtig, denn der Neutralpunkt ist temperaturabhängig und liegt nur für reines Wasser von 24 °C bei 7, bei 10 °C dagegen bei 7,27.

Tab. 4-23: pH-Wert des Neutralpunktes für reines Wasser in Abhängigkeit von der Temperatur

Temperatur °C	0	10	20	30	40	50
pH-Wert f. Neutralpunkt	7,47	7,27	7,08	6,92	6,77	6,63

Die in den zur Trinkwasserversorgung verwendeten Wässern auftretenden Konzentrationen an Wasserstoff- bzw. Hydroxylionen sind direkt für den menschlichen Organismus unbedenklich. Indirekt können aber Gefährdungen dadurch entstehen, dass bei niedrigen pH-Werten Lösung von Schwermetall-Ionen auftreten und bei faserzementhaltigen Werkstoffen Asbest in das Wasser übergehen kann. Hinzu kommen technische Probleme bei der Wassergewinnung, -aufbereitung, -speicherung, -verteilung und -verwendung von Wasser zu niedrigen bzw. zu hohen pH-Wertes, wie Aggressivität gegenüber Kalk und Metall bzw. auftretender Kalkausfall (siehe auch „Kohlensäure“). Die TrinkwV [legt deshalb den für Trinkwasser zulässigen pH-Bereich von 6,5 bis 9,5 fest, wobei zusätzlich die Forderungen gelten:

- Das Wasser sollte nicht korrosiv wirken.
- Die Calcitlösekapazität am Ausgang des Wasserwerkes darf 5 mg/l nicht überschreiten; diese Forderung gilt als erfüllt, wenn der pH-Wert $\geq 7,7$ ist.
- Bei der Mischung von Wasser darf die Calcitlösekapazität 10 mg/l im Verteilungsnetz nicht überschreiten.

Ein Wasser befindet sich im Zustand der Calciumcarbonatsättigung, wenn es bei Kontakt mit Calcit, der am häufigsten auftretenden Kristallform des Calciumcarbonats, weder zur Auflösung noch zur Abscheidung von CaCO_3 neigt.
Jedes Wasser hat seinen eigenen pH-Wert der Calcitsättigung. Wird dieser Wert unterschritten, wirkt es calcitlösend. Bei einer Überschreitung des pH-Wertes liegt eine Übersättigung an Calciumcarbonat vor, es ist also calcitabscheidend.

Tab. 4-24: Übersicht zu den Verfahren der DIN 38 404, Teil 10 zur Bestimmung der Calcitsättigung eines Wassers

Nr. Verfahren nach	Erforderliche Werte für die Ermittlung	Beurteilung der Ergebnisse des Verfahrens
1. Bestimmung nach DIN 38 404-C10-1	Calciumkonzentration Säurekapazität $K_{S4,3}$ elektrische Leitfähigkeit Wassertemperatur	Näherungsverfahren. Ergibt pH-Wert, bei dessen Unterschreitung unbedingt Kalklösung eintritt. Der tatsächliche Sättigungs-pH-Wert kann bis 0,2 höher liegen
2. Berechnung nach DIN 38 404-C10-2	wie bei 1. zzgl. pH-Wert Basekapazität $K_{B8,2}$ gelöstes Gesamtphosphat Sulfatkonzentration	Näherungsverfahren. Ergibt Sättigungs-pH-Wert mit einer maximalen Abweichung von 0,1
3. Berechnung nach DIN 38 404-C10-3	wie bei 1. zzgl. pH-Wert und Stoffmengen- oder Massenkonzentration von Ca, Mg, SO_4 , NO_3 , Cl, Na, K und PO_4 , evtl. $K_{B8,2}$	Erweitertes Verfahren, iterativ. Beachtet Komplexierungen. Ergibt genauen Sättigungs-pH-Wert
4. Versuch nach DIN 38 404-C10-4 (Marmorlöseversuch)	Geräte und Chemikalien gemäß DIN	Störungen durch Inhibitoren bleiben unberücksichtigt. Gemäß DIN ist zusätzlich die Berechnung durchzuführen. Die Differenz weist auf Inhibitoren wie Phosphate oder Huminstoffe hin.
5. Schnelltest nach DIN 38 404-C10-5	Geräte und Chemikalien (gefälltes CaCO_3 zur Silicanalyse) gemäß DIN (Untersuchungsgefäß siehe Abb. 4.7)	Zur Betriebskontrolle von Entsäuerungsanlagen. Nur qualitative Aussage, ob das Wasser kalklösend (bei im Test angestiegenem pH-Wert), kalkabscheidend (bei gefallenem pH) bzw. im Zustand der Sättigung ist (pH-Änderung unter 0,1)

Der pH-Wert der Calcitsättigung ist keinesfalls identisch mit dem o. g. „Neutralpunkt“ reinen Wassers. Er ist wie dieser wesentlich von der Temperatur beeinflusst, hängt aber zusätzlich stark ab von der Calciumkonzentration, der Säurekapazität und der Chlorid- und Sulfatkonzentration des jeweiligen Wassers. Für sehr genaue Betrachtungen müssen weitere Werte, z. B. für Magnesium, Phosphat, Nitrat und Komplexierungen eingehen.

Zur Ermittlung des pH-Wertes der Calciumcarbonatsättigung bietet die DIN 38 404 Teil 10 Berechnungsverfahren an (siehe **Tab. 4-24**). Zwei angegebene Verfahren beinhalten die experimentelle Bestimmung des pH-Wertes nach Calcitsättigung (Marmorlöseversuch) bzw. einen Schnelltest, mit dessen Hilfe qualitativ festgestellt werden kann, ob ein Wasser calcitlösend oder -abscheidend ist. Die Berechnung ergibt zuverlässigere Werte als die experimentelle Bestimmung.

Das Verfahren DIN 38 404 – C 10 – 1 als einfachste Methode zur Bestimmung desjenigen pH-Wertes, bei dessen Unterschreitung das Wasser auf jeden Fall calcitlösend ist, ist in **Tab. 4-25** angegeben. Da bei diesem Berechnungsverfahren die Calciumkonzentration und die Säurekapazität $K_{s4,3}$ für das jeweilige Wasser konstant bleiben, ist es nur anwendbar, wenn der Sättigungs-pH-Wert nur durch Austausch von CO_2 eingestellt wird („Gasaustausch“ Abschn. 4.2.2.3) und nicht durch chemische Entsäuerung, bei der sich die Werte o. g. Parameter verändern (siehe „Entsäuerung“ Abschn. 4.2.5.2). Zwischenwerte sind zu interpolieren. Die Umrechnung für von 10 °C abweichende Wässer mit der Temperatur t erfolgt nach der Formel $pH_A = pH_{A10} + a$, wobei $a = 0,015 (t_{10} - t)$ ist.

Tab. 4-25: Tiefstmöglicher pH-Wert der $CaCO_3$ -Sättigung (nach DIN-Verfahren 38 404-C10-1) für Wasser bei 10 °C: pH_A

Ca in mg/ l	Ca in mmol/ l	Obere Zeile: Sättigungs-pH-Wert (bei 10 °C) Untere Zeile: Leitfähigkeit in $\mu S/cm$ (bei 10 °C)														
		Säurekapazität bis pH 4,3 ($\equiv m$ -Wert) in mmol/l														
		0,25	0,5	0,75	1	1,25	1,5	2	2,5	3	3,5	4	5	6	7	8
10	0,25	9,65	9,18	8,98	8,84											
		54	59	75	91											
20	0,5	9,28	8,88	8,69	8,54	8,44	8,36	8,24								
		112	106	104	119	135	150	181								
40	1,0	9,00	8,61	8,41	8,27	8,17	8,08	7,96	7,87	7,80						
		222	216	210	204	198	204	234	264	294						
50	1,25	8,92	8,53	8,32	8,19	8,08	8,00	7,88	7,78	7,71	7,65	7,60				
		276	270	264	258	252	246	260	290	319	349	379				
60	1,5	8,85	8,46	8,26	8,12	8,02	7,93	7,81	7,71	7,64	7,58	7,52	7,44			
		330	323	317	311	305	299	286	315	345	374	403	461			
80	2,0	8,74	8,36	8,16	8,02	7,92	7,83	7,70	7,61	7,53	7,47	7,41	7,33	7,26	7,20	
		423	428	422	416	409	403	390	378	394	423	451	509	566	624	
100	2,5	8,67	8,28	8,08	7,94	7,84	7,76	7,63	7,53	7,45	7,38	7,33	7,24	7,17	7,11	7,06
		538	531	525	518	512	505	492	480	467	470	499	556	612	669	725
120	3			8,02	7,88	7,78	7,70	7,57	7,47	7,39	7,32	7,26	7,17	7,10	7,04	7,00
				626	619	613	606	593	580	567	554	545	601	657	713	769
160	4				7,79	7,69	7,60	7,47	7,37	7,29	7,23	7,17	7,07	7,00	6,94	6,89
					818	811	805	791	778	765	751	738	711	745	801	856
200	5						7,53	7,40	7,30	7,22	7,16	7,10	7,00	6,92	6,86	6,81
							999	986	972	958	945	931	904	877	885	940
280	7								7,20	7,12	7,05	7,00	6,90	6,82	6,75	6,70
									1351	1337	1323	1308	1280	1252	1224	1196

Diese Tabelle ist nicht anwendbar für Wässer mit sehr hohem Salzgehalt. Dies ist der Fall, wenn die elektrische Leitfähigkeit des Wassers (bei 10 °C) den in der Tabelle (jeweils zweite Zeile) angegebenen Wert der elektrischen Leitfähigkeit des Modellwassers um mehr als das 1,5 fache übersteigt. Weitere, meist erfüllte Voraussetzungen sind aus o. g. DIN zu entnehmen.

Im Zusammenhang mit dem pH-Wert und der Beurteilung eines Wassers bzgl. Kalklösetendenz sind folgende Begriffe üblich:

Sättigungs-pH-Wert: pH-Wert, bei dem ein Wasser mit Calcit gesättigt ist. Er ist abhängig von der Art der pH-Einstellung und liegt z. B. bei Entsäuerung durch Belüftung höher als bei Filtration über Kalkstein. Je nach Ermittlung des Sättigungs-pH-Wertes unterscheidet man:

Sättigungs-pH-Wert nach erfolgter Sättigung mittels Calcit (pH_C)

Dieser kann über den (Marmorlöse-)Versuch direkt gemessen werden oder über das Verfahren DIN 38 404 – C 10 – 3 berechnet werden.

Sättigungs-pH-Wert nach Austausch von CO_2 (pH_A)

Dieser ist nach dem Verfahren DIN 38 404 – C 10 – 1 bestimmt worden.

Sättigungs-pH-Wert nach Strohecker und Langelier (pH_L)

Dieser wird nach dem Verfahren DIN 38 404 – C 10 – 2 bestimmt.

Für ein Wasser, das sich im Zustand der Sättigung befindet, ist $pH = pH_C = pH_A = pH_L$.

Bei negativem ΔpH ist das Wasser calcitlösend, bei positivem ΔpH calcitabscheidend, bei 0 in der Sättigung.

Sättigungs-Index (SI) ist die Abweichung des im Wasser gemessenen pH-Wertes vom Sättigungs-pH-Wert nach Strohecker und Langelier (pH_L)

$$SI = pH - pH_L$$

Bei negativem SI ist das Wasser calcitlösend, bei positivem SI calcitabscheidend, bei 0 in der Sättigung.

Delta-pH-Wert (ΔpH) ist die Abweichung des im Wasser gemessenen pH-Wertes vom Sättigungs-pH-Wert nach Calcitzugabe (pH_C)

$$\Delta pH = pH - pH_C$$

Bei negativem ΔpH ist das Wasser calcitlösend, bei positivem ΔpH calcitabscheidend, bei 0 in der Sättigung.

Calcitlösekapazität D_C : Menge an Calcit ($CaCO_3$), die ein Wasser zu lösen vermag.

Angaben in g/m^3 bzw. mg/l oder mol/m^3 bzw. $mmol/l$, wobei $0,1 \text{ mmol/l} \cong 10 \text{ mg/l an } CaCO_3$.

Ist der pH-Wert eines Wassers $\geq 7,7$ bzw. $\geq$ Sättigungs-pH-Wert (näherungsweise Ermittlung mit **Tab. 4-25**) so gilt die Anforderung der TrinkwV [21] bzgl. der Calcitsättigung ohne weiteren Nachweis als erfüllt. Andernfalls ist die Calcitlösekapazität zu ermitteln. Die rechnerische Ermittlung von D_C ist aufwendig und erfordert Rechenprogramme. Die Berechnung kann unter Beachtung der Anwendungsgrenzen auch nach DVGW-Arbeitsblatt W 216, Anhang B, durchgeführt werden. In Abhängigkeit von dem Calciumgehalt und der Säurekapazität eines Wassers sind aus **Tab. 4-26** die pH-Werte entnehmbar, bei deren Einhaltung bzw. Überschreitung $D_C \leq 5 \text{ mg/l}$ ist. Die Tabelle ist anwendbar, wenn die Leitfähigkeit des Wassers die in der rechten Spalte angegebenen Werte nicht überschreitet. Die pH-Werte beziehen sich auf die Temperatur von 10 °C; eine Umrechnung für andere Wassertemperaturen ist mit der für **Tab. 4-25** bereits angegebenen Formel leicht möglich.

Tab. 4-26: pH-Werte, bei denen die Calcitlösekapazität 5 mg/l beträgt

β (Ca) mg/l	c (Ca) mmol/l	Säurekapazität $K_{s4,3}$ in mmol/l																Leitf. mS/m
		0,25	0,5	0,75	1	1,25	1,5	1,75	2	2,5	3	3,5	4	5	6	7	8	
10	0,25	7,40	7,67	7,81	7,89													15
20	0,50	7,23	7,53	7,67	7,75	7,80	7,82	7,83	7,84									25
30	0,75	7,18	7,48	7,62	7,69	7,72	7,74	7,75	7,74	7,73								30
40	1,00	7,15	7,45	7,58	7,64	7,67	7,68	7,68	7,68	7,65	7,62							40
50	1,25	7,13	7,42	7,55	7,61	7,63	7,64	7,63	7,62	7,59	7,56	7,52	7,49					50
60	1,50	7,11	7,41	7,52	7,58	7,60	7,60	7,59	7,58	7,54	7,50	7,46	7,43	7,36				60
80	2,00	7,09	7,34	7,48	7,53	7,54	7,53	7,52	7,50	7,46	7,42	7,38	7,34	7,27	7,21	7,15		80
100	2,50	7,08	7,35	7,45	7,49	7,49	7,48	7,47	7,44	7,40	7,35	7,31	7,26	7,19	7,13	7,08	7,03	95
120	3,00			7,43	7,46	7,46	7,44	7,42	7,40	7,35	7,30	7,25	7,21	7,13	7,07	7,01	6,97	100
160	4,00				7,40	7,39	7,37	7,35	7,32	7,26	7,21	7,16	7,12	7,04	6,97	6,92	6,87	110
200	5,00						7,32	7,29	7,26	7,20	7,14	7,09	7,05	6,97	6,90	6,84	6,79	120
280	7,00									7,10	7,05	6,99	6,94	6,86	6,79	6,74	6,69	160

Einstellung des pH-Wertes: Zur pH-Anhebung kommen die Verfahren der physikalischen und chemischen Entsäuerung bei der Wasseraufbereitung zum Einsatz (siehe Entsäuerung in 4.2.5.2). Dabei gilt es zu beachten:

- die Korrosionsforschung weist aus, daß das Korrosionsverhalten metallischer Werkstoffe u. a. von den Wassereigenschaften pH-Wert, Pufferungsintensität, Neutralsalzgehalt und Gehalt an Korrosionsinhibitoren bestimmt wird, die pH-Anhebung wünschenswert ist, aber die Calcitlösekapazität keinen direkten Bezug zur Korrosion metallischer Werkstoffe hat;
- bei Überschreitung des Sättigungs-pH-Wertes können in den Anlagen der Wasseraufbereitung, -speicherung und -verteilung Störungen durch Kalkausfall eintreten.

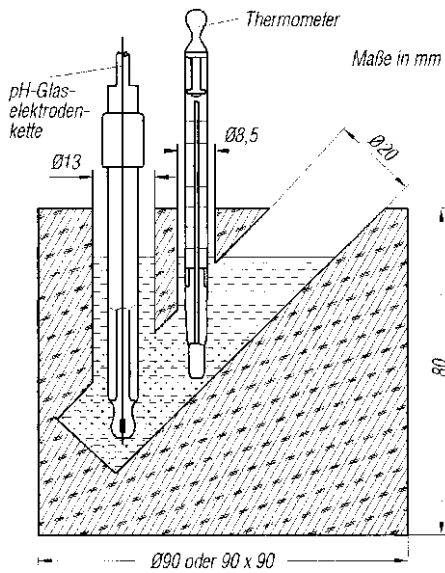


Abb. 4-7: Untersuchungsgefäß zur Bestimmung der Calcitsättigung mittels Schnelltest

4.1.5.4.7 Leitfähigkeit

Die elektrische Leitfähigkeit erfasst als Summenparameter die im Wasser gelösten Ionen, d. h. die gelösten Salze. Die Leitfähigkeit korreliert mit dem Parameter Abdampfdruckstand und hat diesen weitgehend verdrängt, da die Leitfähigkeit wesentlich leichter und auch kontinuierlich gemessen werden kann.

Es besteht der Zusammenhang ([2])

$$K_{25} = 1,43 \cdot TS + 5,48$$

wobei K_{25} elektr. Leitfähigkeit bei 25 °C in $\mu\text{S}/\text{cm}$
 TS Abdampfdruckstand (110 °C) in mg/l.

Der Grenzwert der TrinkwV ist 2 500 $\mu\text{S}/\text{cm}$ bei 20 °C.

Die Messung der Leitfähigkeit wird bevorzugt zur Kontrolle der Veränderung des Salzgehaltes eines Wassers verwendet, z. B. Gw in verschiedenen Tiefen mit zunehmendem Salzgehalt, Gw in verschiedenen Grundwasserstockwerken, Erkennen von aufsteigendem, versalztem Gw bei starker Absenkung im Brunnen, Veränderung der Wasserbeschaffenheit von Oberflächenwasser, Kontrolle der verschiedenen Aufbereitungsstufen.

Die elektrolytische Leitfähigkeit wird ausgedrückt durch den reziproken Wert des elektrischen Widerstandes in Ω (Ohm) eines Wasserwürfels von 1 cm Kantenlänge bei $T = 20\text{ °C}$, somit in $1/\Omega = \Omega^{-1} = 1$ Siemens, bzw. wegen der Größenordnung in $10^{-6} \Omega^{-1}/\text{cm} = \mu\text{S}/\text{cm}$. Die Wassertemperatur bei der Messung muss beachtet werden, da die Leitfähigkeit temperaturabhängig ist. Bei einer Temperaturerhöhung um 1 °C steigt die Leitfähigkeit um rd. 2 % Gelegentlich wird als Maß mS/m verwendet, es ist: 1 mS/m = 10 $\mu\text{S}/\text{cm}$.

Beispiele der Leitfähigkeit in $\mu\text{S}/\text{cm}$

destilliertes Wasser	0,04
Regenwasser	5–30
Süßes Grundwasser	30–2000
Meerwasser	45 000–55 000

4.1.5.4.8 Oxidierbarkeit

Die Oxidierbarkeit, früher auch mit Kaliumpermanganatverbrauch bezeichnet, ist der älteste Summenparameter zur Charakterisierung der organischen Stoffe im Wasser. Er wird in mg/l O_2 angegeben, wobei ein Verbrauch von 4 mg/l des Oxidationsmittels KMnO_4 1 mg/l O_2 entspricht.

Da die Huminstoffe meist den größten Oxidationsanteil liefern, manche org. Stoffe nur unvollständig oxidiert und auch anorg. Stoffe, wie Eisen und Mangan, mitoxidiert werden (theor. für 1 mg/l Eisen 0,143 mg/l O_2 und für 1 mg/l Mangan 0,228 mg/l O_2), ist dieser Parameter als Maß für organische Verunreinigung nur sehr bedingt geeignet. Der nachfolgende Bezug zur Verschmutzung ist deshalb nur durchschnittlich orientierend.

reines Grundwasser	O_2 -Verbrauch mg/l 1–2
mäßig verschmutztes Oberflächenwasser	O_2 -Verbrauch mg/l 2–6
verschmutztes Oberflächenwasser	O_2 -Verbrauch mg/l 6–10
stark verschmutztes Oberflächenwasser	O_2 -Verbrauch mg/l > 10
Moorwasser	O_2 -Verbrauch mg/l > 20

Der Parameter Oxidierbarkeit wurde in die TrinkwV übernommen, weil die EG-Richtlinie ihn vorschreibt. Er ist zu unterscheiden von den – nicht in der TrinkwV enthaltenen – Parametern CSB (Chem. Sauerstoffbedarf; Oxidationsmittel ist Kaliumdichromat) und BSB (Biochem. Sauerstoffbedarf, Verbrauch an O_2 durch Mikroorganismen beim biol. Abbau org. Stoffe) (siehe dazu Abschn. 4.1.5.4.32).

4.1.5.4.9 Aluminium (Al)

Das Leichtmetall Al bildet mit Säuren Salze und mit Basen Aluminate. Die im Wasser vorliegende Form ist u. a. pH-abhängig und reicht von Aluminat (bei $\text{pH} > 7,5$) über Hydroxide bis zu kationischen Komplexen bei pH-Werten unter 5,5.

Eine gesundheitliche Gefährdung kann bei erhöhter Aluminiumaufnahme und gestörter Nierenfunktion eintreten. Der Zusammenhang mit der Alzheimer-Krankheit ist umstritten [15]. Für andere, mit Aluminium zusammenhängende Krankheiten wurde ein Einfluss erhöhter Al-Konzentration im Trinkwasser bisher nicht festgestellt [9]. Die Festlegung des Grenzwertes für Trinkwasser auf

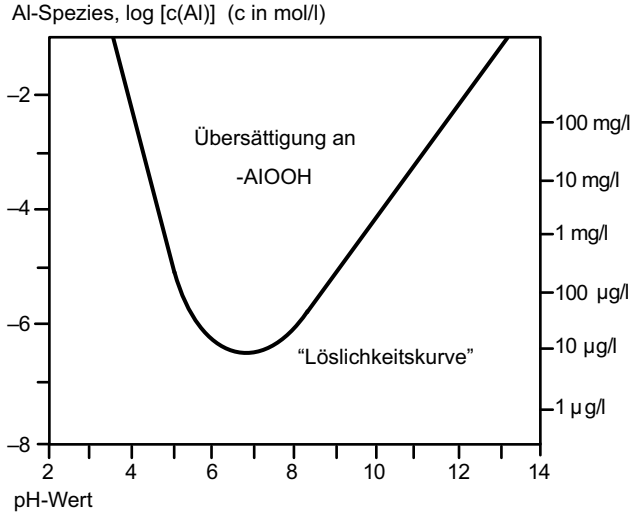


Abb. 4-8: Konzentration von gelöstem Aluminium in Abhängigkeit vom pH-Wert (Löslichkeitskurve)

0,2 mg/l hat vor allem ästhetisch-sensorische Gründe, da für den Verbraucher spürbare Trübungen im Trinkwasser bereits ab 0,1 mg/l auftreten können.

Bis 0,1 mg/l gelten für Fische als nichttoxisch.

Die Aluminiumkonzentration im Wasser ist aufgrund der schlechten Löslichkeit des Al normalerweise gering, im Grundwasser 0,01 bis 0,1 mg/l [9], steigt aber bei pH-Werten <6 und >8 stark an (Abb. 4-8).

In Quellwässern des Fichtelgebirges wurden 1 bis 2 mg/l Al gemessen, im Sennegebiet Nordrhein-Westfalens bis 8 mg/l, in Sachsen bis 15 mg/l. Die hohen Konzentrationen in Wässern sind vorrangig die Folge der Auflösung der oxidischen Aluminiumverbindungen des Bodens bei niedrigen pH-Werten (Abb. 4-9). Die zunehmende Gewässerversauerung infolge Schwefel- und Stickoxid belasteter (saurer) Niederschläge führt im Boden zu einer verstärkten Mobilisierung (Lösung) des Aluminiums,

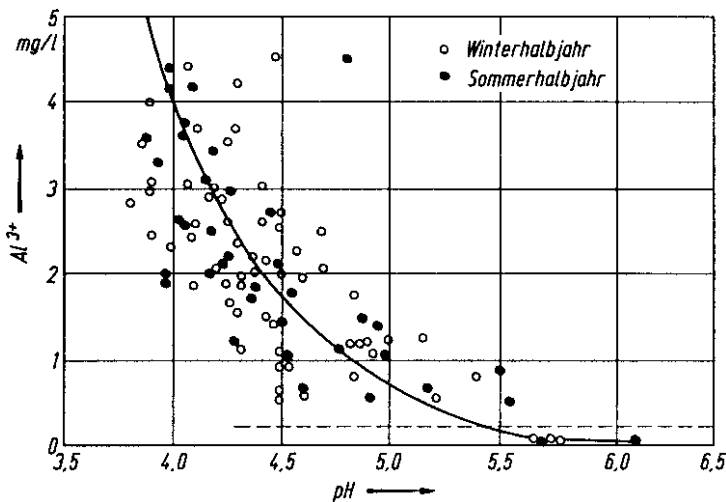


Abb. 4-9: Al-Gehalt in Bachwässern des Hunsrück (nach Krieter und Haberer)

wobei besonders gefährdet nicht gepufferte Gewässer in kalkfreien Landschaften mit kristallinen Gesteins- und Bodenformationen sind. Pflanzen- und Fischgiftigkeit sind die ökologischen Folgen, Ablagerungen in Anlagen der Wasserversorgung und Trübungen im Trinkwasser die technischen. Bei Überschreitung des Grenzwertes sind u.U. zusätzliche Aufbereitungsschritte erforderlich, die die Einstellung des pH-Wertes zur Aluminiumhydroxid-Fällung beinhalten müssen (siehe auch DVGW-Arbeitsblatt W 220 und Abschnitt 4.2.5.12.3).

Als Zusatzstoff werden Aluminiumverbindungen z.B. $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18 \text{H}_2\text{O}$, zur Trinkwasseraufbereitung eingesetzt (siehe „Flockung“). Dabei sind die Auswirkungen auf pH-Wert sowie Salz- und Al-Gehalt des Trinkwassers zu beachten.

4.1.5.4.10 Ammonium (NH_4^+)

Ammonium gehört wie Nitrit und Nitrat zu den Stickstoffverbindungen (siehe auch: Nitrat). Ammonium ist in sauerstoffhaltigem unbelastetem Grundwasser im allg. nicht oder nur in geringen Spuren enthalten. NH_4 -Gehalte über 0,2 mg/l sind hier ein Hinweis auf anthropogene Verunreinigungen. Es wird anthropogen eingetragen durch Direkteinleitung von häuslichen, landwirtschaftlichen und industriellen Abwässern in die Oberflächenwässer und durch Kläranlagenabläufe, außerdem durch natürliche (Fäkalverunreinigungen) und künstliche Düngung. Auch über den Niederschlag kann lokal ein gewisser Eintrag erfolgen, wenn höhere Konzentrationen im Niederschlag durch Einsatz von Ammoniumdünger oder flüssige, ammoniakhaltige Düngemittel entstanden sind.

In sauerstoffarmen, eisen- und manganhaltigen Grundwässern kann Ammonium durch Reduzierung von Nitrat über Nitrit entstehen. Der Abbau von Huminstoffen aus Wald- und Mooregebieten kann im Grundwasser ebenfalls zur Sauerstoffzehrung und natürlicher Ammoniumbildung führen. Diese reduzierten Grundwässer weisen zumeist auch erhöhte Gehalte an Eisen und Mangan auf. In Tiefengrundwässern des Tertiär sind bis 4 mg/l NH_4^+ für andere Tiefengrundwässer aber auch schon bis 50 mg/l gemessen worden.

Ammonium ist für den Menschen im allg. nicht gesundheitsschädlich, der Grenzwert der TrinkwV ist 0,5 mg/l, wobei geogen bedingte Überschreitungen bis 30 mg/l zugelassen sind. Dabei bleibt aber für die Wasserwerke das Problem, dass aus Ammonium auch Nitrit (NO_2^-) entstehen kann, das wesentlich toxischer ist und dessen Grenzwert 0,1 mg/l am Ausgang Wasserwerk bzw. 0,5 mg/l am Zapfhahn ist. Bei ausreichend vorhandenem Sauerstoff (pro mg Ammonium ca. 3,6 mg Sauerstoff) wird NH_4 über Nitrit zu Nitrat (NO_3^-) oxidiert. Dabei können ammoniumoxidierende Bakterien (Nitrosomonas und Nitrobacter) mitwirken.

Höhere Ammoniumkonzentrationen (> 0,4 ... 0,5 mg/l) sollten durch Wasseraufbereitung beseitigt werden, da andernfalls starke Sauerstoffzehrung, Beeinträchtigung der Chlorung (hohe Chlorzehrung, Bildung von Chloraminen), Verkeimungen im Rohrnetz und in Wasserspeichern sowie evtl. Korrosionsverstärkung eintreten können.

Die Verfahrensfestlegung für die Ammoniumeliminierung durch Trinkwasseraufbereitung sollte die Gesamtbeschaffenheit des Rohwassers beachten, da zumeist auch noch andere Stoffe zu entfernen sind (siehe Abschn. 4.2.5.7.4). Für die biologische Nitrifikation ist eine ausreichende Sauerstoffzufuhr entscheidend. Bei einer sonst entstehenden Anaerobie können, abgesehen vom Rückgang des Wirkungsgrades, auch erhebliche Geruchsbeeinträchtigungen entstehen.

Die früher übliche Knickpunktchlorung ist wegen der Gefahr der Bildung von organischen Halogenverbindungen nicht mehr anzuwenden, die Chlorung gemäß TrinkwV auch nur noch zur Desinfektion zulässig.

4.1.5.4.11 Benzinzusatz MTBE

Methyl-tertiär-Butylether (MTBE) wird seit 1979 statt Bleitetraäthyl dem Kraftstoff als Antiklopfmittel zugesetzt. MTBE steht an vierter Stelle der am meisten produzierten Chemikalien und allein in Deutschland werden pro Jahr 500 000 Tonnen verbraucht.

Der Stoff ist akut wenig giftig; eine kanzerogene Wirkung ist aber bisher nicht ausschließbar. MTBE hat ein erhebliches Wassergefährdungspotential, weil er wegen seiner leichten Mischbarkeit mit Wasser und der geringen Bindungstendenz an Bodenpartikel im Untergrund sehr mobil ist. Er ist sehr geruchsintensiv und biologisch kaum abbaubar. Wasser mit Konzentrationen über 20 bis 40 µg/l ist für den menschlichen Genuss nicht geeignet.

In den USA sind im Brunnenwasser schon 600 µg/l festgestellt worden, in Anlagen zu Gewinnung von Trinkwasser in Deutschland über 50 µg/l.

4.1.5.4.12 Barium (Ba)

Barium gehört zu den Erdalkalien (Härtebildnern), wobei sein Anteil meist vernachlässigbar gering ist. Lösliche Bariumverbindungen sind giftig, Einnahmen von 2 bis 4 g Bariumchlorid können tödlich sein [9].

Im Grund- und Oberflächenwasser gemessene Konzentrationen liegen unter 0,25 mg/l, mit Ausnahme von Wasservorkommen in Unterfranken mit Gehalten bis 6,3 mg/l [9]. Ableitungen von Abwässern der bariumverarbeitenden Industrie können den Gehalt im Oberflächenwasser erhöhen. Eine weitestgehende Eliminierung bei der Wasseraufbereitung tritt durch Fällung und Ionenaustausch ein.

Die neue TrinkwV enthält diesen Parameter nicht mehr.

4.1.5.4.13 Calcium (Ca)

Calcium ist das Kation der Calciumsalze und gehört zu den Erdalkalien. Gemeinsam mit Magnesiumionen verursacht es die Härte des Wassers (Summe Erdalkalien). Calcium ist mit einem Anteil von 3,6 % das dritthäufigste Element der Erdkruste. Es kommt natürlich als Kalkstein und Marmor (CaCO_3), Gips ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), Anhydrit (CaSO_4), Apatit ($\text{Ca}_5(\text{PO}_4)_3\text{F}$), Dolomit ($\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$) und Flußspat (CaF_2) vor. Kalk ist in kohlendioxidfreiem Wasser praktisch unlöslich; in dem häufig kohlendioxidhaltigen Grundwasser und z. T. auch im Oberflächenwasser geht Kalk als Calciumhydrogencarbonat in Lösung. Die Löslichkeit ist temperaturabhängig und begrenzt, bei +15 bis 18 °C Wassertemperatur ist eine maximale „Karbonathärte“ von ca. 25°dH zu erwarten (siehe auch Härte und Säurekapazität). Calciumsulfat ist dagegen sehr gut im Wasser löslich (2,036 g/l bei 20 °C), weshalb im Gipskeuper und Muschelkalk („Nichtcarbonat“-) Härten von über 100°dH auftreten. Bei Erhitzung und Verringerung der Kohlendioxidkonzentration durch Belüftung des Wassers fällt Calcium als Carbonat aus (Steinbildung).

Calcium ist für den menschlichen Körper erforderlich. Werte für Trinkwasser der Bundesrepublik sind mit 1–530 mg/l angegeben worden, der Mittelwert mit 72,8 mg/l [9]. Ein Mindestgehalt von 20 mg/l wird für die Ausbildung der Schutzschicht in metallischen Rohrleitungen als erforderlich angesehen.

Nicht geogen bedingte erhöhte Konzentrationen an Calcium im Wasser können durch calciumhaltige Abwässer (z. B. aus der Kali-Industrie), Düngung mit Calciumsalzen, Gewässerverunreinigung durch Fäkalien und verstärkte Kalklösungen durch erhöhte Kohlendioxidkonzentrationen im Sickerwasser von Müllablagerungen, aber auch aus dem Abbau organischer Substanzen in planktonreichen Oberflächenwässern verursacht sein. Eine erhöhte Calciumkonzentration allein ist noch kein Hinweis auf eingetretene Verunreinigungen. Ein Indiz kann die Verschiebung des Ca-Mg-Verhältnisses sein, das normalerweise ca. 5:1 ist.

Calcium ist in unterschiedlichen Verbindungen als Zusatzstoff zur Trinkwasseraufbereitung üblich. Dabei kann eine Erhöhung der Calciumkonzentration (Aufhärtung) im Trinkwasser eintreten, die bei sehr weichem Wasser erwünscht ist. Zur Enthärtung siehe Abschn. 4.2.5.8.

4.1.5.4.14 Chlorid (Cl)

Der Grenzwert für Chlorid ist 250 mg/l.

Chlorid ist in jedem natürlichen Wasser enthalten, z. T. an die Erdalkalien Kalium und Magnesium gebunden, z. T. an Natrium als Kochsalz oder an Kalium als Kalisalz. Im Grundwasser sind Chloridgehalte von < 10 mg/l (aus kristallinem Gestein, aus dem Tertiär und aus Kalkschotter), < 20 mg/l (aus Gipskeu-

per) bis ca. 50 mg/l (aus Sandstein) üblich. Wegen der guten Löslichkeit können aber bei Salzlagerstücken im Untergrund Konzentrationen von mehreren 100 mg/l auftreten, z. B. wurden in einem Einzelbrunnen bei Geseke 1972 fast 2000 mg/l gemessen. Solche Brunnen sind zur Trinkwasserversorgung ungeeignet und müssen meist aufgegeben werden. Auch der Einfluss von Meerwasser und aufsteigende Tiefenwässer (mineralreiches Grundwasser mit hohem Chloridgehalt liegt teilweise unter chloridarmem Grundwasser) können zu plötzlich erhöhten Werten führen. Bundesweite Untersuchungen durch die TU München ergaben bei vielen Wasserfassungen eine Zunahme des Chloridgehaltes über die letzten zwei Jahrzehnte, wobei folgende anthropogene Ursachen wesentlich sind:

- a) großflächiger Eintrag
 - landwirtschaftliche Düngung mit KCl
 - Verunreinigung des Niederschlages (bis 10 mg/l Cl)
- b) punktueller Eintrag
 - Einsatz von Auftausalzen (NaCl) **Abb. 4-10**
 - Einleitung von Grubenwässer in Oberflächenwässer
 - Ableitung von Abwässern aus dem Kalibergbau
 - Ableitung von Sickerwasser aus Abfalldeponien
 - unsachgemäße Lagerung oder Transportverluste von Chemikalien
 - Verwendung von Oberflächenwasser zur künstlichen Grundwasseranreicherung.

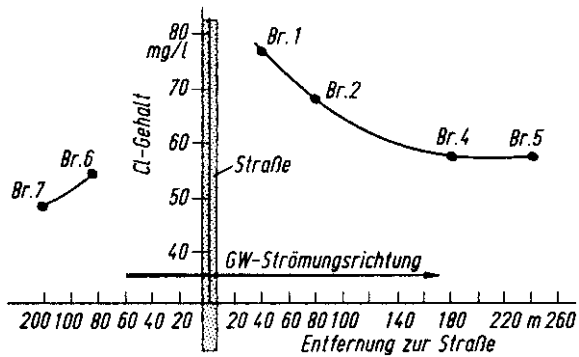


Abb. 4-10: Chloridgehalte in Brunnen mit unterschiedlichem Abstand zur besalzten Straße

Durch Uferfiltration kann sich dabei der hohe Chlorid-Gehalt belasteter Vorfluter (z. B. Weser 1982 1600 mg/l als Maximalwert) auch auf benachbarte Brunnen auswirken.

Häusliche Abwasser enthalten 7 g/E · d Chlorid.

Anthropogen bedingte höhere Chloridwerte im Grundwasser wurden bis 300 mg/l gemessen. Chlorid wird im Boden teilweise zurückgehalten, aber kaum abgebaut oder verändert. Chloridgehalte über 250 mg/l führen zu einem salzigen Geschmack des Wassers, gesundheitlich bedenklich sind höhere Konzentrationen aber nicht. Bereits ab 100 mg/l kann die Korrosion metallischer Werkstoffe verstärkt werden. Für gewerbliche und industrielle Zwecke werden z. T. wesentlich niedrigere Werte gefordert, z. B. für Milchverarbeitung und Fotoindustrie 20 bis 30 mg/l. Eine Remobilisierung von Cadmium und Quecksilber im Grundwasser bei erhöhten Chloridgehalten wird angegeben.

Die Erniedrigung der Chloridkonzentration im Wasser ist nur mit (aufwendigen) Entsalzungsverfahren möglich. Bei geogenen Ursachen ist auch die Mischung von Rohwässern aus unterschiedlichen Fassungen in Betracht zu ziehen.

Chloridhaltige Stoffe können auch bei der Trinkwasseraufbereitung zugesetzt werden, wodurch deren Gehalt zunehmen kann.

4.1.5.4.15 Eisen (Fe)

Eisen ist in den Bodenschichten reichlich vorhanden. Wenn das Wasser ausreichend Sauerstoff besitzt, wird das Eisen im Untergrund zu unlöslichen Verbindungen oxidiert, so dass im Wasser kein gelöstes Eisen vorhanden ist. Grundwässer in quartären Talauffüllungen und sauerstoffarme Tiefenwässer haben meist Eisengehalt im Bereich von 0,1–1,0 mg/l, dieser kann aber auf engem Raum stark wechseln, manchmal bis zu 10 mg/l. Der Eisengehalt ist gesundheitlich im allgemeinen nicht bedenklich. Eisenhaltiges Wasser wird durch die Einwirkung der Luft trüb und setzt gelbbraune Flocken ab durch Oxidation des gelösten Eisens und Überführen in unlösliche Verbindungen. Das Wasser wird dadurch unappetitlich und schmeckt tintig. Eisenhaltiges Wasser macht Wäsche fleckig und ist für manche Gewerbebetriebe völlig ungeeignet. Durch Eisenschlammablagerungen und Ansiedeln von Eisenbakterien wird das Fördervermögen der Rohrleitungen stark vermindert.

Wasser mit einem höheren Gehalt als 0,05 mg/l sollte daher enteisen werden. Besonders ungünstig ist es, wenn das Eisen an organische Substanzen gebunden ist, z. B. Huminsäure, Moorwässer, was die Enteisung sehr erschwert.

Der Grenzwert der TrinkwV ist 0,2 mg/l, aber bereits bei Gehalten über 0,05 mg/l sollte zur Enteisung eine Wasseraufbereitung erfolgen (s. Abschn. 4.2.5.3).

Beim Einsatz von Eisensalzen zur Wasseraufbereitung kann es bei ungenügender Abtrennung zum Anstieg des Eisengehaltes und einer Färbung/Trübung des Wassers kommen. Eine Stagnation des Trinkwassers in der Hausinstallation kann bei Eisenwerkstoffen zu erhöhten Eisenkonzentrationen führen. Kriterien für die Korrosionswahrscheinlichkeit von Eisenwerkstoffen enthält **Tab. 4-37**.

4.1.5.4.16 Kalium (K)

Das Metall Kalium hat ähnliche Eigenschaften wie Natrium, ist aber in der Natur seltener als Natrium, meist in der Verbindung Kaliumchlorid KCl = Kalisalz. Dieses wird vor allem als Kunstdünger verwendet, siehe auch Chloride.

Kalium ist ein essentieller Mineralstoff für alle Lebewesen, eine Mindestzufuhr ist für den Menschen erforderlich.

Grundwässer enthalten im Allgemeinen 1 bis 5 mg/l [8], in Oberflächenwässern wurden auch Werte weit über 30 mg/l [9] gemessen. Hohe Konzentrationen in Gewässern sind zumeist die Folge von Abwassereinleitungen aus der Kali-Industrie.

Liegt der Kaliumgehalt im Wasser höher als der des Natriums, ist dies ein Hinweis auf Verunreinigung durch Fäkalien.

Die TrinkwV enthält diesen Parameter nicht. Eine Eliminierung ist bei der Trinkwasseraufbereitung durch (aufwendige) Entsalzungsverfahren möglich.

Kalium ist in mehreren Formen als Zusatzstoff zur Trinkwasseraufbereitung üblich, z. B. als Kaliumpermanganat KMnO_4 zur Oxidation.

4.1.5.4.17 Zink (Zn)

Das Metall Zink ist für den Menschen ein lebensnotwendiges Spurenelement. Bei Gehalten ab ca. 3 mg/l im Trinkwasser wird es geschmacklich spürbar (bitterer Geschmack). Sehr hohe Dosen können in seltenen Fällen zu Vergiftungen führen [9].

Während die TrinkwV von 1990 noch einen Richtwert von 3 mg/l angibt, enthält die neue TrinkwV diesen Parameter nicht mehr.

Im natürlichen Rohwasser und in dem vom Wasserwerk abgegebenen Trinkwasser ist der Gehalt an Zink im allg. sehr niedrig, im Trinkwasser der Bundesrepublik 1977 im Durchschnitt 0,35 mg/l [9].

Höhere Werte sind fast immer durch verzinkte Stahlrohre in der Hausinstallation verursacht. Insbesondere bei niedrigen pH-Werten, weichen und gering gepufferten Wässern, höheren Nitratgehalten und langer Stagnation kann es insbesondere bei neueren Installationen zu Zinkgehalten im Wasser bis über 20 mg/l und bei nicht normgerechter Verzinkung zur Herauslösung ganzer Partikel aus der Verzinkung kommen (Zinkgeriesel). Mit zunehmender Nutzungsdauer der Installation geht der Zinkgehalt im Was-

ser zurück (**Abb. 4-11**). Sehr ungünstig sind Warmwassertemperaturen über 60 °C, weshalb ein Einsatz verzinkter Stahlrohre im Warmwasserbereich nicht erfolgen soll. (Siehe auch **Tab. 4-39**; DIN 50 930 bzw. EN 12 502, DIN 1988-7.)

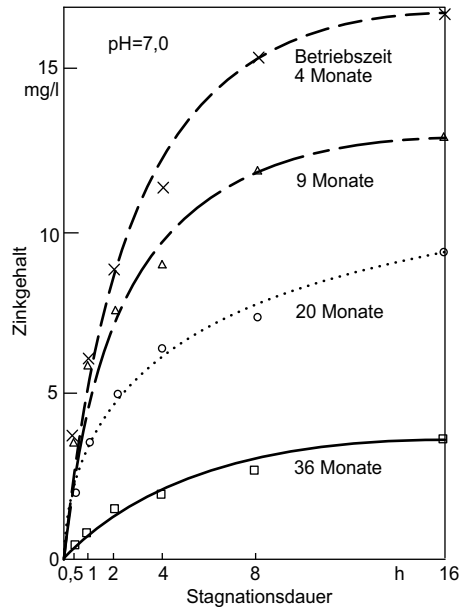


Abb. 4-11: Abhängigkeit des Zinkgehaltes im Trinkwasser von der Dauer der Stagnation in einem verzinkten Stahlrohr bei unterschiedlichen Betriebszeiten (nach Meyer, Roßkamp)

4.1.5.4.18 Magnesium (Mg)

Magnesium ist das Kation der Magnesiumsalze. Es gehört zu den Erdalkalien und bedingt gemeinsam mit den häufigeren Calciumionen die Wasserhärte (Summe Erdalkalien). Magnesium tritt meist gemeinsam mit Calcium auf. Das Magnesium-Calcium-Verhältnis beträgt natürlich ca. 1:5, im Dolomitgestein kann es bis 1:1 steigen. Geogen bedingt gelangt Magnesium in das Wasser durch die Lösung von Magnesiumverbindungen bei Anwesenheit von Kohlendioxid.

Magnesium ist für den menschlichen Körper erforderlich; Magnesiumsalze wirken laxierend.

Magnesium ist in verschiedenen Verbindungen als Zusatzstoff zur Trinkwasseraufbereitung üblich, wobei eine Aufhärtung des Trinkwassers eintreten kann. Nicht geogen bedingte erhöhte Magnesiumkonzentrationen können durch Abwassereinleitungen oder Auswaschung von mit Magnesiumsalzen gedüngten Feldern eintreten.

Im Trinkwasser der Bundesrepublik sind Werte von 0,5 bis 83 mg/l gemessen worden, der Mittelwert liegt bei 15 mg/l. Die TrinkwV enthält diesen Parameter nicht.

Eine Notwendigkeit zur Entfernung von Magnesium bei der Wasseraufbereitung besteht im allg. nicht, bei einigen Enthärtungsverfahren treten aber Reduzierungen von Magnesium mit ein.

4.1.5.4.19 Mangan (Mn)

Mangan ist seltener als Eisen und kommt gelegentlich in geringeren Mengen als Eisen im Boden als schwarzer Schlamm, Braunerstein vor.

Bei wechselndem Grundwasserstand geht der Braunerstein durch die Einwirkung der Luft in wasserlösliche Verbindung über. Mangan ist in der im Wasser üblichen Menge nicht gesundheitsschädlich. Es hat aber ähnliche Folgeerscheinungen wie der Eisengehalt, trüb, unangenehmer Geschmack, Fleckenbildung, Schlammlagerung. Wasser mit einem größeren Gehalt an Mangan als 0,05 mg/l

muss aufbereitet werden (Grenzwert der TrinkwV). Um Ablagerungen im Rohrnetz (verstärkt durch Mangan-Bakterien) und Trübungen im Trinkwasser zu vermeiden, sollte eine Entfernung bis auf 0,01 mg/l angestrebt werden. Zur Manganentfernung durch Wasseraufbereitung siehe Entmanganung Abschn. 4.2.5.4.

Bei der Bodenpassage von Oberflächenwasser (Uferfiltration) kann es zu einem Anstieg der Mangankonzentration kommen.

4.1.5.4.20 Natrium (Na)

Natrium ist in der Natur vor allem als Natriumchlorid NaCl = Steinsalz = Kochsalz vorhanden. Steinsalz ist stark löslich. Im Grund- und Quellwasser ist der Gehalt meist klein, im Bereich von Steinsalzlagerungen jedoch sehr groß, z. B. Kochsalzquellen Bad Reichenhall 224 g/l, Meerwasser 1030 g/l. Salz ist für die menschliche Ernährung in kleinen Mengen sehr wichtig, große Mengen erzeugen einen unerträglichen Salzgeschmack und sind bei Bluthochdruck sehr schädlich; der Grenzwert für Natrium ist in der neuen TrinkwV 200 mg/l.

Bei Untersuchungen in Bayern wurden geogen bedingte Konzentrationen bis 435 mg/l festgestellt [9].

Das Entfernen von Kochsalz aus dem Wasser ist wegen der großen Löslichkeit kompliziert und teuer, so daß Wasser mit zu hohem Salzgehalt i. a. nur ausnahmsweise für die Trinkwasserversorgung verwendet wird, siehe auch Chloride. Weniger häufig ist in der Natur Natriumsulfat NaSO_4 = Glaubersalz. Wässer mit Gehalt an Glaubersalz werden nur als Heilquellen genutzt, z. B. Bad Mergentheim. Natrium ist in unterschiedlichen Verbindungen zum Zusatz bei der Trinkwasseraufbereitung üblich, z. B. als Natriumhypochlorit zur Desinfektion und Natriumphosphat zur Stabilisierung/Korrosionsverhütung.

4.1.5.4.21 Phenole ($\text{C}_6\text{H}_5\text{OH}$)

Phenole können über Abwässer der chemischen Industrie, von Gaswerken, Kokereien und Schmelzeleien in die Oberflächenwässer gelangen. Aber auch bei der Zersetzung von Holz und Laub sowie durch Algen können im geringen Umfang Phenole entstehen und eine natürliche Grundlast bilden, die im Mikrogrammbereich liegt und nicht toxisch ist.

Phenolkonzentrationen über 0,1 mg/l führen zu beträchtlichen Geruchs- und Geschmacksbeeinträchtigungen, bei den durch Chlorung der Phenole entstehenden Chlorphenolen sind bereits Werte um 0,01 mg/l organoleptisch stark wahrnehmbar.

Toxische Wirkungen sind insbesondere beim technisch hergestellten bzw. durch Chlorung von Phenolen entstandenen Pentachlorphenol vorhanden. Vergiftungen bei Menschen, z. T. mit Symptomen einer Dioxinvergiftung, treten bei höheren Gehalten auf, es ist bakterizid und Fische können geschädigt werden, Daphnien bereits ab 1,8 µg/l.

4.1.5.4.22 Phosphor (P)

Phosphor ist für den Menschen ein lebenswichtiger Mineralstoff. Im Gewässer ist er meist als Orthophosphat (PO_4^{3-}), seltener als Polyphosphat oder in organischer Bindung vorliegend. In unbelasteten Wässern ist er nur in geringer Menge enthalten, meist unter 0,1 mg/l PO_4^{3-} , in Moorwässern auch bis 1,0 mg/l. Für die Pflanzen ist Phosphor essentieller Nährstoff und oft limitierender Wachstumsfaktor. Ist er im Überangebot vorhanden, insbesondere in Seen und Talsperren, kommt es zur Eutrophierung, zum Sauerstoffmangel, unter Umständen zum Fischsterben und zu wesentlichen Erschwernissen bei der Wasseraufbereitung. Höhere Gehalte in den Gewässern sind zumeist eine Folge von Verunreinigungen durch Abwässer (Fäkalien, Phosphat in Waschmitteln) und Phosphatdünger. Durch die Beschränkung des zulässigen Phosphatgehaltes in den Waschmitteln und erhöhte Forderungen an die Phosphatelimination in Kläranlagen ist für die Bundesrepublik hier eine Besserung erreicht worden. Im Trinkwasser sind die Phosphate kein Problemstoff, da sie in den im Wasser auftretenden Konzentrationen gesundheitlich unbedenklich sind. Ein geringer Phosphatgehalt im Wasser kann (je nach

vorliegender Form) den Kalkausfall verhindern (Härtestabilisierung) oder die Schutzschichtbildung in den Leitungen fördern (Korrosionsverhinderung), weshalb die Zugabe von Phosphaten, zentral im Wasserwerk (siehe Abschn. 4.2.5.11) oder dezentral beim Verbraucher (siehe Abschn. 4.2.8.3), zugelassen ist. Da dabei der Phosphateintrag (über das Abwasser) in die Gewässer erhöht wird und eine Wirkung nur bei exakter Dosierung gesichert ist, sollte eine Anwendung auf unbedingt notwendige Fälle beschränkt werden.

Eine Eliminierung von Phosphaten ist keine Aufgabenstellung der Trinkwasseraufbereitung, wird aber angewandt bei Seen- und Talsperrenwasser zur Verhinderung der Eutrophierung (Wahnachtal-sperre, PEA Tegel) und zunehmend innerhalb der weitergehenden Abwasserreinigung.

4.1.5.4.23 Silber (Ag)

Das Metall Silber und seine Verbindungen werden vorrangig in der Fotoindustrie verwendet. Erhöhte Gehalte im Oberflächenwasser (bis $50 \mu\text{g/l}$ nach [8]) sind deshalb meist durch entsprechende Abwässer verursacht. Die durchschnittlichen Konzentrationen im Roh- und Trinkwasser liegen aber nur um $2 \mu\text{g/l}$. Ein nachweisbares Gesundheitsrisiko stellen die im Trinkwasser auftretenden Konzentrationen generell nicht dar, es wird für den Stoffwechsel aber auch nicht benötigt. Für den Menschen sind die meisten Silberverbindungen wenig toxisch, bekannt ist aber die blaugraue Verfärbung der Haut (Argyrie). Demgegenüber wirken schon geringe Silbermengen toxisch auf niedere Wasserorganismen und Fische, weshalb seine Minimierung in aquatischen Ökosystemen notwendig ist.

Zur Entfernung von Silber aus dem Wasser können die Fällung und evtl. der Ionenaustausch mit speziellen Chelatharzen in Frage kommen [10].

4.1.5.4.24 Sulfat (SO_4^{2-})

Sulfat ist das zweiwertige Anion der Schwefelsäure. Als Gips, Anhydrit, Natrium- und Magnesiumsalz ist Sulfat weit verbreitet. In reinem Grundwasser sind durchschnittlich nur 10 bis 30 mg/l Sulfat enthalten [9], in gips- und salzhaltigen Böden kann der Gehalt aber auch über 300 mg/l liegen. In Grubenwässern sind auch über 3000 mg/l gemessen worden [8]. Die TrinkwV gibt den Grenzwert 240 mg/l vor, wobei geogen bedingte Überschreitungen bis 500 mg/l zugelassen sind.

Anthropogen bedingt können höhere Gehalte im Wasser durch die Düngung, Industrieabwässer, Deponiesickerwässer (auch aus Bauschutt) und Rauchgase verursacht sein.

Durch schwefelhaltige Niederschläge kann eine Zufuhr erfolgen; bei der Gewässerversauerung korrelieren pH-Wert-Rückgang und Sulfatzunahme annähernd [16]. Eine Erhöhung des Sulfatgehaltes kann auch durch die Oxidation von Sulfidlagern infolge Nitratreintrag eintreten, ein Rückgang des Sulfatgehaltes im Untergrund weist auf anaerobe Prozesse hin. Durch Reduktion kann Schwefelwasserstoff entstehen.

Sulfathaltiges Wasser (Gips) greift Kalk und Eisen stark an. Ein Sulfatgehalt von 200 mg/l ist schwach, ein Gehalt $> 600 \text{ mg/l}$ ist stark betonschädlich. So wird aus dem Beton der Kalk des Bindemittels gelöst, gußeiserne Rohre grafitieren (sie werden weich), bei Stahlrohren entsteht Lochfraß. Da stark sulfathaltiges Wasser für Trinkzwecke im allgemeinen nicht verwendet wird, kommt wesentlichere Bedeutung dem Rohrschutz und Bauwerksschutz gegen Angriff sulfathaltigen Wassers von außen zu, z. B. Verlegen von Rohrleitungen in Gipsböden.

Höhere Sulfatgehalte machen sich geschmacklich bemerkbar, ab 250 mg/l können Magen- und Darmstörungen (laxierende Wirkung) auftreten.

Eine Erniedrigung des Sulfatgehaltes ist durch die Entsalzungsverfahren, wie Ionenaustausch und Umkehrosmose, möglich (Umkehrosmose-Anlage in Duderstadt). Mehrere sulfathaltige Stoffe sind zum Zusatz bei der Trinkwasseraufbereitung üblich, wobei Auswirkungen auf pH-Wert und Salzgehalt gegeben sein können.

4.1.5.4.25 Gelöste oder emulgierte Kohlenwasserstoffe; Mineralöle

Dieser Parameter erfasst nur unspezifisch apolare organische Verbindungen, detaillierte Aussagen zu Einzelstoffen sind damit nicht möglich.

Durch die Wasserlöslichkeit der Kohlenwasserstoffe führen selbst kleinste Konzentrationen zu starken Geruchs- und Geschmacksbeeinträchtigungen des Wassers. 1 Liter in das Wasser gelangtes Mineralöl, Benzin, Kerosin u. a. Petroleumprodukte machen daher über 1 Million Liter dieses Wassers unbrauchbar für die Trinkwasserversorgung. Außerdem gelangen mit dem Mineralöl auch krebserregende Stoffe in das Wasser.

Der sorgsame Umgang mit Mineralölprodukten ist deshalb außerordentlich wichtig und es gilt, Mineralölnfälle, wie Überlaufen von Behältern, Tankwagenunfälle, Leckwerden von Behältern und Leitungen, unbedingt zu vermeiden. In den Trinkwasserschutzzonen gelten deshalb Verbote bzw. Beschränkungen zum Umgang mit diesen Stoffen (siehe Abschn. 3.3). Wenn solche Unfälle nicht völlig ausschließbar sind und ein weitgehend ungefilterter Eintritt dieser Stoffe in die Wasservorkommen eintreten könnte (z. B. Pipeline im Bodensee, Autobahn im Karstgebiet), ist in den Wasservorwerken die Vorhaltung von Aktivkohle zur Adsorption erforderlich. An der Unfallstelle selbst gehören die Eingrenzung des ausgelaufenen Öls z. B. durch Balken oder Kunststoffschläuche in Gewässern und die Anwendung von Ölbindern zu den ersten Maßnahmen.

4.1.5.4.26 Arzneimittelrückstände

Naturfremde Spurenstoffe belasten mit unterschiedlichen Ursachen die Gewässer. Dazu gehören z. B. Arzneimittelrückstände, von denen bis zu 3.000 zugelassene Wirkstoffe vorrangig durch die menschlichen Ausscheidungen und unsachgemäße Beseitigung in das Abwasser und aufgrund der in dieser Hinsicht nur geringen Eliminierungsleistung der Abwasserreinigungsanlagen auch in die Gewässer gelangen.

Eine effektive Entfernung von Arzneimittelrückständen bei der Trinkwasseraufbereitung ist durch die Verfahrensstufen Untergrundpassage, Ozonung und Aktivkohlebehandlung möglich.

Wenn bisher auch nur vereinzelte Befunde im Trinkwasser auftraten und diese Spuren gemäß jetzigem Kenntnisstand als gesundheitlich unbedenklich eingestuft werden, so gilt doch, dass aufgrund der unzureichenden ökotoxikologischen Datenlage eine mögliche Umweltgefährdung durch Arzneimittel im Gewässer derzeit nicht abgeschätzt werden kann und schon aus prinzipiellen Vorsorgegründen kaum eine Belastung der Gewässer mit diesen und anderen schlecht abbaubaren synthetischen Spurenstoffen vermieden werden sollte (**Abb. 4-12**).

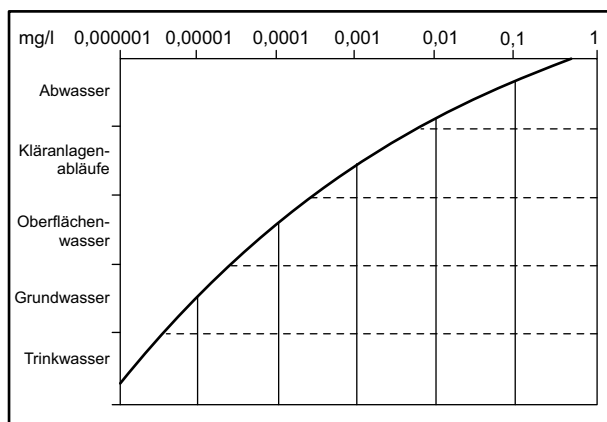


Abb. 4-12: Schematische Darstellung der Konzentrationsbereiche von Pharmaka in Abwasser und verschiedenen Wässern [17]

4.1.5.4.27 Oberflächenaktive Stoffe

Mit diesem Parameter werden die anionischen und nichtionischen Tenside erfasst. (Der Begriff Detergentien bezeichnet das fertige Handelsprodukt.) Tenside sind zwar im Sinne der Humantoxikologie weitgehend unbedenklich, aber als synthetische Chemikalien und damit primär natur- und gewässerfremde Substanzen vom Trinkwasser weitestgehend fernzuhalten. Da sie als grenzflächenaktive, die Oberflächenspannung des Wassers aufhebende Verbindungen vorrangig in Wasch- und Reinigungsmitteln eingesetzt werden und so mit ungenügend gereinigtem Abwasser in die Gewässer gelangen können, stellen sie auch einen Verschmutzungsindikator dar. Da sie in den zur Trinkwasserversorgung genutzten Rohwässern nur im Mikrogramm-Bereich auftreten, ist ihre Entfernung bei der Wasseraufbereitung nicht relevant und wäre auch aufwendig.

4.1.5.4.28 Radioaktive Stoffe

Radioaktive Belastungen des Wassers können sowohl durch künstliche als auch durch natürliche radioaktive Stoffe hervorgerufen werden.

Künstliche radioaktive Stoffe entstehen durch Aktivierung aus stabilen Atomkernen oder durch Kernspaltungen in Kernreaktoren und bei Kernwaffenexplosionen. Künstliche radioaktive Stoffe sind z. B. Strontium 90 und 89, Cäsium 137 und 134 und Jod 131. Solche Stoffe gelangen vorrangig diskontinuierlich in die Umwelt, z. B. durch Kernwaffenexplosionen und den Reaktorunfall in Tschernobyl 1986 und über die Luft und die Niederschläge auch in die Gewässer. Die Gefährlichkeit für das Wasser nimmt dabei, bedingt durch Schutzwirkung des Bodens, in folgender Reihenfolge ab:

- Regenwasser in Zisternen
- Oberflächenwasser (stehendes ist gefährdeter)
- Uferfiltrat und künstlich angereichertes Grundwasser
- Karst- und Kluftgrundwasser
- echtes Porengrundwasser.

Die durch künstliche radioaktive Stoffe hervorgerufene Belastung des Trinkwassers in der Bundesrepublik ist aber bisher von untergeordneter Bedeutung gegenüber der Strahlenbelastung anderer Umweltkomponenten ([8], [10]), wie Umgebungsstrahlung, Luft und Nahrung.

Natürliche radioaktive Stoffe sind im Boden seit jeher vorhanden und teilweise vom Wasser aufgenommen worden oder stammen aus den höheren Schichten der Atmosphäre. Dazu gehören z. B. Uran 238, Thorium 232, Radium 226 und 228 und das Edelgas Radon 222.

Diese Stoffe, wie sie vor allem in Tiefengrundwässern auftreten, führen zu einer Dauerbelastung des Wassers und gehören zu den wesentlich radiotoxischeren α -Strahlern. Entgegen früheren Ansichten können bei einigen Rohwässern Belastungen gegeben sein, die für die Trinkwasserversorgung problematisch sind und evtl. eine gezielte Aufbereitung erfordern (**Tab. 4-27**).

Tab. 4-27: Natürliche Radionukleide im Trinkwasser in Deutschland (nach Gans/Haberer)

Radionuklide	Anzahl der Messwerte	Spannweite in	Geometr. Mittel
		mBq/l	
Rn 222	810	4900	
Ra 226	1476	4,1	
Ra 228	3	2,6–25,3	6,0
U 234	16	3,7–150	12,4
U 238	16	<3,7–100	8,8
Pb 210	9	4,8–21,1	10,3
Po 210	17	0,4–21,8	2,6
Ra 226	26	1,1–85,5	6,6
Rn 222	12	1 500–4 · 10 ⁵	3,6 · 10 ⁴

Besonders kritisch ist Radon 222, da es beim Versprühen des Wassers (Duschen) austritt und so Belastungen von mehreren Tausend Becquerel pro m^3 Raumluft verursachen kann und außerdem bereits eine gesundheitliche Gefährdung der in den Anlagen zur Wassergewinnung, -aufbereitung und -speicherung Beschäftigten mit sich bringen kann. Gemäß Strahlenschutzverordnung vom 20. Juli 2001 sind die Wasserversorgungsunternehmen deshalb verpflichtet zum Schutz der in ihren Anlagen Beschäftigten eine Abschätzung der Strahlenexposition für die in Frage kommenden Arbeitsplätze/Arbeitskräfte vorzunehmen und u. U. Sanierungsmaßnahmen durchzuführen. Vorgegeben sind ein „Eingreifwert“ von $2 \times 10^6 \text{ Bq h/m}^3$ und erforderlichenfalls ein Grenzwert von $6 \times 10^6 \text{ Bq h/m}^3$ (siehe [18] und [19]). In der TrinkwV sind Parameterwerte für die Tritium-Aktivitätskonzentration (100 Bq/l) sowie die Gesamtrichtdosis ($0,1 \text{ mSv/a}$) festgelegt. Die Gesamtrichtdosis ist dabei die sich in Folge des Trinkwasserkonsums in einem Jahr durch die im Trinkwasser enthaltenen Radionuklide ergebende effektive Dosis, wobei Tritium, Radon 222 und Kalium 40 nicht berücksichtigt werden. Die zuständige Behörde ist jedoch nicht verpflichtet, eine Überwachung des Wassers auf diese Parameter durchzuführen, wenn sie auf der Grundlage anderer durchgeführter Überwachungen davon überzeugt ist, dass diese Konzentrationen unterschritten werden. Kontrollhäufigkeit, Kontrollmethoden und die relevantesten Überwachungsstandorte wurden nicht festgelegt. Mit der Novellierung der TrinkwV sollen die radioaktiven Parameterwerte um die Radon-222-Aktivitätskonzentrationen (100 Bq/l) erweitert werden. Zudem sind umfassende Regelungen für die Durchführung von Untersuchungen vorgesehen.

Zur Eliminierung von Radon bei der Trinkwasseraufbereitung ist das Gasaustauschverfahren (Belüftung/Strippen) und die Adsorption an Aktivkohle geeignet. Weitere Hinweise zur Eliminierung siehe: Dekontaminierung Abschn. 4.2.5.13.

4.1.5.4.29 Pufferung, Säure- und Basekapazität

Mit Pufferung bezeichnet man das pH-Verhalten eines Wassers bei Säuren- oder Laugenzugabe. Je nach vorhandenen Puffersubstanzen, vorrangig die Kohlensäure mit ihren Anionen (siehe Kohlensäure), können gleiche Säuren- oder Laugenzugaben sehr unterschiedliche pH-Änderungen zur Folge haben. Bei einem hydrogencarbonatarmen Wasser z. B. führt ein Säurezusatz zu einer starken pH-Abnahme, während bei einem Wasser mit hohem Hydrogencarbonatgehalt die gleiche Säuremenge nur eine geringe pH-Änderung verursacht. Das Pufferungsvermögen eines Wassers ist aufbereitungstechnisch, korrosionschemisch und indirekt auch gesundheitlich von großer Bedeutung, da beispielsweise gering oder gar nicht gepufferte Wässer keine schützenden Deckschichten bilden können und die Korrosion und damit auch den Eintrag von Schwermetallen sowie Asbestfasern bei Faserzementwerkstoffen in das Trinkwasser begünstigen. Hier führt dann auch das Entfernen der Kohlensäure durch Belüften des Wassers nicht zu dem gewünschten Ziel, da dabei der Hydrogencarbonatgehalt nicht erhöht wird und das evtl. eingestellte Gleichgewicht labil bleibt, sondern es ist vor allem eine Zugabe von Kalk bzw. eine Filtration über CaCO_3 -haltige Stoffe notwendig, in Sonderfällen sogar mit CO_2 -Begasung (siehe DVGW – Arbeitsblatt W 214).

Analytisch lassen sich über die pH-Wert-Pufferungskapazitäten die Konzentrationen der Kohlensäureformen ermitteln, auch für die Berechnung des Sättigungs-pH-Wertes sind sie erforderlich.

Die *Pufferungsintensität* (PI) ist die Bezeichnung für die Steigung der Titrationskurve, die den funktionellen Zusammenhang zwischen den zugesetzten Säure- oder Basemengen und dem pH-Wert wiedergibt. Ein Wasser mit einem bestimmten Gehalt an anorg. geb. Kohlenstoff hat beim pH-Wert 8,0 bis 8,5 ein Minimum in der Pufferungsintensität und bei pH 6,2 bis 6,5 ein Maximum. Eine pH-Wert-Erhöhung des Wassers durch Belüftung oder Natronlauge-Zusatz führt in diesem Bereich zu einem Rückgang der Pufferungsintensität.

PI wird üblicherweise für den gemessenen pH-Wert angegeben.

Näherungsweise kann im pH-Bereich 4,3 bis 8,2 gerechnet werden:

$$PI = \frac{(K_{S4,3} - 0,05) \cdot K_{B8,2}}{K_{S4,3} - 0,05 + K_{B8,2}} \cdot 2,3 [\text{mmol/l}]$$

Die Pufferungsintensität sollte über 0,5 mmol/l liegen, mindestens aber 0,2 mmol/l betragen.
pH-Wert-Pufferungskapazität ist die auf das Wasservolumen bezogene Menge an Säure- bzw. Baseäquivalenten, die erforderlich sind, um die pH-Werte 4,3 bzw. 8,2 zu erreichen.

Die *Säurekapazität* wird bestimmt durch die Titration mit Salzsäure mit zumeist $c(\text{HCl}) = 0,1 \text{ mol/l}$ bis zum Erreichen des pH-Wertes 4,3 (= Säurekapazität bis pH 4,3 = $K_{s4,3}$) bzw. 8,2 (= Säurekapazität bis pH 8,2 = $K_{s8,2}$). Die Angabe erfolgt in mmol/l oder mol/m³. Durchführung und Auswertung siehe DIN 38409-H7-1. Das Titrationsergebnis von $K_{s4,3}$ ist mit dem Begriff „m-Wert“ nahezu gleich, und gibt etwa den Hydrogencarbonatgehalt des Wassers wieder. $K_{s8,2}$ entspricht etwa dem „p-Wert“. Die Begriffe Säureverbrauch, Alkalität und Acidität sollten nicht mehr verwendet werden, da sie auch falsch gedeutet werden können. Für die mögliche Ausbildung einer schützenden Deckschicht in Eisenwerkstoffen sollte $K_{s4,3} > 1 \text{ mmol/l}$ sein.

Die *Basekapazität* wird bestimmt durch Titration mit Natronlauge mit zumeist $c(\text{NaOH}) = 0,1 \text{ mol/l}$ bis zum Erreichen des pH-Wertes 4,3 (= Basekapazität bis pH 4,3 = $K_{B4,3}$) bzw. 8,2 (= Basekapazität bis pH 8,2 = $K_{B8,2}$). Die Angabe erfolgt in mmol/l oder mol/m³. Durchführung und Auswertung siehe DIN 38404-H7-2. Mit guter Näherung kann der „p-Wert“ zu $K_{B8,2}$ bestimmt werden (und entspricht etwa dem Gehalt des Wassers an freier Kohlensäure).

4.1.5.4.30 Summe Erdalkalien (Härte)

Die im Wasser gelösten Erdalkalien Calcium (Ca^{2+}), Magnesium (Mg^{2+}), Barium (Ba^{2+}) und Strontium (Sr^{2+}) verursachen die Härte des Wassers. Da Barium- und Strontiumionen sehr selten auftreten, wird praktisch der Gehalt an Calcium- und Magnesiumionen als Härte angesehen und darauf untersucht. (DIN 38409, Teil 6 bzw. DEV, H6). Nur in Sonderfällen, z. B. bei Meerwasser bzw. im Zusammenhang mit der Beurteilung des Risikos der Ablagerungsbildung in Nanofiltrations- und Umkehrosmoseanlagen sind Barium und Strontium zu beachten.

Die DIN 32625 sieht weitere Unterteilungen der Härte nicht mehr vor.

In der Vergangenheit wurde der Anteil an Erdalkalitionen, der den im Wasser gelösten Carbonat (CO_3^{2-}) und Hydrogencarbonationen (HCO_3^-) äquivalent ist, als „Karbonathärte“ bezeichnet. Auch der Begriff „temporäre Härte“ war verbreitet, da diese Härte beim Kochen des Wassers ausfällt. Dementsprechend sprach man von „Nichtkarbonathärte“ oder „permanenter Härte“, wenn die Calcium- und Magnesiumionen an Sulfate, Nitrate, Chloride, Phosphate und andere Anionen gebunden waren und die Härte beim Kochen erhalten blieb. Die „Karbonathärte“ wurde genähert durch Titration des Wassers mit Säure bis zum pH 4,3 (entspricht m-Wert) und Multiplikation mit 2,8 ermittelt. Ein Mindestgehalt von ca. 2,8°dH an „Karbonathärte“ wird für die Ausbildung der sogenannten „Kalk-Rost-Schutzschicht“ für erforderlich gehalten. Jetzt wird zumeist anstelle der „Karbonathärte“ die Säurekapazität bis pH 4,3 oder der m-Wert herangezogen (siehe Abschn. 4.1.5.4.29).

Die Angabe der Härte hat nach dem „Gesetz über Einheiten im Meßwesen“ als Stoffmengenkonzentration Summe Erdalkalien in mmol/l bzw. mol/m³ zu erfolgen. (Eine Angabe als Massenkonzentration in mg/l ist nicht sinnvoll, da es sich um die Summe von Calcium und Magnesium handelt, deren Moleküle unterschiedliche Massen haben.) Die Angabe in deutschen Härtegraden ist, obwohl in der

Tab. 4-28: Umrechnung der Härtenangaben in mmol/l in ältere in- und ausländische Härteangaben (nach DEV H6)

	Härte $c(\text{Ca}^{2+}+\text{Mg}^{2+})$ in mmol/l	Härte in mval/l	CaCO_3 in ppm	°d	°e	°f	°a
Härte $c(\text{Ca}^{2+}+\text{Mg}^{2+})$ in mmol/l	1	2	100	5,6	7,0	10,00	5,85
Härte in mval/l	0,5	1	50	2,8	3,51	5,00	2,925
CaCO_3 in ppm	0,01	0,02	1	0,056	0,070	0,10	0,05828
1 deutscher Grad °d	0,1786	0,357	17,85	1	1,250	1,786	1,041
1 englischer Grad °e	0,1425	0,285	14,29	0,7999	1	1,429	0,8324
1 französischer Grad °f	0,10	0,2	10,00	0,5599	0,700	1	0,5828
1 amerikanischer Grad °a	0,17416	0,342	17,16	0,961	1,201	1,716	1

Praxis noch sehr verbreitet, ebenso veraltet wie die Einheit mval/l. Umrechnungen, auch für ältere ausländische Härteangaben, sind aus der **Tab. 4-28** ersichtlich.

Weitere Angaben für Umrechnungen:

1 mmol/l an Ca^{2+} = 40,08 mg/l an Ca^{2+} = 56,08 mg/l an CaO
1 mmol/l an Mg^{2+} = 24,3 05 mg/l an Mg^{2+}
1°dH = 7,1 mg/l an Ca^{2+} = 10 mg/l an CaO = 17,8 mg/l an CaCO_3
1°dH = 4,28 mg/l an Mg^{2+} = 7,14 mg/l an MgO

Die in der Natur vorkommenden Wässer sind außerordentlich unterschiedlich in ihrem Gehalt an Erdalkalitionen (Härte). Reines Niederschlagswasser ist sehr weich, löst aber beim Durchfließen der Bodenschichten je nach geologischer Situation und Kohlensäuregehalt mehr oder weniger Härtebildner. Bodenformationen mit geringen härtebildenden Bestandteilen, Urgebirge, Granit, kieseliger Buntsandstein usw. liefern Wasser mit geringen Härtegraden, Bodenformationen aus Kalk, Dolomit, Weißjura, Alpen-Kalkschotter usw. mittelhartes bis ziemlich hartes Wasser (12–18°dH), Bodenformationen, die viel Gips enthalten, z. B. mittlerer Muschelkalk, Gipskeuper usw. liefern Wasser mit Härtegraden bis über 100°dH.

Müllhalden können neben sonstigen Verunreinigungen des Grundwassers auch zu einer starken Erhöhung der Wasserhärte führen.

Gemäß Waschmittelgesetz sind die Wasserversorgungsunternehmen verpflichtet, ihren Kunden den Härtebereich des abgegebenen Wassers zu nennen. Damit sollen Überdosierungen von Waschmitteln mit den entsprechenden negativen Auswirkungen auf die Abwasserbelastung und die Gewässer vermieden werden (siehe **Tab. 4-29**).

Gesundheitlich bedenklich sind natürlich bedingte hohe Wasserhärten prinzipiell nicht. Es gibt im Gegenteil Hinweise, dass weiches Wasser Herzerkrankungen und Zahnschäden begünstigen könnte. Vom Verbraucher werden 10°dH bis 14°dH zumeist am angenehmsten empfunden, während sehr weiches Wasser fad schmeckt. Hartes Wasser hat im Haushalt den Nachteil, dass es beim Erhitzen über 60 °C Kesselstein (Kochtöpfe, Badeboiler, Kaffeemaschinen, Warmwasserheizungen) bildet, den Seifenverbrauch erhöht, Gewebe brüchig macht, Fleisch und Hülsenfrüchte beim Kochen nicht mehr weich werden lässt. Für technische Zwecke ist häufig sehr weiches Wasser erforderlich, z. B. Kesselspeisung bei Kesseldrücken bis 40 bar Gesamthärte unter 0,05°dH, Gerbereien, Färbereien, Wäschereien usw. Bei Brauereien ist dagegen härteres Wasser erwünscht.

Tab. 4-29: Härtebereich nach dem Waschmittelgesetz

Härtebereich	Bezeichnung der Härtestufe	Wasserhärte in °dH	Summe Erdalkalien mmol/l
1	weich	0 bis 8,4	0 bis 1,5
2	mittel	8,4 bis 14	1,5 bis 2,5
3	hart	über 14	Über 2,5

Zur zentralen (im Wasserwerk) bzw. dezentralen (beim Verbraucher) *Enthärtung* des Wassers gibt es mehrere Verfahren, die im Abschnitt zur Trinkwasseraufbereitung (Abschn. 4.2.5.8) dargestellt sind. Vor dem Einsatz einer Enthärtung sollte bedacht werden, dass außer den Kosten je nach Enthärtungsverfahren u. U. andere Stoffe (z. B. Natrium) verstärkt in das Wasser eingetragen werden, die gesundheitlich bedenklicher sind als die Erdalkalitionen, dass die bei der Regenerierung der Enthärtungsanlagen eingesetzten Chemikalien für Abwasser und Gewässer problematisch sein können und zu weiches Wasser die Korrosion fördert bzw. Nachbehandlung erforderlich ist.

Die Zweckmäßigkeit einer zentralen Enthärtung sollte geprüft werden, wenn die Summe Erdalkalitionen 3,8 mmol/l (entsprechend 21°dH) übersteigt, in Sonderfällen (große Wasserwerke) evtl. auch schon ab 3 mmol/l.

Mischwasserprobleme bedürfen einer gesonderten Betrachtung (DVGW-Arbeitsblatt W 216).

Eine dezentrale Enthärtung beim Verbraucher ist, abgesehen von Sonderfällen, für den Kaltwasserbereich zumeist überflüssig. Im Warmwasserbereich können die Probleme minimiert werden, wenn Temperaturen von ca. +60 °C nicht überschritten werden.

In Betracht kommt gegen die Kesselsteinbildung auch die Dosierung von Chemikalien (Polyphosphaten), womit keine Enthärtung, sondern nur eine Stabilisierung der Härtebildner erreicht wird. Die negativen Auswirkungen des Phosphateintrags in das Abwasser und in die Gewässer dürfen dabei nicht übersehen werden.

In ihrer Wirkung sehr umstritten sind die zahlreich angebotenen Geräte zur physikalischen (magnetischen) Wasserbehandlung, die ebenfalls die Kesselsteinbildung verhindern sollen (siehe dazu auch Abschn. 4.2.8.5).

Die DIN 1988, Teil 7, gibt bzgl. zweckmäßiger Maßnahmen gegen Steinbildung die Orientierung gemäß **Tab. 4-30**.

Bei sehr weichem Wasser kann eine Aufhärtung, meist im Zusammenhang mit der Entsäuerung, zweckmäßig sein, um die für die Deckschichtbildung bei Rohren aus Eisenwerkstoffen und verzinktem Stahl erforderlichen Mindestkonzentrationen an Calciumionen (> 20 mg/l) und Hydrogencarbonat ($K_{S4,3} > 1 \text{ mmol/l}$) zu erreichen.

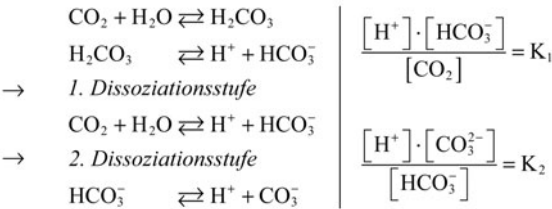
Tab. 4-30: Wasserbehandlungsmaßnahmen zur Vermeidung von Steinbildung in Abhängigkeit von Calcium-Massenkonzentration und Temperatur (nach DIN 1988, Teil 7)

Calcium-Massenkonzentration mg	Maßnahmen bei $\leq 60 \text{ }^\circ\text{C}$	Maßnahmen bei $\geq 60 \text{ }^\circ\text{C}$
< 80	keine	keine
80 bis 120	keine oder Stabilisierung oder Enthärtung	keine oder Stabilisierung oder Enthärtung
> 120	keine oder Stabilisierung oder Enthärtung	Stabilisierung oder Enthärtung

4.1.5.4.31 Kohlensäure (CO₂), anorganischer Kohlenstoff

Historisch bedingt wird die Bezeichnung „Kohlensäure“ zumeist auch dann verwendet, wenn es sich eigentlich um CO₂ oder andere Formen des anorganischen Kohlenstoffs handelt.

Kohlensäure (H₂CO₃) ist die in natürlichen Wässern wichtigste Säure. Sie entsteht vorrangig beim Lösen von gasförmigem Kohlenstoffdioxid (CO₂) aus der freien Atmosphäre und der Bodenluft im Wasser. Auch beim Abbau organischer Stoffe, z. B. bei planktonreichem Oberflächenwasser, kann Kohlenstoffdioxid entstehen. Im Wasser liegt sie in freier und gebundener Form vor. Wenn sich Kohlendioxid (CO₂) im Wasser löst, wird zuerst durch Reaktion mit den Wassermolekülen (H₂O) Kohlensäure (H₂CO₃) gebildet. Diese dissoziiert, es entstehen Hydroniumionen (H₃O⁺), vereinfacht zumeist als H⁺-Ionen in Reaktionsgleichungen dargestellt, sowie Hydrogencarbonationen (HCO₃⁻), auch Bikarbonationen genannt und Karbonationen (CO₃²⁻), auch als Monokarbonationen bezeichnet. Reaktionsgleichungen:



Die Dissoziationskonstanten K sind abhängig von Temperatur, Ionenstärke und Druck.

Die Lage der Reaktionsgleichgewichte, d. h. der Anteil der einzelnen Kohlensäureformen CO_2 , HCO_3^- und CO_3^{2-} an der Konzentrationssumme, ist für eine bestimmte Temperatur vorrangig vom pH-Wert abhängig. **Abb. 4-13** zeigt, dass bei sehr niedrigen pH-Werten (unter 5) praktisch nur gelöstes Kohlenstoffdioxid vorliegt. Mit zunehmenden pH-Werten nimmt der Anteil freier Kohlensäure (CO_2) ab und der HCO_3^- -Anteil zu, bei sehr hohen pH-Werten (größer 12) ist die Kohlensäure nur noch in Karbonatform vorhanden.

Die Konzentration an freier Kohlensäure bestimmt (neben der Temperatur) in starkem Maße die Löslichkeit von Calciumcarbonat: $[\text{Ca}^{2+}] \cdot [\text{CO}_3^{2-}] = L_{\text{CaCO}_3}$

Ein Überschreiten dieses Löslichkeitsproduktes, dessen Wert für CaCO_3 bei einer Temperaturerhöhung des Wassers niedriger ausfällt, kann zu dem in Anlagen und Leitungen sehr störenden Kalkausfall führen und hat z. B. die Verkalkung von Kaffee- und Waschmaschinen zur Folge. Ein Unterschreiten macht das Wasser kalkaggressiv, d. h. es löst vorhandenes Calciumcarbonat. Zementhaltige Werkstoffe sind gefährdet, in metallischen Rohrleitungen wird die Ausbildung einer schützenden Deckschicht verhindert, wodurch die Korrosion insbesondere bei wenig gepuffertem Wasser mit höherem Kohlensäuregehalt stärker wirken kann. Dabei können auch gesundheitsgefährdende Stoffe aus den Werkstoffen in Lösung gehen, z. B. Schwermetalle, weshalb die Einstellung eines pH-Wertes der Calciumcarbonatsättigung im Trinkwasser sinnvoll ist, zumindest aber zulässige Calcitlösekapazitäten nicht über- und geforderte pH-Werte nicht unterschritten werden dürfen. Bei unzulässigen Abweichungen ist eine physikalische oder chemische Entsäuerung des Wassers notwendig (siehe Abschn. 4.2.5.2 und DVGW-Arbeitsblatt W 214).

Für den menschlichen Organismus sind die im Wasser vorhandenen Konzentrationen an Kohlensäure keinesfalls gesundheitsschädlich, der Genuss kohlensäurehaltigen Wassers wird zumeist als angenehm empfunden.

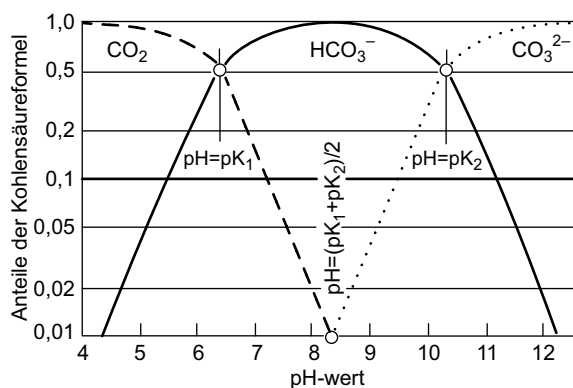


Abb. 4-13: Anteile der „Kohlensäureformen“ CO_2 , HCO_3^- und CO_3^{2-} an der Konzentrationssumme, berechnet für 25 °C [20]

Tillmans hat bereits 1912 wesentliche Untersuchungen zum Kohlensäure-System durchgeführt, deren Ergebnisse in der Form des sog. „Kalk-Kohlensäure-Gleichgewichts“ umfangreiche Verbreitung in der Praxis gefunden haben. Heute weiß man u. a., dass das KKG weder eine notwendige noch eine hinreichende Randbedingung für die Korrosionsvermeidung darstellt und die Tillmanskurven nur für Modellösungen gelten. Genähert gilt aber weiterhin, dass zum in Lösunghalten von einer bestimmten Menge an CaCO_3 auch eine bestimmte Menge an freier zugehöriger CO_2 erforderlich ist, und zwar zunehmend mit dem Gehalt des Wassers an Calciumhydrogencarbonaten und mit steigender Temperatur (**Abb. 4-14**).

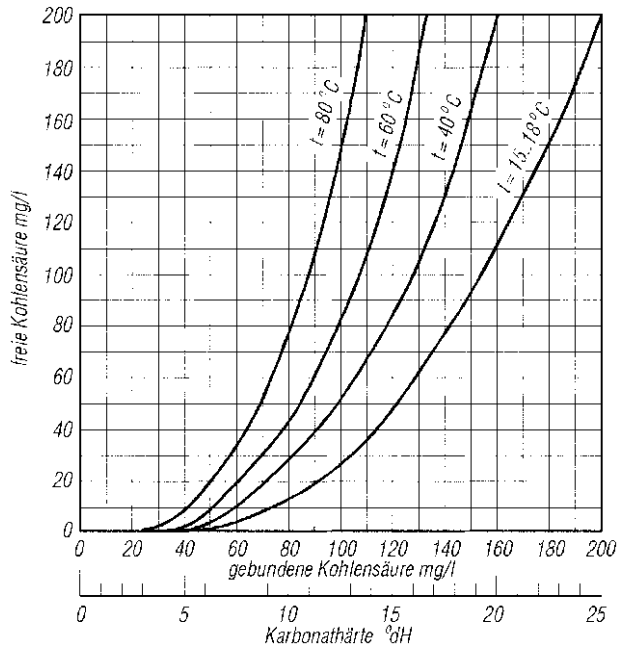


Abb. 4-14: Zugehörige freie Kohlensäure bei verschiedenen Temperaturen nach Tillmans (Modellwasser)

Die zugehörige Kohlensäure wird unter Beachtung der Ionenstärke, deren exakte Ermittlung eine Vollanalyse des Wassers mit übereinstimmender Ionenbilanz erfordert, nach der von Hässelbarth korrigierten Tillmansschen Gleichung berechnet. Ist nun weitere Kohlensäure vorhanden, wurde diese als „überschüssig“ bzw. „aggressiv“ bezeichnet. Kalkaggressiv ist nur ein Teil davon, da sich durch die Lösung von CaCO_3 beim Kalkangriff die erforderliche zugehörige CO_2 erhöht. Die in den Hydrogencarbonaten und Carbonaten enthaltene Kohlensäure ist „gebundene“.

Ein Wasser, dessen Gehalt an freier Kohlensäure gleich der zugehörigen Menge ist, wurde als im KKG befindlich bezeichnet. Bei zu geringem Gehalt an freier Kohlensäure kann es zu Kalkausfall kommen, bis durch die dabei freiwerdende Kohlensäure der Gleichgewichtszustand wieder hergestellt ist. Ist mehr freie Kohlensäure als zugehörig vorhanden, dann ist das Wasser kalkaggressiv und strebt durch Lösung von Kalk wieder den Gleichgewichtszustand an. Wird im Gleichgewichtszustand befindliches Wasser erwärmt, fällt Kalk aus, da mehr zugehörige CO_2 erforderlich ist (Abb. 4-14). Erkalte dieses Wasser wieder, ist der Gehalt an freier CO_2 zu hoch, es ist kalkaggressiv.

Bei der Mischung von Wässern unterschiedlicher Beschaffenheit ist zu beachten, dass aus zwei Gleichgewichts-Wässern ein Wasser entstehen kann, das sich nicht im Gleichgewicht befindet (siehe Abschn. 4.2.6.4 und DVGW-Arbeitsblatt W 216). Die Konzentrationen der Kohlensäureformen können näherungsweise wie folgt berechnet werden (siehe zur Erklärung auch Abschn. 4.1.5.4.29):

– wenn der pH-Wert des Wassers zwischen 4,3 und 8,2 liegt:

- so genannte „freie“ Kohlensäure
 $c(\text{CO}_2)$ in $\text{mmol/l} \equiv -p \equiv K_{\text{B}8,2}$
in $\text{mg/l} \equiv K_{\text{B}8,2} \cdot 44$
- so genannte „halbgebundene“ Kohlensäure
 $c(\text{HCO}_3^-)$ in $\text{mmol/l} \equiv m \equiv K_{\text{S}4,3} - 0,05$
- so genannte „ganzgebundene“ Kohlensäure
 $c(\text{CO}_3^{2-})$ in $\text{mmol/l} \equiv 0$

- wenn der pH-Wert des Wassers über 8,2 liegt:
 - $c(\text{CO}_2) \equiv 0$
 - $c(\text{HCO}_3^-)$ in mmol/l $\equiv m - 2p \equiv K_{s4,3} - 0,05 - 2K_{s8,2}$
 - $c(\text{CO}_3^{2-})$ in mmol/l $\equiv p \equiv K_{s8,2}$.

(Mit 0,05 wird die zusätzliche H^+ -Ionenmenge berücksichtigt, die immer – selbst bei chemisch reinem Wasser – zur Senkung des pH-Wertes auf 4,3 bei der Titration erforderlich ist.)

Die Summe des anorganisch gebundenen Kohlenstoffs im Wasser ergibt sich in mmol/l als

$$c(\text{C}) = c(\text{CO}_2) + c(\text{HCO}_3^-) + c(\text{CO}_3^{2-})$$

bzw. bei pH 4,3 bis 8,2

$$= K_{s4,3} + K_{s8,2} - 0,05$$

4.1.5.4.32 Summen- und Gruppenparameter für organische Stoffe

Die genäherte Erfassung der organischen Stoffe mittels Summen- und Gruppenparametern ist oft weniger aufwendig und teils leichter automatisierbar als die Bestimmung der sehr zahlreichen unterschiedlichen organischen Einzelstoffe. Deshalb werden diese Parameter auch gern zur Kontrolle und Bewertung von Verfahrensstufen der Wasseraufbereitung herangezogen.

TOC (Total Organic Carbon) in mg/l C: umfasst den gesamten organisch gebundenen Kohlenstoff, also den echt gelösten, kolloidalen und suspendierten Anteil, der im Wasser vorhandenen organischen Stoffe. Die TrinkwV sieht den TOC als Indikatorparameter vor, ohne aber einen Maximalwert vorzugeben. Höhere TOC-Konzentrationen können zu Problemen bei der Aufbereitung (erhöhter Flockungsmittelbedarf bzw. verstärkte THM-Bildung bei der Desinfektion mit Chlor) führen. Zudem kann damit eine erhöhte Färbung des Wassers verbunden sein (siehe auch Abschn. 4.1.5.4.2).

DOC (Dissolved Organic Carbon) in mg/l C erfasst den Kohlenstoffanteil der im Wasser gelöst vorliegenden organischen Stoffe.

In dem in der Bundesrepublik zur Trinkwasserversorgung genutzten Grund- und Oberflächenwasser liegen die DOC-Konzentrationen zumeist zwischen 0,5 und 10 mg/l, wobei höhere Werte i. d. R. auf Huminstoffe zurückzuführen sind.

CSB (Chemischer Sauerstoff-Bedarf) in mg/l O_2 ist ein Maß für die chemisch oxidierbaren organischen Stoffe. Angegeben wird der zur Oxidation verbrauchte Sauerstoffanteil des Oxidationsmittels. Auf das Ergebnis nimmt neben der tatsächlichen Konzentration der organischen Stoffe auch die erreichbare Vollständigkeit der Oxidation Einfluß, d. h. Art dieser Stoffe und des Oxidationsmittels u. a. sowie mitoxidierte anorganische Substanzen.

Als Oxidationsmittel kommen prinzipiell Kaliumpermanganat und Kaliumdichromat in Frage, wobei nach der durch die TrinkwV erfolgten Festlegung des Parameters „Oxidierbarkeit“ auf KMnO_4 , der „CSB“ nur mit Kaliumdichromat ($\text{K}_2\text{Cr}_2\text{O}_7$) verknüpft werden sollte.

BSB (Biochemischer Sauerstoff-Bedarf) in mg/l O_2 ist ein Maß für die Summe der biochemisch abbaubaren organischen Wasserinhaltsstoffe und somit in der Abwasserreinigung von großer Bedeutung, während er in der Wasserversorgung kaum Anwendung findet. Angegeben wird der unter definierten Bedingungen von den Mikroorganismen zum Abbau der organischen Stoffe benötigte Sauerstoff, wobei die Zeitdauer für die Reaktion (in Deutschland i. d. R. 5 Tage = BSB_5) mit anzugeben ist. Als Kriterien für die biologische Abbaubarkeit von Wasserinhaltsstoffen wurden von Sontheimer (in [20]) CSB/BSB-Quotienten angegeben (**Tab. 4-31**).

SAK (Spektraler Absorptions-Koeffizient) in m^{-1} ; zur orientierenden Messung gelöster organischer Wasserverunreinigungen kann die Absorption im Bereich der UV-Strahlung herangezogen werden, da zahlreiche organische Stoffe Absorptionsbanden im ultravioletten Licht haben. Wegen der guten Reproduzierbarkeit wird zumeist die Wellenlänge der Quecksilberlampe von 254 nm gewählt (SAK 254 nm), aber auch die Aufnahme von UV-Spektren bzw. anderen festgestellten Wellenlängen ist möglich.

Tab. 4-31: Beurteilungskriterien für die biologische Abbaubarkeit von Wasserinhaltsstoffen [20]

CSB/BSB	Charakterisierung
$\leq 1,7$	Leicht und praktisch vollständig abbaubar
1,7–10	Unvollständiger Abbau Mögliche Ursachen: – verzögerte Abbaureaktion durch langsame mikrobielle Anpassungsvorgänge – Stoffgemische mit nicht abbaubaren Substanzen – Reaktionshemmung durch toxische Stoffe
≥ 10	Kein Abbau wegen – persistenten Verbindungen – Abbauphemmung durch toxische Stoffe

Da die Messung des SAK einfach und schnell durchführbar ist, wird dieser Charakterisierungsparameter in den Wasserlabors gern genutzt.

AOX (Adsorbierbare org. gebundene Halogene) meist in $\mu\text{g/l}$ Cl angegeben; mit dieser Analysenmethode werden die an Aktivkohle adsorbierbaren organischen Halogenverbindungen erfasst. Insbesondere zur Bewertung von Abwassereinleitungen – der AOX ist abgabepflichtiger Parameter gemäß Abwasserabgabengesetz –, aber auch zur Beurteilung von belasteten Fließgewässern ist dieser Parameter zunehmend relevant.

POX (Purgeable Organic Halogen) stellt den Anteil der flüchtigen organischen Halogenverbindungen dar, die ausblasbar sind.

EOX (Extrahierbare org. Halogene) sind die mit organischen Lösungsmitteln extrahierbaren org. Halogenverbindungen.

Weitere Parameter wie DOS (Org. gebundener Schwefel), DON (Org. gebundener Stickstoff) u. a. siehe Spezialliteratur.

4.1.5.4.33 Sauerstoff

Ein hoher Gehalt an freiem, gelöstem Sauerstoff im Oberflächenwasser, d. h. ein geringes Sauerstoffdefizit, zeigt eine gute hygienische Wasserbeschaffenheit an, denn es beweist, dass oxidierbare Stoffe wie Eisen, Mangan, Stickstoffverbindungen aus natürlichen und künstlichen Düngstoffen, Bakterien, organische Verunreinigungen u. a. bereits oxidiert sind. In fließenden Gewässern soll der Sauerstoffgehalt wegen der Fische mind. $2,5 \text{ mg/l}$ betragen. Bei der Feststellung des Sauerstoffgehalts ist die gleichzeitige Temperaturmessung wichtig, da hiervon der Sättigungswert abhängt (siehe „Temperatur“).

Für die Bildung einer schützenden Deckschicht ist ein Sauerstoffgehalt von ca. 6 mg/l erforderlich. Dies gilt jedoch nur für Kaltwasser. Bei Heißwasser ist ein Sauerstoffgehalt sehr schädlich, so dass bei Kesselspeisewässern der Sauerstoff entfernt werden muss.

Bei der Trinkwasseraufbereitung aus anaeroben Grundwässern erfolgt häufig in der ersten Stufe eine Sauerstoffzufuhr, entweder durch offene Belüftung (siehe „Gasaustausch“) oder durch Druckbelüftung, da manche Wasserinhaltsstoffe in der oxidierten Form leichter entfernbar oder unproblematischer sind bzw. beteiligte Mikroorganismen Sauerstoff benötigen.

4.1.5.4.34 Redoxspannung

Das Maß des Reduktionsvermögens bzw. Oxidationsvermögens des Wassers wird als Redoxspannung bezeichnet. Es wird in Volt oder mVolt gemessen und ist die elektrische Spannung einer Normal-Wasserstoffelektrode gegenüber dem Wasser bzw. der Lösung. Wenn die Spannung negativ ist, dann überwiegen die Reduktionsmittel, wenn positiv die Oxidationsmittel. Ein Stoff A, der ein höheres positives Redoxpotential hat als B, oxidiert diesen. Das Redoxpotential wird durch die Oxidation der oxidierbaren Inhaltsstoffe verändert. So ist z. B. ein positives Redoxpotential ein Maß für die Oxidation und keimtötende Wirkung des momentan vorhandenen, freien und gebundenen Chlors unter Berücksichtigung der momentan vorhandenen Verunreinigungen. Es ist damit eine einfache Kon-

trolle von Schwimmbadwasser, Wasser in Rohrnetzen möglich, z. B. Redox < 300 mV Desinfektion nicht ausreichend, Redox > 600 mV Desinfektion ausreichend. Bekannt ist ferner, dass die biologische Brunnenverockerung u. a. ein positives Redoxpotential voraussetzt, z. B. Redoxpotential des quartären Grundwassers der Rednitz bei Fürth + 240 mV.

Eine einwandfreie Messung des Redox-Potentials ist nur bei sauberen, nicht durch Eisen oder sonstige Stoffe belegten Elektroden der Messgeräte möglich. Dies ist besonders bei der automatischen kontinuierlichen Messung zu beachten.

Die Redoxspannung ist temperaturabhängig und kann sich mit dem pH-Wert ändern.

Eine Messung der Redoxspannung zur Desinfektionskontrolle ist dann zu empfehlen, wenn mit einer Änderung des Chlorzehrungspotentials durch algenbürtige Stoffe (Talsperrenwasser) gerechnet werden muss. Weitere Hinweise zur Redoxspannung siehe [21].

4.1.5.4.35 Schwefelwasserstoff

Wasser mit Schwefelwasserstoffgehalt (H₂S) hat einen unangenehmen Geruch und ist daher für Trinkwasser nicht ohne Aufbereitung geeignet. Die Entfernung gelingt leicht durch Belüften.

Schwefelwasserstoffgehalt kann ein Anzeichen für eine organische Verunreinigung sein. Meist ist der Gehalt aber geologisch-chemisch bedingt, so bei Tiefengrundwasser mit Eisengehalt und Fehlen von Sauerstoff.

4.1.5.4.36 Geschmack

Eine Prüfung des Wassers auf Geschmack ist nur zulässig, wenn keine Infektions- oder Vergiftungsgefahr besteht, und ist stets nach der Geruchsprüfung vorzunehmen. Die TrinkwV fordert, dass das Wasser für den Verbraucher annehmbar und ohne anormale Veränderungen sein soll.

Trinkwasser soll frisch, nicht fad, tintig, sauer, süß, bitter und salzig schmecken (Tab. 4-32). Ein Gehalt an Mineralöl oder Benzin in einer Verdünnung von 1:250 000 macht ein Wasser ungenießbar, in einer Verdünnung von 1:1 000 000 ist er noch wahrnehmbar. Ein höherer Gehalt an freier Kohlensäure schmeckt angenehm. Ein Gehalt an Huminsäure (Moorwasser), Eisen und Mangan gibt dem Wasser tintigen Geschmack, ein höherer Gehalt an Chloriden salzigen Geschmack, seuchenhygienisch ist dies zwar nicht bedenklich, die Appetitlichkeit des Wassers wird aber dadurch beeinträchtigt, außerdem sind Verschlämmungen und Verkrustungen der Rohrleitungen zu erwarten.

Tab. 4-32: Geschmack von Wasser mit besonderen Inhaltsstoffen

Geschmack	Wasserbeschaffenheit	Geschmack	Wasserbeschaffenheit
fade	weiche Wässer	metallisch	Blei, Kupfer, Zinkgehalt
salzig	hoher Kochsalzgehalt	faulig widerlich	Verunreinigung
bitterlich	hoher Magnesiumgehalt	moosig, muffig	Moorwasser
laugig	hoher pH-Wert	erdig	Blualgen
säuerlich	niedriger pH-Wert	fischig	fischig
tintenartig	hoher Eisen- oder Alu.-gehalt		

Der Gehalt an Cl soll kleiner als 250 mg/l entsprechend 400 mg/l Kochsalz oder 500 mg/l Chlorcalcium sein. Meerwasser hat einen Gehalt von 18 000 mg/l Cl, Brackwasser entsprechend dem Anteil an Meerwasser weniger. Das Geschmacksempfinden hängt sehr wesentlich von der Gewöhnung ab. Wenn im allgemeinen Wasser mit Cl-Gehalt < 30 mg/l genossen wird, kann ein Gehalt von 250 mg/l bereits unangenehm empfunden werden. Bei dauerndem Genuss von Wasser mit hohem Cl-Gehalt wird ein solcher mit 500–600 mg/l (Bremen) noch als tragbar empfunden. Eine Gesamthärte von 10–14°dH wird als angenehm empfunden.

Die Prüfung wird in der Regel bei einer Wassertemperatur von 8 bis 12 °C vorgenommen. Im Zweifelsfall wird die Probe auf etwa 30 °C erwärmt, weil dann der Geruch deutlicher hervortritt. Die Angabe des Ergebnisses erfolgt qualitativ entsprechend DEV [22] wie folgt:

1. Intensität		2. Art: a.) allgemein		b.) differenziert	
Geschmack:	ohne	Geschmack:	fade	Geschmack nach	Chlor
	schwach		salzig		Seife
	stark		säuerlich		Fisch
			laugig		u. a
			bitter		
			süßlich		

4.1.6 Zusatzstoffe zur Trinkwasseraufbereitung (Aufbereitungsstoffe)

Bei der Wasseraufbereitung finden zahlreiche Zusatzstoffe Anwendung, hauptsächlich um die einwandfreie Beschaffenheit des Wassers bei der Trinkwasserabgabe gemäß TrinkwV zu sichern und um einer nachteiligen Beeinflussung des Trinkwassers bei der Wasserverteilung vorzubeugen.

Gemäß TrinkwV dürfen zur Trinkwasseraufbereitung nur Stoffe verwendet werden, die vom Bundesministerium für Gesundheit in einer vom Umweltbundesamt erstellten und zu aktualisierenden Liste bekannt gemacht sind. [19]

Für diese Stoffe werden in der Liste Angaben gemacht zu:

- Verwendungszweck; z. B. Chlor und Chlorverbindungen nur zur Desinfektion, nicht zur Oxidation
- Zulässiger Zugabemenge
- Zulässiger Höchstkonzentration im Wasser nach der Aufbereitung
- Evtl. geforderter Mindestkonzentration im Wasser nach der Aufbereitung; z. B. bei Desinfektionsmitteln
- Reinheitsanforderungen der eingesetzten Stoffe

Außerdem werden in dieser Liste die zugelassenen Desinfektionsverfahren dargestellt. (Siehe dazu Abschn. 4.2.5.14 Desinfektion.)

4.1.7 Durchführung der Wasseruntersuchungen

4.1.7.1 Allgemeines

In der TrinkwV ist festgelegt, auf welche Parameter und wie häufig ein Trinkwasser in gesundheitlicher Hinsicht zu untersuchen und mit welchen Einheiten das Ergebnis der Untersuchung anzugeben ist. Darüber hinaus können weitere Untersuchungen zur Kontrolle der Rohwasserbeschaffenheitsentwicklung (Vorfeldmessungen) und zur Beurteilung des Wassers aus aufbereitungstechnischer, korrosionschemischer und sonstiger versorgungstechnischer Sicht in Betracht kommen.

Wasseruntersuchungen und die Ergebnisbeurteilung müssen nach den anerkannten Regeln der Technik (siehe z. B. „Deutschen Einheitsverfahren zur Wasser-, Abwasser- und Schlammuntersuchung“ (DEV) [3], herausgegeben von der Fachgruppe Wasserchemie in der Gesellschaft Deutscher Chemiker in Gemeinschaft mit dem Normenausschuss Wasserwesen im DIN) von qualifizierten Laboratorien mit Akkreditierung nach DIN EN ISO 17025 durchgeführt werden. Bei der Durchführung von Analysen sollten die Maßnahmen der „Analytischen Qualitätssicherung (AQS)“ eingehalten werden.

Analysenverfahren lassen sich bzgl. der Aussagekraft und des erforderlichen Aufwandes etwa wie folgt unterteilen:

Referenzverfahren,	wozu die DIN-Verfahren, DEV-Verfahren und sonstige nationale und internationale Normen oder Richtlinien gehören.
Laborvergleichsverfahren,	die (überprüft) den Referenzverfahren gleichwertig sind.

Feldmethoden,	die außerhalb des Labors eingesetzt werden können und halbquantitative bis quantitative Ergebnisse liefern.
Orientierungstests	sind qualitative größenordnungsmäßige Nachweise mit subjektiver Beurteilung.

Mit der Vorgabe sehr niedriger Grenzwerte im Mikrogramm-Bereich durch die TrinkwV für Wasser-schadstoffe wie PBSM, CKW und Schwermetalle ist der für die Analytik erforderliche Aufwand gestiegen. Für den Nachweis erforderliche Analysengeräte sind hinsichtlich Beschaffung wie Nutzung sehr aufwendig und kostenintensiv und im allg. nur noch in Zentrallaboratorien vorhanden. In Schwerpunktlaboratorien mit großen Probenserien sind automatisierbare Geräte hilfreich.

Schnellverfahren zur Untersuchung der physikalischen, chemischen Parameter von Wasser sind die kolorimetrischen Verfahren, bei welchen durch Farbvergleich unter Verwendung von Reagenzien-Testsätzen die Konzentration der Inhaltsstoffe ermittelt wird. Hierzu gehören die Teststreifen-Methoden mit relativ geringer Nachweisempfindlichkeit, die visuell kalorimetrischen Verfahren, mit etwas größerer Genauigkeit, und die ziemlich genauen photometrischen Verfahren. Für Voruntersuchungen sind die kolorimetrischen Verfahren gut geeignet, sie können aber die genauen Untersuchungen zumeist nicht ersetzen.

Zur Überwachung und teils auch zur Steuerung des Wasseraufbereitungsprozesses werden automatisch-kontinuierlich arbeitende, wartungsarme und störunanfällige Betriebsmessgeräte, z. B. für pH-Wert, Trübung, Sauerstoff, Leitfähigkeit, Redoxspannung und UV-Absorption eingesetzt (**Tab. 4-33**). Zur Beurteilung von Rohwässern und Abwässern insbesondere für die Planung und Optimierung von Aufbereitungsverfahren und -anlagen kommen immer häufiger Aufbereikbaarkeitstests zur Anwendung, die mit einer analytischen Erfassung verbunden sind. Hierzu zählen z. B. seit langem Flock- und Filtrierbarkeitstests, in neuerer Zeit sind Stripping- und Adsorptionstests hinzugekommen. In allen Fällen ist aber, wie auch bei anderen Labor- und halbtechnischen Versuchen, die Übertragbarkeit der Ergebnisse auf die Großanlage kritisch zu prüfen.

4.1.7.2 Umfang und Häufigkeit der Untersuchungen

Art, Umfang und Häufigkeit der Wasseranalysen sind abhängig von der Aufgabenstellung, der Wasserart, den örtlichen Randbedingungen usw. und somit sehr unterschiedlich. Für die Überwachung des Trinkwassers sieht die TrinkwV in der Anlage 4 routinemäßige und periodische Untersuchungen vor und gibt für diese Untersuchungen Anzahl und Umfang für den Regelfall in Abhängigkeit von der Wasserabgabe vor (**Tab. 4-34**).

Zur *routinemäßigen Untersuchung* gehören die mikrobiologischen Untersuchungen auf Coliforme Bakterien, E.coli und die Koloniezahl sowie bei Oberflächenwasser auf Clostridium p. und die Untersuchungen auf die Parameter Geruch, Geschmack, Färbung, Trübung, elektr. Leitfähigkeit, pH-Wert, Ammonium; in Sonderfällen auch auf Aluminium, Eisen und evtl. Nitrit.

Bei der *periodischen Untersuchung* sind alle in den Anlagen 1 bis 3 der TrinkwV festgelegten Parameter (siehe **Tab. 4-34**), die nicht unter die routinemäßige Untersuchung fallen, zu untersuchen. Ausnahmen, d. h. Verringerung oder Erweiterung der Untersuchungen, können von der zuständigen Behörde festgelegt werden.

Der Verbraucher ist über die Qualität des ihm zur Verfügung gestellten Trinkwassers sowie über verwendete Aufbereitungsstoffe zu informieren. Dazu gehören auch Angaben, die für die Auswahl der für die Hausinstallation geeigneten Materialien erforderlich sind (**Tab. 4-36** und **4-37**).

Wenn aus Warmwasseranlagen der Hausinstallation Wasser für die Öffentlichkeit bereitgestellt wird, muss gemäß TrinkwV periodisch auch auf Legionellen untersucht werden. Diese Aufgabe, wie auch weitere bzgl. der Überwachung der Wasserbeschaffenheit in der Hausinstallation einschließlich des regelgerechten Zustandes von Nicht-Trinkwasseranlagen obliegt vorrangig dem Gesundheitsamt.

Tab. 4-34: Umfang und Häufigkeit der Wasseruntersuchungen gemäß Trinkwasserverordnung

Menge des in einem Versorgungsgebiet abgegebenen oder produzierten Wassers in m3/Tag	Routinemäßige Untersuchungen Anzahl der Proben/ Jahr	Periodische Untersuchungen Anzahl der Proben/ Jahr
≤3	1 oder nach § 19 Abs. 5 und 6	1 oder nach § 19 Abs. 5 und 6
>3 ≤100	4	1
>1 000 ≤1 333	8	1 zuzüglich jeweils 1 pro 3 300 m3/Tag
>1 333 ≤2 667	12	
>2 667 ≤4 000	16	
>4 000 ≤6 667	24	
>6 667 ≤10 000	36	
>10 000 ≤100 000	36 zuzüglich jeweils 3 pro weitere 1 000 m3/Tag	3 zuzüglich jeweils 1 pro 10 000 m3/Tag
>100 000		10 zuzüglich jeweils 1 pro 25 000 m3/Tag

Routinemäßige Untersuchungen	
Aluminium (Flockung) ¹⁾	
Ammonium	
C. perfringens (Oberflächenwasser) ¹⁾	
Coliforme Bakterien	
Eisen (Flockung) ¹⁾	
Leitfähigkeit	
E. coli	
Färbung	
Geruch	
Geschmack	
Koloniezahl	
Nitrit (Kleinanlagen, Hausinstallation) ¹⁾	
Trübung	
pH-Wert	

Periodische Untersuchungen	
Enterokokken (Anlage 1) [21]	Benzo(a)pyren
Benzol (Anlage 2, Teil 1)	Blei
Bor	Cadmium
Bromat	Kupfer
Chrom	Nickel
Cyanid	PAK
1,2-Dichlorethan	Trihalogenmethane
Fluorid	Chlorid (Anlage 3)
Nitrat	Mangan
Pestizide	Natrium
Quecksilber	TOC
Selen	Oxidierbarkeit
Trichlorethen, Tetrachlorethen	Sulfat
Antimon (Anlage 2, Teil 1)	Tritium ²⁾
Arsen	Gesamtrichtdosis ²⁾

Anmerkungen:

¹⁾ nur in den angegebenen Fällen erforderlich

²⁾ nur in Sonderfällen erforderlich

Zur Feststellung der allgemeinen hygienischen Beschaffenheit eines Wassers werden zusätzlich zu den mikrobiologischen Parametern meist auch die Kenngrößen Temperatur, pH-Wert, Leitfähigkeit, Summe Erdalkalien (Härte), Säurekapazität bis pH 4,3 und die so genannten Verschmutzungsindikatoren Nitrat, Nitrit, Ammonium, Chlorid und Oxidierbarkeit erfasst.

Für die Wahl eines Wasservorkommens sind häufigere chem. Untersuchungen der wichtigsten Parameter erforderlich, da die Wasserbeschaffenheit je nach Quellschüttung oder bei verschiedenen Entnahmemengen bei Bohrbrunnen schwanken kann.

Zur Kenntnis des Verhaltens eines Wasservorkommens und zur eingehenden hygienischen Beurteilung sind zunächst häufigere mikrobiologische Untersuchungen notwendig, insbesondere zu Zeiten, die eine erhöhte Gefährdung der Wassergewinnungsanlage bedeuten können, wie nach starken Niederschlägen, Hochwasser, bei erhöhten Entnahmen und damit stärkerer Grundwasserbeanspruchung und zur Zeit der Düngung der Felder.

4.1.7.3 Probenentnahme, Untersuchungen vor Ort

Die Durchführung der Probenahme, die eventuelle Notwendigkeit der Untersuchung vor Ort und der Probenkonservierung sind vor allem abhängig von dem zu analysierenden Parameter.

Festlegungen zur Probenahme aus Trinkwässern im Wasserwerk und im Rohrnetz und aus Rohwässern sind in der DIN 38 402 Teil 14 bzw. DEV A 14 und in DIN EN 25 667 Teil 1 und 2 enthalten. Hinweise für Grundwasser geben auch DVGW-Merkblatt W 112 und die DVWK-Regel 128. Für einige Untersuchungen, speziell biologische oder mikrobiologische, die besondere Verfahren der Probenahme erfordern, sind weitere Angaben aus den Normen DIN 38 401 und 38 411, jeweils Teil 1, entnehmbar. Probenkonservierung und -transport sind dargestellt in der DIN 38 402, Teil 21. Einige grundsätzliche Hinweise zur Probenahme sollen nachfolgend gegeben werden:

- Der Probenahmeort ist so zu wählen, dass repräsentative Proben entnehmbar sind, die Probenahmestelle ist dauerhaft zu kennzeichnen.
- Vor der Entnahme der Probe muss das abgestandene Wasser bis zur Temperaturkonstanz ablaufen. (Ausnahmen können beabsichtigte Probenahmen nach Stagnation, z. B. bei der Kupferbestimmung in der Hausinstallation sein.)
- Das Probenvolumen muss für die vorgesehenen Untersuchungen ausreichend sein, wobei bei mehreren vorgesehenen Untersuchungen auch mehrere Probengefäße verwendet werden sollten (z. B. für teilweise Konservierung). Im Allgemeinen sind mind. 2 l aufgeteilt auf mind. 2 Probeflaschen erforderlich.
- Für die Aufbewahrung von Wasserproben sind absolut saubere Flaschen aus farblosem oder braunem Glas, zweckmäßig aus Jenaer Glas, zu verwenden. Glasklare Kunststoffflaschen sind nur bedingt geeignet, da sie alle Kohlenwasserstoffe, wie Mineralöl, auch Pestizide, Kieselsäure, Phosphationen absorbieren können. Als Verschluss eignen sich am besten Glasstopfen. Korkstopfen müssen mit Stanniol umgeben oder in heißes Paraffin getaucht werden. Ungeeignet sind unbehandelte Korkstopfen und Gummiringe.

Die Probeflaschen müssen sauber gereinigt, am besten ausgekocht sein und sollten mit dem zu beprobenden Wasser mehrfach ausgespült werden.

- Wasserproben aus gefassten Quellen sind am Quellschacht zu entnehmen. Ungefasste Quellen sind mind. 1 Tag vor der Probeentnahme sorgfältig zu reinigen und so herzurichten, dass die Probe unmittelbar am Quellaustritt ohne Verunreinigung durch Erde, Sand, Schlamm oder Pflanzen entnommen werden kann.
- Wasserproben aus Brunnen sind unmittelbar am Brunnenkopf zu entnehmen, so dass dort immer, auch bei der Vorbereitung zu Pumpversuchen, ein Entnahmehahn anzuordnen ist. Vor der Probeentnahme muss der Brunnen zum Entfernen des in der Steigleitung und im Brunnen stagnierenden Wassers abgepumpt werden, mind. aber auf die Dauer von 15 Minuten. I. a. erfolgt aber die Probeentnahme am Ende eines mehrstündigen Pumpversuchs.
- Wasserproben aus Oberflächenwässern, Flüssen, Seen, Talsperren, müssen mittels Spezialgeräten entnommen werden, da hier meist Proben aus verschiedenen Tiefen untersucht werden müssen.
- Das Füllen der Probeflaschen ist unter Luftabschluss durchzuführen. Hierzu wird über den Entnahmehahn ein klarer Plastikschlauch gezogen, der bis auf den Boden der Probeflasche reicht. Zunächst wird das Wasser etwa 15 Minuten lang frei ablaufen gelassen, dann die Probeflasche langsam ohne Luftblasenbildung so lange unter Überlaufen gefüllt, bis sich der Inhalt der Probeflasche mehrmals erneuert hat. Die Flasche wird so voll gefüllt, daß nach Aufbringen des Stopfens keine Luftblase in der Flasche ist.

Bei großen Entnahmeverrichtungen wird zweckmäßig ein überstauter Trichter verwendet, an dessen Ende ein Plastikschlauch zum Füllen der Probeflasche angebracht ist.

- Die Probeflaschen müssen genau bezeichnet werden, zweckmäßig ist ein Probenahmeprotokoll. Anzugeben sind mindestens:

Tab. 4-35: Angaben zu durchgeführten Probenahmen

Ort und Name der Probenahmestelle, mit Koordinaten und alle anderen wichtigen ortsbezogenen Informationen
Einzelheiten über die Probenahmestelle
Entnahmedatum
Probenahmetechnik
Entnahmezeit
Name des Probennehmers
Witterungsbedingungen
Art der Vorbehandlung
Zugesetzte Konservierungs- und Stabilisierungsmittel
Vor Ort ermittelte Daten

Bei einer eventuellen chemischen Konservierung der Proben (zumeist Ansäuerung auf $\text{pH} < 2$) darf das Konservierungsmittel keinen Einfluss auf die zu bestimmenden Parameter haben. Häufig ist aber als Konservierung die (lichtgeschützte) Kühlung der Proben ausreichend. Die Transportzeit ist möglichst kurz zu halten.

Mikrobiologische Probeentnahme:

Die Proben müssen mit großer Sorgfalt entnommen werden, damit keine Verunreinigung durch die Entnahme selbst erfolgt. Vor der Entnahme muss der Entnahmehahn durch Abflammen keimfrei gemacht werden, für den Transport der Wasserproben werden sterilisierte Glasflaschen verwendet, die beim Füllen am oberen Rand und am Glasverschluss nur mit einer steril gemachten Kneifzange gefasst werden dürfen. Da bei normaler Temperatur die Keimzahlen rasch ansteigen, werden die Wasserproben gekühlt möglichst schnell zu der mikrobiologischen Untersuchungsanstalt transportiert. Die Entnahme von Wasserproben für die mikrobiologische Untersuchung sollte daher nur durch die Gesundheitsämter oder sonstige hygienische Sachverständige erfolgen.

Die mikrobiologische Untersuchung von Wasserproben aus Quellen vor deren sachgemäßer Fassung und aus Brunnen vor deren Ausbau oder unmittelbar nach dem Ausbau liefert keine verwertbaren Ergebnisse, da hier das Wasser noch unmittelbaren Verunreinigungen, z. B. durch den Bau selbst, ausgesetzt war. Vor Ausbau einer Wasserfassung muss sich die hygienische Beurteilung im wesentlichen auf die Geländebeurteilung unter Berücksichtigung der geo-hydrologischen Verhältnisse beschränken. Nach Ausbau der Fassung muss eine intensive Entkeimung aller Anlageteile zur Beseitigung der Bauverunreinigungen durchgeführt werden, nach deren Abklingen die mikrobiologische Untersuchung vorgenommen wird.

Anforderungen an medizinisch-mikrobiologische Laboratorien enthält die DIN 58956. Empfehlungen gibt auch [23].

Untersuchungen am Probenahmeort:

Sie sind für Parameter erforderlich, die sich durch den Probentransport verändern könnten. Dies sind z. B. Temperatur, pH-Wert, elektr. Leitfähigkeit, gelöste Gase (Sauerstoff, Kohlenstoffdioxid, Schwefelwasserstoff), evtl. auch Redoxspannung, Säure- und Basekapazität bis pH 8,2. Außerdem sind bereits bei der Probenahme qualitativ die Wahrnehmungen bzgl. Färbung, Trübung, Geruch, Geschmack (nur bei Trinkwasserqualität) und evtl. Bodensatz festzuhalten.

4.1.7.4 Ergebnisangabe

Nach DIN 38 402, Teil 1, sind Ergebnisse von Wasseranalysen wie folgt anzugeben:

a.) Qualitative Angaben:	mit Ziffern
Ziffer	Bedeutung
1	nicht wahrnehmbar
2	wahrnehmbar
3	stark wahrnehmbar

b.) Quantitative Angaben: in gesetzlichen Einheiten

- in der Regel als Massenkonzentration in mg/l oder $\mu\text{g/l}$ ($1 \text{ mg/l} = 10^{-3} \text{ g/l}$; $1 \mu\text{g/l} = 10^{-6} \text{ g/l}$)
- anorganische Summenparameter wie Säure-, Basekapazität, Härte als Stoffmengenkonzentration in mmol/l
- oder nach Angabe in der Parameterliste der DEV (A2)

c.) Nicht untersuchte Parameter: n. a. (nicht analysiert)

In der Praxis der Wasseranalytik sind weitere Kurzbezeichnungen gebräuchlich wie „n. b.“ für nicht bestimmt, „<“ für kleiner als ... (Bestimmungsgrenze des Verfahrens), „o. B.“ für ohne Befunde, Spuren u. a. Die Angabe „n. n.“ (nicht nachweisbar) sollte nur in Verbindung mit der Bestimmungsgrenze des Verfahrens erfolgen, z. B. „n. n.“ ($< 0,01 \text{ mg/l}$), da diese verfahrensabhängig ist. Im Analysenformular sollte der für die Ergebnisangabe bei dem Parameter jeweils vorgesehene Raum nicht unausgefüllt bleiben.

4.1.7.5 Beurteilung der Wasserbeschaffenheit einschließlich Korrosivität

Die Beurteilung einer Wasseranalyse muss sich nach dem Zweck der Untersuchung richten. Bei der *Kontrolle der Trinkwasserbeschaffenheit* sind die Vorschriften der TrinkV maßgebend (siehe Abschn. 4.1.4).

Die hygienische *Beurteilung eines Rohwassers* bzgl. der Eignung zur Trinkwasserversorgung sollte, besonders bei Oberflächenwasser, zusätzlich zu den mikrobiologischen und physikalisch-chemischen Parametern auch die biologische Beschaffenheit (Algen, Kleinlebewesen usw.) beinhalten. Der chemische Untersuchungsbefund gibt in hygienischer Hinsicht ein Durchschnittsbild der Beschaffenheit des Wassers, der mikrobiologische Befund ein Momentanbild, der biologische Befund ein Langzeitbild und ergänzt somit den mikrobiologischen Befund. Die Ortseinsichtnahme und die hydrogeologischen Angaben, wie: geologische Formation des Grundwasserleiters, Lage des Grundwasserspiegels unter Gelände, Fließrichtung und Fließgeschwindigkeit des Grundwassers, Filterwirkung der Deckschichten, ermöglichen die Beurteilung der Herkunft des Wassers und der im Wasser enthaltenen Stoffe. Zur hygienischen Beurteilung gehört auch die Festlegung der Schutzgebietsgröße.

Bei Untersuchungen an Vorfeldmessstellen ist meist die längerfristige Tendenz von Schadstoffkonzentrationen im Rohwasser von Interesse, um rechtzeitig entsprechende Maßnahmen im Einzugsgebiet einleiten zu können bzw. den Erfolg laufender Sanierungsmaßnahmen zu kontrollieren. Schadstoffhavarien erfordern Untersuchungen des Wassers und Beurteilung in kürzeren Abständen.

Die *Beurteilung der Wasserbeschaffenheit aus technischer Sicht* bezieht sich insbesondere auf die *korrosionschemischen Eigenschaften des Wassers* (Tab. 4-36 und Tab. 4-37) und sonstige verwendungsbezogene Aspekte. Die Korrosivität, die bei einigen Werkstoffen aufgrund der erhöhten Schwermetall-Lösung u. eventuellen Freisetzung von Asbestfasern auch eine hohe gesundheitliche Relevanz hat, wird abschätzbar über Analysenparameter wie Calcitlösekapazität, pH-Wert, pH-Wert nach CaCO_3 -Sättigung, Pufferung, Säurekapazität bis pH 4,3 und Basekapazität bis pH 8,2, Calciumgehalt, Leitfähigkeit, Neutralsalzgehalt (Chlorid-, Nitrat- und Sulfationen), Temperatur, gelöster Sauerstoff, org. Kohlenstoff (TOC), natürliche und künstliche Inhibitoren wie Huminstoffe und Phosphate aber auch kleine sich ablagernde Feststoffe (Eisen- und Manganausfällungen, Sand). Man weiß heute, dass das so genannte Kalk-Kohlensäure-Gleichgewicht weder eine notwendige noch eine hinreichende Bedingung für die Vermeidung von Korrosion ist und die Ausbildung schützender Deckschichten auch beim Vorliegen des Gleichgewichtszustandes sowie ausreichender Calcium-Konzentrationen ($> 20 \text{ mg/l}$), Sauerstoffgehalte (ca. 6 mg/l) und Säurekapazitäten bis pH 4,3 (mind. $1,0 \text{ mmol/l}$) durchaus nicht eintreten muss. Es lassen sich für vorgenannte beeinflussende Wasserparameter auch kaum „Sollwerte“ vorgeben, da in Abhängigkeit von den eingesetzten Werkstoffen und den Betriebsbedingungen einzelne Parameter sehr rangig sein können oder fast bedeutungslos werden und sich Auswirkungen auch umkehren können, z. B. beim Sauerstoffgehalt. Die seit 3/2005 geltende Norm DIN EN 12502 Teile 1–5 (Ersatz für DIN 50 930 Teil 1–5) gibt hinweise zur Abschätzung der Korrosionswahrscheinlichkeit in metallischen Wasserverteilungs- und Speichersystemen und stellt für die verschiedenen metallischen Werkstoffe die Korrosionsarten dar. Die Einsatzbereiche der Werk-

Tab. 4-36: Parameter zur Beurteilung der wasserseitigen Einflussgrößen auf die korrosionsbedingte Veränderung der Trinkwasserbeschaffenheit (nach DIN 50 930-6)

Bezeichnung der Probe:		
Ort der Probenahme:		
Datum der Probenahme:		
Parameter	Einheit	Verfahren nach
Wassertemperatur	°C	DIN 38404-4 ^a
pH-Wert		DIN 38404-5 ^a
pH-Wert der Calcitsättigung		DIN 38404-10
spezifische elektrische Leitfähigkeit	µS/cm	DIN EN 27888 ^a
Säurekapazität bis pH=4,3 ($K_{S4,3}$)	mol/m ³	DIN 38409-7
Basekapazität bis pH=8,2 ($K_{B8,2}$)	mol/m ³	DIN 38409-7 ^a
Summe Erdalkalien	mol/m ³	DIN 38409-6
Calcium-Ionen	mol/m ³	DIN 38406-3 DIN EN ISO 11885
Magnesium-Ionen	mol/m ³	DIN 38406-3 DIN EN ISO 11885
Natrium-Ionen	mol/m ³	DIN 38406-14
Kalium-Ionen	mol/m ³	DIN 38406-13
Chlorid-Ionen	mol/m ³	DIN 38405-1
Nitrat-Ionen	mol/m ³	DIN 38405-9
Sulfat-Ionen	mol/m ³	DIN 38405-5
Phosphor verbindungen ^{b,c}	g/m ³	DIN EN 1189 DIN EN ISO 11885
Siliciumverbindungen ^{b,d}	g/m ³	DIN 38405-21 DIN EN ISO 11885
Organischer Kohlenstoff (TOC)	g/m ³	DIN EN 1484
Aluminium	g/m ³	DIN 38406-9 DIN 38406-25 DIN EN ISO 11885
Sauerstoff	g/m ³	DIN EN 25813 ^a DIN EN 25814 ^a

^a Messung muss am Probenahmeort erfolgen.
^b Bei zentraler Dosierung von Phosphor- und Siliciumverbindungen ist eine differenzierte Angabe der Verbindungen notwendig.
^c Angabe als P
^d Angabe als Si

stoffe in Abhängigkeit von der Wasserbeschaffenheit sind dagegen nur aus der weiterhin geltenden DIN 50 930-6 ersichtlich (siehe **Tab. 4-37**). Bei Einhaltung dieser Einsatzbereiche ist eine Verschlechterung der Trinkwasserbeschaffenheit durch Lösung von Werkstoffbestandteilen weitgehend ausgeschlossen. Speziell für die Trinkwasser-Hausinstallation sind die DIN 1988 Teil 7 (Vermeidung von Korrosion und Steinbildung) sowie evtl. DIN EN 806-2 und DIN EN 1717 relevant. Ausschließlich auf Warmwasserheizanlagen beziehen sich dagegen die VDI-Richtlinien 2035 Blatt 1 (Korrosion) und Blatt 2 (Steinbildung).
Höhere pH-Werte verringern zumeist die Gefährdung durch Korrosion, sie sollten aber nicht über dem pH-Wert der Calcit-Sättigung liegen, da dann Kalkausfall auftreten kann. Korrosionschemisch günstig zu bewerten ist im allg. ein kohlenstoffdioxidarmes aber gut gepuffertes, calcium- und hydrogencarbonatreiches Wasser, dessen pH-Wert etwa dem nach CaCO₃-Sättigung entspricht, mindestens aber einen pH-Wert von 7,7 besitzt oder eine Calcitlösekapazität nicht über 5 bzw. 10 mg/l aufweist (siehe Abschn. 4.1.5.4.6 und 29 bis 31) und das nahezu sauerstoffgesättigt ist. Ungünstig ist für metallische Werkstoffe zumeist ein hoher Neutralsalzgehalt bei einer im Verhältnis dazu geringen Säurekapazität $K_{S4,3}$. Aber auch völlig entsalztes Wasser ist, da ungepuffert, hochgradig korrosiv. Das Vorhandensein von sich ablagernden Feststoffen kann zur Bildung von korrosiven Elementen führen.

Tab. 4-37: Voraussetzungen für eine geringe Korrosionswahrscheinlichkeit bei metallischen Werkstoffen (in Anlehnung an DIN 50 930 und DIN EN 12 502)

Werkstoff Kriterium	Unlegierte und niedriglegierte Eisenwerkstoffe	Verzinkte Eisenwerkstoffe	Nichtrostende Stähle	Kupfer und Kupferwerk- stoffe
Basekapazität $K_{B_{8,2}}$ (freies CO_2)	k. A.	$< 0,5 \text{ mmol/l}^*$ ($< 22 \text{ mg/l}$)	Keine Anforderun- gen*	$\leq 1 \text{ mmol/l}$ ($\leq 44 \text{ mg/l}$)
pH-Wert	$> 7,0$	bzw. $\geq 7,3$ (bei $K_{S_{4,3}} \leq 5 \text{ mmol/l}$)	k. A. *	$\geq 7,4$ oder $7,0$ bis $7,4^*$ und TOC $\leq 1,5 \text{ mg/l}$
Säurekapazität $K_{S_{4,3}}$ (Hydrogencar- bonate)	$> 2 \text{ mmol/l}^*$	$> 1 \text{ mmol/l}^*$, besser $> 2 \text{ mmol/l}$	k. A.	Mögl. hoch
Sauerstoff	$> 3,0 \text{ mg/l}^*$ (oder $< 0,1 \text{ mg/l}$)	k. A.	k. A.	k. A.
Calcium	$> 0,5 \text{ mmol/l}^*$ ($> 20 \text{ mg/l}$)	$> 0,5 \text{ mmol/l}$ ($> 20 \text{ mg/l}$)	k. A.	k. A.
Sonstiges	$\frac{c(Cl^-) + 2 c(SO_4^{2-})}{K_{S_{4,3}}} \{$ Ständiger Durch- fluss bei $v > 0,1 \text{ m/s}$	$\frac{c(Cl^-) + c(NO_3^-) + 2 c(SO_4^{2-})}{K_{S_{4,3}}} \{$ muss < 3 , besser $< 0,5$ sein $\frac{c(Cl^-) + 2 c(SO_4^{2-})}{c(NO_3^-)}$ Soll < 1 oder > 3 sein $NO_3^- < 0,3 \text{ mmol/l}$ kein Warmwasser ($> 35^\circ C$)	$\frac{c(Cl^-) + 2 c(SO_4^{2-})}{K_{S_{4,3}}} \{ 0, \frac{K_{S_{4,3}}}{c(SO_4^{2-})} \} 2$ wenig Cl^- niedriges Redoxpotential	$\frac{K_{S_{4,3}}}{c(SO_4^{2-})} \} 2$ wenig NO_3^- wenig Cl^- Fließgeschw. $< 2-3 \text{ m/s}$

* gemäß DIN 50 930-6

Besonderer Aufmerksamkeit bedarf die Mischung von Wässern unterschiedlicher Beschaffenheit (s. Abschn. 4.2.6 und DVGW-Arbeitsblatt W 216), um Aggressivität zu vermeiden. Die Beurteilung der Wasserbeschaffenheit für sonstige Nutzungen, z. B. Kesselspeisewasser, Reinstwasser, Dialysewasser, muss sich nach dem jeweiligen Verwendungszweck richten und führt teilweise zu von der Trinkwasserqualität weit abweichenden Anforderungen (siehe Spezialliteratur).

4.1.8 Schutz des Wassers und Sanierungsmaßnahmen

4.1.8.1 Allgemeines

Das Ziel, jeder Zeit ein Trinkwasser mit einwandfreier Beschaffenheit zur Verfügung zu stellen, kann nicht allein durch die Trinkwasseraufbereitung erreicht werden. Hier hat sich in Deutschland das Multi-Barrieren-System bewährt (siehe **Abb. 4-15.**) Diese umfasst neben der Einhaltung der allgemein anerkannten Regeln der Technik bei der Wasseraufbereitung in Verantwortung des Wasserversorgers den Schutz der Trinkwasserressource durch den Staat sowie fachgerecht geplante, errichtete und betriebene Trinkwasser-Installationen in Verantwortung der Hausbesitzer.

Erste Barriere	Zweite Barriere	Dritte Barriere
Nachhaltiger Schutz der Trinkwasserressourcen: • Monitoring • Trinkwasserschutzgebiete • Kooperation	Trinkwasserversorgung: • Gewinnung • Aufbereitung • Speicherung • Transport • Verteilung Nach den allgemein anerkannten Regeln der Technik	Haus-Installation: • sorgfältige Auswahl der Materialien im Kontakt mit Trinkwasser • Sicherheits-Armaturen • fachgerechte Installation

Abb. 4-15: Sichere und nachhaltige Trinkwasserversorgung durch das Zusammenwirken von drei Barrieren = Multi-Barrieren-System (nach DVGW-Arbeitsblatt W 1001))

4.1.8.2 Schutz der Trinkwasserressourcen

Der Rohstoff und das Lebensmittel Wasser sind zahlreichen Gefährdungen ausgesetzt, die zum überwiegenden Teil vom Menschen selbst verursacht werden, also anthropogen sind (siehe auch Abschn. 4.1.2.2 bis 4). In der Vergangenheit vorhandene Gefährdungen (Abb. 4-16), z. B. durch Mineralöle, Pheno- le, Detergentien, schwermetallbelasteten Klärschlamm, sind durch entsprechende Gesetzgebungen, Anwendungsbeschränkungen, Vorsorgemaßnahmen usw. weitgehend eingedämmt. Weiterhin ist es über den Ausbau der weitergehenden Abwasserreinigung gelungen, den Eintrag der Nährstoffe Phosphor und Stickstoff über die Kläranlagenabläufe in die Gewässer wesentlich zu redu- zieren. Der in den letzten Jahren deutlich verringerte Einsatz von Streusalzen hilft, den Chlorideintrag in das Wasser nicht weiter zu verstärken. Dem (hausgemachten) Problem der Haloformbildung bei der Wasserchlorung ist durch Verzicht auf die Knickpunktchlorung und die zunehmende Umstellung von Chlor auf Chlordioxid bzw. andere Desinfektionsverfahren begegnet worden

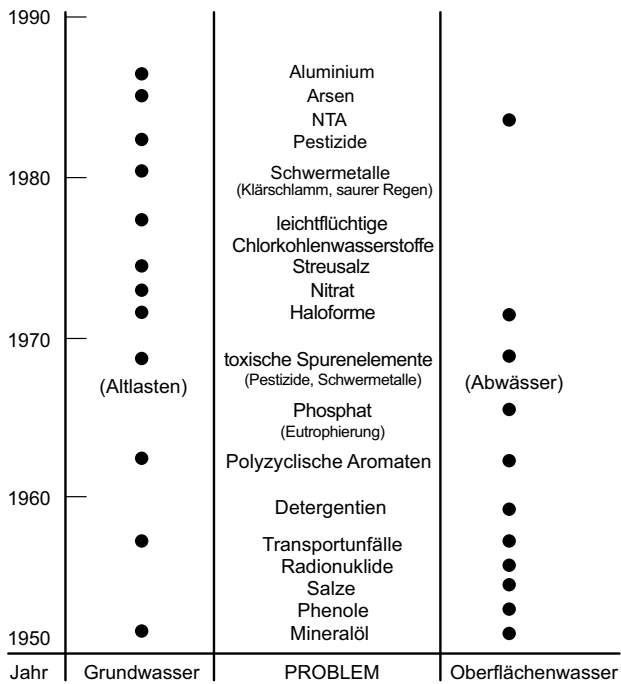


Abb. 4-16: Beispiele für aufgetretene Belastungen im Grund- und Oberflächenwasser (nach Haberer)

Abb. 4-17a: Nitratanstieg im Grundwasser einer Wasserversorgung im Vergleich zum Verbrauchsanstieg an Stickstoffmineraldünger in der Bundesrepublik Deutschland (nach Schmeing, Amann, Schuster)

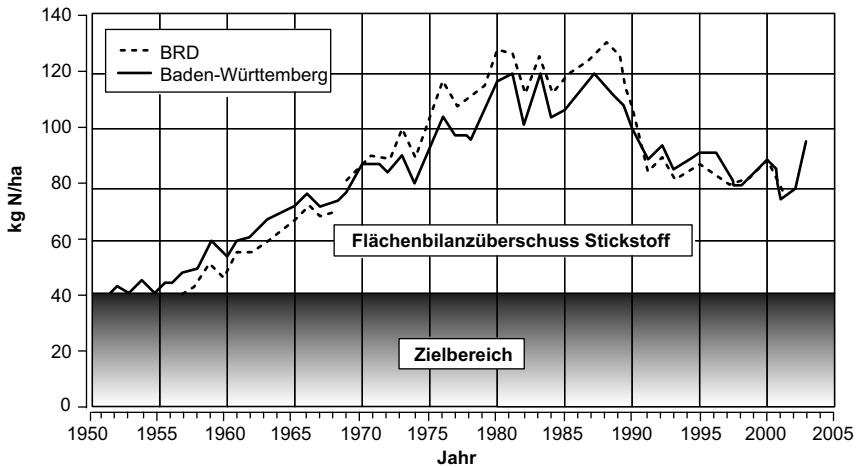
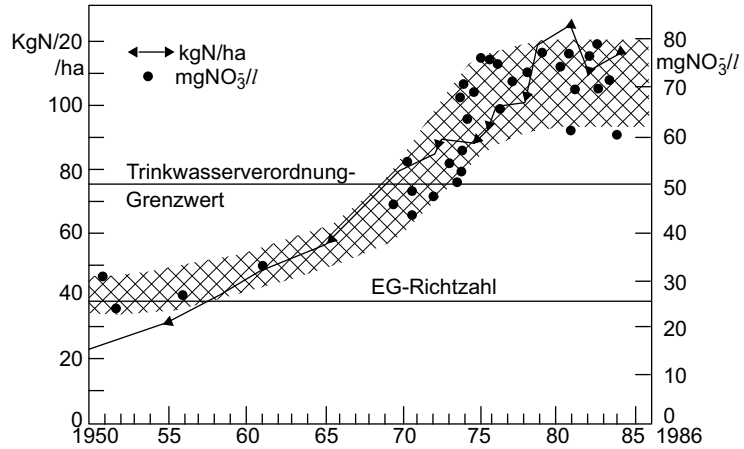


Abb. 4-17b: Entwicklung des Flächenbilanz-Überschusses für Stickstoff in Deutschland und Baden-Württemberg (Quelle: Bach/Haakh)

Neu hinzugekommen bzw. in den letzten Jahrzehnten in ihren Auswirkungen erst richtig erkannt worden sind Belastungen, die vor allem das für die Trinkwasserversorgung vorrangig genutzte und so sicher geglaubte Grundwasser betreffen. Insbesondere sind dies:

- Hohe Nitratkonzentrationen infolge unsachgemäßer Stickstoffdüngung in der Landwirtschaft (Abb. 4-17 a und b).
- Auftreten von Pflanzenbehandlungs- und Schädlingsbekämpfungsmitteln im Wasser durch übermäßigen Einsatz dieser Stoffe vor allem in der Landwirtschaft.
- Zahlreiche nachgewiesene Grundwasserschadensfälle durch Industriechemikalien, vorrangig durch umfangreichen und unsachgemäßen Umgang mit diesen Stoffen und deren Beseitigung einschließlich Altlasten.
- Absinken des pH-Wertes (Versauerung) der Gewässer einschließlich ansteigender Aluminiumgehalte im Wasser und evtl. Mobilisierung von Schwermetallen in Gebieten mit geringer Pufferkapazität des Untergrundes und sauren atmosphärischen Depositionen (saurer Regen).

Die Bereitstellung eines gesundheitlich unbedenklichen Trinkwassers erfordert bei Nutzung derartiger belasteter Rohwässer zumeist aufwendige Aufbereitungsverfahren, die erhebliche Kosten verursachen, analytisch kaum noch überwachbar sind und besonders kleinere Wasserwerke überfordern. Die „Reparatur“ des Wassers durch Aufbereitung darf bei diesen anthropogen bedingten Belastungen deshalb nicht zur Regel werden. Die Lösung der Probleme – und damit auch die Erhaltung einer intakten Umwelt – kann nur durch rechtzeitige Vorsorge und Beseitigung der Ursachen erfolgen. Die tragenden Prinzipien des Umweltschutzes, Vorsorgeprinzip und Verursacherprinzip, müssen strikt Anwendung finden. Dazu gehört beispielsweise die Beachtung der Grundsätze und die Durchführung der Maßnahmen einer gewässerschützenden Landbewirtschaftung (siehe dazu DVGW-Arbeitsblatt W 104). Zielwerte für den Gewässerschutz sind dabei Stickstoffbilanzüberschüsse von nur 10 bis 40 kg N(ha · a) um so an der Grundwasseroberfläche Nitratkonzentrationen unter dem Grenzwert der Trinkwasserverordnung (50 mg/l) zu sichern. Die in nachstehender **Tab. 4-38** angegebenen (höheren) max. zul. Werte berücksichtigen die derzeitigen (ungünstigeren) Verhältnisse und gelten deshalb nur für eine Übergangszeit.

Tab. 4-38: Übergangswerte für maximal tolerierbare Stickstoffbilanzüberschüsse (nach DVGW W 104)

Betriebstyp	Marktfruchtbetriebe und Betriebe mit N-Anfall aus der Tierhaltung < 80 kg N(ha · a)	Veredelungs- und Futterbaubetriebe mit N-Anfall aus der Tierhaltung in kg N(ha · a)	
		80 bis 160	> 160 bis 210
Maximale tolerierbare N-Bilanzüberschüsse in kg N(ha · a)	< 40	< 70	< 90

Auch außerhalb von Schutzgebieten sollten eingehalten werden:

- pflanzenbedarfsgerechte Düngung
- standortgerechte Nutzungen mit geeigneten Fruchtfolgen und angepasster Bodenbearbeitung
- Grünlandumbruch nur im Einzelfall.

Zur Umsetzung und Kontrolle sind dabei erforderlich:

- intensive Beratung der Landwirtschaft
- das Führen von Schlagkarteien einschließlich Düngelplänen
- die Durchführung von Bodenuntersuchungen.

Zur Sanierung von Nitratbelastungen und langfristigen Sicherung der Rohwasserbeschaffenheit wird den Wasserversorgungsunternehmen u. a. empfohlen:

- Erhebung und Kartierung der (landwirtschaftlichen) Bodennutzung im Einzugsgebiet/Wasserschutzgebiet
- Vorschläge für die Ausdehnung der weiteren Schutzzone auf risikobelastete Bereiche des Einzugsgebietes mit entsprechenden Beschränkungen intensiver landwirtschaftlicher Nutzung (weitere Schutzzone III B)
- Grunderwerb oder Pacht von risikobelasteten Flächen im Wasserschutzgebiet bzw. Einzugsgebiet
- Abschluss von Vereinbarungen über Ausgleichszahlungen nach § 19 Abs. 4 WHG
- Abschluss freiwilliger Vereinbarungen mit Prämien auch für risikobelastete Flächen außerhalb des Wasserschutzgebietes
- verstärkte Überwachung des Wasserschutzgebietes bzw. Einzugsgebietes und Kontrolle der Einhaltung von Anordnungen bzw. Verpflichtungen durch die Landwirte (z. B. Bodenuntersuchungen nach N-min-Methode im Herbst bzw. auf PSM im Frühsommer, Beprobung der Grundwasserbeschaffenheitsmessstellen).

Das Wasserwirtschaftsamt berät und unterstützt die Wasserversorgungsunternehmen bei diesen Maßnahmen und der Aufstellung eines Sanierungsplanes und koordiniert die Kontakte zu den beteiligten Behörden wie Landratsamt, Landwirtschaftsamt, Gesundheitsamt.

Vom DVGW sind Leitlinien zum ordnungsgemäßen Pflanzenschutz und dabei insbesondere zum Umgang mit Pflanzenschutzmitteln in der Landwirtschaft erarbeitet worden [24]. Bis Oktober 2005

durchgeführte Untersuchungen des Umweltbundesamtes belegen aber ein hohes Maß an Fehlverhalten der Landwirte beim Umgang mit PSM (Fehlansatzquote ca. 50 %).

Bei den *Chlorkohlenwasserstoffen*, die biologisch bis auf sehr wenige Ausnahmen nicht abbaubar sind, kann zumindest ein teilweiser Verwendungsverzicht durch technologische Änderungen bzw. Ersatz durch ungefährlichere Stoffe erreicht werden, wie der deutliche Rückgang der AOX-Belastung des Rheins nach entsprechenden Maßnahmen der Zellstoffindustrie gezeigt hat. Auf keinen Fall dürfen gesundheitlich bedenkliche Stoffe in die Gewässer gelangen, die mit den bewährten biologischen, chemischen und physikalischen Verfahren nicht sicher entfernt werden können. Diese trinkwasserrelevanten Stoffe, die weder biologisch abbaubar noch an Aktivkohle adsorbierbar sind, müssen bereits von dem Rohwasser konsequent ferngehalten werden.

Beim Umgang mit *wassergefährdenden Stoffen* (siehe dazu auch Abschn. 3.5.1.4) ist größte Sorgfalt erforderlich und die technische Sicherheit weiter zu erhöhen. Bei eingetretenen Schadensfällen ist die sofortige Eindämmung und Information der Wasserbehörden und Wasserwerke sowie die umgehende Sanierung entscheidend für die Sicherheit der Trinkwasserversorgung. Dabei ist zu beachten, dass diese persistenten und mobilen Schadstoffe sich längerfristig auch über große Entfernungen ausbreiten können. Bei der Sanierung eines Schadensfalles ist meist eine aufwendige Behandlung von Boden und Grundwasser notwendig. Hierzu kommen in Frage (siehe auch Spezialliteratur):

- on-site-Verfahren, z. B. Behandlung des geförderten Wassers durch Strippen (Belüftung) und/oder Adsorption an Aktivkohle mit Wiederversickerung (oder Nutzung)
- in-situ-Verfahren, z. B. Eintrag von Luft in Wasser und/oder Boden und gleichzeitige Bodenluftabsaugung
- off-site-Verfahren, z. B. Förderung des verunreinigten Wassers bzw. Aushub des belasteten Bodens und Ableitung in die Kläranlage bzw. Transport zur Deponie.

In Frage kommen können auch der Betrieb von Sperrbrunnen oder bauliche Maßnahmen zur Ablenkung des Grundwasserstromes bzw. die Kapselung des Schadensherdes. Dabei werden zumeist auch objektkonkrete Modelle für Grundwasserströmung und Stofftransport gefordert sein.

4.1.8.3 Schutz des Trinkwassers

Der Schutz des Wassers muss selbstverständlich auch den Schutz des Trinkwassers vor Verunreinigung, z. B. durch Rücksaugen von Nicht-Trinkwasser oder Verschlechterung der Beschaffenheit, z. B. durch Stagnation oder lange Transportwege, einschließen. Durch Auswahl geeigneter Werkstoffe, fachgerechte Verlegung bzw. Installation von Leitungen und Verteilung eines korrosionschemisch unkritischen Trinkwassers sind Korrosionserscheinungen mit gesundheitlich bedenklichen Metall- und Asbestlösungen vermeidbar (siehe auch Abschn. 4.1.7.5). Besondere Aufmerksamkeit erfordert die Mischung von Wässern sehr unterschiedlicher Beschaffenheit (Abschn. 4.2.6). Der Gefahr der Wiederverkeimung des Trinkwassers lässt sich durch ausreichende Eliminierung der biologisch abbaubaren Stoffe innerhalb der Trinkwasseraufbereitung und die regelmäßige Reinigung der Anlagenteile begegnen (siehe auch Abschn. 4.1.5.2.1). Bedenken bestehen teilweise bei Anlagen in der Hausinstallation zur Trinkwasserbehandlung vor und nach dem Zapfhahn (Abschn. 4.2.8) und nicht vorschriftsmäßig errichteten bzw. betriebenen Anlagen zur Regenwassernutzung mit unzulässigen Verbindungen zum Trinkwassernetz (siehe auch 4.1.2.5). Erfahrungsgemäß größere Gefährdungen sind auch für Trinkwasser aus Kleinanlagen und nicht ortsfesten Anlagen (Kap. 10.) vorhanden.

Unbedingt erforderlich ist in allen Fällen die Beachtung der entsprechenden Rechtsvorschriften, DIN-Normen und anderen Festschreibungen der Regeln der Technik sowie gesonderter Hinweise der zuständigen Behörden; empfehlenswert ist die laufende eigene Information durch Fachpublikationen und -veranstaltungen (siehe auch Abschn. 14.5–14.10).

4.1.9 Sicherheit in der Trinkwasserversorgung

In allen Bereichen der Trinkwasserversorgung existieren Gefährdungen, die erkannt, bewertet und beseitigt bzw. beherrscht werden müssen. Von der Weltgesundheitsorganisation (WHO) wird in ihren Leitlinien für die Trinkwasserqualität [25] hierzu in Ergänzung zur gesetzlich vorgeschriebenen Endproduktkontrolle des Trinkwassers die Umsetzung des Water Safety Plans (WSP) empfohlen. Dieser basiert auf das HACCP-(Hazard Analysis Critical Control Points)-Konzept, welches die Kernelemente eines prozessorientierten Risikomanagementsystems beinhaltet. Bei der Umsetzung sind auf Grundlage einer Gefährdungsanalyse und der damit verbundenen Identifikation kritischer Punkte in Prozessen und Abläufen Maßnahmen einzuführen, mit denen Gefährdungen unterbunden werden können.

Methodische Grundlagen eines risikobasierten und prozessorientierten Managements (Risikomanagement) in der Wasserversorgung werden im DVGW-Hinweis W 1001 vom August 2008 beschrieben. Einen Überblick über die Methode gibt **Abb. 4-19**.

Basis für das Erkennen von Gefährdungen der Versorgungssicherheit ist eine Beschreibung und Bewertung des Versorgungssystems. Die Bewertung umfasst eine Gefährdungsanalyse und eine Risikoabschätzung. Ziel der Gefährdungsanalyse ist es, für die jeweiligen Prozesse der Wasserversorgung (Ressourcenschutz, Wassergewinnung, -aufbereitung, -speicherung, -transport und -verteilung) mögliche Gefährdungen zu identifizieren und denkbare Ereignisse die zum konkreten Eintreten einer Gefährdung führen können, zu ermitteln. Dies bedeutet, dass an jeder Stelle des Versorgungssystems systematisch zu hinterfragen ist, was an welcher Stelle passieren kann. Die Risikoabschätzung umfasst die Risikoanalyse und die Risikobewertung. Bei der Risikoanalyse gilt es, das potenzielle Schadensausmaß und die Eintrittswahrscheinlichkeit einer Gefährdung zu analysieren.

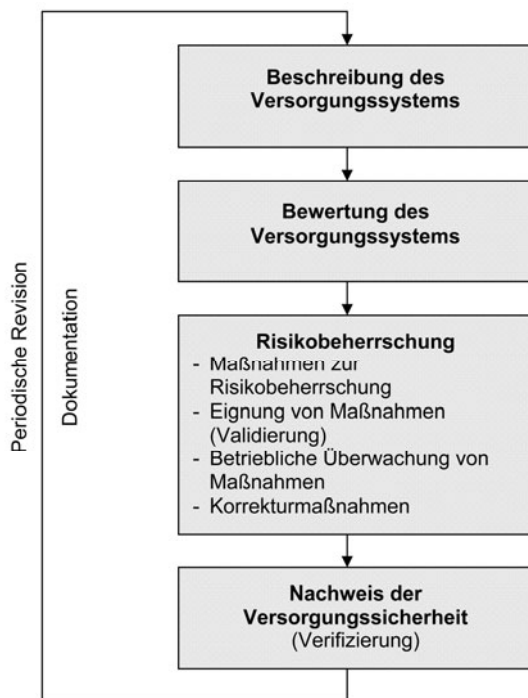


Abb. 4-19: Methode des risikobasierten und prozessorientierten Managements im Überblick (aus DVGW-Hinweis W 1001)

Hieraus lässt sich die erkannte Gefährdung hinsichtlich ihres Risikos bewerten. Aus der Bewertung ergibt sich eine Rang- und Reihenfolge der Realisierung von Maßnahmen für die Risikobeherrschung. Diese sind durch den Wasserversorger zu erarbeiten. Sie können technische, organisatorische und personelle Maßnahmen umfassen, die darauf abzielen, die Risiken dauerhaft zu eliminieren oder zu minimieren. Werden Maßnahmen festgelegt, sind diese zu validieren (d. h. auf ihre Eignung hin zu überprüfen) und zu überwachen. Für den Fall, dass sich bei der Überwachung der Maßnahmen zeigt, dass festgelegte Sollzustände nicht mehr eingehalten werden, sind Korrekturmaßnahmen festzulegen. Letzter Schritt ist die Verifizierung, d. h. der Nachweis, dass mit den festgelegten Maßnahmen zur Risikobeherrschung die Ziele der Versorgungssicherheit erreicht werden. Bezüglich der Güte ist das die sichere Einhaltung der Anforderungen der TrinkwV. Versorgungstechnische Ziele können z. B. durch die Auswertung von eigenen Aufzeichnungen und ggf. eingegangenen Kundenbeschwerden verifiziert werden. Wichtig ist, dass alle Schritte und Maßnahmen des risikobasierten und prozessorientierten Managements nachvollziehbar dokumentiert werden. Um die Aktualität zu sichern, sind die in **Abb. 4-19** dargestellten Methoden regelmäßig zu wiederholen.

4.2 Trinkwasseraufbereitung

Vorbemerkung:

In Anlehnung an frühere Auflagen dieses Buches wurde die Unterteilung in physikalische, chemische und biologische Aufbereitungsverfahren beibehalten, obwohl eine solche Zuordnung nicht in jedem Fall möglich bzw. sinnvoll ist und in der Praxis diese Vorgänge teilweise parallel ablaufen.

4.2.1 Anforderungen und Verfahren

Für die Trinkwasserversorgung sollten möglichst Wasservorkommen verwendet werden, deren Beschaffenheit von Natur aus den Anforderungen, die an Trinkwasser gestellt werden, entspricht. Diese stehen jedoch nicht überall bzw. nicht in ausreichender Menge zur Verfügung. In allen Fällen, in denen das Wasservorkommen nicht stets mit ausreichender Sicherheit die erforderliche Güte hat, ist eine Aufbereitung notwendig (siehe DIN 2000). Auch in diesen Fällen gilt, dass die genutzten Wasservorkommen soweit als möglich vor Verunreinigungen geschützt und die gesetzlichen Bestimmungen und technischen Regeln zum Rohwasserschutz eingehalten werden.

Die Anforderungen an die Trinkwasseraufbereitung sind im DVGW-Arbeitsblatt W 202 beschrieben. Es ergänzt und konkretisiert die DIN 2000 hinsichtlich der Qualitätssicherung bei der Trinkwasseraufbereitung. Bei Planung, Bau, Betrieb und Instandhaltung von Anlagen der Trinkwasseraufbereitung sind danach folgende grundsätzliche Anforderungen zu erfüllen:

- Die geforderte Qualität des Trinkwassers muss auch bei ungünstigster Rohwasserbeschaffenheit und maximaler Auslastung der Anlage sichergestellt sein.
- Die Forderungen der Trinkwasserverordnung sind zu beachten. Dies bedeutet, dass die allgemein anerkannten Regeln der Technik und das Minimierungsgebot einzuhalten sind. Zudem dürfen nur zugelassene Aufbereitungsstoffe und Desinfektionsverfahren verwendet werden. Die Rohwasserqualität, das Wasser im Aufbereitungsprozess und das produzierte Trinkwasser sind so zu überwachen, dass im Aufbereitungsprozess auftretende Störungen frühzeitig erkannt und die Zielwerte im Trinkwasser zuverlässig eingehalten werden.
- Bei der Verfahrensauswahl und dem Anlagenbetrieb sind mögliche Güteveränderungen bei Transport, Verteilung und Verwendung des Trinkwassers zu berücksichtigen.
- Bei der Auslegung der Trinkwasseraufbereitungsanlagen ist die mögliche Entwicklung des Wasserbedarfes zu berücksichtigen. Eine hohe Verfügbarkeit muss sichergestellt werden. Dabei ist bei mehreren Trinkwasseraufbereitungsanlagen für ein Versorgungsgebiet die Redundanz der Anlagen des gesamten Systems zu berücksichtigen.

Tab. 4-39: Übersicht zu den Verfahren der Trinkwasseraufbereitung und Beispiele zu ihrer Anwendung (mit Hinweisen auf betreffende Abschnitte)

AUFBEREITUNGSVERFAHREN	ANWENDUNGSBEISPIELE
Vorreinigung (4.2.2.1) Rechen, Siebe, auch Mikrosiebe	Grobstoffentfernung bei Oberflächenwasser Blätter, Äste, auch Algen, Plankton (4.2.5.6.1)
Flockung (4.2.2.2.2) / Fällung (4.2.3.1) Dosieranlagen für Al- und Fe-Salze, Kalk, Polymere Misch- und Rührreinrichtungen; evtl. Schwebebett; evtl. Flockenrückführung	Agglomeration von (kolloidalen und feinsuspendierten) Wasserinhaltsstoffen Überführung echt gelöster Stoffe in die ungelöste (absetzfähige) Form (z. B. bei Enthärtung 4.2.5.8; evtl. Enteisenung 4.2.5.14.7)
Sedimentation (4.2.2.2.3) Absetzbecken, Lamellenseparatoren, Pulsatoren u. a.	Entfernung von hohen Konzentrationen an absetzbaren Stoffen zumeist nach vorausgegangener Flockung / Fällung
Gasaustausch (Belüftung) (4.2.2.3) z. B. durch Wellbahn-, Kaskaden- und Flachbodenbelüfter, früher auch Verdüisungen; auch Füllkörperkolonnen; auch nur (Druck-)Lufteintrag bei Oxidatoren	Eintrag von Sauerstoff, Austrag von freiem CO₂ (physik. Entsäuerung 4.2.2.3.1 u. 4.2.5.2; auch Austrag von leichtflüchtigen CKW (4.2.5.6.3), Methan (4.2.5.5), H ₂ S, Radon (4.1.5.4.28 u. 4.2.5.13))
Oxidation (4.2.3.2) / Desinfektion (4.2.5.14) Zugabe von Ozon, KMnO ₄ , H ₂ O ₂ zur Oxidation Zugabe von Chlor, Chlorverbindungen, Chlordioxid, Ozon zur Desinfektion UV-Bestrahlung zur Desinfektion (4.2.5.14.5)	Veränderung (Oxidation) von anorg. und org. Wasserinhaltsstoffen z. B. Arsen (4.2.5.12.2); Eisen, Mangan, Ammonium u. a.; auch Entfärbung Abtötung / Inaktivierung von Mikroorganismen im Trinkwasser (mit oder ohne Depotwirkung) bzw. Desinfektion von Anlagenteilen (4.2.5.14.7)
Filtration (4.2.2.4) Schnellfilter als offene oder geschlossene (Druck-)Filter; Langsamfilter; Sonderfall: Feinfiltersysteme (4.2.2.4.7) / Mechanisch wirkende Filter (4.2.8.2)	Partikel-/Trübstoffabtrennung Enteisenung (4.2.5.3.4) und Entmanganung (4.2.5.4); Flockungsfiltration
Membranverfahren (4.2.2.5) Ultra- und Mikrofiltration, auch Nanofilter, Umkehrosmose und Elektrodialyse	Partikel-/Trübstoff- und Keimentfernung je nach Trenngrenze auch Moleküle und Ionen
Adsorption (4.2.2.5) Aktivkohlefilter; Dosierung pulverförmiger Aktivkohle; spezielle Adsorptionsfilter	Entfernung von (zumeist organ.) Spurenstoffen wie CKW (4.2.5.6.3) und Pflanzenschutzmitteln (4.2.5.6.4); Entfernen von Geruch, Geschmack, Restozon; auch Dekontaminierung (4.2.5.13)
Chem. „Neutralisation“ (4.2.3.3) Filtration über Kalkstein oder halbgebrannte Dolomite; Zugabe von Kalk/NaOH	Chem. Entsäuerung/pH-Einstellung/Verringerung Calcitlösekapazität (4.1.5.4.6) auch teils Aufhärtung (4.2.5.10)
Biol. Denitrifikation (4.2.5.7.2) Festbettreaktoren, auch fluidisierte Reaktoren; immer Substratzugabe / PO ₄ ⁻ Zugabe	Reduzierung zu hoher Nitratkonzentrationen (4.1.5.3.9)
Ionenaustausch (4.2.3.4) Kationen-/Anionen- / Mischbettaustauscher/Carix-Verf.	Enthärtung, Entsalzung (4.2.5.9); Nickel-, Uran-, Nitrat-, Sulfat- und Chloridentfernung; auch Entfernung v. Schwermetallen (z. B. 4.2.5.12.4) u. Radionukliden (4.2.5.13); auch im häuslichen Bereich (4.2.8.3)
Zugabe von Inhibitoren (4.3.5.11) Dosieranlagen für Phosphate/Silikate	Korrosionsschutz, Härtestabilisierung; Auch im häuslichen Bereich (4.2.8.3)
Grundwasseranreicherung (4.2.2.7 u. 4.1.2.4)	Verbesserung des Oberflächenwassers durch Bodenpassage; Erhöhung des aus dem Untergrund gewinnbaren Wassers durch Anreicherung (Versickerung von Oberflächenwasser)

- Die einschlägigen Rechtsvorschriften, z. B. zur Arbeitssicherheit, Unfallverhütung und Umweltschutz und allgemein anerkannte Regeln der Technik (DVGW-Regelwerk, DIN-Normen) sowie das Regelwerk der Berufsgenossenschaften sind einzuhalten.
- Der wirtschaftliche Betrieb und damit die Gesamtkosten werden sowohl von den Investitionskosten als auch von den Betriebskosten bestimmt. Bei der Verfahrensauswahl und Planung ist ein Optimum anzustreben. Häufig bestimmen die Betriebskosten die Gesamtkosten.

- Bei der Verfahrensauswahl sind eigensichere Verfahren mit hoher Prozesssicherheit und Betriebsstabilität und geringem Betreuungs- und Überwachungsaufwand zu bevorzugen.
- Anzustreben ist ein kontinuierlicher Betrieb der Wasseraufbereitungsanlage.
- Unter allen voraussehbaren Betriebszuständen muss ein zuverlässiger Betrieb ermöglicht werden. Es ist eine betriebssichere und fehlertolerante Aufbereitungstechnik zu wählen.

Für die Trinkwasseraufbereitung stehen unterschiedliche Verfahren zur Verfügung (siehe **Tab. 4-39**).

Im konkreten Fall sind die infrage kommenden Aufbereitungsverfahren unter Beachtung der lokalen Randbedingungen, insbesondere der vorhandenen Rohwasserqualität und der angestrebten Trinkwasserbeschaffenheit unter Abwägung der Vor- und Nachteile der einzelnen Verfahren auszuwählen. Hierzu ist es erforderlich, das zu nutzende Rohwasser umfassend zu charakterisieren, wozu aktuelle, aussagefähige Analysen, die auch mögliche Spitzen- und Stoßbelastungen berücksichtigen, erforderlich sind. Die Analysen müssen mindestens die in der Trinkwasserverordnung aufgeführten mikrobiologischen (E.Coli, Coliforme Bakterien und Koloniebildende Einheiten) und aufbereitungsrelevanten physiko-chemischen Parameter umfassen. Zudem wird auf das DVGW-Arbeitsblatt W 254 verwiesen.

Häufig sind zur endgültigen Festlegung des am besten geeigneten Verfahrens umfangreichere Voruntersuchungen und halbtechnische Untersuchungen erforderlich. Diese sollten insbesondere bei größeren Anlagen oder bei komplexeren Aufbereitungsaufgaben immer durchgeführt werden.

4.2.2 Physikalische Verfahren

4.2.2.1 Vorreinigungsverfahren

4.2.2.1.1 Rechen

Rechen werden nur bei Oberflächengewässern eingesetzt und zwar:

Grobrechen, Durchgangswerte 3–10 cm

Mittelrechen, Durchgangswerte 1–3 cm

Feinrechen, Durchgangswerte 0,3–1 cm

Bei Flusswasserentnahmen werden meist Grobrechen mit elektrischem Fischabweiser und Mittelrechen mit automatischer Rechenreinigung verwendet. Der gesamte freie Durchflussquerschnitt A_R des Rechens wird etwa gleich dem Querschnitt des normalen Zulaufgerinnes gewählt. Die Durchflussgeschwindigkeit durch den Rechen darf nicht zu klein sein, damit der Rechen nicht als Sandfang wirkt, also etwa $v_R = 0,50$ m/s. Wegen des allmählich zunehmenden Durchflusswiderstands infolge der Anlagerungen am Rechen wird für die Berechnung ein verringerter Durchflussquerschnitt von $A_f = 0,75 \cdot A_R$ berücksichtigt. Der Druckverlust beträgt etwa 0,05–0,15 m. Die Eintrittsfläche wird so gelegt, dass sie abwärts oder höchstens senkrecht zur Fließrichtung des Flusses liegt, damit möglichst wenig Schwimmstoffe zuströmen können. In Seen und Trinkwassertalsperren werden Saugkörbe bzw. Feinrechen mit Abweisern gegen das Eindringen von Fischen angeordnet, da hier die Entnahme in großer Tiefe erfolgt und daher Schwimmstoffe fehlen.

4.2.2.1.2 Entsandung

Bei Flusswasserentnahmen sind immer Sandfänge erforderlich, manchmal auch bei sandführenden Quellen. Mit dem Sandfang sollen feste Inhaltsstoffe etwa der Korngröße über 0,2 mm, d. i. einschl. Mittelsand, zurückgehalten werden, jedoch Suspensionen, feine organische Inhaltsstoffe weiter transportiert werden. Die horizontale Fließgeschwindigkeit im Sandfang sollte deshalb nicht kleiner als $v_h = 0,25 - 0,30$ m/s gewählt werden.

Für die Bemessung des Sandfangs ist ferner die Absetzgeschwindigkeit v_s maßgebend. Da im Sandfang turbulente Strömung herrscht, ist die Absetzgeschwindigkeit beim Fließen kleiner als im stehenden Wasser. In **Tab. 4-40** sind die v_s -Werte für verschiedene Fließzustände und für Sandkorn-Dichte

Tab. 4-40: Absetzgeschwindigkeiten von Sandkörnern, Dichte 2,65 (nach Degremont)

Korndurchmesser	D mm	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	1,0	2,0	3,0	5,0	10,0
v _s (1)	cm/s	0,2	0,7	2,3	4,0	5,6	7,2	15	27	35	47	74
v _s (2)	cm/s	0	0,5	1,7	3,0	4,0	5,0	11	21	26	33	
v _s (3)	cm/s	0	0	1,6	3,0	4,5	6,0	13	25	33	45	65
v _s (Kr)	cm/s	15	20	27	32	38	42	60	83	100	130	190

2,65 angegeben. Die übliche Ausführung des Sandfanges ist die langgestreckte, rechteckige Form mit Länge L, Breite B, Tiefe H, sie wird bemessen für das kleinste zurückzuhaltende Korn nach:

$$L \cdot B = Q / v_s \quad (3) \qquad v_h < v_h \text{ (krit)}$$
$$\text{ferner: } L : H : B = 3 : 1 : 1 \text{ bis } 5 : 1 : 1$$

4.2.2.1.3 Entölung

Die Entölung ist bei der Verwendung von Oberflächenwasser für die Trinkwasserversorgung sehr selten, da solche Wässer nicht verwendet werden sollen. Zur Abtrennung des freien Öls und ähnlicher Stoffe wird der Sandfang mit Belüftung und Tauchwand ausgestattet, wobei durch Flotation die Stoffe an der Oberfläche gesammelt und vor der Tauchwand entfernt werden.

4.2.2.1.4 Sieben

Durch Siebe sollen bei Oberflächengewässern Schwebstoffe, welche die Feinrechen passieren können, entfernt werden, damit sie die Flockung, Sedimentation und Filtration nicht belasten. Bei der Makrosiebung, Maschenweite über 0,3 mm, sollen Feinsande, kleine pflanzliche Stoffe, Insekten u. a. zurückgehalten werden. Bei der Trinkwasseraufbereitung wird dies selten eingesetzt.

Häufiger ist die Verwendung von Mikrosieben, Maschenweite unter 100 µm. Sie dienen zum Entfernen von Plankton bei Aufbereitung von Wasser aus Seen und Talsperren. Hierfür werden i. a. offene Trommelfilter verwendet (Abb. 4-20). Das Rohwasser durchfließt eine rotierende Siebtrommel von innen nach außen. Das auf der Siebfläche zurückgehaltene Material wird von oben mittels Spülwasser in eine innerhalb der Siebtrommel befindliche Spülrinne gespült und von dort nach außen abgeleitet. Die Drehgeschwindigkeit und die Spülung werden in Abhängigkeit vom Druckverlust des Mikrosiebes gesteuert. Der Spülwasserverbrauch beträgt i. a. 1 bis 5 %.

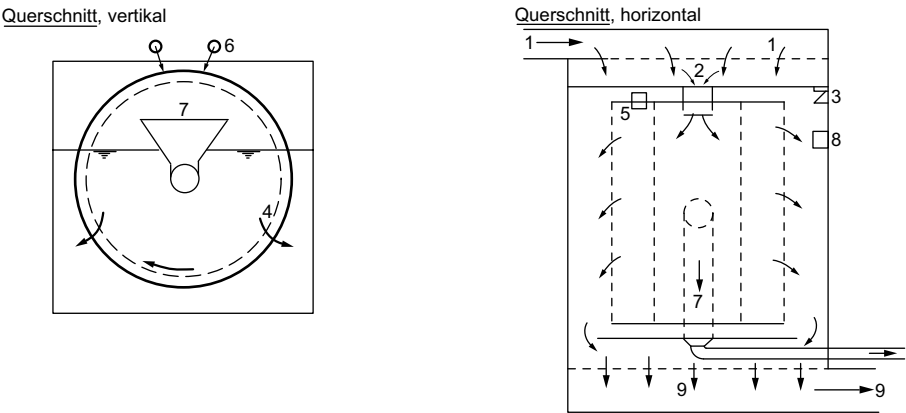


Abb. 4-20: Schema einer Mikrosiebanlage. Erläuterung: 1 Zulauf Rohwasser, 2 Zulaufschieber für Siebtrommel, 3 Sicherheitsklappe, 4 Mikrosiebtrommel, 5 Antrieb der Siebtrommel, 6 Spülleitung mit Düsen, 7 Rinne und Leitungen für das Spül-Abwasser, 9 Ablauf des gefilterten Wassers

Beispiel: ZV Bodenseewasserversorgung, Durchmesser der Mikrosiebtrommel 3,10 m, Länge 4,28 m, Durchfluss Q je Trommel 0,675 m³/s, Mikrosieb korrosionsfester Stahl V 4A, Maschenweite mm 40, bei 50 mm WS Druckverlust beginnt die Drehung der Siebtrommel mit 0,13 U/min, bei 250 mm WS Druckverlust beträgt die Drehzahl 0,39 U/min, Spülwasserverbrauch 0,1 %.

4.2.2.2 Flockung, Sedimentation, Flotation

4.2.2.2.1 Allgemeines

Zur Abtrennung von Wasserinhaltsstoffen kommen bei der Trinkwasseraufbereitung vorrangig Filter (siehe Abschn. 4.2.2.4), Absetzanlagen (Sedimentation) und in Ausnahmefällen Aufschwimmverfahren (Flotation) zur Anwendung. Sind die zu entfernenden Stoffe nur in geringer Menge vorhanden, reichen oft Filteranlagen allein, während bei höheren Gehalten meist Sedimentationsanlagen vorge-schaltet werden müssen. Liegen die Wasserinhaltsstoffe in kolloidaler oder feinsuspensierter Form vor, ist eine wirtschaftliche und qualitativ ausreichende Abtrennung nur bei zusätzlicher Zugabe von Flockungsmitteln möglich (siehe Abb. 4-21).

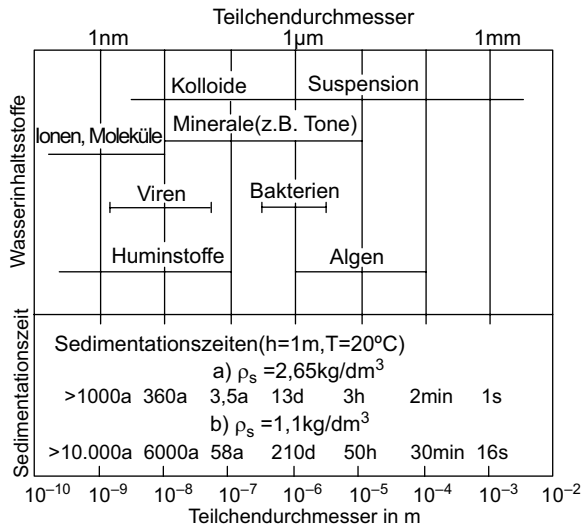


Abb. 4-21: Erforderliche Sedimentationszeiten für verschiedene Wasserinhaltsstoffe in Abhängigkeit von Größe und Dichte (nach DVGW-Merkblatt W 217)

Durch Flockung lassen sich teilweise auch echt gelöste Stoffe entfernen. Sie wird deshalb auch gezielt für die DOC-Eliminierung eingesetzt, wobei insbesondere die höhermolekularen Polysaccharide und Huminstoffe eliminiert werden.

4.2.2.2.2 Flockung

Zahlreiche Wasserinhaltsstoffe, insbesondere im Oberflächenwasser und von Oberflächenwasser beeinflusstem Grundwasser, liegen in kolloidaler oder feinsuspensierter Form vor. Bei diesen dispergierten Teilchen wirken stabilisierende (abstoßende) Kräfte, zumeist elektrostatischer Art bei gleichsinniger Ladung. Damit bildet sich trotz des gleichzeitigen Wirkens der anziehenden (van-der-Waals) Oberflächenkräfte eine Barriere (Potentialschwelle) aus (siehe Abb. 4-22), eine Zusammenballung (Aggregation) der Teilchen kann nicht eintreten, die Sedimentation geschieht nur ungenügend, die Filter werden für diese Stoffe kaum wirksam. Durch Zugabe von Flockungsmitteln, wozu insbesondere die hydrolysierenden Aluminium- und Eisensalze zählen, kann eine Entstabilisierung und damit Überwindung dieser Potentialschwelle bewirkt werden. Zum Einsatz kommen dafür vorrangig Aluminiumsulfat und -chlorid, Eisen-III-sulfat und -chlorid sowie Mischungen dieser Salze (siehe DIN 19600,

19 602, 19 634). Die Zugabemengen liegen je nach Randbedingungen in der Größenordnung von 0,03 bis 0,3 mmol/l, entsprechend 0,7 bis 7,0 mg/l an Al^{3+} bzw. 1,7 bis 17,0 mg/l an Fe^{3+} . Dabei ist aber die max. zulässige Zugabe gemäß [14] zu beachten. Bei der Flockungsfiltration von gering belasteten Wässern können bereits Dosiermengen ab 0,2 mg/l Al ausreichend sein. Bei Zugabe von Al-Verbindungen sollte der pH-Wert zwischen 6,0 und 7,2 liegen, da dann die Al-Restgehalte im Reinwasser unter 0,1 mg/l bleiben (DVGW-Arbeitsblatt W 220). Zur Unterstützung der Flockung und Verbesserung der Flockeneigenschaften werden in vielen Fällen außerdem Flockungshilfsmittel zugesetzt. Hierbei handelt es sich um anionische und nichtionische Polyacrylamide, die irreversibel an Feststoffoberflächen adsorbieren und dadurch die Flockenbildung beeinflussen (siehe DVGW-Arbeitsblatt W 219).

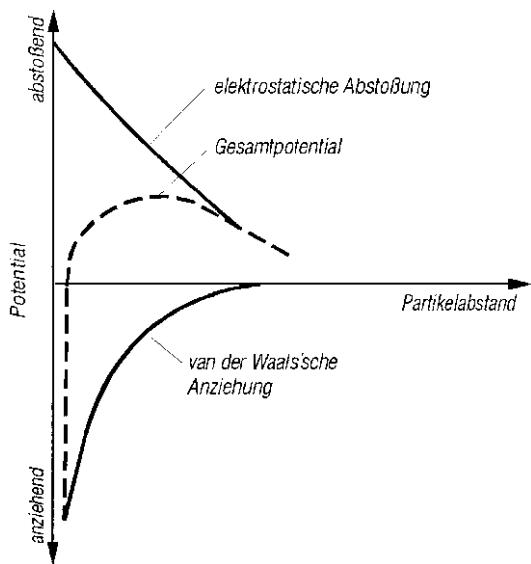


Abb. 4-22: Potentialschwelle bei kolloidalen Teilchen

Der zeitliche Abstand zur Flockungsmittelzugabe muss mind. 30 s sein, um sicherzustellen, dass die Entstabilisierung und die Bildung von Mikrofloccen abgeschlossen sind. Auch andere Zusatzstoffe können im Zusammenhang mit der Flockung zweckmäßig sein, wie z. B. Oxidationsmittel oder Chemikalien zur optimalen pH-Wert-Einstellung.

Der Ablauf der Flockung ist prinzipiell etwa folgender (Tab. 4-41)

Tab. 4-41: Verfahrensschritte der Flockung

Verfahrensschritt	Hinweise zur Realisierung
Speichern, Ansetzen und Lösen des Flockungsmittels	Je nach Handelsform des Flockungsmittels, siehe DVGW-Merkblatt W 622
1. Dosierung und Mischung	Schnelle homogene Verteilung des Flockungsmittels erforderlich, zumeist hohe Turbulenz zweckmäßig (Rührer, Rohrvermischung, statische Mischer)
2. Entstabilisierung	Meist gleichzeitig mit der Mischung und in dem gleichen Anlagenteil ablaufend
3. Aggregation zu Mikrofloccen	Brown'sche Molekularbewegung
4. Aggregation zu Makrofloccen	Einfluß durch Rühren kaum möglich Vergrößerung der Flocken bei verringertem Energieeintrag (Tab. 4-43). Evtl. Flockungshilfsmittelzugabe $< 0,1\text{--}0,5\text{ g/m}^3$ (siehe auch DVGW-Arbeitsblatt W 219).
Abtrennen der vorhandenen Flocken	Optimierung je nach Abtrennverfahren siehe Abschn. 4.2.2.2.3

Die Verfahrensschritte der Flockung und Abtrennung können in derselben Anlage ablaufen oder aber, was zwar höhere Investitionskosten bringt aber evtl. einen anpassungsfähigeren Betrieb ermöglicht, in unterschiedlichen Anlagenteilen (Tab. 4-42 und Abb. 4-23). Den geringsten Aufwand, bei allerdings begrenzter Belastbarkeit, erfordert die Flockungsfiltration mit Flockenausbildung im Überstauraum des Filters und vorrangig erst im Filterbett selbst. In allen Fällen ist aber eine schnelle und effektive Einmischung des Flockungsmittels eine entscheidende Voraussetzung für den Flockungseffekt.

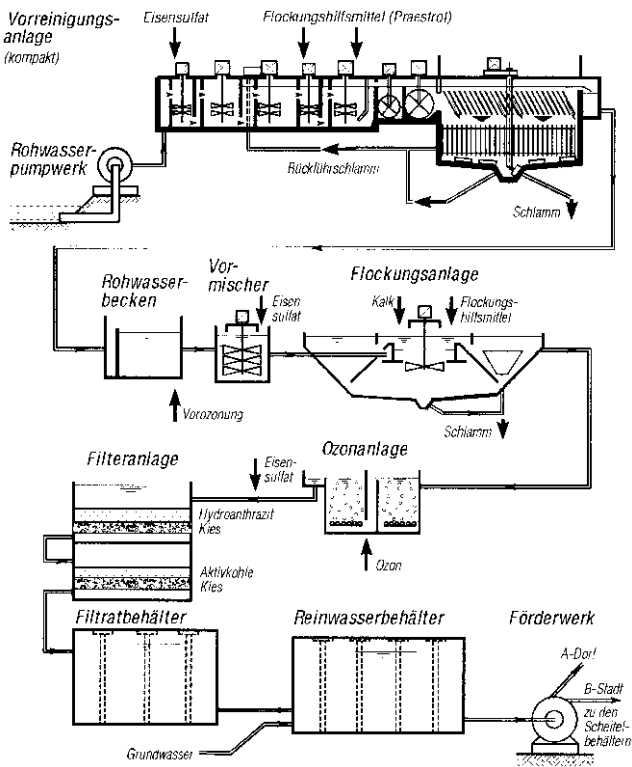


Abb. 4-23: Schema der Donauwasser-Aufbereitung im Wasserwerk Langenau mit Kompakt-Vorreinigungsanlage

Tab. 4-42: Anlagen zur Flockenbildung (nach Jekel in [26])

Grundtyp	Details
Rührbecken	– Verweilzeiten von 2 bis 30 min – Schergefälle von 100 bis 10 s – zwei und mehr Becken in Reihe mit fallendem Schergefälle
Statische Systeme	– Anpassung an Durchsatz und Rohwasser – durchströmte Kammern mit hydraulisch wirksamen Einbauten – durchflußabhängige Systeme – Fließgeschwindigkeiten 0,1–0,2 m/s
Rohre	– einfacher Bau – schnelle Flockenbildung bei Rohrlängen von mehr als 20 m – Begrenzung des Durchsatzes nach unten und oben
Schlamm-schwebeschicht	– Kombination mit Sedimentation – Aufwärts strömendes Wasser – Flockenbildung in der Schwebeschicht – lange Anfahrzeiten

Tab. 4-43: Prozessparameter für die Flockung bei Flockenabtrennung durch Sedimentation, Filtration und Flotation (Klute in [27])

Flockenabtrennung	Erwünschte Flockeneigenschaften	Prozeßparameter
Sedimentation	Kompakte Flocken Flocken mit großer Dichte	$G = 50 \text{ bis } 100 \text{ s}^{-1}$ Bei mehrstufigen Flockungsreaktoren abgestufter Energieeintrag mit $G = 10 \text{ bis } 30 \text{ s}^{-1}$ in der letzten Stufe
	Großer mittlerer Flockendurchmesser U. U. breitere Flockengrößenverteilung	$t = 30 \text{ min}$ $G \cdot t = 90\,000 \text{ bis } 180\,000$ Flockungshilfsmittel zur Verbesserung der Sedimentationseigenschaften vorteilhaft
Filtration	Kompakte Flocken Geringerer mittlerer Flockendurchmesser Enge Flockengrößenverteilung	$G = 40 \text{ bis } 60 \text{ s}^{-1}$ $t = 2 \text{ bis } 15 \text{ min}$ $G \cdot t = 15\,000 \text{ bis } 25\,000$ Flockungshilfsmittel insbesondere bei organischen Suspensa und Flockungsinhibitoren vorteilhaft
	Hohe Steifigkeit	
Flotation	Flocken geringer Dichte U. U. breitere Flockengrößenverteilung	$G = 50 \text{ bis } 100 \text{ s}^{-1}$ Mehrstufiger Reaktor vorteilhaft; kein abgestufter Energieeintrag $t = 15 \text{ bis } 30 \text{ min}$ $G = 50 \text{ bis } 100 \text{ s}^{-1}$ Flockungsmittel vorteilhaft; Dosierung u. U. über den isoelektrischen Punkt hinaus

Planung, Bemessung und Optimierung von Flockungsanlagen erfordern fast immer Versuchsdurchführungen, da Art und Menge des Flockungsmittels und evtl. Flockungshilfsmittels, günstiger pH-Wert, Zugabestelle, Energieeintrag, Aufenthaltsdauer u. a. auf die Rohwasserbeschaffenheit, das Abtrennverfahren und das Aufbereitungsziel abzustimmen sind.

Auch die Größe und personelle Besetzung der Anlage, die Möglichkeiten der Schlammabeseitigung u. a. sind bei der Verfahrenswahl zu beachten. Bei der Planung und Optimierung von Flockungsanlagen können großtechnische Pilotanlagen, halbtechnische Versuchsanlagen, Laboranlagen wie Reihentrührergeräte, mit Trübungsmessung und auch Zetapotentialmessungen hilfreich sein, wobei aber die Übertragbarkeit der Ergebnisse auf die Großanlage kritisch geprüft werden muss und der Aufwand wie aber auch der Aussagewert etwa in der genannten Reihenfolge abnehmen. Hinweise zu Flockungstestverfahren gibt das DVGW-Merkblatt W 218.

Einige Prozessparameter für die unterschiedlichen Anforderungen an die Flockeneigenschaften bei den verschiedenen Abtrennverfahren sind in **Tab. 4-43** genannt. Hinweise u. a. zur Berechnung des G- und $G \cdot t$ -Wertes und zu Störungen der Flockung gibt auch das DVGW-Merkblatt W 217.

Bei Anwendung der Flockung darf nicht übersehen werden, dass sich die korrosionschemischen Eigenschaften des Wassers damit u. U. verschlechtern, da der Neutralsalzgehalt zu und der pH-Wert abnehmen und korrosionsvermindernde Inhibitoren mit entfernt werden können. Zu kontrollieren ist auch der Gehalt an Flockungsmitteln im Reinwasser.

4.2.2.2.3 Sedimentation

Suspendierte Stoffe, deren Dichte über der des Wassers liegt, können durch Absetzen entfernt werden. Die Formel von Stokes und weitere stellen Möglichkeiten zur Berechnung dar, helfen aber praktisch kaum weiter, da im Unterschied zu den idealisierten Annahmen die zu entfernenden Partikel

nicht in Kugelform vorliegen, Größe, Form und Dichte unterschiedlich sind und sich während der Sedimentation zusätzlich verändern. Die tatsächlichen hydraulischen Verhältnisse lassen sich mathematisch nicht befriedigend erfassen, auch die Übertragung von Ergebnissen halbertechnischer Versuche auf die Großanlage ist schwierig und bleibt meist unsicher.

Wesentliche Einflussgrößen bei der Sedimentation sind:

- Art und Konzentration der zu entfernenden Stoffe

Ist der Dichteunterschied zum Wasser gering oder liegen Kolloide mit elektrostatischer Ladung vor, so kann der Absetzvorgang sehr lange dauern, die Eliminierung unzureichend bleiben bzw. die Zugabe von Flockungsmitteln/Flockungshilfsmitteln erforderlich sein (siehe Abschn. 4.2.2.2.2).

Die Anwendung von Sedimentationsverfahren erfolgt vorrangig beim Vorliegen hoher Konzentrationen, die den alleinigen Einsatz z. B. der Filtration nicht ermöglichen.

- Aufenthaltszeit

Mit der Aufenthaltszeit steigt die Menge an sedimentierten Partikeln, aber auch die erforderliche Größe der Anlage. Aus wirtschaftlichen Gründen lässt man deshalb zu, dass ein Teil der Partikel, nämlich die schwerer sedimentierbaren, die Absetzanlage passiert und erst in der nachfolgenden Filterstufe entfernt wird. Die notwendigen Aufenthaltszeiten lassen sich durch konstruktive Maßnahmen, z. B. Einbau von Parallelplatten (Schräglklärer) in die Absetzbecken sowie durch häufigeren Kontakt der Partikel untereinander und somit bessere Agglomeration, z. B. durch Schlammrückführung, Schwebebett, Umwälzung u. a. deutlich verringern. Die Aufenthaltszeiten liegen, je nach diesen und anderen Randbedingungen, zwischen ca. 15 min und etwa 2 Stunden, wobei zwischen dem theoretisch berechneten Wert und den tatsächlichen Aufenthaltszeiten der verschiedenen Partikel erhebliche Unterschiede bestehen.

- Oberflächenbeschickung

Der Quotient aus Wasserzufluss Q in m^3/h und Beckenoberfläche A in m^2 wird heute zumeist für die Bemessung der Sedimentationsanlagen herangezogen. In etwa kann man sich darunter bei einem vertikal durchströmten Becken die maximal zulässige Aufstiegs geschwindigkeit in m/h vorstellen, die niedriger liegen muß als die Sinkgeschwindigkeit der zu entfernenden Partikel. Eine Ermittlung dieses Wertes über Messungen der Sinkgeschwindigkeit im Becherglas ist aber aufgrund der schon genannten weiteren wesentlichen Einflüsse und Abhängigkeiten nicht möglich. Für die Bemessung von Sedimentationsanlagen werden deshalb Erfahrungswerte von bestehenden Anlagen und Versuchsergebnisse genutzt.

Angegebene Werte der Oberflächenbeschickung liegen zwischen $2 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$ für einfache statische Absetzbecken und $30 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$ für Kompaktanlagen mit Parallelplatten.

- Strömungsverhältnisse

Günstig für den Absetzvorgang sind ein laminarer Strömungszustand, d. h. eine Reynolds-

Zahl ($Re = \frac{4 \cdot v \cdot R}{\nu}$) von < 2320 sowie eine hohe Stabilität der Strömung, d. h. eine Froude-Zahl

($Fr = \frac{v^2}{g \cdot R}$) von $> 10^{-5}$. Da der Einfluss der Fließgeschwindigkeit für beide Kriterien gegenläufig

ist, muss man sich mit Kompromissen begnügen, wobei bei Praxisanlagen die Reynolds-Zahl häufig weit über 2320 und im turbulenten Bereich liegt.

- Sonstige konstruktive Einflüsse

Schmale, lange und eher flache Becken (L:T-Verhältnis) wurden für horizontal durchströmte Rechteckbecken für günstig angesehen, was auch zur Entwicklung von Etagenbecken geführt hat. Die Tiefe der Becken darf aber nicht zu gering sein (zumeist ca. 2,5 m, häufig mit zum Zulauf geneigter Sohle) und die Fließgeschwindigkeit nicht zu hoch (bei Flocken, $1,0 \text{ cm/s}$), da andernfalls bereits abgelagerter Schlamm wieder mitgerissen werden kann. Entscheidend sind die gleichmäßige Verteilung des Zulaufes über die Beckenbreite und der gleichmäßige Klarwasserabzug. Der Ein- und Auslaufbereich der Becken ist zusätzlich zur nutzbaren Absetzlänge erforderlich und so auszubilden, dass der Absetzvorgang möglichst wenig gestört wird. Dazu kommen einlaufseitig Stengeleinläufe, Beruhigungsgitter u. a. zum Einsatz, der Ablauf in die Klarwasserabzugsrinnen

sollte über gezahnte, höhenverstellbare und über die gesamte Beckenbreite bzw. -umfang angeordnete Überläufe erfolgen.

Tab. 4-44: Sedimentationsverfahren nach Eckhardt/Wölfel in [26]

	Verfahren	Beispiele
Verfahren ohne vorherige Flockung	Sedimentation in horizontal durchströmten Absatzbecken mit und ohne kontinuierliche Schlammräumung (Vorreinigung)	Wiesbaden, Witten-Bommern, etc.
Verfahren mit vorheriger Flockung	Sedimentationsflockung in horizontal durchströmten Absatzbecken Sedimentationsflockung in vertikal durchströmten Absatzbecken	Witten-Bommern Wiesbaden
Flockungsverfahren mit Schlammrückführung und Sedimentation	Sedimentationsflockung mit Schlammrückführung Wirbelschichtflocken mit Aufwärtsströmung durch Schwebebett Flockung mit interner Flockenkreislaufführung Flockung mit Schlammrückführung und Phasentrennung im Lamellenseparator etc.	Dahlemer Flocker Krefelder Flocker Pulsator etc. Accelerator Koagulator Flocculator etc. Langenau

Bauarten von Sedimentationsanlagen: Sedimentationsanlagen können rechteckig oder rund ausgebildet sein und horizontal oder vertikal durchströmt werden. Je nachdem, ob eine Flockung erfolgt, wo sie stattfindet, ob eine Schlammrückführung gegeben ist u. a., sind sehr unterschiedliche Ausführungen existent (Tab. 4-44). Empfindlich gegen Belastungsschwankungen sind Anlagen mit Schwebebett, da dieses bei hydraulischen Unter- oder Überlastungen zusammenfallen oder ausgetragen werden kann. Bildliche Beispiele sind aus den Abbildungen 4-23, 4-24 und 4-25 ersichtlich. Die in Abb. 4-24 dargestellte sehr leistungsfähige und kompakte Sedimentationsanlage beinhaltet einen Parallelplattenabscheider (oben) und einen Eindicker (unten). Die Parallelplatten sind im Abstand von 50 mm angeordnet und bestehen aus 1,5 m breiten und 2,8 m langen PVC-Platten, die mögliche Aufstiegsgeschwindigkeit (Oberflächenbeschickung) liegt mit 36 m/h außerordentlich hoch, für Flockung und Flockenabtrennung sind nur 20 min Aufenthaltszeit erforderlich, wobei auf die Abtrennung nur ca. 3 Minuten entfallen. Die Nachschaltung weiterer Stufen ist natürlich erforderlich.

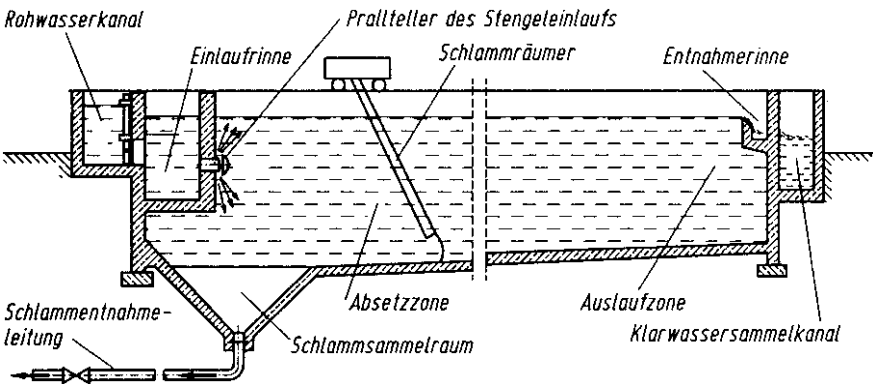


Abb. 4-24: Absatzbecken mit Räumern ohne Flockung

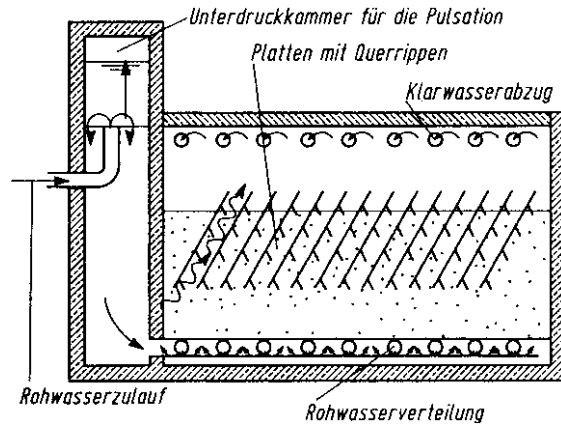


Abb. 4-25: Moderne Anlage mit eingebauten Parallelplatten und pulsierendem Schwebbett

Häufig kommen indessen ganze vorgefertigte Lamellenpakete aus PVC, glasfaserverstärktem Kunststoff oder auch Edelstahl mit runden, wellenförmigen oder eckigen Querschnitten zum Einbau. Zur Schlammberäumung werden unterschiedliche Systeme angewandt. Häufig sind u. a. Räum-schilder, evtl. mit Querfahrbühne, oder Bandkratzer sowie Absauganlagen.

4.2.2.2.4 Flotation

Mittels der Flotation – Aufschwimmverfahren – werden suspendierte Stoffe geringer Dichte durch Aufschwimmen zur Wasseroberfläche gebracht und von dort abgezogen. In der Abwasserbehandlung ist das Verfahren häufiger, in der Trinkwasseraufbereitung selten, hier z. B. bei Rohwasser mit geringer Trübung, stärkerer Farbe, welche bei einer Flockung sehr leichte Flocken bilden, die sich nur sehr langsam absetzen. Häufiger wird das Verfahren in England und in Skandinavien für die Aufbereitung von schwach belastetem Seewasser eingesetzt.

Bei der Flotation werden dem Rohwasser Flockungsmittel zugegeben. In einem Flockulator wird die Bildung der Flocken angeregt, so dass in dem anschließenden Flotationsbecken durch Einblasen von feinen Luftblasen leichte Flocken-Luft-Teilchen gebildet werden, die nach oben aufschwimmen. Die Aufenthaltszeit im Flockulator beträgt 10–20 min, im Flotationsbecken etwa 10 min. Das Flotationsbecken hat eine Tiefe von etwa 1,5 m, die Aufschwimmgeschwindigkeit beträgt 8–12 m/h.

4.2.2.3 Gasaustausch

4.2.2.3.1 Allgemeines und Grundlagen

Durch den Gasaustausch, auch als Belüftung des Wassers bezeichnet, sollen unerwünschte Gase aus dem Wasser entfernt und/oder Sauerstoff (Ozon siehe „Oxidation“) eingetragen werden. Der Gasaustausch zielt vorrangig auf die Entfernung der aggressiven Kohlensäure, wie sie z. B. in den Wässern der kalkarmen Böden des Bayerischen Waldes auftritt. Der Austrag von Schwefelwasserstoff und Methan sowie flüchtigen geruchs- und geschmacksbildenden Stoffen können ebenfalls Zielstellungen sein. Zudem wird das Belüftungsverfahren auch zur Entfernung von flüchtigen organischen Halogenen (CKW) sowie zur Radoneliminierung eingesetzt.

Der Gasaustausch vollzieht sich nach dem Gesetz von Henry-Dalton:

$$C_w = \alpha \cdot C_G$$

C_w = Sättigungskonzentration des (gelösten) Gases im Wasser

C_G = Konzentration des gleichen Gases in der Umgebungsluft

α = Absorptionskoeffizient des Gases, abhängig von Druck und Temperatur.

Aus der Formel ist unmittelbar ersichtlich, dass ein Gasaustrag aus dem Wasser nur möglich ist, wenn die Konzentration des gleichen Gases in der Umgebungsluft niedrig gehalten wird, d. h. wenn genügend Frischluft herangeführt wird, um das notwendige Konzentrationsgefälle zu sichern. Je nach Art des zu entfernenden Gases und seines Absorptionskoeffizienten kann ein natürlicher Luftzutritt ausreichen oder eine Zwangsbelüftung erforderlich sein, besonders wenn sehr niedrige Konzentrationen erreicht werden sollen oder nur wenig Raum zur Verfügung steht. Verdüsung, Verrieselung des Wassers und Zuführung feinblasiger Luft erhöhen den Wirkungsgrad, da hierbei auch die Phasengrenzflächen Wasser/Luft vergrößert und laufend erneuert werden.

Ein Sauerstoffeintrag kann zur Bildung schützender Deckschichten sowie zur Oxidation von Wasserinhaltsstoffen wie Eisen, Mangan und Ammonium erforderlich sein. Dieser ist mit den verschiedenen Belüftungsanlagen unschwer zu erreichen. Zu beachten ist, dass ein Gasaustrag, z. B. von CO_2 , bzw. Methan hier kaum eintritt und große Mengen evtl. störenden Stickstoffs mit eingetragen werden.

Der Gasaustausch verläuft nach der e-Funktion, d. h. die Konzentrationsänderungen sind anfangs sehr groß, nähern sich dann aber sehr langsam und asymptotisch den Endwerten. Die Einstellung der nach TrinkwV max. zul. Calcitlösekapazität von 5 mg/l (siehe Abschn. 4.1.5.4.6) durch CO_2 -Ausgasung ist deshalb bei weichen Rohwässern nicht möglich bzw. wirtschaftlich und erfordert u. U. eine chemische Restentsäuerung (siehe DVGW-Arbeitsblatt W 214-1).

Unterbleiben sollte aber auch eine zu intensive Belüftung harter Wässer, da dann der Sättigungs-pH-Wert überschritten wird und Kalkausfall eintritt. Ist diese intensive Belüftung zum „Strippen“ von CKW aufgrund der sehr niedrigen Henry-Konstanten dieser Stoffe erforderlich, kann eine teilweise Kreislaufführung der Luft mit zwischengeschaltetem Abluftfilter hilfreich sein (**Abb. 4-29**).

Die Notwendigkeit einer eventuellen Zuluftbehandlung (Entstaubung usw.) zur Vermeidung von Schadstoffeinträgen in das Wasser ist von Fall zu Fall zu entscheiden.

Tab. 4-45: Beispiele für Leistungsdaten von Anlagen zum Gasaustausch

Anlage zum Gasaustausch	Flächenbelastung ca. [$\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$]	Energiebedarf ca. [Wh/m^3]	CO_2 -Austrag ca. [%]
Verdünsungsanlage von unten nach oben	10	75	70
Verdünsungsanlage von oben nach unten	30	25	65
Zerstäuberverdünsung	40	80	65
Verdünsungsanlage schräg zueinander	2–7	40	67
Turmverdünsung	45	130	80
Stahlapparat	Nur zur Mischung von Wässern mit unterschiedlichem CO_2 -Gehalt (und Teilentsäuerung)		
Dispergatoren	50	30	80
Intensivbelüft. n. Erben	225	25–75	80
Flachbelüfter m. Lochboden (Inka-Belüftung)	15–30	100	80–95
Flachbelüfter m. Kerzen bzw. Keramikrohren	20	10–35	70–95
Kaskadenbelüftung	50–250	10–30	60–80
Wellbahnbelüftung im Gleichstrom	300–700	10	50–90
Wellbahnbelüftung im Gegenstrom	100 400	26 40	98 95
Mehrstufenwellbahnbelüftung im Kreuzstrom	600	je Stufe 8	90
Füllkörperkolonnen (geschlossene Anlage)	40–100 (bei CKW auch <10)	25–55	70–95

4.2.2.3.2 Anlagen und Leistungsdaten

In der Praxis sind sehr unterschiedliche Belüftungsanlagen eingesetzt, wobei die Entwicklung zu immer höheren Wirkungsgraden der Ausgasung und vor allem wesentlich gesteigerten Flächenbelastungen geführt hat (**Tab. 4-45**). Lösungen mit Drucklufteintrag (Inka-Belüftung) bzw. großen Förderhöhen (Turmverdüsung) haben einen hohen Energiebedarf im Vergleich zur möglichen Flächenbelastung. Ein gewisses Optimum stellen bei den offenen Anlagen derzeit wahrscheinlich Wellbahnbelüfter dar. Zum CO_2 -Austrag im drucklosen Bereich, z. B. in Trinkwasserspeichern, werden insbesondere zur Nachrüstung Belüftungssysteme mit Hochdruckventilatoren und feinporigen Keramikrohren angeboten.

Einige Belüftungsanlagen sollen nachstehend etwas näher dargestellt und beispielhaft Leistungsdaten genannt werden. Sie stellen nur eine grobe Orientierung dar und sind durch Herstellerangaben, neuere Erfahrungen und evtl. Versuche zu erhärten oder zu korrigieren. Eine Auswahl der Anlage darf nicht nur nach diesen Leistungsangaben erfolgen, sondern muss auch die Art des zu entfernenden Gases, die sonstige Wasserbeschaffenheit, den verfügbaren Raum, die eventuelle Möglichkeit einer späteren Durchsatz- oder Rohwasserbeschaffenheits-Änderung, den vorhandenen Vordruck u. a. berücksichtigen.

Verdüsung – Die Verdüsung war früher die am meisten verbreitete Belüftungsanlage. Das Wasser wird hier mit Vordruck (0,5 ... 2,0 bar) über Kreiseldüsen senkrecht nach oben oder über Amsterdamer Düsen schräg gegeneinander fein verspritzt (Tropfendurchmesser < 1 mm). Bei der Verdüsung von oben nach unten sind entsprechende Fallhöhen und zur Zerstäubung Pralltellerdüsen erforderlich. Da der Raumbedarf erheblich ist, höhere Wirkungsgrade eine künstliche Belüftung erfordern und Korrosionsprobleme auftreten können, werden bei Neuanlagen Verdüsungen nicht mehr vorgesehen.

Flachbelüfter mit Lochboden (Inka-Belüftung) (**Abb. 4-26**) – Hier fließt das Wasser über ein horizontales Lochblech, durch welches von unten mittels Ventilator Luft in das Wasser eingetragen wird. Die Luftmenge muss so groß sein, dass ein Wasserdurchtritt verhindert wird. Da dem Wasser auf seinem Fließweg ständig neue Luft von unten zugeführt wird, werden hohe Wirkungsgrade erreicht, allerdings auch bei entsprechendem Energiebedarf.

Flachbelüfter mit keramischen Belüftungselementen – In den horizontalen Wasserstrom wird mittels Verdichter über feinporige Keramikrohre sehr feinblasige Luft (Blasendurchmesser ca. 0,3 mm) von unten eingetragen. Bei vergleichsweise niedrigem Energieaufwand sind eine Anpassung an unterschiedliche Durchsätze und hohe Wirkungsgrade bzgl. CO_2 -Austrag erreichbar.

Kaskaden – Bei dieser Belüftungsanlage wird das Wasser über die Kaskadenfläche verteilt und fällt dann über die Stufen hinunter, wobei Luft vorrangig im Gleichstrom mitgerissen wird, sich aber auch auf den Stufen in feinen Blasen im Wasser verteilt. Entsprechend dem angestrebten Wirkungsgrad kann die Stufenzahl gewählt werden, bei Bedarf ist auch eine künstliche Luftzufuhr im Kreuz- oder Gegenstrom anordbar. Verbreitet sind auch Anlagen mit quer gelegten Rohren (Rohrgitterkaskade), bei denen eine höhere Flächenbelastung möglich ist.

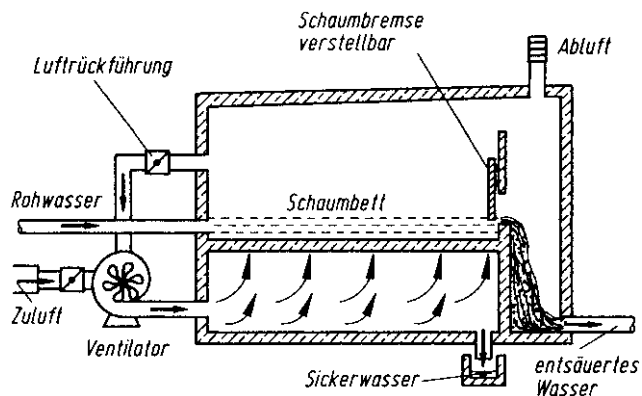


Abb. 4-26: Flachbelüfter m. Lochboden (Inka-Belüftung)

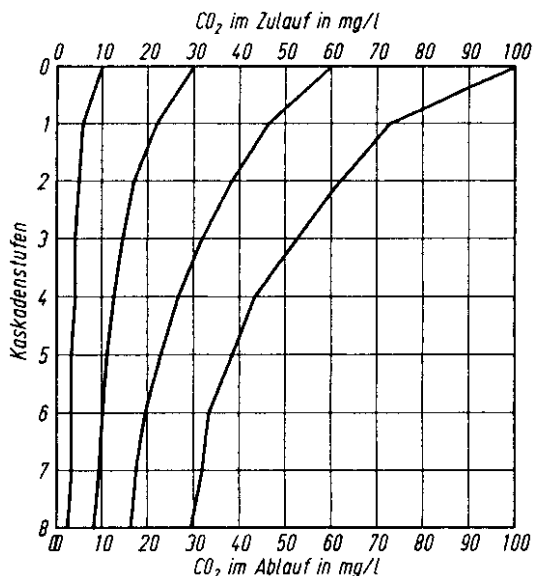


Abb. 4-27: Beispiel für die Wirksamkeit einer Kaskade bzgl. CO₂-Entfernung (nach Beyer – Münzel)

Abb. 4-27 gibt eine Orientierung für die in Abhängigkeit von CO₂-Konzentration im Zulauf und Stufenzahl der Kaskade etwa erreichbaren Ablaufkonzentrationen bei einer im Gegenstrom belüfteten Kaskade.

Wellbahnbelüfter (Abb. 4-28) – Hier rieselt das Wasser in einem dünnen Film an zahlreichen senkrecht eingebauten gewellten Kunststoffbahnen (Höhe bis 5 m) herab. Wichtig ist, dass das Wasser von oberhalb gleichmäßig über ein Lochblech auf die Profilbahnen verteilt wird. Durch Injektorwirkung beim Herabfließen des Wassers wird die 3- bis 5fache Luftmenge im Gleichstrom mitgerissen, so dass schon nach etwa 1 m Fließweg ein ausreichender Sauerstoffeintrag gegeben ist. Zum weitgehenden Austrag von CO₂ oder anderen Gasen sind dagegen längere Fließwege notwendig, wobei der Wirkungsgrad durch mehrere Stufen mit jeweiliger Frischluftzufuhr, evtl. mit Zwangsbelüftung im Kreuz- oder Gegenstrom, deutlich gesteigert wird. Die Wellbahnbelüfter sind aufgrund der möglichen hohen Grundflächenbelastungen (für O₂-Eintrag bis 1000 m³/m²·h, für CO₂-Austrag bis ca. 400 m³/m²·h) sehr raumsparend.

Füllkörperkolonnen – Hier sind in einem geschlossenen Reaktionsbehälter Füllkörper in regelmäßiger oder unregelmäßiger Schüttung auf einem Tragrost angeordnet. Als Füllkörper kommen verschiedenste Werkstoffe, z. B. Kunststoff oder Keramik, zum Einsatz, wobei die Körper einzeln in Größen von ca. 25 mm, z. B. Raschigringe, aber auch als zusammenhängende Füllkörperblöcke von ca. 0,5 m³, z. B. Nor-Pac-Compact, vorliegen können. Das Wasser wird von oberhalb auf diese Füllkörper gleichmäßig verteilt und fließt in Form eines Rieselfilms an und in diesem nach unten. Eine Luftzufuhr erfolgt durch Zwangsbelüftung von oben (Gleichstrom) oder von unten (Gegenstrom). Dabei darf die Luftzuführung im Gegenstrom nicht übertrieben werden, da andernfalls der Rieselfilm gestört wird und der Wirkungsgrad zurückgeht. Die Abluft kann, z. B. bei CKW-Entfernung, über Aktivkohlefilter geleitet werden.

Füllkörperkolonnen werden vorrangig zur CKW-Entfernung eingesetzt, wo sie, bei allerdings niedrigen Flächenbelastungen, im Wirkungsgrad anderen Anlagen überlegen sind (**Tab. 4-46**).

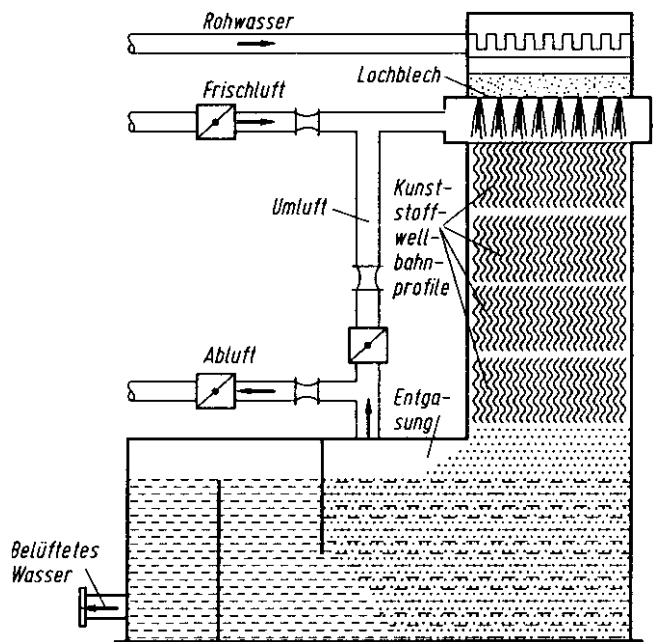


Abb. 4-28: Schemazeichnung eines Wellbahnbelüfters mit Gleichstrombelüftung

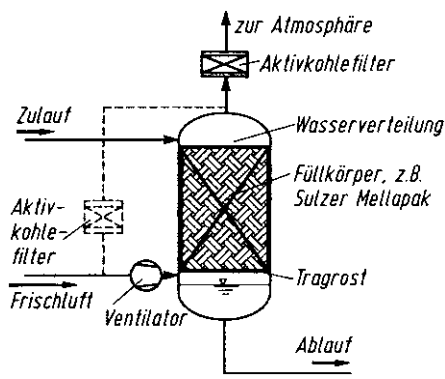


Abb. 4-29: Füllkörperkolonne mit teilweiser Kreislaufführung und Abluftfilter zum Ausgasen von CKW

Tab. 4-46: Wirksamkeit unterschiedlicher Gasaustauschanlagen bzgl. CKW-Entfernung (Trichlorethen nach Kühn in [20])

	Wellbahnkolonne		Kaskade	Füllkörperkolonne
	Gleichstrom		Gegenstrom	Gegenstrom
	ohne	mit		
	Zwangsbelüftung			
Luft/ Wasser				
Verhältnis (m^3/m^3)	11–1,4	140–10	20–50	16–177
Durchsatz ($\text{m}^3/\text{m}^2\text{h}$)	770–150	615–155	110–45	8,2–2,5
Entfernungswirksamkeit				
für Trichlorethen				
in (%)	9–58	49–79	34–49	90–98,5

4.2.2.4 Filtration

4.2.2.4.1 Allgemeines

Filter sind in der Wasseraufbereitung häufig eingesetzte Anlagen. Insbesondere mit den gestiegenen Anforderungen an eine gute Partikelentfernung vor einer Desinfektionsstufe kommt dem optimierten Filterbetrieb eine besondere Bedeutung zu (siehe auch DVGW-Arbeitsblatt W 213-1). In der Trinkwasseraufbereitung kommen zumeist Raumfilter zum Einsatz, d. h., die „Durchlassweite“ des Filterbettes ist größer als der Durchmesser der zu entfernenden Wasserinhaltsstoffe. Damit kann und soll die Rückhaltung nicht vorrangig durch Absieben erfolgen, was unwirtschaftlich kurze Filterlaufzeiten zur Folge hätte, sondern es müssen andere Filtrationsmechanismen gegeben sein. Dies sind zumeist van der Waalsche Oberflächenkräfte (Adsorption), je nach Wasserbeschaffenheit, Filtermaterial und sonstigen Betriebsbedingungen können aber auch chemische oder biologische Wirkungen wesentlich sein. Bei kolloidalen Wasserinhaltsstoffen ist es notwendig, die vorhandene Potentialschwelle durch Flockungsmittelzugabe abzubauen (Entstabilisierung – siehe Abschn. 4.2.2.2.2), um eine ausreichende Rückhaltung im Filter zu ermöglichen (Flockungsfiltration).

Hinweis: Membranfilter siehe Abschn. 4.2.2.5; Feinfilter 4.2.2.4.8; Mechanisch wirkende Filter in der Hausinstallation 4.2.8.2.

4.2.2.4.2 Einteilung der Filter

Die zur Trinkwasseraufbereitung eingesetzten Raumfilter lassen sich unterscheiden:

- 1) nach Filtergeschwindigkeit – Langsamfilter, Schnellfilter
- 2) nach dem Druck – offene Filter (**Abb. 4-30**) und geschlossene (Druck-)Filter (**Abb. 4-31**)
- 3) nach Schichtaufbau – Einschichtfilter, Mehrschichtfilter
- 4) nach Fließrichtung – Abstromfilter, Aufstromfilter
- 5) nach Wasserspiegelhöhenlage – Nassfilter mit Überstau des Filterbettes, Trockenfilter
- 6) nach Rückspülung – rückspülbare und nichtrückspülbare Filter
- 7.) nach Betriebsweise – Ein- und Mehrstufenfilter.

Weitere Unterscheidungen, z. B. in stehende und liegende Druckfilter, kontinuierlich und diskontinuierlich gespülte Filter sind möglich und üblich.

Zumeist kommen heute *Schnellfilter* (siehe auch DVGW-Arbeitsblatt W 213-3) gemäß DIN 19 605 zur Anwendung. Auf diese beziehen sich die nachfolgenden Ausführungen auch vorrangig.

Bei der Filtration von Oberflächenwasser bzw. der Flocken- und Flockungsfiltration werden zunehmend offene oder geschlossene Schnellfilter mit mehreren unterschiedlichen Filterschichten (= Mehrschichtfilter) eingesetzt, da sie eine bessere Raumausnutzung haben und so längere Laufzeiten bzw. höhere Filtergeschwindigkeiten ($v_F = Q:A_F$) ermöglichen.

Druckfilter haben gegenüber offenen Filtern den Vorteil, dass kein freier Wasserspiegel vorhanden ist, u. U. Pumpstufen gespart werden und größere Schichthöhen, höhere Filtergeschwindigkeiten und

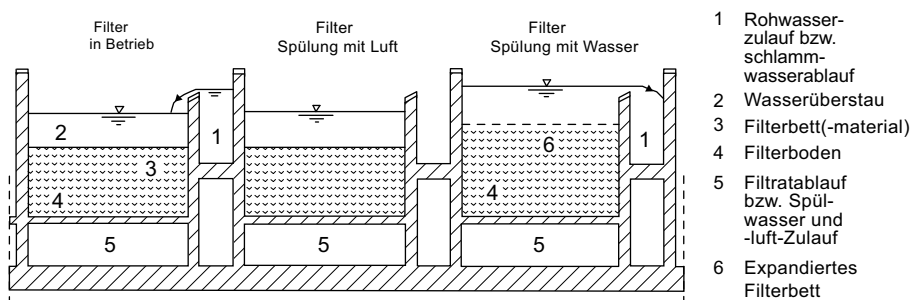


Abb. 4-30: Schema eines offenen Schnellfilters

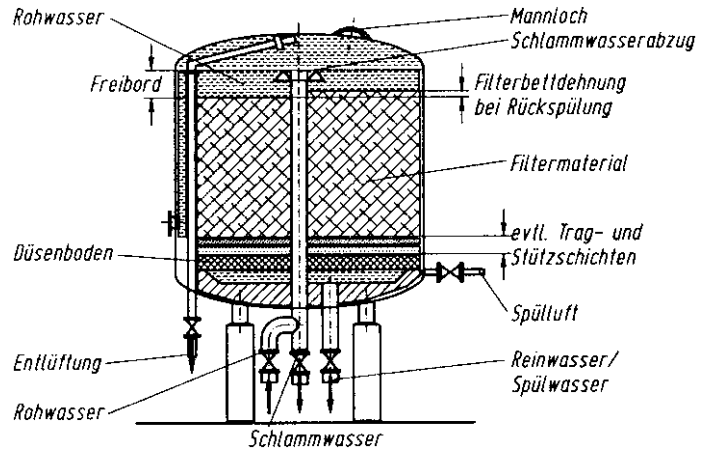


Abb. 4-31: Geschlossener Schnellfilter (Druckfilter)

längere Laufzeiten möglich sind. Nachteilig sind aber die fehlende optische Kontrolle bei der Rückspülung, die erforderlichen Korrosionsschutzmaßnahmen bei Stahlbehältern und die geringere Filterfläche bei stehenden Druckfiltern. Bei erforderlichen großen Filterflächen werden deshalb meist offene Filter vorgesehen. In jedem Fall ist die erforderliche Gesamtfilterfläche auf mehrere Filter aufzuteilen.

4.2.2.4.3 Bestandteile des Filters

Schnellfilter bzw. Filteranlagen bestehen zumeist aus:

- Filterbehälter
Bei offenen Filtern mit rechteckiger Grundfläche (bis 3 m Breite und 20 m Länge) aus Stahlbeton, bei geschlossenen Druckfiltern mit meist kreisförmiger Grundfläche (bis max. 5 m Durchmesser) als Stahlblechkessel mit Zugangsmöglichkeit (Mannlöcher).
- Filterboden, häufig aus Stahlbeton oder Metallplatten mit 64 bis 90 Polsterrohr-Düsen pro m²; seltener aus düsenlosem Filterboden. Unter dem Filterboden befindet sich die Filterkammer, die bei bekriechbarer Ausführung mind. 60 cm hoch sein soll. Die Filterdüsen müssen selbstentlüftend sein oder es sind bei Düsenböden zusätzliche Entlüftungsleitungen erforderlich. Der Filterboden muss waagrecht ausgerichtet sein, die Schlitzweite der Düsen sollte so gewählt werden, dass auch der feine Anteil des Filtermaterials sicher zurückgehalten wird, bei engen Schlitz (< 0,6 mm) besteht aber u. U. die Gefahr des Zuwachsens. Bei vergleichenden Untersuchungen haben sich Düsen mit horizontalen Schlitz (0,4 mm) zwischen beweglichen Lamellen bei stark trübstoffhaltigem Wasser als weniger verstopfungsanfällig gezeigt.
- Filtermaterial(-medium)
Siehe Abschn. 4.2.2.4.4. Häufig wird zwischen dem eigentlichen Filtermaterial und dem Filterboden noch eine bis 40 cm hohe, teils abgestufte Stützschiebt aus sehr grobem Kies angeordnet, um feines Filtermaterial zurückzuhalten und eine bessere Verteilung bei der Rückspülung zu bewirken. Die Lage dieser Schicht bleibt allerdings in der Praxis auf Dauer oft nicht bestehen. Oberhalb des Filtermaterials ist zumeist ein Wasserüberstau vorhanden und ausreichend Freibordhöhe bis zur Spülwasserabzugsrinne zu sichern.
- Leitungen, Armaturen und Anlagenteile für die Rohwasserzuführung (Filterzulauf) und seine gleichmäßige Verteilung (z. B. Überlaufkanten), zur Durchflussregelung, für den Filtratabzug (evtl. mit Filtratschleife gegen Leerlaufen), zur Filterentleerung und -entlüftung und evtl. zum Vorfiltratabzug.
- Einrichtungen zur Rückspülung wie Leitungen und Armaturen für Spülluft und -wasser sowie Schlammwasser, Spülluftgebläse und Spülwasserpumpen, Schlammwasserrinnen. Evtl. ist auch

eine Spülwasservorlage, besonders bei großer einzelner Filterfläche und hoher Spülgeschwindigkeit, erforderlich.

- Meßeinrichtungen insbesondere für Volumenströme, Druck und Druckdifferenz, evtl. auch für Wasserqualität, mind. aber Probenahmestellen.

4.2.2.4.4 Filtermaterialien

Die in Filtern eingesetzten *Materialien* (siehe auch DVGW-Arbeitsblatt W 213-2) richten sich vorrangig nach den zu entfernenden Wasserinhaltsstoffen. Zumeist sind Quarzsand bzw. Quarzkies (nach DIN EN 12 904) eingesetzt, der kostengünstig und mechanisch widerstandsfähig ist. Beim Einsichthfilter wird Quarzsand allein verwendet, beim Mehrschichtfilter als untere Feinkornsicht, auf die eine oder mehrere gröbere Schichten aus spezifisch leichterem Material (z. B. Anthrazit, Blähton, Bims u. a.) aufgebracht werden. Teilweise ist eine gute Filterwirkung erst gegeben, wenn eine Einarbeitung des Filters erfolgt ist, d. h. die katalytische Wirkung des Kiesbelages z. B. die Enteisung und Entmanganung unterstützt (s. Abschn. 4.2.5.3 und 4.2.5.4). Basalt als Filtermaterial weist, bei allerdings höherem Preis, aufgrund seiner Oberflächenstruktur gewisse Vorteile bzgl. Filtratqualität und Laufzeit gegenüber Quarzsand auf. Zur Entfernung organischer Mikroverunreinigungen, z. B. CKW und PBSM, wird Aktivkohle als Filtermaterial eingesetzt (s. „Adsorption“). Alkalische Filtermaterialien (z. B. Kalkstein, halbgebrannter Dolomit) reagieren chemisch mit der überschüssigen Kohlensäure und entsäuern das Wasser; die eigentliche Filterwirkung ist hier sekundär und bzgl. Eisen, Mangan und Trübstoffen nur sehr begrenzt möglich (s. Abschn. 4.2.3.3). In Sonderfällen wird auch leichter Kunststoff (geschäumtes Polystyrol) als Filtermaterial, meist bei aufwärts durchflossenen Filtern, verwendet, z. B. bei automatisch rückspülenden Schwerkraftfiltern und in Verbindung mit pulverförmiger Aktivkohle bei der Pulverkohleeinlagerungsfiltration.

Alle Filtermaterialien sollen nur in engen Kornklassen und mit geringem Über- und Unterkornanteil ($< 5\%$ bei Einsatz im Mehrschichtfilter) sowie einen Ungleichförmigkeitsgrad $d_{60} : d_{10} < 1,5$ (Kontrolle über Siebanalyse) aufweisen, da andernfalls das Schlammfangvermögen zurückgeht, durch negative Klassierung eine Oberflächenfiltration (Kuchenbildung) eintreten kann und die Laufzeit drastisch verkürzt wird.

4.2.2.4.5 Bemessung und Betrieb

Die Bemessung von Filteranlagen erfordert die Festlegung folgender Hauptparameter:

- zulässige Filtergeschwindigkeit
- erforderliche Filterfläche, Zahl der Filter
- Art des Filtermaterials, zweckmäßige Korngrößen/-klassen
- Schichthöhe des Materials/Einsatzmenge
- zulässige Filterlaufzeit (vorrangig von Filtrat- und Filterwiderstands-Entwicklung abhängig).

Dazu kommen die erforderlichen Festlegungen zu Art und Zyklus der Rückspülung, des Spülwasserbedarfs (evtl. Spülwasservorlage), der Leistung von Gebläse und Spülwasserpumpe sowie konstruktive Festlegungen zur Höhe des Wasserüberstaus und Freibords u. a. Manche Parameter lassen sich im späteren Betrieb noch leicht verändern und optimieren, z. B. Zeitpunkt und Dauer der Rückspülung, andere sind weitgehend fest, z. B. die Filterfläche, oder lassen sich nur mit erheblichem Aufwand ändern, z. B. die Korngröße des Filtermaterials.

Für die Bemessung werden oft Erfahrungswerte herangezogen. Sicherer und zumindest bei größeren Anlagen auch wirtschaftlicher sind aber halbertechnische Filterversuche mit dem entsprechenden Rohwasser. Gerade bei Filteranlagen ist eine gute Übertragbarkeit der Ergebnisse auf die großtechnische Anlage gegeben, wenn mit Filtersäulen von mind. 300 mm Durchmesser gearbeitet wird.

Für mathematische Filtrations-Modelle wird zumeist die Exponentialfunktion von Iwasaki $C = C_0 \cdot e^{-\lambda L}$ genutzt. Das Problem liegt aber in der Ermittlung des Filterparameters, der sowohl von der Wasserbeschaffenheit und Filterkonstruktion als auch von der Zeit abhängig und somit nicht generell bestimmbar ist, weshalb universale Bemessungsgleichungen für die praktische Filterdimensionierung ohne

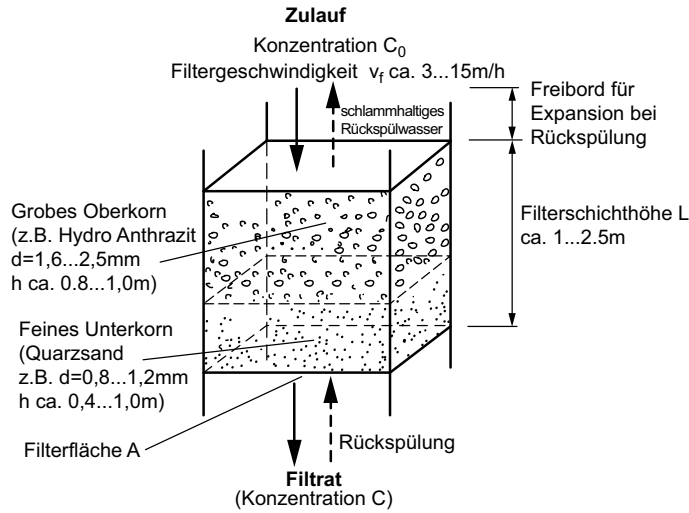


Abb. 4-32: Prinzip und Parameter der Filtration (Zweischicht-Schnellfilter)

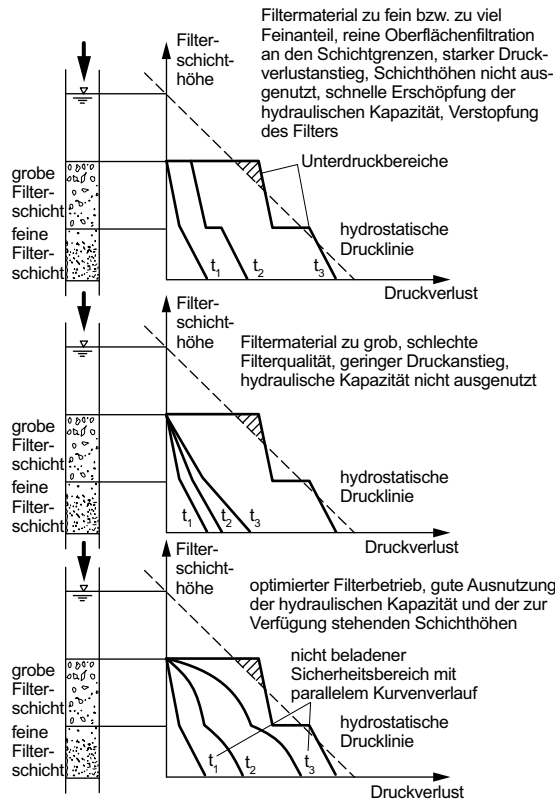


Abb. 4-33: Beispiel zur Beurteilung der Filterwiderstandsentwicklung

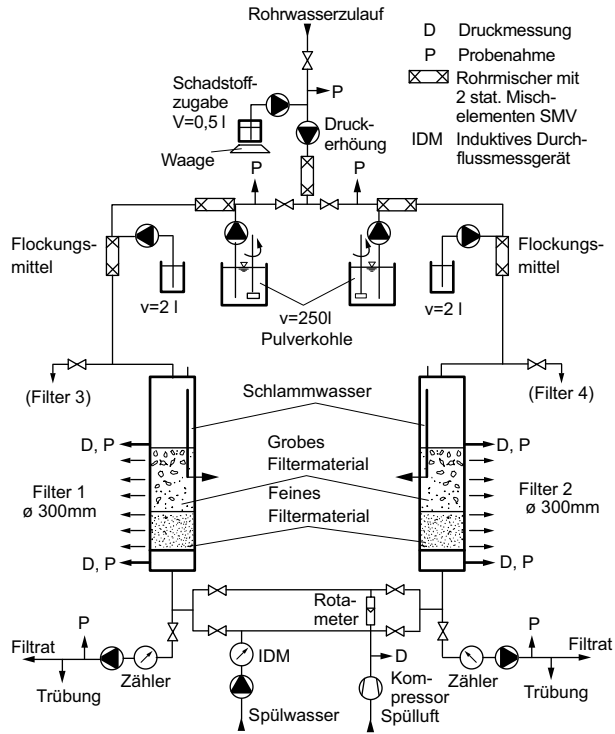


Abb. 4-34: Beispiel für eine Filterversuchsanlage mit 2 bis 4 parallelen Filtersäulen (Flockungsfiltration mit Pulverkohlenzugabe zur CKW- und Pestizid-Entfernung)

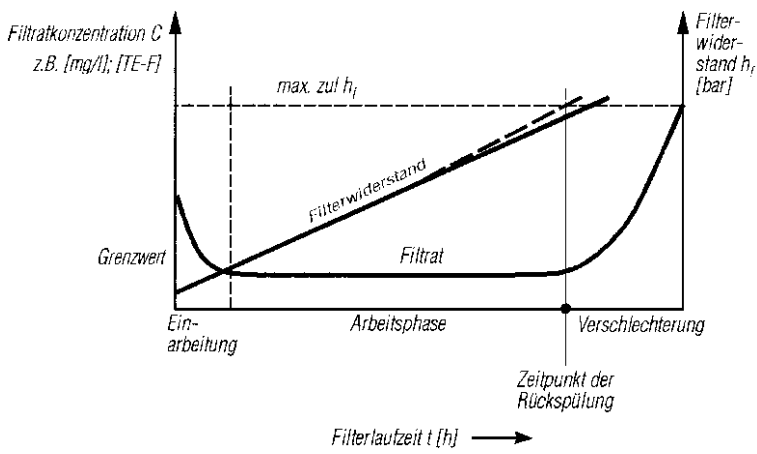


Abb. 4-35: Filtrat und Filterwiderstand bei der Flockungsfiltration

Bedeutung blieben. Für ausgewählte Bereiche der Filtration, wie Enteisenung, Entmanganung, Flockungsfiltration und Filtration über dolomitisches Material sind semiempirische Bemessungsverfahren entwickelt worden, deren Nutzung u. U. den Versuchsaufwand reduzieren kann.

Sowohl bei der Durchführung von Filterversuchen als auch zur Kontrolle des Filterbetriebes und für seine Optimierung ist die Messung der Filtratqualität und des Filterwiderstandes möglichst nicht nur am Filterablauf, sondern auch an mehreren unterschiedlichen Filterbettiefen wichtig. Eine graphische Darstellung z. B. der Filterwiderstandszunahme (**Abb. 4-33**) erleichtert die Analyse und Optimierung. Evident werden u. a. Unterdruckbereiche im Filter, die vermieden werden müssen.

Die Zunahme des Filterwiderstandes (Druckverlust) und das Verhalten der Filtratgüte über die Filterlaufzeit sind vorrangig abhängig von Art und Menge der abfiltrierten Wasserinhaltsstoffe und der Beschaffenheit (Korngröße, Ungleichförmigkeit) des Filtermaterials. Der Druckverlust steigt linear bis exponentiell, die Filtratgüte bleibt z. B. bei der Enteisungs- und Entmanganungsfiltration praktisch konstant über die Laufzeit, während bei der Flocken- und Flockungsfiltration deutliche Phasen der Einarbeitung, der weitgehenden Konstanz während der Arbeitsphase und bei weiterer Fortsetzung des Filterbetriebes der Filtratverschlechterung und schließlich des Durchbruchs auftreten (**Abb. 4-35**). Für die Zeit der Einarbeitung muss insbesondere bei der Oberflächenwasseraufbereitung sowie bei nicht ausreichend gegebener Mischungsmöglichkeit ein Erstfiltratabschlag erfolgen.

Die möglichen Laufzeiten von Filtern sind je nach Randbedingungen sehr unterschiedlich, von ein bis drei Tagen bei der Flocken- bzw. Flockungsfiltration bis zu mehreren Wochen bei der Entmanganung sowie A-Kohle-Filtration. Bei der Filtration nährstoffhaltigen Wassers sollte die Rückspülung mind. wöchentlich erfolgen, um Verkeimungen zu vermeiden.

Aus Sicht der Filtertheorie sollte ein Filter so beschaffen sein und betrieben werden, dass zum Zeitpunkt der eintretenden Güteverschlechterung (Filterdurchbruch – **Abb. 4-35**) auch der maximal zulässige Filterwiderstand (bei offenem Filter ca. 2 m und bei geschlossenem Filter ca. 5 bis 6 m) annähernd erreicht ist (Filteroptimum). Die in der Praxis häufig nicht gegebene Konstanz der Wasserbeschaffenheit, des Durchsatzes und anderer Betriebsbedingungen ermöglichen hier aber nur Annäherungen, wobei aus Gründen der hygienischen Sicherheit die Rückspülung vor der Filtratverschlechterung einzuleiten ist.

Zur Überwachung der Filterwirksamkeit wird die Trübungsmessung angewandt, zunehmend kommt jedoch auch die Partikelzählung (siehe auch DVGW-Arbeitsblatt W 213-6) zum Einsatz.

4.2.2.4.6 Filterrückspülung

Beim Einschnittfilter bringt erfahrungsgemäß die kombinierte Luft-Wasser-Spülung die besten Ergebnisse. Üblich ist etwa folgender Spülzyklus (siehe auch W 214-3):

- Aufbruch des Filterbetts: ca. 1–3 min Luft mit $60 \dots 90 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$
- Ablösen der Schmutzstoffe: ca. 3–5 min Luft und Wasser (Luft ca. $60 \dots 80 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$, Wasser mit $10 \dots 15 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$)
- Ausspülen der Schmutzstoffe und Luftaustag: bis 5 min Wasser mit $10 \dots 20 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$

Bei grobem und schwerem Filtermaterial können die Wasserspülgeschwindigkeiten auch höher liegen, bei sehr leichtem Material und auch Aktivkohle wird die gleichzeitige Luft-Wasser-Spülung nicht angewendet.

Der Schlammbau sollte möglichst beobachtet werden. Nur bei neubefülltem Filter darf bei der Rückspülung ein gewisser Austrag an (sehr feinem) Filtermaterial eintreten, später ist u. U. die Spülgeschwindigkeit zu korrigieren.

Insbesondere die 3. Phase des Klarspülens kann durch Kontrolle der Trübung des Spülabwassers bzw. der absetzbaren Stoffe (Imhofftrichter) minimiert werden. Gemeinhin wird hier zu lange gespült. Es ist zumeist durchaus nicht notwendig, den Filter gänzlich sauber zu spülen, damit wird u. U. nur nach Wiederinbetriebnahme die Zeitdauer einer verschlechterten Filtratqualität (Vorfiltrat in der Einarbeitungsphase) unnötig verlängert.

Beim *Mehrschichtfilter (MF)* ist von der Rückspülung neben der Reinigung auch die Wiederherstellung der Schichtentrennung (Klassierung) erforderlich, da andernfalls die Leistung des Filters wesentlich absinkt. Dabei muss insbesondere die letzte Spülphase in der Wasserzugabe ($\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$) dem eingesetzten Filtermaterial (Größe, Dichte, Form) genau entsprechen, damit die Klassierung eintritt, ohne dass Materialverluste oder unnötiger Spülwasserverbrauch entstehen. Große und schwere Filtermaterialien erfordern hier deutlich höhere Spülgeschwindigkeiten, um die zur Klassierung not-

wendige Fluidisierung bzw. Expansion des Filterbetts (Oberkorn ca. 25 %, Unterkorn ca. 15–20 %) zu erreichen. Häufig wird nur getrennt mit Luft (ca. 1–3 min) und Wasser (ca. 3–5 min) gespült, um dauerhafte Vermischungen der Schichten und Materialverluste zu vermeiden. Dabei sind aber langfristig zunehmende Verschmutzungen (Zunahme des Anfangsfilterwiderstandes) bzw. Verbackungen des Filtermaterials nicht immer ausschließbar. In solchen Fällen (z. B. bei der Flockungs- und Flockenfiltration) hat sich eine Vorspülung mit Wasser (ca. 2–3 min) bewährt, bei der der größte Teil der abfiltrierbaren Stoffe aus der oberen Filterschicht ausgetragen wird. Bei Mehrschichtfiltern mit ausreichender Freibordhöhe von ca. 2 m (sogenannte Aufstaufilter) kann auch eine kombinierte Luft-Wasser-Spülung mit folgendem Zyklus eingesetzt werden:

- Absenken des Wasserspiegels bis Materialoberkante
- Aufbrechen des Filterbetts: ca. 2 min Luft mit $60\text{--}80\text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$
- Ablösen der Schmutzstoffe: ca. 3 min Luft und Wasser (Luft ca. $60\text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$, Wasser mind. $10\text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$)
- Ausspülen der Schmutzstoffe, Luftaustrag, Klassieren: ca. 5 min Wasserstarkstrom (je nach Filtermaterial mit $40 \dots 90\text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$)

Je nach Aufnahmefähigkeit des Überstauraumes und Höhenlage des Schlammabzugs (Freibord) muss u. U. zwischenzeitlich eine Entleerung des Überstauraumes erfolgen.

Heute werden Filter häufig über automatisch ablaufende Spülprogramme gespült. Dabei, und auch bei der manuellen Spülung, sind die Filter einzeln nacheinander zu spülen (in Abhängigkeit von Filtratqualität, Filterwiderstand und Laufzeit), damit sich die Filtergeschwindigkeit in den verbleibenden Filtern nicht zu stark erhöht. Besonders bieten sich dafür die verbrauchsarmen und oft energiekostengünstigen Nachtstunden an.

4.2.2.4.7 Langsamfilter

Die ersten Filter, die zur Wasseraufbereitung verwendet wurden, waren Langsamfilter, mit ihnen sollte die Reinigungswirkung der Bodenpassage nachgeahmt werden.

Langsam-Sandfilter besitzen oft eine Siebwirkung an der Oberfläche, filtrierende und adsorbierende Wirkung im Filterbett und eine biologische Wirkung nach dem Einarbeiten des Filters durch Bildung eines biologischen Rasens. Die Filter werden oben mit feinem Sand, darunter abgestuft mit Kies gefüllt, mit Wasserüberstau von 0,60 m bei abgedeckten Filtern und 1,00 m bei Filtern im Freien. (Siehe auch DVGW-Arbeitsblatt W 213-4.) Bei kleinen Anlagen werden die einzelnen Filter bis zu 1000 m^2 , bei großen bis zu 5000 m^2 ausgeführt. Die Filtergeschwindigkeit wird mit 0,1–0,2 m/h gewählt, bei rückspülbaren auch bis 0,7 m/h. Der Zulauf erfolgt seitlich im Überstauraum, bei der geringen Filtergeschwindigkeit ist eine gleichmäßige Belastung des Filters gewährleistet. Zur Ableitung ist unterhalb des Filterbettes ein System aus Dränrohren innerhalb einer groben Filterkies-Stützschiicht eingelegt. Der Filterwiderstand beträgt anfangs nur wenige cm und soll gegen Ende der Laufzeit 1 m nicht übersteigen. Die Laufzeit beträgt bei genügender Vorklärung 100–300 Tage. Bei Filterreinigung wird die obere Schmutzschicht 1–30 cm hoch abgeschält und gewaschen, dabei wird der Filter zumeist außer Betrieb genommen. Für 1–3 Betriebsfilter ist 1 Reservefilter erforderlich. Langsamfilter erreichen ein sehr klares Filtrat. Sie erfordern aber sehr viel Platz, außerdem ist der Arbeitsaufwand für das Reinigen des Sandes, Lockern, Waschen u. a. sehr hoch, auch wenn dies weitgehend maschinell durchgeführt wird.

Bei starker Trübung, hohem Gehalt an organischen Stoffen sind Langsamfilter zur Reinigung von Oberflächenwasser nicht ausreichend. Früher wurden daher den Filtern große Absetzbecken vorgeschaltet. Wegen des großen Platzbedarfs der Langsamfilter werden heute fast ausschließlich Schnellfilter gewählt, denn die Filterfläche beträgt nur: $v_{\text{SF}} = 10\text{ m/h}$, $v_{\text{LF}} = 0,1\text{ m/h}$; $F_{\text{SF}} : F_{\text{LF}} 1:100$. Wenn Langsamfilter vorhanden sind und der Platz nicht anderweitig benötigt wird, dann werden diese gerne beibehalten, da sie wirksam für die Schöpfung des Wassers und für die Zurückhaltung von Spurenstoffen, so auch von Schwermetallen sind und den Keimgehalt des Wassers deutlich senken.

4.2.2.4.8 Feinfiltersysteme

Feinfilter (Vlies-, Falten-, Garnwickel-, Keramik-, Sinterelement-, Spalten- und Siebfilter) sind seit langem aus den Bereichen der Pharma-, Getränke- und Elektronikindustrie bekannt. Die industriell vorgefertigten Filtereinsätze (z. B. Kartuschen, Beutel), angeordnet zumeist in druckfesten Filtergehäusen, wirken je nach Ausführungsart als Oberflächen- oder Raum(Tiefen-)filter. Die Filtereinsätze müssen nach entsprechender Beladung entweder gewechselt werden oder sind rückspülbar.

Im Rahmen der Trinkwasseraufbereitung werden Feinfiltersysteme als rückspülbare Filter vor allem als Vorfilter vor Membranfilterstufen sowie bei der Notwasseraufbereitung eingesetzt. Nicht rückspülbare Filter haben sich aufgrund nur kurzer Standzeiten nicht durchgesetzt.

4.2.2.5 Membranverfahren

4.2.2.5.1 Allgemeines

Bei der Aufbereitung von Trinkwasser werden zunehmend Membranverfahren eingesetzt. Dabei sind vier Varianten zu unterscheiden: Umkehrosmose (UO), Nanofiltration (NF), Ultrafiltration (UF) und Mikrofiltration (MF). Die Verfahren unterscheiden sich insbesondere bezüglich der Porösität der Membranen und somit der Durchlässigkeit gegenüber den verschiedenen Wasserinhaltsstoffen (siehe **Abb. 4-36**). Eine Übersicht über die Aufbereitungswirksamkeit sowie wesentliche Betriebsdaten der unterschiedlichen Membranverfahren gibt **Tab. 4-47**.

Die Membranen können aus organischen Polymeren oder anorganischen Materialien, z. B. Keramik, gefertigt sein und zu unterschiedlichsten Membranelementen (Hohlfaser-, Rohr-, Wickel-, Platten-, Kissen- und Kissen-Element) zusammengefügt sein (siehe Spezialliteratur, z. B. [29]). Das Membranmodul ist die anschlussfertige funktionsfähige Einheit aus einem oder mehreren Membranelementen. Mehrere Module können zu einem Modulblock angeordnet werden, eine Membrananlage kann aus mehreren Blöcken bestehen.

Der Betrieb erfolgt entweder als „Cross-Flow“ mit tangentialer Überströmung der konzentratseitigen Membranoberfläche und somit kontinuierlicher Ausspülung der zurückgehaltenen Stoffe (mit Rezirkulation eines Teilstromes) bei allerdings hohem Energieaufwand oder als „Dead-End“ mit orthogonaler Durchströmung der Membran und somit einer zunehmenden Deckschicht, was regelmäßige Spülungen erforderlich macht, aber bei trübstoffarmem Wasser energetisch günstiger ist (**Abb. 4-37c**).

Die Kontrolle der Membranen auf Intaktheit (Integrität) und die Überwachung der Aufbereitungswirksamkeit ist bei den nicht-porösen Membranen der UO und NF zumeist leicht durch eine kontinuierliche Messung der elektrischen Leitfähigkeit im Permeat möglich. Bei den porösen Membranen der MF und UF gestaltet sich dies schwieriger: die Partikelmessung und auch die kontinuierliche Trübungsmessung sind nur begrenzt geeignet, der (zumeist automatische) Druckhaltetest erfordert eine mindestens partielle Außerbetriebnahme und kann bei zu häufiger Durchführung die Membranen schädigen. Aufgrund der bisher nie ausschließbaren Möglichkeit von – nicht sofort erkennbaren – Membrandefekten wird deshalb bei der Trinkwasseraufbereitung von mikrobiell belastetem Wasser meist eine Desinfektion nachgeschaltet.

Als spezifische Investitionskosten werden, je nach Anlagengröße, unter 2000 € pro m³/h bis 16000 € pro m³/h angegeben (siehe [30]); für die spezifischen Aufbereitungskosten bei MF/UF 0,1-0,3 € pro m³ aufbereitetes Trinkwasser, bei NF 0,3-0,5 €/m³ und bei UO 0,5-1,0 €/m³ (siehe [31]); beides mit deutlicher Tendenz zur weiteren Abnahme. Die Kosten für den Membranersatz, der zumeist nach 3 bis 10 Jahren erforderlich wird, betragen etwa 20 bis 70 €/m² Membranfläche.

Für den Bereich der Trinkwasseraufbereitung wird für den Einsatz von Membrananlagen eine jährliche Wachstumsrate über 10 % gesehen.

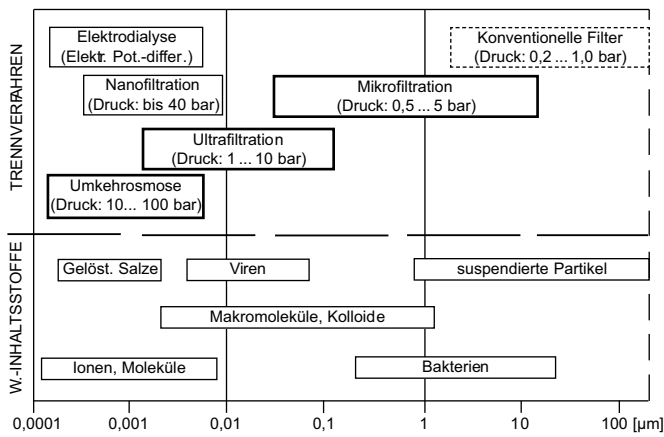


Abb. 4-36: Abgrenzung der Verfahren hinsichtlich der trennbaren Wasserinhaltsstoffe

Tab. 4-47: Übersicht zu den Aufbereitungswirksamkeiten, Betriebsdaten sowie Spülung/Reinigung unterschiedlicher Membranfilteranlagen (nach [28])

	MF	UF	NF	UO
<i>Einsatzbereiche/Aufbereitungswirksamkeiten: (+++ vollständiger Rückhalt bis – geringer/kein Rückhalt)</i>				
Trübung	+++	+++	Vorbehandlung erforderlich	
Partikel (1-100 µm)	+++	+++	Vorbehandlung erforderlich	
E.coli/Colif. Keime	+++	+++	+++	+++
MS2-Phagen	+	+++	+++	+++
Parasiten	+++	+++	+++	+++
Calcium, Magnesium	–	–	++	++
Natrium, Kalium	–	–	+	++
Sulfat	–	–	++	++
Chlorid	–	–	+	++
Nitrat	–	–	+	++
Pestizide	–	–	++	++
Huminstoffe	–	–	++	++
<i>Betriebsdaten</i>				
Flächenbelastung l/m ² /h	100-150	50-90	20-30	15-20
Energiebedarf (Filtration) kWh/m ³	0,05-0,2	0,05-0,2	0,4	0,8
Energiebedarf (Spülung) kWh/m ³	0,4	0,4	–	–
<i>Übliche Spül- und Reinigungsintervalle</i>				
Spülung mit Filtrat	Stündlich	Stündlich	Keine	Keine
Spülung mit Filtrat bei Zugabe von Chemikalien	Keine	Täglich	Keine	Keine
Chemische Reinigung	Wöchentlich	Monatlich	Halbjährlich	Halbjährlich
Konditionierung	Keine	Keine	Kont.	Kont.
<i>Spül- und Reinigungschemikalien</i>				
Mineralsäuren, Laugen	X	X	X	X
Chlor, Chlorbleichlauge	–	X	–	–
Wasserstoffperoxid	–	X	–	–
Zitronensäure	X	X	X	X

4.2.2.5.2 Umkehrosmose und Nanofiltration (UO und NF)

Prinzip – Das Zulaufwasser (Feed) wird mittels einer Hochdruckpumpe in die entsprechenden Membranmodule gedrückt. Beim Durchströmen der Module wird ein Teil des Wassers durch die Membranen gepresst. Es handelt sich hierbei um das Permeat. Der andere Teilstrom, mit den zurückgehaltenen Stoffen, wird als Konzentrat bezeichnet (siehe **Abb. 4-37a**). UO-Membranen halten einwertige Ionen (wie Natrium, Chlorid und Nitrat) und zweiwertige Ionen (wie Calcium, Magnesium und Sulfat) sowie gelöste organische Wasserinhaltsstoffe (DOC) mit mehr als 99 % zurück. Der Rückhalt niedermolekularer organischer Schadstoffe hängt von ihrer Größe und der Ladung ab. Gelöste Gase, wie Kohlenstoffdioxid, können die Membranen ungehindert passieren. Typische NF-Membranen halten einwertige Ionen weit weniger zurück als UO-Membranen. Aufgrund ihrer größeren Poren ist auch der Rückhalt von niedermolekularen organischen Schadstoffen geringer (siehe [32]).

In Deutschland dient die UO in der Regel der Enthärtung oder der Nitrat- oder Sulfatentfernung. Im Vergleich zur Meerwasser- und Brackwasserentsalzung liegt der notwendige Betriebsdruck hier in der Regel nur im Bereich von 10 bar bis 15 bar. Die hierfür eingesetzten Membranen werden auch als Niederdruck-UO-Membranen bezeichnet. NF-Membranen kommen insbesondere dann zum Einsatz, wenn zweiwertige Ionen oder der DOC entfernt werden sollen, ohne dass die Konzentration einwertiger Ionen im gleichen Umfang reduziert werden soll. Der Einsatz von NF- oder UO kann besonders dann sinnvoll sein, wenn mehrere Aufbereitungsziele (z. B. Entfernung von Härte, Mikroorganismen und DOC) erreicht werden sollen. Andererseits ist zu beachten, dass die Membranen nicht selektiv wirken. Dies bedeutet, dass z. B. eine Entfernung von organischen Wasserinhaltsstoffen immer mit einer Enthärtung gekoppelt ist. Häufig kann es günstiger sein, nur eine Teilstromaufbereitung mit einer UO oder NF durchzuführen.

Vor- und Nachbehandlung des Wassers – Bei der UO und NF eingesetzte Membranelemente sind nicht spülbar. Zur Vermeidung von irreversiblen Ablagerungen ist in der Regel eine Vorbehandlung des Wassers erforderlich. Dabei sind die Mindestanforderungen der Membranhersteller bezüglich der Zulaufqualität zu beachten. Je nach Rohwasserqualität kann die Vorbehandlung eine mehrstufige Aufbereitung (z. B. zur Entfernung von Eisen, Mangan, Partikeln und DOC) oder lediglich eine einfache Schutzfiltration über Kerzenfilter umfassen. Zur Vermeidung kristalliner Ausfällungen (Scaling) (z. B. von Calciumsalzen) ist in der Regel zusätzlich die Dosierung eines Antiscalant (Inhibitor) und/oder einer Säure erforderlich.

Chemische Reinigungen werden entweder prophylaktisch oder bei Nachlassen der Leistungsfähigkeit der Membrananlage durchgeführt. Das Zeitintervall beträgt hier üblicherweise 4–12 Monate. Die Art der Chemikalien richtet sich nach den Ablagerungen. Die regelmäßige Durchströmung der Membranelemente mit Feed oder Permeat kann helfen, die Anzahl chemischer Reinigungen zu verringern. Aus korrosionschemischen und geschmacklichen Gründen ist eine Nachbehandlung des NF- oder UO-Permeats erforderlich. Hierzu wird in der Regel eine Aufhärtung durch Filtration über Kalkstein bzw. dolomitische Filtermaterial durchgeführt. Unter Umständen ist dabei auch eine zusätzliche Dosierung von CO₂ erforderlich, um die als notwendig angesehene Mindestkonzentration von 20 mg/l Calcium zu erreichen. Bei einer Teilstrombehandlung über NF oder UO kann die gewünschte Aufhärtung ggf. auch durch die Mischung mit dem nichtbehandelten Teilstrom erreicht werden.

Konzentratentsorgung – Üblicherweise fallen abhängig von der Rohwasserqualität zwischen 10 und 20% der aufbereiteten Rohwassermenge als Konzentrat an. In diesem reichern sich sowohl die zurückgehaltenen Wasserinhaltsstoffe als auch die zugegebenen Antiscalants an. Befindet sich die Anlage in der Nähe von größeren Vorflutern, ist ggf. eine Einleitung des Konzentrates in den Vorfluter möglich. Hierzu sind die entsprechenden gesetzlichen Grundlagen zu beachten und die erforderlichen Genehmigungen einzuholen. Dies sollte bereits im Rahmen der Voruntersuchung geschehen, da anderenfalls die Indirekteinleitung bzw. die Behandlung vor der Einleitung bei entsprechenden Konzentratmengen schnell zu Kosten führen kann, die einen wirtschaftlichen Betrieb der Membrananlage unmöglich macht.

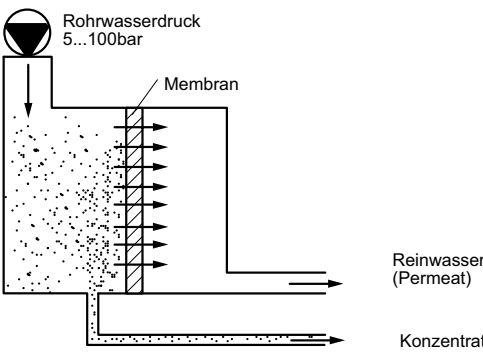


Abb. 4-37a: Prinzip der Umkehrosmose

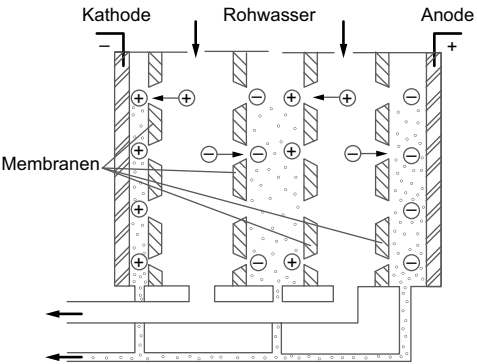


Abb. 4-37b: Prinzip der Elektrodialyse

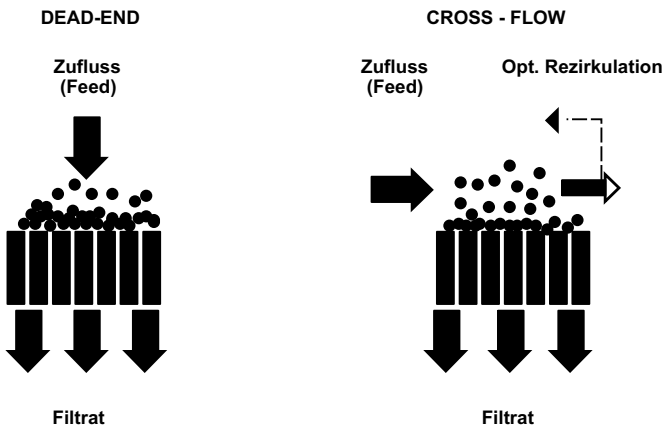


Abb. 4-37c: Betriebsweisen bei Ultra- und Mikrofiltration

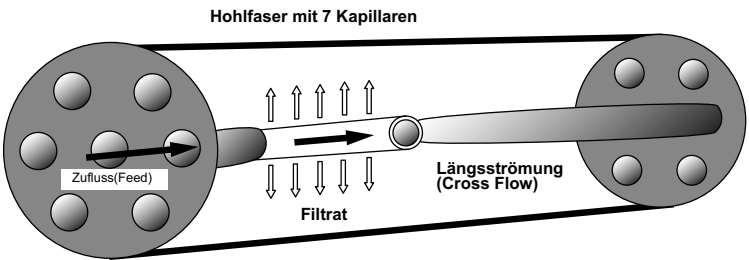


Abb. 4-37d: Hohlfasermembran zur Ultrafiltration durchflossen von innen nach außen (In-Out)

4.2.2.5.3 Ultrafiltration und Mikrofiltration (UF und MF)

Prinzip – Das Prinzip der Mikro- und Ultrafiltration beruht auf den Rückhalt partikulärer Wasserinhaltsstoffe beim Durchtritt von Wasser durch die Poren einer Membran. Dabei sind vor allem Siebmechanismen wirksam (siehe auch DVGW-Arbeitsblatt W 213-5). Die Größe der rückhaltbaren Partikel wird von der Porengröße der Membran bestimmt (**Abb.4-36**). Bei der MF können Partikel $> 0,1 \mu\text{m}$ und bei der UF Partikel $> 0,01 \mu\text{m}$ zurückgehalten werden. MF und UF erlauben den absoluten Rückhalt von Bakterien. Ein Rückhalt von Viren ist bei der UF möglich. Gelöste organische Stoffe und Ionen (Salze) werden dagegen nicht zurückgehalten.

Die UF wird im Rahmen der Trinkwasseraufbereitung hauptsächlich zur Partikeleliminierung im Rahmen der Aufbereitung von Oberflächenwässern bzw. Oberflächenwasser beeinflussten Grundwässern eingesetzt. MF und UF kommen zudem im Rahmen der Spülwasserbehandlung zum Einsatz.

Vor- und Nachbehandlung des Wassers – Während des Filtrationsbetriebes führen die von den Membranen zurückgehaltenen Wasserinhaltsstoffen zu einer Belagbildung auf der Membranoberfläche. Dabei steigen der Widerstand und damit der Druckverlust an. Eine regelmäßige Spülung ist deshalb erforderlich (siehe [33]). Diese erfolgt je nach Rohwasserbelastung im Abstand von 30 Minuten bis zu mehreren Stunden. Je nach konstruktiver Lösung der Membrananlagen (In-Out bzw. Out-In-Betrieb, druckgetriebene oder getauchte Saugmembranen) erfolgt eine Spülung mit Wasser bzw. mit einem Luftblasen/Wassergemisch. Zur Verminderung von Fouling und Biofouling werden regelmäßig in bestimmten Abständen Spülungen unter Zusatz einer Spül- und/oder Desinfektionschemikalie durchgeführt. Bewährt hat sich die Spülung mit Lauge und anschließend Säure. Durch Zusatz von Flockungsmitteln vor der Membrananlage lassen sich in Abhängigkeit der Beschaffenheit des Feeds die Filterlaufzeiten zwischen den Spülungen verlängern. Bei der Aufbereitung von Oberflächenwasser ist der Einsatz eines Flockungsmittels in der Regel erforderlich.

Überprüfung der Aufbereitungswirksamkeit – Um den sicheren Betrieb einer MF bzw. UF zu gewährleisten, ist eine Überwachung der Anlagen erforderlich. Dieser umfasst insbesondere die Überwachung der Integrität. Hierfür stehen verschiedene kontinuierlich bzw. diskontinuierlich arbeitende Messverfahren zur Verfügung (siehe [34]). Beim derzeitigen Stand der Technik ist jedoch die Überwachung noch nicht mit der Sicherheit möglich, die bei der Aufbereitung mikrobiologisch belasteter Rohwässer einen Verzicht auf eine abschließende Desinfektion gestattet. Diese sollte deshalb aus Sicherheitsgründen zumindest bei einer einstufigen Aufbereitung immer durchgeführt werden.

4.2.2.6 Adsorption an Aktivkohle

4.2.2.6.1 Allgemeines

Aktivkohle wird in der Trinkwasseraufbereitung vorrangig zur Entfernung gelöster organischer Wasserinhaltsstoffe eingesetzt. Dabei werden vor allem unpolare Stoffe entfernt. Ziel der Anwendung sind neben der Entfernung von Geruchs-, Geschmacks- und Farbstoffen die Eliminierung organischer Störstoffe (wie z.B. Pflanzenschutzmittel, Arzneimittel, CKW usw.). Dabei wird auch der DOC vermindert.

In den DIN-EN 12903 und 12915-1 sowie 12915-2 sind Anforderungen an Aktivkohlen festgelegt. Im DVGW-Arbeitsblatt W 239 werden die wichtigsten, bei der Planung und dem Betrieb von Aktivkohleanlagen zu beachtenden Gesichtspunkte behandelt. Zudem werden anwendungsbezogene Tests beschrieben.

Die verschiedenen Wasserinhaltsstoffe sind sehr unterschiedlich adsorbierbar und die handelsüblichen Aktivkohlen haben unterschiedliche Adsorptionsleistungen bzgl. der verschiedenen Stoffe, so dass die Auswahl der für die jeweiligen Randbedingungen geeignetsten Kohle sehr entscheidend sein kann.

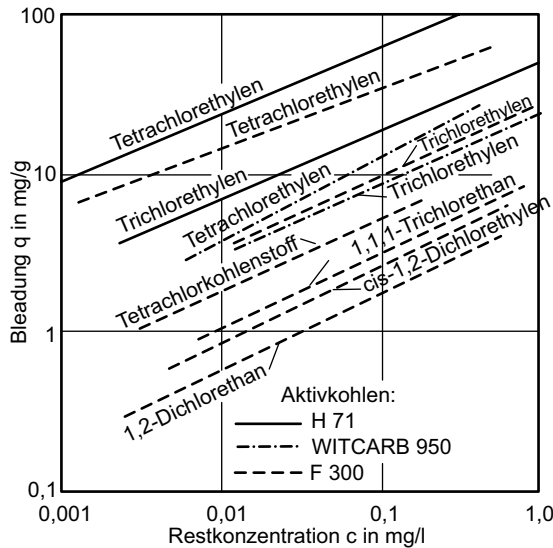


Abb. 4-38: Beispiele von Adsorptionsisothermen für verschiedene Aktivkohlen und Spurenstoffe in logarithmischer Darstellung (nach Frick)

Zur Beschreibung der Adsorptionskapazität wird zumeist die Adsorptionsisotherme herangezogen, die den Gleichgewichtszustand zwischen Restkonzentration des Spurenstoffes im Wasser und der erreichten Beladung der Kohle mit diesem Stoff als funktionellen Zusammenhang wiedergibt (Abb. 4-38). Da die Adsorptionskinetik bei der Aufnahme der Adsorptionsisothermen nicht beachtet wird, kann jedoch aus der Isotherme allein keine eindeutige Aussage über die Eignung der Kohle für den konkreten Einsatzfall abgeleitet werden. Hierzu sind in der Regel kleintechnische Versuche erforderlich. Dies gilt umso mehr, als auch die Konkurrenz durch natürliche organische Wasserinhaltsstoffe zu einer Vorbeladung führen kann, die die Leistungsfähigkeit für die Adsorption der Spurenstoffe einschränkt.

Aktivkohle wird gekörnt als Kornaktivkohle in Filtern oder als Pulveraktivkohle vor einer Sedimentations- und/oder Filterstufe eingesetzt. Kornaktivkohle kommt vor allem dann zur Anwendung, wenn eine ständige Belastung des Wassers vorliegt, während Pulveraktivkohle dann bevorzugt verwendet wird, wenn die aus dem Wasser zu entfernenden Substanzen jahreszeitlich in stark schwankender Art und Konzentration auftreten. In diesem Fall können Aktivkohledosis und Aktivkohlesorte mit geringem Aufwand angepasst werden.

4.2.2.6.2 Einsatz von Kornaktivkohle

Die beim Einsatz von Kornaktivkohle zu beachtenden Anforderungen sind umfassend im DVGW-Arbeitsblatt W 239 beschrieben. Einen Überblick über in der Praxis üblichen Auslegungsparameter gibt Tab. 4-48.

Tab. 4-48: In der Praxis übliche Auslegungsparameter von Kornaktivkohlefiltern

$\text{Kontaktzeit} = \frac{\text{Filterschichthöhe}}{\text{Filtergeschwindigkeit}}$	Mind. 10 min bis max. 30 min.
Schichthöhe der Aktivkohle	1,5 bis 3 m
Filtergeschwindigkeit	5 bis 20 m/h
Korngrößen	0,6 bis 2,36 mm
Spezifischer Durchsatz bis zur Regenerierung	2 bis 24 Monate

Kornaktivkohle wird sowohl in offenen Filtern als auch in geschlossenen Druckfiltern eingesetzt. Die Filter müssen rückspülbar sein. In der Regel wird eine reine Wasserspülung verwendet. Für die Rückspülung ist ein Freibord für eine Expansion von mind. 20 bis 40 % vorzusehen. Stützsichten im Filter sollten vermieden werden.

Durch thermische Reaktivierung unter Zusatz von Wasserdampf bei 700–850 °C kann die Beladung der Kohle beseitigt und die Adsorptionsfähigkeit wieder hergestellt werden. Üblicherweise erfolgt die Reaktivierung beim Hersteller bzw. Lieferanten. Dabei muss mit 5–10 % Verlust gerechnet werden. Dieser wird durch Frischkohle ergänzt. Es ist darauf zu achten, dass der Anwender die eigene Kohle wieder zurück erhält. Mindestanforderungen an Reaktivare sind in der DIN EN 12915-2 festgelegt. Weitere zu fordernde und zu vereinbarende Parameter sind im DVGW-Arbeitsblatt W 239 aufgeführt.

4.2.2.6.3 Einsatz von Pulveraktivkohle

Pulverförmige Kohle weist durch ihre Mahlfeinheit eine besonders große Oberfläche auf. Sie wird zumeist in den Zulauf zu Reaktionsbehältern oder Filtern dosiert, wobei die Zugaben je nach Randbedingung bei weniger als 5 bis zu über 50 g/m³ liegen können und Kontaktzeiten von 10 bis 30 min notwendig sind. Bei vorgegebener Kontaktzeit (in existierenden Anlagen) kann die erforderliche Aktivkohlemenge im Laborversuch ermittelt werden.

Pulveraktivkohle wird je nach Bedarf sowohl lose (in Silofahrzeugen) als auch verpackt in Säcken, Trommeln oder Big-Bags geliefert. Zu beachten ist, dass Pulveraktivkohle stark hygroskopisch ist und zur Verbackung neigt. Auf eine trockene, vor Feuchtigkeit geschützte Lagerung ist zu achten.

In Abhängigkeit von der Benetzbarkeit der Kohle kann diese direkt kontinuierlich mit Trockengutdosierern bzw. nach Herstellung als Suspension dosiert werden. Empfohlen wird hier eine Feststoffkonzentration von < 6 % (m/m).

Zur Abtrennung aus dem Wasser kommen Sedimentationsanlagen und/oder Filter in Frage. Oft muss zusätzlich ein Flockungsmittel dosiert werden, um eine ausreichende Rückhaltung der Kohle zu sichern.

Die Reaktivierung der Pulverkohle ist nicht möglich. Sinnvoll erscheint u. U. eine weitere Nutzung der im Wasserwerk nur teilweise beladenen Kohle in der Abwasserreinigung.

4.2.2.7 Grundwasseranreicherung

Die Grundwasseranreicherung (siehe auch Abschn. 3.3.3 und 4.1.2.4) ist ein komplex wirkendes Aufbereitungsverfahren, mit dem folgende Wirkungen verbunden sein können:

- mechanische Zurückhaltung von partikulären Substanzen (Schwebstoffe, Algen, Bakterien, Viren) an der Wasser/Boden-Kontaktzone,
- Sorption von Stoffen an der sich an der Wasser/Boden-Kontaktzone anreichernden Biomasse und Schwebstoffen,
- biologischer Abbau von Nährstoffen durch Aufbau von Algenbiomasse sowie von organischen Verbindungen bei deren Zersetzung durch Bakterien,
- Flockung und Fällung in der Folge der sich durch Anreicherung von organischen Stoffen und biologischen Prozessen verändernden Bedingungen (O₂-Haushalt, Redoxpotential, pH-Wert),
- Ionenaustausch an den humiden und Schluffbestandteilen des Untergrundes,
- biologische Prozesse bei der Untergrundpassage,
- bei ausreichender Verweildauer Angleichung an die Grundwassertemperatur.

Eine Vorreinigung des Oberflächenwassers vor der Versickerung, häufig durch Flockung, Sedimentation und Filtration, ist in der Regel erforderlich, um eine Beeinträchtigung des Grundwassers und andere negative Auswirkungen zu vermeiden und wirtschaftliche Sickerleistungen zu erreichen. Eine weitere Aufbereitung des wieder gewonnenen Wassers, oft durch Aktivkohlefiltration und Desinfektion ist notwendig (**Abb. 4-39**).

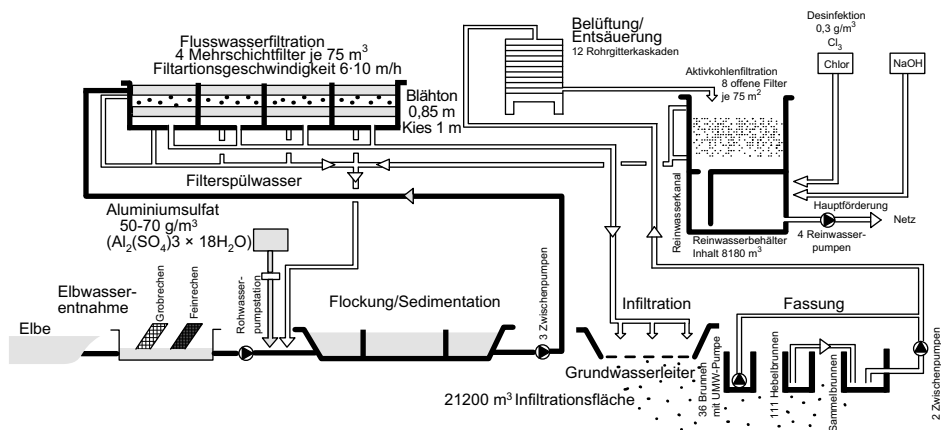


Abb. 4-39: Beispiel für eine Grundwasseranreicherungs-Anlage (GWA) mit Vorreinigung des Elbewassers und abschließender Nachaufbereitung im WW Dresden-Hosterwitz (Quelle:Drewag)

4.2.3 Chemische Verfahren

4.2.3.1 Flockung/Fällung

Die Flockung ist in Abschnitt 4.2.2.2 beschrieben. Bei der chemischen Fällung werden dem aufzubereitenden Wasser Stoffe zugegeben, welche chemisch mit bestimmten gelösten Inhaltsstoffen reagieren und diese in unlösliche und damit abtrennbare Verbindungen überführen. Solche Fällmittel sind z. B.:

Kalk – bei der Enthärtung (Abschn. 4.2.5.8), Enteisenung durch Fällung (Abschn. 4.2.5.3),

Soda – Natriumkarbonat, bei der Enthärtung (Abschn. 4.2.5.8),

Bariumchlorid – zum Ausfällen von Sulfationen,

Natronlauge – zur Enteisenung durch Fällung (Abschn. 4.2.5.3).

Flockung (Abschn. 4.2.2.2.2) und Fällung sind in der Praxis nicht immer exakt abgrenzbar, da es je nach Randbedingungen (Zugabemenge, pH-Wert u. a.) zu Flockungs- wie Fällungserscheinungen kommen kann.

4.2.3.2 Oxidation

4.2.3.2.1 Allgemeines

Bei der chemischen Oxidation gibt das oxidierte Element oder die Verbindung Elektronen ab und geht in eine höhere Wertigkeitsstufe über, die zumeist leichter entfernbar ist. Oxidationsmittel sind somit Substanzen, die Elektronen aufnehmen und dabei selbst reduziert werden.

Für den Einsatz in der Trinkwasseraufbereitung sind als Oxidationsmittel Ozon, Kaliumpermanganat, Wasserstoffperoxid und Sauerstoff zugelassen. Chlor und Chlordioxid, bei denen es sich ebenfalls um Oxidationsmittel handelt, dürfen dagegen nur für die Desinfektion eingesetzt werden (siehe Abschn. 4.2.5.14). Eine Übersicht über die Einsatzgebiete der zugelassenen Oxidationsmittel gibt **Tab. 4-49**. Von den aufgeführten Oxidationsmitteln darf lediglich Ozon auch als Desinfektionsmittel in der Trinkwasseraufbereitung eingesetzt werden. Kaliumpermanganat und Wasserstoffperoxid werden als Desinfektionsmittel für die Anlagendesinfektion verwendet.

Im vorliegenden Abschnitt werden der Einsatz von Ozon, Wasserstoffperoxid sowie Kaliumpermanganat behandelt. Zum Einsatz von Sauerstoff wird auf den Abschnitt 4.2.2.3 Gasaustausch verwiesen.

Tab. 4-49: Einsatzgebiete von zugelassenen Oxidationsmitteln in der Trinkwasseraufbereitung

Sauerstoff:
– Enteisenung und Entmanganung (Eisen-(II) und Mangan-(II)-Filtration)
– Ammoniumoxidation (in biologisch arbeitenden Filtern)
Ozon:
– Oxidation organischer und anorganischer Wasserinhaltsstoffe
– Unterstützung der Flockung
– Desinfektion
Kaliumpermanganat:
– Oxidation von Eisen und Mangan mit anschließender Filtration
– Oxidation von Schwefelwasserstoff und Sulfid
– Oxidation von Arsen-(III)
– Oxidation von Geruchs- und Geschmacksstoffen
– Inaktivierung von Algen
Wasserstoffperoxid:
– Oxidation von Eisen und Mangan mit anschließender Filtration
– Oxidation von Arsen-(III)
– Oxidation organischer Wasserinhaltsstoffe in Verbindung mit Ozonung bzw. UV-Bestrahlung

4.2.3.2.2 Ozon (O₃)

Allgemeines – Ozon ist in der Wasseraufbereitung als Oxidations- und Desinfektionsmittel zugelassen. Das nichtstabile blaue Gas Ozon muss mittels Ozonerzeugungsanlagen (**Abb. 4-40**) am Verwendungsort hergestellt werden (DIN 19 627, DVGW-Merkblatt W 625). In höherer Konzentration ist Ozon stark giftig, die maximale Arbeitsplatzkonzentration (MAK-Wert) beträgt 0,2 mg/m³ in der Luft. Beim Umgang mit Ozon müssen die Unfallverhütungsvorschriften, insbesondere ZH 1/474, unbedingt beachtet werden. Die Ozonezugabestelle und eventuelle weitere Anlagenteile müssen gasdicht abgeschlossen sein. Zur Entfernung des Restozons eine Abluftbehandlung erforderlich.

Die mit ozonhaltigem Wasser in Berührung kommenden Werkstoffe müssen korrosionsbeständig sein. *Anwendung* – Aufgrund seines hohen Oxidationsvermögens reagiert das Ozon mit vielen Wasserinhaltsstoffen. Beim Einsatz der Ozonung in der Wasseraufbereitung sind deshalb immer die komplexe Wirkung und damit auch die mögliche Bildung unerwünschter Nebenprodukte zu beachten. Die Ozonung ist ein geeignetes Verfahren zur Entfärbung von huminstoffhaltigen Wässern, zur Zerstörung von Geruchs- und Geschmacksstoffen, insbesondere phenolischen Verbindungen und Schwefelwasserstoff und teils zur Mikroflokkung. Die durch eine Ozonung veränderten organischen Substanzen sind zumeist biologisch besser abbaubar, aber teilweise auch schlechter an Aktivkohle adsorbierbar. Die Reaktion des Ozons mit anthropogenen organischen Wasserinhaltsstoffen ist sehr unterschiedlich, je nach Ozonangebot werden einige organische Verbindungen sehr gut oxidiert, während andere kaum oxidativ angegriffen werden.

Als nachteilig können bei Ozon der erforderliche hohe Aufwand für die Ozonerzeugung einschl. Luftbehandlung (weshalb die Verwendung von Sauerstoff anstatt Luft günstiger sein kann), die Kapselung der Anlagen, die notwendige Nachbehandlung und der Energiebedarf für die Ozonerzeugung (ca. 15 kWh/kg an O₃) und Luftbehandlung (ca. 5 kWh/kg an O₃) gesehen werden. Erfahrungsgemäß steigt durch die mit der Ozonisierung erreichte bessere biologische Abbaubarkeit der Wasserinhaltsstoffe auch die Gefahr der Wiederverkeimung in nachfolgenden Anlagen und im Rohrnetz, weshalb die Ozonezugabe nicht der letzte Aufbereitungsschritt sein sollte – wie übrigens auch bei erzeugten Mikroflokkungen – und eine Sicherheitschlorung vor der Reinwasserabgabe empfehlenswert ist (**Tab. 4-50**), wobei der Chlorbedarf bei vorausgegangener Ozonezugabe dann sehr niedrig ist.

Tab. 4-50: Beispiele für die Einbindung der Ozonung bei der Flusswasseraufbereitung

Flusswasser	Flusswasser	Flusswasser
Flockung	Uferfiltration	<u>Ozonung</u>
Sedimentation	<u>Ozonung</u>	Flockung
<u>Ozonung</u>	Flockungsfiltration	Sedimentation
Flockungsfiltration	Aktivkohlefilter	<u>Ozonung</u>
Aktivkohlefilter	<u>Sicherheitschlorung</u>	Filtration
<u>Sicherheitschlorung</u>		Aktivkohlefilter
		<u>Sicherheitschlorung</u>

Bei bromidhaltigem Wasser ist auf die Gefahr einer erhöhten Bromatbildung bei der Ozonung zu achten. Die TrinkwV beschränkt die max. zul. Bromatkonzentration im Trinkwasser zukünftig auf 0,01 mg/l. Die Gefahr einer Überschreitung dieses Grenzwertes steigt mit dem Bromidgehalt des Wassers, der Ozondosis und der Reaktionszeit.

Zugabemengen – Die Zugabe ist auf max. 10 mg/l begrenzt [14]; nach der Aufbereitung dürfen nur noch max. 0,05 mg/l vorhanden sein. Der erforderliche Ozoneintrag ist bei der Oxidation vorrangig proportional der Konzentration der oxidierbaren Wasserinhaltsstoffe. Bei anorganischen Stoffen existiert der stöchiometrische Zusammenhang, wobei eine etwas höhere Zugabe bei hohem Eisengehalt empfehlenswert ist. Zur Oxidation von organischen Stoffen sind zumeist 1 bis 2 mg O₃ pro mg DOC ausreichend, höhere Zugaben teils sogar nachteilig. Ozonanlagen zur Desinfektion wurden bisher so ausgelegt, dass eine Ozonkonzentration von 0,4 mg/l am Ausgang des letzten Ozonreaktors nach einer Kontaktzeit von 10 Minuten gesichert wird. In den letzten Jahren wird zur Abschätzung der Desinfektionswirkung häufig das ct-Konzept verwendet. Dieses geht davon aus, dass durch das Produkt von Desinfektionsmittelkonzentration (c) und Einwirkzeit (t) unter Beachtung der Temperatur die Desinfektionswirkung ausreichend beschrieben werden kann. Schwierigkeiten bereitet hier jedoch die Bestimmung des Verlaufes der Ozonkonzentration und die Ermittlung der Kontaktzeit in realen Reaktoren. Zudem ist zu beachten, dass im Labor bestimmte ct-Werte nur bedingt auf die Verhältnisse in realen Wässern übertragbar sind. Eine zuverlässige Beurteilung der Desinfektionswirkung ist deshalb nur durch mikrobiologische Untersuchungen möglich (siehe DVGW-Arbeitsblatt W 225).

Da aber auch die technischen Randbedingungen des Ozoneintrages Einfluss auf die Ozonwirksamkeit nehmen, ist die Optimierung im Betrieb zweckmäßig.

Zumischung – Diese muss sehr intensiv erfolgen, da Ozon um 1 Zehnerpotenz schwerer im Wasser löslich ist als Chlor. Die Löslichkeit ist kleiner bei kleiner Ozonkonzentration, bei niedrigem Druck, mit welchem Ozon in das Wasser eingebracht wird, und bei höherer Wassertemperatur. Für einen hohen Ozoneinbringungsgrad sind eine feinblasige Gaseinbringung verbunden mit starker Turbulenz notwendig.

Als Verfahren für die Ozoneinbringung stehen zur Verfügung:

- Teilstrombegasung mittels Injektor und nachfolgendem statischen Mischer,
- Begasung mittels poröser Kerzen, Platten oder Membranscheiben, die im Becken – nahe des Bodens – angeordnet werden,
- Gegenstrombegasung in Füllkörperkolonnen,
- Begasung durch rotierende Mischer.

Die Abluft der Mischkammern bzw. Reaktionsräume enthält Restozon, so dass die Entlüftung mit einer Ozonentfernung verbunden sein muß. Als Verfahren sind üblich:

- thermische Ozonentfernung bei ca. 350 °C,
- katalytische Ozonentfernung,
- chemische Reaktion mit Aktivkohle (1 g A-Kohle mit 2,7 g O₃).

Nach der Ozonentfernung sollte die Abluft nicht mehr als 0,02 mg/m³ an Ozon enthalten.

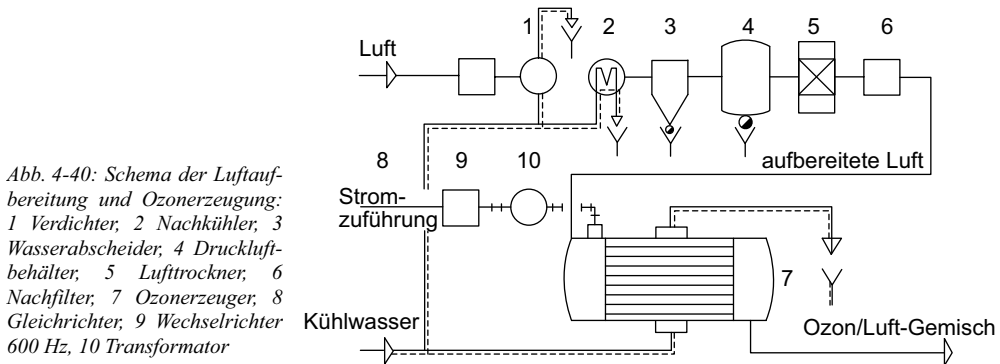
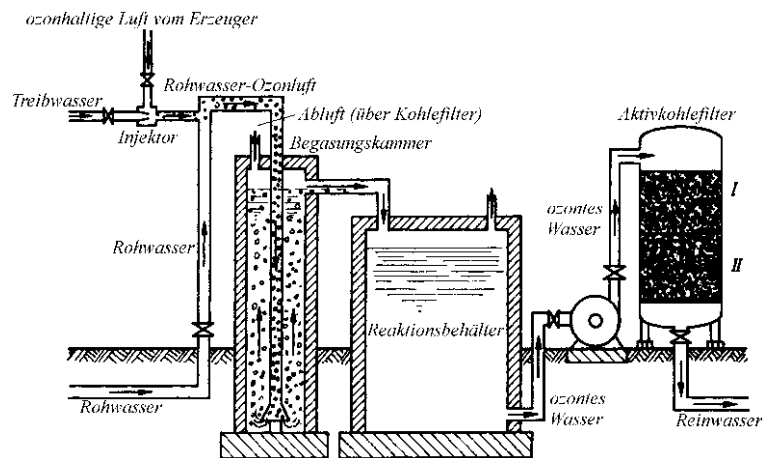


Abb. 4-41: Beispiel zur Ozoneinbringung mit Reaktionsraum und Restzonenentfernung im Aktivkohlefilter



4.2.3.2.3 Wasserstoffperoxid (H_2O_2)

Wasserstoffperoxid wird technisch aus Sauerstoff und Wasserstoff hergestellt. Es ist eine klare Flüssigkeit, die mit Wasser in jedem Verhältnis mischbar ist.

H_2O_2 unterliegt den Transportvorschriften für gefährliche Güter. Bei der Verwendung müssen die Arbeitsstoff-Verordnung und die berufsgenossenschaftlichen Sicherheitsbestimmungen beachtet werden, so das Merkblatt 009 der Berufsgenossenschaft der chemischen Industrie. Bei Lagerungs- und Dosieranlagen müssen Druckausgleichsmöglichkeiten bestehen.

Wasserstoffperoxid kann bei pH-Werten < 7 zur schnellen Oxidation von Eisen-(II) zu Eisen-(III) eingesetzt werden. Die Oxidationsgeschwindigkeit steigt mit sinkendem pH-Wert. Theoretisch werden $0,3 \text{ g } H_2O_2/\text{g Fe}$ benötigt. Bei pH-Werten im Bereich um 9 und höher kann Wasserstoffperoxid zur Oxidation von Mangan-(II) zu Mangan-(IV) herangezogen werden. Der theoretische Bedarf beträgt $0,62 \text{ g } H_2O_2/\text{g Mn}$. Liegt Arsen als dreiwertiges Arsenit ($As(III)$) vor, muss dieses vor einer Entfernung durch Fällung mit Eisensalzen zu Arsenat ($As(V)$) oxidiert werden. Dies gelingt mit Wasserstoffperoxid bei pH-Werten > 7 in Gegenwart von Eisen-(II)-Ionen. Der theoretische Bedarf ist $0,45 \text{ g } H_2O_2/\text{g As}$.

In sauren Lösungen können Sulfide durch Wasserstoffperoxid zu elementarem Schwefel oxidiert werden. Die Reaktion verläuft relativ langsam. Sie kann durch den Zusatz von Eisen-(II)-Ionen beschleunigt werden. Bei pH-Werten > 8 führt die Reaktion schnell zu Sulfat.

Bei sauerstoffverbrauchenden mikrobiologischen Aufbereitungsprozessen kann H_2O_2 als zusätzliche Sauerstoffquelle genutzt werden. Abgesehen von sehr leicht oxidierbaren organischen Verbindungen reagiert das H_2O_2 mit organischen Wasserinhaltsstoffen äußerst langsam. Durch den kombinierten Einsatz von Eisen-(II)-Ionen und H_2O_2 (Fenton's Reagenz) kann jedoch eine OH-Radikalbildung bewirkt werden, über die eine oxidierende Wirkung auch gegenüber organischen Wasserinhaltsstoffen erreicht werden kann. Zur Radikalbildung kommt es auch beim kombinierten Einsatz von Ozon und H_2O_2 bzw. UV-Bestrahlung und H_2O_2 .

4.2.3.2.4 Kaliumpermanganat (KMnO_4)

Die Dosierung von Kaliumpermanganat erfolgt in Form einer wässrigen Lösung oder über Trocken-dosieranlagen. Die maximal zulässige Dosierung ergibt sich aus den Parameterwerten für Mangan und Kalium, die im Reinwasser eingehalten werden müssen. Die technischen Lieferbedingungen sind in der DIN EN 12672 festgelegt.

Zu beachten ist, dass die Reaktion des Permanganations mit organischen und anorganischen Wasserinhaltsstoffen zur Reduktion des siebenwertigen Mangans zu überwiegend vierwertigem Mangan führt, welches als schwerlösliches Mangandioxidhydrat ausfällt und abfiltriert werden kann. Eine Verbesserung der Abtrennung kann durch Zugabe von Flockungsmitteln (Eisen- bzw. Aluminiumsalzen) erreicht werden. Überschüssiges Permanganat kann zu einer Rotfärbung des Wassers führen. Eine Abbindung über kohlenstoffhaltiges Material (z.B. Aktivkohle) ist bis zu einem gewissen Grad möglich.

Kaliumpermanganat dient vor allem zur Enteisung und Entmanganung, insbesondere bei der Oberflächenwasseraufbereitung bzw. auch bei der Grundwasseraufbereitung, wenn die Oxidation mit Luft nicht ausreichend schnell oder nur unvollständig abläuft. Die Oxidation von Mangan ist pH-Wert-abhängig und läuft bei pH 7 fünfmal schneller als bei pH 6. Die Oxidation von Schwefelwasserstoff zu Schwefel und Sulfat ist möglich. Nitrit wird hingegen nur im sauren pH-Bereich oxidiert.

Die Reaktion mit organischen Wasserinhaltsstoffen hängt von deren Struktur ab. Die Wirkung ist jedoch deutlich geringer als bei der Ozonung. Von praktischer Bedeutung für die Wasseraufbereitung ist die algizide Wirkung von Kaliumpermanganat. Der Einsatz von Kaliumpermanganat hat sich u.a. für die Immobilisierung eigenbeweglicher Algen bewährt, die danach durch eine Flockung mit anschließender Filtration sicher entfernt werden konnten.

4.2.3.3 Neutralisation

4.2.3.3.1 Allgemeines

Unter Neutralisation soll hier die Zugabe von Alkalien (Kalk, Natronlauge u. a.) in das Wasser bzw. der Kontakt des Wassers mit alkalischen Stoffen (Filtration über Kalkstein oder dolomitisches Material) verstanden werden, die mit dem Ziel durchgeführt wird, den pH-Wert auf den von der TrinkwV vorgegebenen Wert anzuheben bzw. die Calcitlösekapazität bis auf die zulässige Größe abzusenken (siehe auch „pH-Wert“ und „Entsäuerung“). Dabei erfolgt eine Bindung der freien überschüssigen Kohlensäure, weshalb auch von der chemischen Entsäuerung gesprochen wird. Vom Ergebnis her ähnlich ist das physikalische Verfahren des „Gasaustausches“ (siehe dort), bei dem die Kohlensäure ausgast und bei hartem Wasser mit höherem Hydrogencarbonatgehalt ($K_{s, 4.3}$) auch der Sättigungs-pH-Wert erreicht werden kann, während bei weichen Wässern dazu unter Umständen eine chemische Restentsäuerung erforderlich ist. In der Anwendung werden die beiden unterschiedlichen Verfahren unter dem Begriff „Entsäuerung“ zusammengefasst (siehe Abschn. 4.2.5.2).

Je nach Verfahren bzw. eingesetzten Alkalien kann es auch zum Überschreiten des Sättigungs-pH-Wertes und damit zu störendem Kalkausfall kommen. Ist diese Calciumcarbonatübersättigung nicht vermeidbar – oder zur Entfernung anderer störender Wasserinhaltsstoffe erforderlich – muss vor der Reinwasserabgabe u. U. ein Verschneiden mit Wasser niedrigeren pH-Wertes oder Säurezugabe erfolgen.

4.2.3.3.2 Filtration über Calciumcarbonat

Grundlagen – Die Filtration über Calciumcarbonat (CaCO_3) gehört zu den ältesten Entsäuerungsverfahren und stellt einen Vorgang nach, der natürlich im Bereich der im Jura und Devon entstandenen Kalklagerstätten abläuft. Der dabei erforderliche lange Zeitraum wird bei der Wasseraufbereitung durch Einsatz von Calciumcarbonat mit spezieller Oberflächenstruktur und geringer Korngröße (1–2 mm) auf unter eine Stunde verkürzt. Es laufen folgende Reaktionen ab:

- Lösung des Kalksteins $\text{CaCO}_3 \rightleftharpoons \text{Ca}^{2+} + \text{CO}_3^{2-}$
- Bindung der Kohlensäure
bei Bildung von
Hydrogencarbonat $\text{CO}_3^{2-} + \text{CO}_2 + \text{H}_2\text{O} \rightleftharpoons 2\text{HCO}_3^-$

Diese Reaktionen laufen bei ausreichender Kontaktzeit, bis das Löslichkeitsprodukt des CaCO_3 erreicht ist. Je mol CO_2 wird 1 mol CaCO_3 verbraucht, d. h. für die chemische Bindung von 1 g an CO_2 sind theoretisch 2,28 g an CaCO_3 , praktisch ca. 2,5 g erforderlich. Die Verminderung der Basekapazität um 1 mmol/l führt zu einer Erhöhung der Ca-Konzentration um 1 mmol/l und der Säurekapazität $K_{\text{S}4,3}$ um 2 mmol/l.

Als Produkt sollte Calciumcarbonat gemäß DIN EN 1018, Tabelle 1, Klasse 1, d. h. ein Produkt mit höchstmöglichen Masseanteil an Calciumcarbonat verwendet werden. Andere Produkte, wie poröses Calciumcarbonat bzw. granuliertes Calciumcarbonat sind ebenfalls einsetzbar. Hier sind jedoch zusätzliche Qualitätsanforderungen zu stellen (siehe DVGW-Arbeitsblatt W 214-2).

Vorteile des Verfahrens – Eine Übersättigung des Wassers mit CaCO_3 kann nicht eintreten, weshalb in dieser Hinsicht nur ein sehr geringer Betriebs- und Überwachungsaufwand erforderlich ist. Bei weichem Wasser sind die Zunahme des Calciumgehalts (Aufhärtung) und der Säurekapazität günstig für die Ausbildung schützender Deckschichten bei Rohren aus Eisenwerkstoffen und verzinktem Stahl.

Nachteile des Verfahrens – Calciumcarbonat erfordert relativ lange Kontaktzeiten. Bei ungünstiger Rohwasserbeschaffenheit wird der pH-Wert der CaCO_3 -Sättigung u. U. nicht oder erst nach sehr langer Zeit erreicht bzw. es sind die Vorschaltung einer physikalischen Entsäuerung oder die Nachschaltung einer Restentsäuerung erforderlich. Poröser Kalkstein ist aufgrund der vorhandenen großen Oberfläche reaktionsfähiger und kommt mit deutlich kürzeren Kontaktzeiten aus, neigt aber stark zu Verkeimungen und erfordert deshalb meist eine Desinfektion des Trinkwassers.

4) *Anwendungsbereich* – Gemäß DVGW-Arbeitsblatt W 214-1 ist die Filtration über Calciumcarbonat vorzugsweise bei Wässern mit $K_{\text{S}4,3} + 2 K_{\text{B}8,2} < 1,5$ mmol/l einzusetzen. Zusätzlich sollte die Calciumkonzentration bei $< 0,75$ mmol/l liegen.

Eisen, Mangan und Aluminium dürfen nicht zu einer störenden Belagsbildung führen. Folgende Konzentrationen sollten deshalb im Filterzulauf nicht überschritten werden:

- $\text{Fe} \leq 0,2$ mg/l
- $\text{Mn} \leq 0,05$ mg/l
- $\text{Al} \leq 0,05$ mg/l.

Mit dem Ziel einer Aufhärtung kann die Filtration über CaCO_3 auch bei Wässern mit hohen CO_2 -Konzentrationen ($K_{\text{B}8,2}$ Wert) eingesetzt werden, ohne die Einstellung des pHc anzustreben. Im Ergebnis der Aufhärtung ist dann jedoch ggf. eine physikalische Entsäuerung durch Ausgasung des restlichen überschüssigen CO_2 erforderlich. Eine Variante stellt das Reinerzauerverfahren dar. Die Aufhärtung erfolgt hier durch eine Teilstrombehandlung, bei der ein über eine Calciumkarbonatfilterstufe zu behandelnder Teilstrom des Wassers vorher mit CO_2 angereichert wird.

Bemessung – Grundlage für die Bemessung der Filter ist die erforderliche Kontaktzeit und das daraus zu berechnende erforderliche Volumen in m^3 , das zum Erreichen des Entsäuerungsziels benötigt wird, sowie das Verbrauchsvolumen. Die Kontaktzeit soll mindestens 5 min betragen. Für die Ermittlung der erforderlichen Kontaktzeit zur Einstellung des Sättigungs-pH-Wertes und des Entsäuerungsziels $\text{pH} \geq 7,8$ enthält das DVGW-Arbeitsblatt W 214-2 eine Bemessungshilfe. Diese gilt nur für Filtermaterial nach DIN EN 1018, Tabelle 1, Typ 1 und Korngröße 1–2 mm. Werden andere Materia-

lien eingesetzt, sollten für die Auslegung Filterversuche durchgeführt werden. Die tatsächliche Kontaktzeit sollte größer als die erforderliche Kontaktzeit sein.

Das Volumen (V) an Calciumcarbonat ist die Summe des erforderlichen Volumens (V_f) der Filterschicht zum Erreichen des Entsäuerungsziels, welches von der notwendigen Kontaktzeit abhängt und dem Verbrauchsvolumen ($V_{\text{verb.}}$) zwischen zwei Nachfüllungen. Das Verbrauchsvolumen bezieht sich auf den stöchiometrischen Verbrauch durch chemische Reaktion, die Materialverluste bei Filterspülung sowie unlösliche Bestandteile des Filtermaterials, die bei der Spülung ausgetragen werden. Das Verbrauchsvolumen kann nach betrieblichen Gesichtspunkten frei gewählt werden. Es sollte 20 % des maximalen Filterschichtvolumens nicht überschreiten, weil ansonsten ein für Filterspülungen ungünstig großer Filterüberstauraum entsteht. Hinweise für die Bemessung von Calciumkarbonatfiltern gibt DVGW-Arbeitsblatt W 214-2, Anhang B.

Konstruktion – Als Filter sind spülbare Schnellfilter nach DIN 19605 und DVGW-Arbeitsblatt W 213-3 einzusetzen. Die Filteranlage sollte mindestens zwei Filter besitzen. Als Filterschichthöhe haben sich 2–2,5 m bewährt. Eine Filterschichthöhe von 1 m sollte nicht unterschritten werden. Der Füllstand des Filtermaterials sollte von außen beobachtet werden können. Es können sowohl offene als auch geschlossene Filter verwendet werden (**siehe Abb. 4-42**). Bei geschlossenen Filtern müssen die Vorrichtungen für die Nachfüllung des Filtermaterials leicht zugänglich und einfach zu bedienen sein.

Die Filterspülung sollte als Luft-Wasser-Spülung mit den Spülphasen Luft, Luft-Wasser und Wasser durchgeführt werden. In der Luft-Wasser-Phase sollte die Wassergeschwindigkeit 12 m/h nicht überschreiten, um einen unnötig starken Filtermaterialaustrag zu vermeiden. Die Angaben der Filtermateriallieferanten sind bei der Bemessung der Aggregate für die Filterspülung zu berücksichtigen.

Das schlammhaltige Wasser aus der Filterspülung enthält Abrieb und Unterkorn des Filtermaterials sowie in Abhängigkeit von der Zulaufbelastung im Filter zurückgehaltene Wasserinhaltsstoffe (z.B. Eisen, Mangan und Aluminiumverbindungen). Eine Einleitung des schlammhaltigen Wassers in Gewässer ohne vorherige Behandlung ist in der Regel aus wasserrechtlichen Gründen nicht zulässig.

7. Betrieb – Die Nachfüllung von Filtermaterial ist erforderlich, bevor das Entsäuerungsziel nicht mehr erreicht wird. Im Ablauf des Filters sollte deshalb eine kontinuierliche bzw. regelmäßige Messung des pH-Wertes erfolgen. Das verbrauchte Filtermaterial sollte zudem monatlich bestimmt werden. Weitere Hinweise sind dem DVGW-Arbeitsblatt W 214-2 zu entnehmen.

4.2.3.3.3 Filtration über halbgebranntem Dolomit

Neben Calciumkarbonat kann für die Entsäuerung durch Filtration auch halbgebrannter Dolomit zum Einsatz kommen. Hierbei handelt es sich um ein feinkristallines Calcium-Magnesium-Carbonat, welches bei 750°C im Kohlenstoffdioxidstrom hergestellt wird. Hauptbestandteile des halbgebrannten Dolomits sind CaCO_3 mit > 68 % und MgO mit > 23 %. Für die Entsäuerung darf gemäß TrinkwV nur Material eingesetzt werden, welches den Anforderungen der DIN EN 1017 Tabelle 2, Tabelle 3 Typ 1 entspricht. Es sollte eine Körnung von 0,5–2,5 mm verwendet werden. Andere Korngruppen sind bei Bedarf zulässig.

Die erforderliche Kontaktzeit ist erheblich kürzer als bei Calciumkarbonat, wobei sie mit Zunahme der freien Kohlensäure nur langsam ansteigt. Im Gegensatz zum Calciumkarbonat, bei dem auch bei langen Kontaktzeiten der pH-Wert der Calcitsättigung im Reinwasser nicht überschritten wird, geht der halbgebrannte Dolomit weiter in Lösung, so dass es zu einer Übersättigung des Wassers und damit zu Calciumkarbonatausfällungen kommen kann.

Hinweise zur Ermittlung der erforderlichen Kontaktzeit gibt DVGW-Arbeitsblatt W 214-2, Anlage A3. Zu beachten ist, dass die erforderliche Kontaktzeit nicht konstant ist, da sich die Aktivität mit der Betriebszeit verringert. Die tatsächliche Kontaktzeit muss mit der jeweils erforderlichen Kontaktzeit übereinstimmen. Bei Unterschreitung wird das Entsäuerungsziel nicht erreicht, bei Überschreitung besteht die Gefahr der Verbackung des Filtermaterials durch Ausfallen des Calciumkarbonat und ggf. der Überschreitung des maximal zulässigen pH-Wertes. Für die Planung der Filteranlage wird die maximal erforderliche Kontaktzeit, die sich auf halbgebrannten Dolomit nach Abklingen der Anfangsaktivität bezieht, verwendet.

Für die Bemessung und apparatetechnische Auslegung der Filter gelten die gleichen Aussagen wie für die Filtration mit Calciumkarbonat. Zusätzlich ist zu beachten, dass der Gesamtaufbereitungsvolumenstrom auf die einzelnen Filter so aufgeteilt wird, dass die erforderliche Kontaktzeit in den Filtern eingehalten wird. Die Nachfüllung der einzelnen Filter muss zeitversetzt erfolgen, damit Schwankungen des pH-Wertes im Ablauf der Filterstufe möglichst gering sind. Zudem sollte die Anzahl der Filter so gewählt werden, dass bei Nachfüllungen möglichst geringe Schwankungen des pH-Wertes auftreten. Der Filteranlage sollte zudem ein Reinwasserbehälter nachgeschaltet sein, der die Schwankungen des pH-Wertes ausreichend verringert.

Halbgebrannter Dolomit sollte gemäß DVGW-Arbeitsblatt W 214-1 vorzugsweise eingesetzt werden, wenn das Wasser im Zulauf zur Entsäuerung folgende Anforderungen erfüllt:

- $K_{S4,3} + 2K_{B8,2} < 2,5 \text{ mmol/l}$
- $K_{B8,2} \geq 0,1 \text{ mmol/l}$.

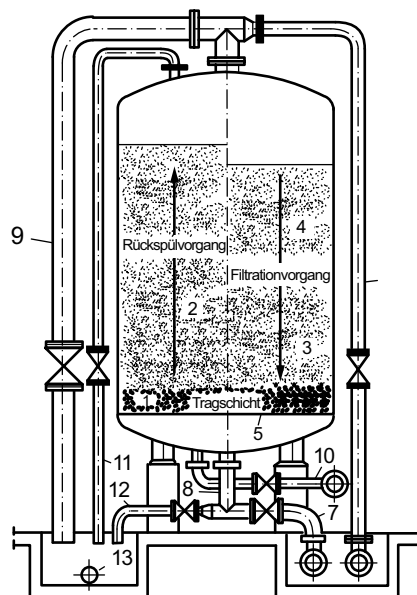
Bezüglich anderer Wasserparameter gelten beim Einsatz des Materials für die Entsäuerung die gleichen Anforderungen wie für die Filtration über Calciumkarbonat. Halbgebrannter Dolomit kann auch für die Enteisung und Entmanganung eingesetzt werden (siehe DVGW-Arbeitsblatt W 223-2). Die Wasserbeschaffenheit im Zulauf der Filteranlage sollte bezüglich der das Entsäuerungsziel beeinflussende Güteparameter (siehe W 214-1) und der Temperatur nur geringen Schwankungen unterliegen. Der Einsatz von halbgebranntem Dolomit ermöglicht aufgrund der höheren Reaktionsgeschwindigkeit geringere Einsatzvolumina, erfordert aber einen höheren Betriebsaufwand und häufigere Kontrollen.

Die Verminderung der Basekapazität um 1 mmol/l entspricht bei halbgebranntem Dolomit einer Erhöhung der Calciumkonzentration um 0,33 mmol/l, der Magnesiumkonzentration um 0,3 mmol/l und der Säurekapazität ($K_{S4,3}$) um 1,33 mmol/l.

Abb. 4-42: Schema der geschlossenen Filtration über alkalische Filtermaterialien

Zeichenerklärung

- 1 = Tragschichtmaterial
- 2 = Filtermaterial
- 3 = Zone der Entsäuerung
- 4 = Zone der Enteisung und mechanischen Reinigung
- 5 = Filterboden
- 6 = Rohwasserzulauf
- 7 = Reinwasserablauf
- 8 = Spülwasserzulauf
- 9 = Schlammwasserablauf
- 10 = Spülluftzuführung
- 11 = Entlüftung
- 12 = Entleerung
- 13 = Schlammabfluss



4.2.3.3.4 Zugabe von Alkalien

Zur Entsäuerung kommen vorrangig Calciumhydroxid und Natriumhydroxid (in gelöster Form als Natronlauge) zum Einsatz. Die Dosierstoffe müssen gemäß den Anforderungen der TrinkwV den Normen DIN EN 12518 für Calciumoxid bzw. Calciumhydroxid und DIN EN 896 für Natriumhy-

dioxid entsprechen. Hinweise für Planung und Betrieb von Dosieranlagen gibt DVGW-Arbeitsblatt W 214-4.

Kalkhydrat – Reaktion im üblichen pH-Bereich: $\text{Ca(OH)}_2 + 2\text{CO}_2 \rightarrow \text{Ca}^{2+} + \text{HCO}_3^-$.

Die Dosierung des Kalkhydrates kann trocken (Pulver, Brocken), aufgeschwemmt (Kalkmilch) oder gelöst (Kalkwasser) erfolgen. Bei der Zugabe als Pulver oder Kalkmilch (ca. 5–10%ig) können Probleme durch unlösliche Beimengungen (10–20%) bzw. Kalkanlagerung in Leitungen und Dosieranlagen entstehen, häufige Reinigungen/Spülungen sind erforderlich. In der Praxis haben sich Kunststoffleitungen bzw. Schläuche bewährt, da sie nicht so schnell verstopfen. Die Zugabe in trockener oder aufgeschwemmter Form sollte nur vor Sedimentationsanlagen, mind. aber vor der Filtration erfolgen. Günstiger könnte hier eine sedimentationsstabile Kalkmilch sein, die über 20%ig ohne Rühren verwendet werden kann.

Bei Herstellung eines ca. 0,1–0,2%igen Kalkwassers ist die Dosierung genauer und störungsfreier möglich. Dafür ist der apparative Aufwand sehr groß, da zusätzlich Kalkwassersättiger erforderlich sind (Abb. 4-43).

Da Kalkhydratanlagen auch eine laufende Bedienung und Wartung benötigen, sind sie für große und mittlere Wasserwerke geeignet. Calciumhydroxid wird bevorzugt für weiche Wässer eingesetzt. Bei der chemischen Bindung von 1 mmol/l CO_2 ($K_{B8,2}$) steigt die Säurekapazität ($K_{S4,3}$) um 1 mmol/l sowie die Calciumkonzentration um 0,5 mmol/l. Weitere Anwendungsbereiche der Kalkzugabe sind die Enthärtung und die Unterstützung der Flockung.

Natronlauge – Reaktion im üblichen pH-Bereich: $\text{NaOH} + \text{CO}_2 \rightarrow \text{Na}^+ + \text{HCO}_3^-$.

Die Natronlauge ist 25–50%ig lieferbar, sie sollte aber vor der Zugabe auf 1–5%ig verdünnt und an der Zugabestelle schnell und intensiv mit dem Wasser vermischt werden, da ansonsten durch das

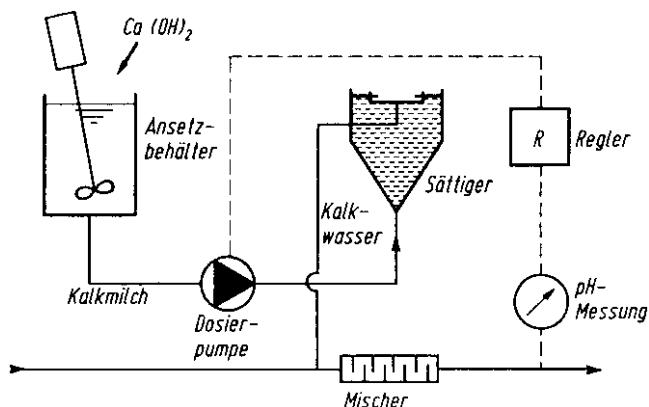


Abb. 4-43: Herstellung und Dosierung von Kalkwasser (nach [35])

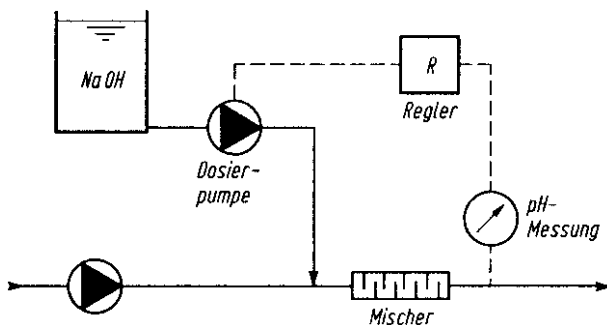


Abb. 4-44: Dosierung von Natronlauge (nach [35])

starke Ansteigen des pH-Wertes an der Dosierstelle unlösliches Carbonat entsteht und zu Störungen führen kann. Zweckmäßig sind turbulenzfördernde Einbauten und Dosierlanzen (siehe DVGW-Arbeitsblatt W 627). Die bei tieferen Temperaturen noch vorhandene flüssige Konsistenz der niedrigprozentigen Natronlauge ist auch von Vorteil bei unbeheizten Räumen. Natronlauge kann für weiches und hartes Wasser eingesetzt werden. Der Grenzwert für Natrium im abgegebenen Wasser ist zu beachten. Bei der chemischen Bindung von 1 mmol/l CO_2 ($K_{B8,2}$) steigt die Säurekapazität ($K_{S4,3}$) um 1 mmol/l. Ein weiteres Anwendungsgebiet von Natronlauge ist die Enthärtung.

4.2.3.4 Ionenaustausch

4.2.3.4.1 Allgemeines

Das Verfahren des Ionenaustausches kommt für die Enthärtung des Wassers und die Entsalzung (siehe nachfolgende Abschnitte), die Nitrateliminierung (siehe 4.2.5.7.2) und evtl. Sulfatreduzierung sowie die Entfernung von Schwermetallen (siehe z. B. 4.2.5.12.4) und bei der Eliminierung von Radionukliden (siehe 4.2.5.13) zur Anwendung. Auch Huminstoffe sind entfernbar.

Für die zentrale Trinkwasserversorgung in Deutschland kommt das Ionenaustauschverfahren u. a. für die Nitrateliminierung, die Enthärtung und Teilentsalzung sowie die Eliminierung von Nickel und Uran zum Einsatz. Im gewerblich-industriellen sowie privaten Bereich sind dagegen Ionenaustauscher zur Enthärtung/Entsalzung weit verbreitet.

4.2.3.4.2 Prinzip des Ionenaustausches

Die elektrisch neutralen Moleküle der im Wasser gelösten Salze spalten sich in elektrisch geladene Teilchen, den Ionen, auf – in Ionen mit positiver Ladung (= Kationen) und Ionen mit negativer Ladung (= Anionen). Bei dem Ionenaustausch werden die im Wasser vorhandenen Ionen im Inneren eines Austauscherharzes aufgenommen und dafür andere Ionen in äquivalenter Menge ins Wasser abgegeben. Hierbei können nur Ionen gleicher Ladung ausgetauscht werden. Es gibt somit Kationenaustauscher (K) und Anionenaustauscher (A) in schwacher und starker Form, die je nach Aufbereitungszweck einzeln oder kombiniert eingesetzt werden. Bei kleinen Anlagen und als Puffer-Austauscher bei großen Anlagen nachgeschaltet, wird auch die Form des Mischbettaustauschers (P), d. h. $K + A$ in einem Austauscher eingesetzt.

Die heute verwendeten Ionenaustauschermassen sind gekörnte, feste Kunsthharze der Körnung 0,5 bis 2 mm, die im Wasser unlöslich sind, eine hohe Beständigkeit gegenüber vielen chemischen Substanzen haben und vor allem geeignet sind, Ionen bei Berührung mit Lösungen auszutauschen. Grundsätzlich dürfen für die Trinkwasseraufbereitung nur für diesen Einsatzzweck zugelassene Ionenaustauscherharze eingesetzt werden. Die Aufnahmefähigkeit eines Austauschers wird als Kapazität bezeichnet, die nutzbare Kapazität in äquivalenter Menge g CaO/l angegeben. Die *Volumenbelastung* ist das Verhältnis stündlicher Durchfluss Q_h zu Volumen des Austauschermaterials, der *Regenerationsgrad* die Chemikalienmenge, welche zum Regenerieren von 1 m³ Austauschermaterial benötigt wird.

4.2.3.4.3 Betrieb eines Ionenaustauschers

Der Ionenaustauscher, ein mit Kunsthharz gefüllter druckfester Kessel, wird vor Betrieb mit dem zum Austausch dienenden Material, z. B. bei K-Austauscher mit NaCl = Kochsalz, HCl = Salzsäure, bei A-Austauscher mit NaOH = Natronlauge angereichert. Im Betrieb wird das aufzubereitende Wasser mit der vom Herstellerwerk vorgesehenen Durchflussgeschwindigkeit, etwa 2–10 m/h, von oben nach unten durch den Austauscher geleitet. Bevor der Austauscher erschöpft ist, d. h., bevor alle Ionen ausgetauscht sind, wird zunächst zur Auflockerung und eventuellen Reinigung der Austauschermasse mit Wasser im Durchlauf von unten nach oben gespült. Je nach Austauschermaterial und Spülgeschwindigkeit beträgt die Ausdehnung des Filterbettes 30–100 %. Dann wird der Austauscher mit den erforderlichen Austauscherionen regeneriert und vor der Wiederinbetriebnahme nochmals ge-

spült. Die gewünschte Zeit des Austauschvorganges und der Regenerierung, auch als Filterspiel bezeichnet, bestimmt die Auslegung der Austauscher.

Wichtig ist, dass vor dem Ionenaustausch alle den Austauscher verschmutzenden Stoffe, wie Schwebstoffe, Eisen, Mangan u. a. weitestgehend entfernt sind. Hinsichtlich der Beseitigung der beim Regenerieren anfallenden Stoffe sind die Auflagen des Gewässerschutzes zu beachten.

4.2.3.4.4 Arten des Ionenaustausches

Allgemeines – Von den verschiedenen Arten und Verfahren werden hier nur die 4 Grundarten mit festen, von oben nach unten betriebenen und regenerierbaren Filterbetten behandelt:

- die Enthärtung durch Neutralaustausch,
- die Enthärtung und Entcarbonisierung,
- die Vollentsalzung und Entkieselung,
- Carix-Verfahren (Mischbettaustauscher).

Enthärtung durch Neutralaustausch:

Im Kationen-Austauscher werden die Ca- und Mg-Ionen des Rohwassers durch Na-Ionen des Austauschers ersetzt. Die Regenerierung wird mit Kochsalz NaCl durchgeführt, wobei aus dem Austauscher Calciumchlorid und Magnesiumchlorid ausgeschieden werden. Im Reinwasser verbleiben: NaHCO_3 , Na_2SO_4 , NaCl, Kieselsäure SiO_2 , **Abb. 4-45**.

Bei der zentralen Trinkwasseraufbereitung sollte auf dieses Enthärtungsverfahren verzichtet werden, um den Natriumgehalt im Trinkwasser nicht zu erhöhen.

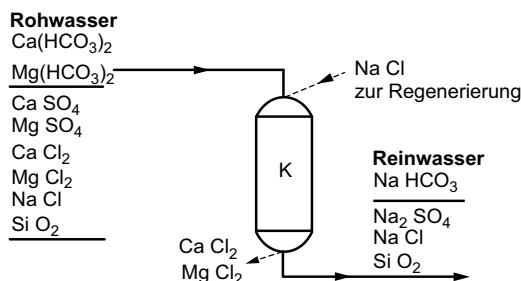


Abb. 4-45: Schema der Enthärtung mittels Kationenaustauscher

Enthärtung und Entcarbonisierung:

Zweckmäßig werden 2 Kationen-Austauscher hintereinander geschaltet. Im 1., dem H-Kationen-Austauscher wird entcarbonisiert, im 2., dem Na-Kationen-Austauscher, wird die bleibende Härte beseitigt, anschließend muss die entstandene aggressive Kohlensäure entfernt werden. Die Regenerierung des H-Austauschers wird mit Salzsäure HCl, die des Na-Austauschers mit Kochsalz NaCl durchgeführt (siehe dazu 2), wobei jeweils Calciumchlorid und Magnesiumchlorid ausgeschieden werden. Im Reinwasser verbleiben Na_2SO_4 , NaCl, Kieselsäure SiO_2 , **Abb. 4-46**.

Vollentsalzung mit Entkieselung:

Hier wird mit mehreren Austauscher-Stufen gearbeitet. In der 1. Stufe, dem H-Kationen-Austauscher, werden alle Kationen durch H ersetzt, in der 2. Stufe, einem OH-Anionen-Austauscher, werden die entstandenen Säuren entfernt. Die dabei entstehende Kohlensäure muss mittels Entgasen beseitigt werden. In der 3. Stufe, einem stark basischen OH-Anionen-Austauscher, wird die Kieselsäure entfernt, die 4. Stufe als Mischbett-Austauscher dient als Sicherheit zum Entfernen von Restmengen. Das Reinwasser ist voll entsalzt und entkieselt, **Abb. 4-47**.

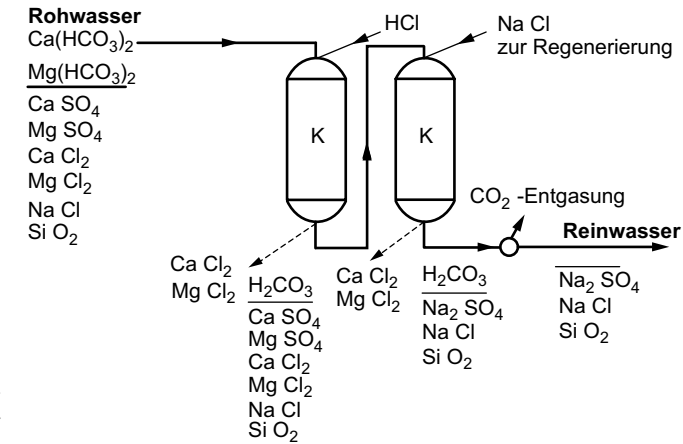


Abb. 4-46: Schema der Enthärtung mittels H- und Na-Austauscher

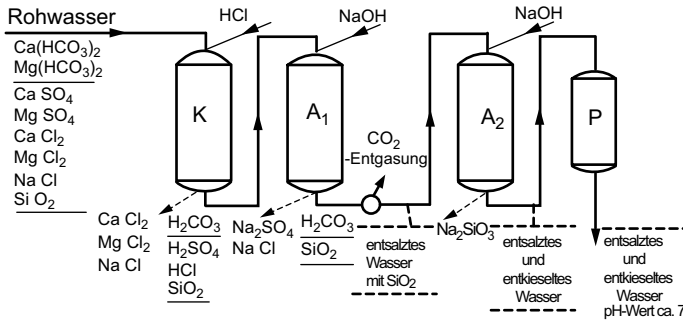


Abb. 4-47: Schema der Vollerzsalzung und Entkieselung

4.2.3.4.5 Carix-Verfahren

(Siehe auch Abschn. 4.2.5.7.2) Hier kommt ein Mischbettaustauscher zum Einsatz, der umweltfreundlich mit Kohlenstoffdioxid regeneriert wird. Am Kationenaustauscher werden Calcium- und Magnesiumionen aus dem Wasser gegen Wasserstoffionen ausgetauscht, am Anionenaustauscher Sulfat-, Nitrat- und Chloridionen entnommen und

Tab. 4-51: Daten von Carix-Anlagen in Deutschland (nach Hagen)

	Einheit	Bad Rappenau		Kilchberg		Potringen		Beselich		Linnich		Weingarten	
Betrieb seit		Februar 1986		Juni 1991		September 1997		Oktober 1998		April 2000		Januar 2002	
Durchsatz	m ³ /h	170		260		700		50		120		100	
		Rohw.	Reinw.	Rohw.	Reinw.	Rohw.	Reinw.	Rohw.	Reinw.	Rohw.	Reinw.	Rohw.	Reinw.
Gesamthärte	°dH	31,0	13,0	21,0	13,0	34,0	13,1	28,0	13,0	25,0	13,8	26,0	13,3
Karbonathärte	°dH	17,4	8,6	12,5	7,6	20,0	10,9	26,0	11,0	16,0	8,7	17,0	9,9
Sulfat	mg/l	170	30	150	100	195	23	26	26	90	46	90	31
Nitrat	mg/l	28	20	16	13	13	13	5	5	30	21	55	25
Chlorid	mg/l	66	60	39	32	31	23	13	13	50	38	28	17

Hydrogencarbonationen eingetragen. Aufgrund des hohen Gehalts an freiem CO_2 ist vor der Abgabe als Trinkwasser eine Entsäuerung des Wassers erforderlich. Das bei der Regenerierung anfallende Abwasser (Eluat) enthält nur die aus dem Rohwasser entnommenen Salze, führt somit der Kanalisation bzw. dem Vorfluter nicht derartig erhöhte Salzfrachten zu wie andere Ionenaustauschverfahren. Zumeist ist eine Einleitung ohne Nachbehandlung möglich. Das Carix-Verfahren wird sowohl zur Enthärtung und Entsalzung als auch zur Nitrateliminierung eingesetzt. [36]

4.2.3.4.6 *Elimination von Schwermetallen*

Da Schwermetalle nur in Spuren vorliegen, müssen für die Eliminierung sehr selektiv wirkende Harze eingesetzt werden. Für die Eliminierung von Nickel kommen sogenannte chelatbildende Ionenaustauscherharze zum Einsatz. Die Nickeleliminierung erfolgt dabei im Austausch gegen Calcium. Zur Regeneration muss der Austauscher mit Salzsäure in die freie Säureform überführt und anschließend mit Calciumhydroxid konditioniert werden.

Für die Ureliminierung kommen schwach basische bzw. stark basische Anionenaustauscher zum Einsatz. Hierbei erfolgt ein Austausch gegen Hydroxylionen. Eine Regenerierung vor Ort ist nicht möglich. Nach Erreichen der Beladungsgrenze erfolgt ein Austausch des Materials. Die Entsorgung bzw. die Regenerierung sollte über den Lieferanten des Harzes erfolgen.

4.2.4 Biologische Verfahren

Eine Mitwirkung oder sogar Dominanz von biologischen Vorgängen ist unter bestimmten Randbedingungen bei verschiedenen Wasseraufbereitungsverfahren, wie z. B. bei der Enteisenung und Entmanganung der Aktivkohlefiltration, der Langsamfiltration, der Grundwasseranreicherung u. a. (siehe jeweils dort) möglich. Vorrangig bzw. ausschließlich biologisch erfolgen dagegen z. B. die Nitratentfernung durch Denitrifikation (siehe Abschn. 4.2.5.7.2) und die Ammoniumentfernung (s. Abschn. 4.2.5.7.4).

Prinzipiell ist der Einsatz biologischer Verfahren wünschenswert, da damit eine Aufbereitung weitgehend ohne Chemikalieneinsatz, bei geringem Energieeinsatz und teilweise verringertem Abwasser- und Schlammanfall möglich sein kann. Dies trifft vor allem dann zu, wenn die Aufbereitung in den Boden verlegt wird, wie beispielsweise bei der unterirdischen Enteisenung/Entmanganung und Stickstoffentfernung. Es darf aber nicht übersehen werden, dass im Gegensatz zur umfangreichen Nutzung der biologischen Vorgänge bei der Abwasserreinigung die Anwendung biologischer Verfahren bei der Trinkwasseraufbereitung auch zukünftig nur begrenzt möglich sein wird, da das zur Trinkwasserversorgung genutzte Rohwasser nur geringe Nährstoffmengen enthält. Bei einer zusätzlichen Zugabe von Nährstoffen besteht die Gefahr des Austritts von Biomasse und Nährstoffen und damit das Risiko der Verkeimung nachfolgender Anlagen, so dass zusätzliche Aufbereitungsschritte notwendig sind. Zahlreiche Wasserinhaltsstoffe, wie z. B. CKW und Schwermetalle sind zudem nur ungenügend biologisch abbaubar. Hinzu kommt, dass oft eine lange Einarbeitung notwendig ist, der Prozess labil und die Ablaufqualität schwankend bleiben können und eine Regelung meist nur begrenzt möglich ist. In allen diesen Fällen wie auch bei der mikrobiologischen Überwachung der Trinkwasserbeschaffenheit, der Beurteilung von Wasservorkommen bzgl. ihrer Eignung zur Trinkwasserversorgung und der Vermeidung bzw. Behebung von biologisch bedingten Störungen in der Wasserversorgung ist die Mitwirkung des erfahrenen Biologen erforderlich. (Zur biologischen Wasseraufbereitung siehe auch: Overath in [37].

4.2.5 Anwendung der Aufbereitungsverfahren

4.2.5.1 Allgemeines

Für ein Aufbereitungsziel können oft mehrere unterschiedliche Verfahren für die Anwendung geeignet sein. Zum Beispiel ist die häufig bei Grundwasser erforderliche Entsäuerung sowohl durch Gasaustausch als auch durch Filtration über alkalische Stoffe oder durch Zugabe von Alkalien erreichbar.

Für die einzelnen Verfahren stehen dann jeweils noch unterschiedliche Anlagen für die technische Realisierung zur Verfügung, z. B. beim Gasaustausch Kaskaden oder Wellbahnbelüfter, bei der Filtration dolomitisches Material oder Jurakalk, bei der Alkalienzugabe Natronlauge oder Kalkwasser usw. Schließlich sind, was sehr zweckmäßig sein kann, auch noch Kombinationen möglich und teils notwendig, z. B. eine physikalische Belüftung mit nachgeschalteter chemischer Restentsäuerung. Die letztendliche Festlegung der Vorzugsvariante wird nur bei Beachtung weiterer Randbedingungen, wie sonstige Wasserbeschaffenheit, Anlagengröße, Kostensituation u. a., objektkonkret möglich sein und erfordert in jedem Fall eine gute Kenntnis über die Verfahren der Wasseraufbereitung, ihre Anwendungsmöglichkeiten und die Anforderungen an die technische Ausführung.

4.2.5.2 Entsäuerung

4.2.5.2.1 Allgemeines

Liegt der pH-Wert eines Wassers unterhalb des Sättigungs-pH-Wertes (siehe Abschn. 4.1.5.4.6), so ist freie Kohlensäure im Überschuss vorhanden (siehe Abschn. 4.1.5.4.31). Das Wasser wirkt kalklösend, kann bei faserzementhaltigen Werkstoffen Asbestfasern freisetzen, evtl. aus metallischen Werkstoffen Schwermetalle lösen und die Bildung schützender Deckschichten verhindern. Die TrinkwV fordert deshalb einen pH-Wert von mindestens 7,7 bzw. lässt im pH-Bereich 6,5 bis 9,5 maximale Calcitlösekapazitäten von nur 5 mg/l (im Mischwasser 10 mg/l) zu. Hält das Wasser diese Werte nicht ein, ist eine Entsäuerung vorzunehmen.

4.2.5.2.2 Verfahren zur Entsäuerung

Zur Entsäuerung eines Wassers kommen die physikalische Entsäuerung durch Gasaustausch (siehe Abschn. 4.2.2.3) sowie die chemische Entsäuerung durch Filtration über alkalische Materialien und durch Zugabe von Alkalien (siehe Abschn. 4.2.3.3) in Frage.

4.2.5.2.3 Auswahl des Verfahrens

Bei der Wahl des zweckmäßigen Entsäuerungsverfahrens sind folgende Punkte zu berücksichtigen: Rohwasserbeschaffenheit, Anforderungen an das Reinwasser (z. B. im Zusammenhang mit eingesetzten Rohrwerkstoffen oder gewünschtem Sauerstoffeintrag), Größe der Anlage, Gleichmäßigkeit des Betriebs der Aufbereitung, personelle Besetzung, Lage der Anlage (z. B. Transportkosten, Entsorgung von Rückspülwasser) u. a.

Eine besondere Bedeutung kommt der Beschaffenheit des Rohwassers zu. Ist viel freie Kohlensäure zu entfernen, wird man aus Kostengründen bei großen Anlagen auf die physikalische Entsäuerung nicht verzichten können. Gleiches gilt für Rohwasser mit größerem Gehalt an Erdalkalien (Härte) und höherer Säurekapazität $K_{s4,3}$, bei dem eine weitere Aufhärtung nicht wünschenswert ist. Möglich ist hier aber u. U. auch die Zugabe von Natronlauge, die geringen apparativen und Wartungsaufwand bringt, aber den Natriumgehalt im Wasser erhöht.

Bei einem sehr weichen Wasser mit geringem Calciumgehalt und niedriger Säurekapazität $K_{s4,3}$ kann durch Gasaustausch allein kaum der Sättigungs-pH-Wert erreicht bzw. eine Calcitlösekapazität von 5 mg/l unterschritten werden, da der Kohlendioxidgehalt der Luft und der Wirkungsgrad der Verfahren hier begrenzend wirken. Hinzu kommt bei diesem Verfahren die ungünstige Erniedrigung der Pufferungsintensität. Bei solchem Wasser sind deshalb chemische Entsäuerungsverfahren, die zu einer Aufhärtung und besseren Pufferung führen, allein oder zusätzlich notwendig. Zusätzlich günstig ist, dass bei diesen Verfahren der Sättigungs-pH-Wert tiefer liegt als beim Ausgasen des CO_2 . Die größte Aufhärtung wird bei der Filtration über Calciumkarbonat erreicht, jedoch kann bei Wasser mit bereits höherer Säurekapazität $K_{s4,3}$ und viel freier Kohlensäure (Basekapazität $K_{B8,2}$) die notwendige Kontaktzeit unwirtschaftlich groß werden. In den Abschnitten 4.2.3.3.2 und 4.2.3.3.3 sind dazu zur genäherten Abgrenzung der Einsatzbereiche Werte angegeben. Auswirkungen der Entsäuerungsverfahren auf verschiedene Wasserparameter enthält **Tab. 4-52**. Weitere Hinweise gibt das DVGW-Arbeitsblatt W 214, Teil 1 bis 4.



Abb. 4-48: Membrananlage zur Keim- und Trübstoffentfernung (Foto: Fritz GmbH)

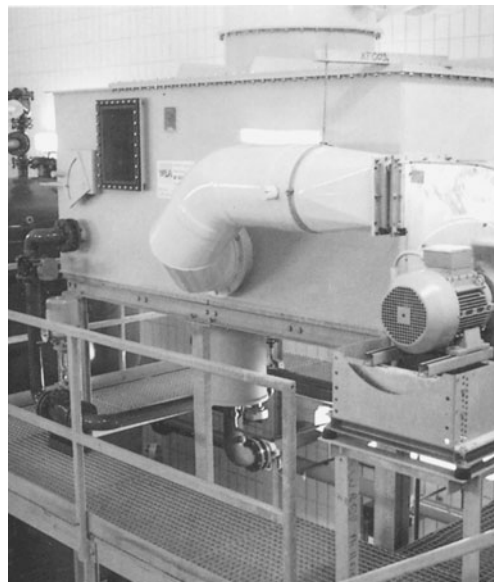


Abb. 4-49: Physikalische Entsauerungsanlage – Flachbelüfter mit automatischer Umluftregelung (Foto: WLA)

Tab. 4-52: Auswirkung der einzelnen Entsäuerungsverfahren auf verschiedene Wasserparameter (nach W 214-1)

Verfahren		Änderungen von:							
		pH	pH _c	K _{S 4,3}	K _{B 8,2}	c(DIC)	c(Ca ²⁺)	c(Mg ²⁺)	c(Na ⁺)
Ausgasung von Kohlenstoffdioxid		+	+	O	-	-	O	O	O
Filtration über	Calciumcarbonat	+	O	+	-	+	+	O	O
	halbgebrannten Dolomit	+	+	+	-	+	+	+	O
Dosierung von	Calciumhydroxid	+	+	+	-	O	+	O	O
	Natriumhydroxid	+	+	+	-	O	O	O	+
	Natriumcarbonat	+	+	+	-	+	O	O	+

+ Zunahme; - Abnahme; O keine Veränderung

4.2.5.3 Enteisung

4.2.5.3.1 Allgemeines

Obwohl die TrinkwV bis 0,2 mg/l Eisen zulässt, sollte es bei Gehalten über 0,01 mg/l entfernt werden, da ansonsten Ablagerungen in Anlagenteilen der Wasserversorgung und evtl. Beeinträchtigungen bei der Verwendung des Wassers eintreten können (siehe Abschn. 4.1.5.4.15). Wird eine Enteisung vorgenommen, sollten Konzentrationen von ≤ 0,02 mg/l Fe angestrebt werden.

Die für die Enteisung im konkreten Fall in Frage kommenden Verfahren richten sich nach Form und Menge des Eisens im Zulauf, der sonstigen Wasserbeschaffenheit und der damit auch in anderer Hinsicht evtl. geforderten Aufbereitung, der Größe und Besetzung der Anlage u. a. (siehe auch DVGW-Arbeitsblatt W 223 Teil 1 bis 3 „Enteisung und Entmanganung“).

Bei reduziertem Grundwasser ist kaum gelöster Sauerstoff vorhanden, die Redoxspannung ist niedrig und das Eisen tritt somit in zweiwertiger, echt gelöster Form auf. Unter diesen Randbedingungen sollte verfahrenstechnisch vorrangig der Prozess der (aeroben) biologischen Enteisung in Schnellfiltern durch sessile eisenoxidierende Bakterien (FE-II)-Filtration ermöglicht werden, der hohe Filtergeschwindigkeiten bei dauerhaft guter Filtratqualität (Fe < 0,02 mg/l) ermöglicht und sich durch ein relativ geringes Schlammvolumen auszeichnet. Voraussetzungen sind eine ausreichende Sauerstoffzufuhr, kurze Reaktionszeiten zwischen Sauerstoff-Zufuhr und Filterbett, damit eine vorzeitige chemische Eisenoxidation vermieden wird; eingearbeitetes Filtermaterial und keine Zugabe sonstiger Oxidationsmittel und Alkalien vor der Filteranlage. Insbesondere bei hohen Eisenkonzentrationen und beim Vorliegen eines erhöhten Anteils an bereits oxidiertem Eisen stellt die Eisenfällung durch die neben der Belüftung zusätzliche Dosierung von alkalischen Chemikalien in Verbindung mit einer Sedimentation und/oder Filtration (Eisen-(III)-Filtration) eine Alternative zur Eisen-(II)-Filtration dar. Eine Zwischenvariante ist die Eisen-(II)/(III)-Filtration, die aber deutlich labiler arbeitet, als die beiden anderen Filtrationsverfahren. Sofern die hydrogeologischen Voraussetzungen gegeben sind, ist auch eine unterirdische Enteisung (und Entmanganung) möglich, bei der das Oxidationsmittel durch Infiltration sauerstoffhaltigem Wassers in den Grundwasserleiter transportiert wird, in dem dann vergleichbare Prozesse, wie bei der Eisen-(II)- und Mangan-(II)-Filtration ablaufen.

4.2.5.3.2 Sauerstoffzufuhr

Für die biologische und chemische Oxidation des Eisens ist ein ausreichender Sauerstoffeintrag Voraussetzung. Dabei ist zu beachten, dass u. U. weitere sauerstoffzehrende Reaktionen auftreten. So werden evtl. noch im Wasser vorhandener Schwefelwasserstoff und Methan vor dem Eisen und Ammonium vor dem Mangan oxidiert (Abb. 4-50). Stöchiometrisch ist je Gramm Wasserinhaltsstoff mit folgendem Sauerstoffbedarf zu rechnen:

Eisen (II)	0,14 g O ₂ /g Fe ²⁺
Schwefelwasserstoff	2,00 g O ₂ /g H ₂ S
Methan	4,00 g O ₂ /g CH ₄

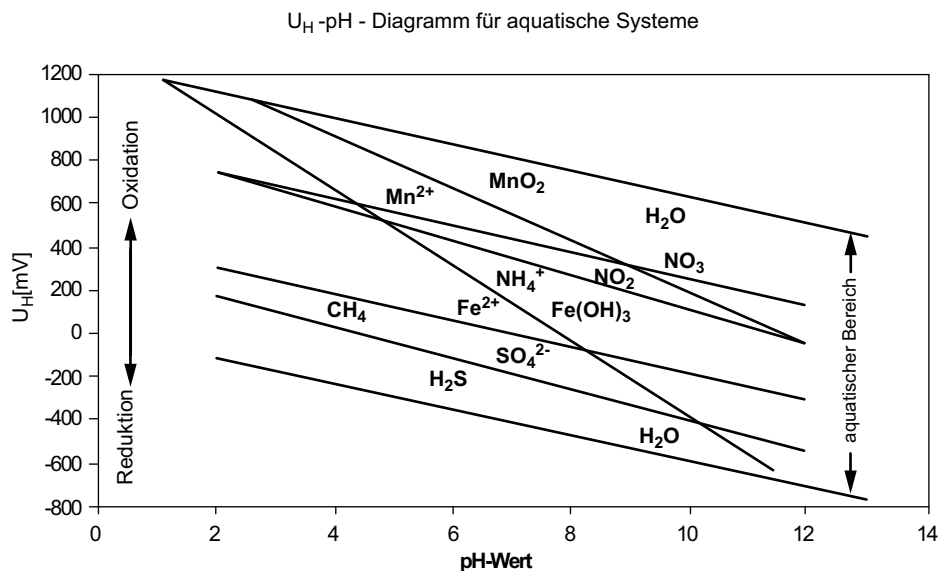


Abb. 4-50: Oxidationsstufen von Eisen, Mangan und weiteren Wasserinhaltsstoffen in Abhängigkeit von der Redoxspannung und dem pH-Wert (nach [38])

Ammonium 3,60 g O₂/g NH₄
 Mangan (II) 0,29 g O₂/g Mn²⁺

Prinzipiell möglich ist aber auch nur eine „Sparbelüftung“ mit einer O₂-Zufuhr < 2 mg/l, wobei aber die mit dieser (mikroaeroben) biolog. Enteisenung erreichten Ergebnisse denen der vorgenannten Variante nachstehen.

Der Sauerstoffeintrag erfolgt entweder über den Gasaustausch bei einer offenen Belüftung (siehe Abschnitt 4.2.2.3) oder über eine Druckbelüftung. Während für den Gasaustausch früher Riesler und Verdünsungsanlagen eingesetzt worden sind, werden heute verstärkt Flachbelüfter und Wellbahnbelüfter genutzt. Beim Gasaustausch wird gleichzeitig die meist erforderliche physikalische Entsäuerung des Wassers, verbunden mit einer Anhebung des pH-Wertes, erreicht. Zudem werden Schwefelwasserstoff und Methan ausgetragen, wodurch der Sauerstoffbedarf für die Oxidation im Filter sinkt und zudem mögliche Störungen der Enteisenung durch Methan bzw. den Methanabbau im Filter ausgeschlossen werden können. Bei Einsatz der Druckbelüftung, die bei geschlossenen Filtern die sonst notwendige zusätzliche Förderstufe erspart, ist zwar der Sauerstoffeintrag, nicht aber die Entsäuerung gegeben. Möglich, aber selten angewandt sind auch die Begasung mit reinem Sauerstoff oder die Trockenfiltration. Diese kommt insbesondere bei hohen Ammoniumkonzentrationen zum Einsatz.

4.2.5.3.3 Sedimentation

Beim Einsatz der Eisen-(III)-Fällung für die Aufbereitung von Wässern mit hohen Eisengehalten (> 10 mg/l) ist für die Entfernung des ausgefällten Eisenhydroxids i. d. R. vor der Filterstufe eine Sedimentationsstufe erforderlich, da ansonsten nur unwirtschaftlich kurze Filterlaufzeiten erreicht werden. Hinweise siehe Abschn. 4.2.2.2.3.

4.2.5.3.4 Filtration

Fe(II)-Filtration findet statt, wenn das Eisen im Filterzulauf vorrangig als Fe²⁺ vorliegt. Je nach sonstigen Randbedingungen wird die Enteisenung aufgrund der höheren Geschwindigkeit des Biopro-

zesses hier fast ausschließlich biologisch erfolgen oder die Biologie nur mitwirken. Durch die feste Anlagerung der gebildeten Eisenoxidhydrate am Filterkorn bleibt die Filtratqualität nach der Einarbeitungsphase über die gesamte Laufzeit konstant und der Filterbetrieb wird zeitlich nur durch die Hydraulik (Zunahme des Druckverlustes) begrenzt (**Abb. 4-51**). Zumeist reichen hier Einschichtfilter mit Quarzsandfüllung; nur bei höherer Belastung kommen Mehrschichtfilter in Frage. Das Filtermaterial muss eingearbeitet sein, d. h. es muss einen Biofilm von Eisenbakterien bzw. einen katalytisch beschleunigend wirkenden Überzug aus Fe(III)-Oxidhydrat aufweisen. Bei der Neufüllung von Filtern ist deshalb die zumindest teilweise Verwendung von eingearbeitetem Material (im frischen Zustand) empfehlenswert. Bei der Rückspülung sollte ein völliges Ablösen dieses Belages vermieden werden. Zum Erhalt der biologischen Wirkung darf keinesfalls gechlortes Wasser zur Rückspülung eingesetzt werden.

Die maximal mögliche Filtergeschwindigkeit wird begrenzt durch die zu erreichende Filtratqualität (Güte) und die angestrebte Laufzeit zwischen zwei Rückspülungen (Hydraulik). Bei ausreichendem Sauerstoffgehalt sind mit steigendem pH-Wert, Temperatur und Filterbettiefe bessere Filtratqualitäten und damit höhere Enteisungsgeschwindigkeiten erreichbar, während sich der Eisengehalt im Zulauf und die Korngröße des Filtermaterials entgegengesetzt auswirken. Dagegen verkürzen sich die hydraulischen Laufzeiten bei gesteigerter Enteisungsleistung, d. h. mit feinerem Filterkorn, größerer Zulaufkonzentration und höherem pH-Wert. Die mit größerem Vordruck betriebenen Druckfilter ermöglichen hydraulisch höhere Filtergeschwindigkeiten bzw. längere Laufzeiten als offene Filter, letztere werden bei großen Anlagen bevorzugt. Da der pH-Wert bei dieser Enteisung absinkt, ist die eventuelle Notwendigkeit einer nachgeschalteten Entsäuerung zu prüfen. Für die Bemessung größerer Anlagen sind Versuche unerlässlich; ansonsten nach den Hinweisen in DVGW-Arbeitsblatt W 223-2.

Fe(III)-Filtration liegt vor, wenn das Eisen im Filterzulauf vorrangig in Fe(III)-Verbindungen auftritt, z. B. bei vorausgegangener Alkalienzugabe, evtl. auch bei hocheffektiver physikalischer Entsäuerung mit langer Reaktionszeit und insbesondere nach Sedimentationsanlagen mit Fällung/Flockung. Hier finden im Filter weder biologische Prozesse noch eine katalytische Oxidation statt, sondern es erfolgt eine Flocken- oder Flockungsfiltration. Eingearbeitetes Filtermaterial ist deshalb nicht erforderlich, auch kann die Rückspülung mit gechlortem Wasser durchgeführt werden. Da aber bei der Fe(III)-Fil-

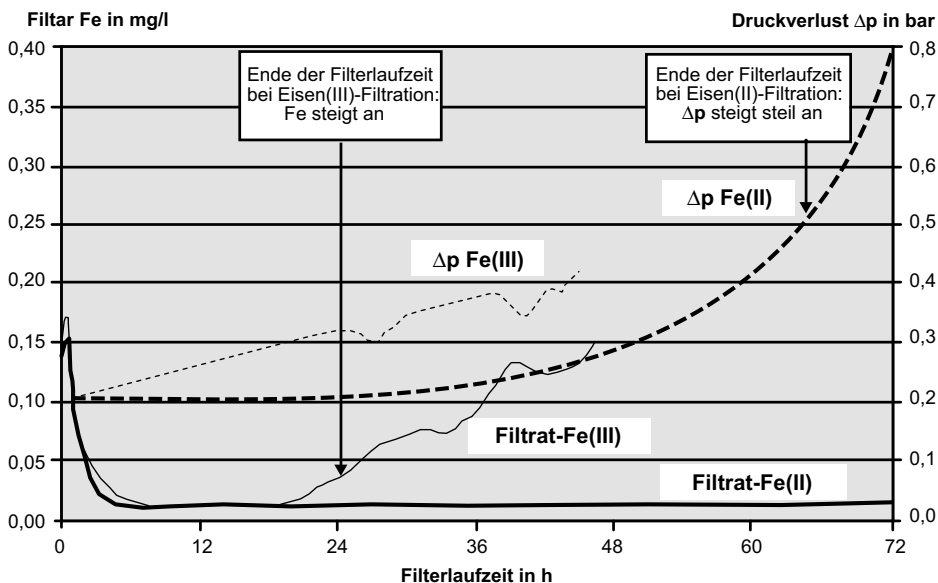


Abb. 4-51: Charakteristischer Verlauf des Druckverlustes und der Filtratbeschaffenheit bei der Eisen(II)-Filtration und der Eisen(III)-Filtration (nach DVGW-Arbeitsblatt W 223-1)

tration die Filtratgüte nicht konstant bleibt sondern u. U. relativ zeitig Filtratverschlechterungen eintreten (**Abb. 4-51**), die Filtergeschwindigkeiten bzw. Filtratkonzentrationen sowie die Schlammbeschaffenheit ungünstiger sind als bei der Fe(II)-Filtration, sollte die Anwendung auf die notwendigen Fälle beschränkt werden. Dann aber sind Mehrschichtfilter meist zweckmäßig.

Die *Enteisungsfiltration über alkalisches (basisches) Material* findet bei kleinen Anlagen und gleichzeitig notwendiger Entsäuerung bei Säurekapazitäten $K_{S4,3} < 2$ mmol/l Anwendung, teils mit 2. Stufe. Bis $K_{S4,3} \leq 1$ mmol/l ist als Filtermaterial Calciumcarbonat (Kalkstein), darüber hablbgebrannter Dolomit zu bevorzugen. Eine biologische Wirkung ist hier nicht gegeben, aber eine katalytische Eisenoxidation, weshalb ein Sauerstoffeintrag erforderlich ist (siehe auch Abschn. 4.2.3.3.3). Hinweise zu Planung und Betrieb der Anlagen mit dolomitischem Material gibt DVGW-Arbeitsblatt W 223-2. Eher als Sonderfall können Trockenfilter (ohne Wasserüberstau, oft mit Zwangsbelüftung) für die Enteisung (evtl. mit anteiliger Entmanganung) angesehen werden, da hier zumeist weitere Aufbereitungsziele wesentlich sind (siehe evtl. DVGW-Arbeitsblatt W 223-1).

4.2.5.3.5 Unterirdische Enteisung (und Entmanganung)

Ein Teil des geförderten Grundwassers wird hier mit Sauerstoff angereichert und nach einer mind. 5-minütigen Verweilzeit in einem Ausgasungsbehälter über Schluckbrunnen wieder in den Untergrund eingebracht, wodurch ein Bereich mit höherem Redoxpotential entsteht (**Abb. 4-52**). In diesem Bereich werden zweiwertiges Eisen zur dreiwertigen und zweiwertiges Mangan zur vierwertigen Form oxidiert und als schwerlösliches Oxidhydrat abgeschieden, wobei neben autokatalytischen Effekten auch die durch den Sauerstoffeintrag gesteigerte mikrobiologische Aktivität von wesentlicher Bedeutung ist. Das wiedergeforderte Wasser unterschreitet in der Eisen- u. Mangankonzentration deutlich die Grenzwerte der Trinkwasserverordnung. Für einen wirtschaftlichen Betrieb sollte diese Förderung mind. das Doppelte der Infiltrationsmenge ausmachen, kann in günstigen Fällen auch das 12-fache betragen. Für die Entmanganung muss mit einer mehrmonatigen Einarbeitungszeit gerechnet werden. Möglich sind auch die Arsenentfernung und die Nitrifikation.

Anwendungsgrenzen bestehen u. a. bei pH-Werten < 6 und geringer Pufferungskapazität sowie stark klüftigen Aquiferen. Weitere Hinweise siehe DVGW W 223-3.

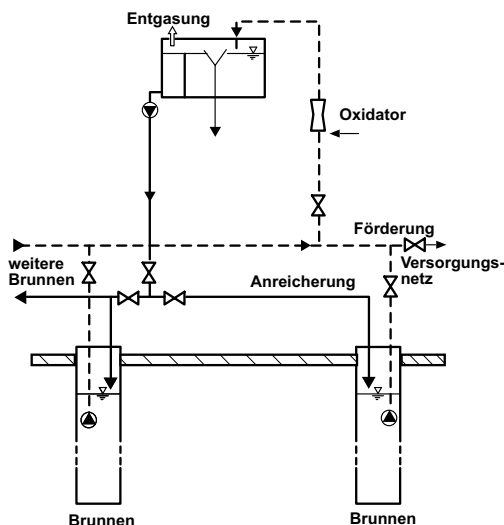


Abb. 4-52: Verfahrensschema der unterirdischen Enteisung und Entmanganung (nach [38])

Entmanganungsfilter können mit feinem Filterkorn ausgestattet werden und haben Laufzeiten über 2 Wochen, da das zurückgehaltene Manganoxid sehr wasserarm ist und wenig Raum beansprucht. Die Rückspülung mit gechlortem Wasser muss unterbleiben, stärkere Schwankungen der Filtergeschwindigkeit und der O₂-Zufuhr sollten vermieden werden, da sie die Entmanganung stören. Bei höheren Mangangehalten (ca. >2,0 mg/l) und schwer eliminierbaren Manganverbindungen werden starke Oxidationsmittel, z. b. KMnO₄, vor dem Filter zugegeben und so wird das Mangan (II) bereits vor der Filtration oxidiert; es findet anschließend eine Mangan(IV)-filtration statt, die bzgl. Anforderungen und Verhalten einer Flockenfiltration entspricht (siehe dazu und zur Entmanganung über basisches Material DVGW-Arbeitsblatt W 223, Teil 1 und 2).
Aufbau der Filter, Betrieb und Rückspülung siehe auch Abschn. 4.2.2.4, unterirdische Entmanganung Abschn. 4.2.5.3.5.

4.2.5.5 **Aufbereitung von reduzierten Wässern**

So genannte reduzierte Wässer können bei allen Grundwassertypen auftreten, besonders häufig bei tertiären Tiefenwässern, selten bei Quellwasser. Hauptmerkmal reduzierter Wässer ist die Sauerstofffreiheit bzw. -armut (ca. < 1 mg/l) und das niedrige Redoxpotential aufgrund des weitgehenden Fehlens oxidierender Wasserinhaltsstoffe. Hinzu können weitere typische Merkmale kommen, wie sie in nachstehender Übersicht angegeben sind:

Merkmale reduzierter Wässer	Beispiele für reduzierte Wässer	
	Rednitztal b. Fürth	Tertiärwasser Ldkr. Dingolfing
	[mg/l]	[mg/l]
Sauerstofffrei oder -arm	1,6	< 0,1
erhöhter Eisengehalt	2,0	0,16
erhöhter Mangangehalt	0,5	0,02
erhöhter Ammoniumgehalt	0,15	0,85
erhöhter Nitritgehalt	0,15	< 0,005
erhöhte Oxidierbarkeit	3,0	0,6
Nitratfrei oder -arm	6,9	< 0,1
Auftreten von H ₂ S und CH ₄	n. b.	Geruch

Wie die Beispielsangaben zeigen, müssen nicht alle Merkmale gleichzeitig zutreffen, um von einem reduzierten Wasser sprechen zu können. Die Aufbereitung eines solchen Rohwassers hat sich deshalb nach der jeweiligen Beschaffenheit zu richten und setzt eine aussagefähige Wasseranalyse voraus. Bei Problemwässern sind halbertechnische Vorversuche zweckmäßig. Praktisch immer sind erforderlich:

- Erhöhung des Sauerstoffgehalts durch offene Belüftung wenn gleichzeitig eine Entsäuerung und/oder ein Austrag von H₂S bzw. Methan (CH₄) erforderlich ist bzw. durch geschlossene Druckbelüftung (Oxidator) oder Zugabe reinen Sauerstoffs, wenn bereits im Rohwasser der erforderliche pH-Wert vorliegt (siehe Abschn. 4.2.2.3). Insbesondere Methan sollte bereits in einer vorgeschalteten Belüftung maximal entfernt werden, da ansonsten durch den Sauerstoffverbrauch bei der Methanoxidation und das Wachstum von Methanbakterien Probleme in nachfolgenden Anlagen bis zur Aufkeimung im Trinkwasser entstehen können.
Evtl. Zugabe stärkerer Oxidationsmittel, z. B. Ozon, zur Oxidation weiterer Wasserinhaltsstoffe (siehe Abschn. 4.2.3.2)
- Filtration über Schnellfilter; je nach Art und Konzentration der zu entfernenden Stoffe über Sand-Einschichtfilter, Mehrschichtfilter oder 2stufige Filtration (siehe Abschn. 4.2.2.4).
Zur Enteisung und Entmanganung siehe auch Abschn. 4.2.5.3, bzw. Abschn. 4.2.5.4.

Bei einer notwendigen Ammoniumreduzierung steigen die Anforderungen an die Aufbereitung u. U. erheblich (s. Abschn. 4.1.5.4.10, und Abschn. 4.2.5.7.4).

Besonders zu beachten ist, dass die Oxidation von Eisen, Mangan, Ammonium – und auch anderen Wasserinhaltsstoffen – säurebildend ist und somit häufig eine Nachentsäuerung erforderlich wird, um die im Trinkwasser max. zulässige Calcitlösekapazität nicht zu überschreiten. Zum Beispiel verursachen dabei 1 mg/l Eisen einen D_C -Anstieg von 3,56 mg/l und 1 mg/l Mangan sogar von 11,10 mg/l.

4.2.5.6 Entfernen von organischen Inhaltsstoffen

4.2.5.6.1 Algen, Plankton, sonstige organische Partikel

In Oberflächenwässern sind Algen und Plankton jahreszeitlich verschieden in sehr unterschiedlicher Menge vorhanden. Bei hohen Algenkonzentrationen als Folge einer starken Eutrophierung des Gewässers muss in der Trinkwasseraufbereitung mit folgenden Problemen gerechnet werden:

- Bildung von großen Mengen organischer Substanzen
- Bildung von organischen Substanzen mit intensivem Geruch, Geschmack
- Bildung von organischen Substanzen, welche die Flockung behindern
- Bildung von biologisch schwer abbaubaren Substanzen, welche mit Chlor zu Trihalogenmethanen führen
- Entwicklung von reduzierenden Bedingungen, dadurch Erhöhung des Eisen- und Mangangehalts, Reduktion von Sulfat zu Hydrogen-Sulfid mit Verstärkung der Algenbildung
- Produktion von Methan
- Erhöhung der Konzentration von Ammonium, mit der Gefahr der Bildung von Nitrit.

Durch Maßnahmen in den Einzugsgebieten der Trinkwassertalsperren und in Einzelfällen durch die Errichtung von Phosphateliminierungsanlagen an Zuläufen zu den Talsperren (z. B. bei der Wahnbach-Trinkwassertalsperre) konnte die Eutrophierung der Talsperren in den letzten Jahrzehnten deutlich verringert werden, so dass die aufgezeigten Probleme nur noch selten und abgeschwächt auftreten. Für die Algen- und Trübstoffeliminierung im Rahmen der Talsperrenwasseraufbereitung hat sich der Einsatz von Flockungs- bzw. Flockenfiltrationsanlagen bewährt. Sedimentationsstufen, die früher bei hohen Belastungen zum Einsatz kamen, sind in der Regel nicht mehr erforderlich. In Sonderfällen werden vor den Filterstufen für die Algeneliminierung Mikrosiebe verwendet (siehe Abschnitt 4.2.2.1.4). Zunehmend werden als Alternative zur Flockungs- bzw. Flockenfiltration auch Ultrafiltrationsanlagen für die Algen- und Trübstoffeliminierung eingesetzt. Bei der Aufbereitung von Oberflächenwasser ist dabei i. d. R. vor der Ultrafiltrationsanlage eine Flockungsmitteldosierung erforderlich. Die Flockungsfiltration und die Ultrafiltration kommen zur Trübstoffeliminierung auch bei der Aufbereitung von Quellwässern und durch Oberflächenwässer beeinflussten Grundwässern zum Einsatz. Zur Sicherung des Parasitenrückhaltes und als Voraussetzung für eine sichere Desinfektion des Wassers sollte im Ablauf der Filterstufen eine Filtrattrübung von 0,1–0,2 FNU angestrebt, wenn möglich unterschritten werden.

4.2.5.6.2 Farbe, Geruch, Geschmack

Wenn die Herkunft von Farbe, Geruch und/oder Geschmack anorganisch bedingt ist, erfolgt das Entfernen je nach Ursache durch Gasaustausch/Belüften, Enteisung, Entmanganung bzw. Entsalzung. Werden Geruch oder Geschmack durch organische Wasserinhaltsstoffe verursacht, hat sich für die Eliminierung von Geruchs- und Geschmacksstoffen der Einsatz von Oxidationsmitteln (Kaliumpermanganat oder Ozon) und/oder von Aktivkohle bewährt. Die Verwendung von Chlor für die Oxidation ist nicht zulässig. Eine durch organische Wasserinhaltsstoffe verursachte Färbung kann entweder (bei höhermolekularen Wasserinhaltsstoffen) durch eine Flockung oder aber durch eine Ozonung und/oder Aktivkohlefiltration eliminiert werden. Nach einer Ozonung sollte auf jeden Fall eine biologisch arbeitende Filterstufe angeordnet sein.

4.2.5.6.3 Chlorierte Kohlenwasserstoffe (CKW)

Zur Gruppe der CKW gehören zahlreiche verschiedene Verbindungen, deren cancerogene oder toxische Wirkungen unterschiedlich sind und deren maximal zulässiger Gehalt im Trinkwasser für die Summe ausgewählter Stoffe und für Einzelstoffe durch die Trinkwasserverordnung begrenzt ist (siehe Abschn. 4.1.5.3.13).

Ist eine Entfernung bei der Trinkwasseraufbereitung erforderlich, kommen dafür je nach Art der Einzelstoffe und der vorliegenden Konzentration das Strippverfahren (Gasaustausch Abschn. 4.2.2.3) vorrangig über Füllkörperkolonnen und die Adsorption an Aktivkohle, zumeist als Filter (siehe Abschn. 4.2.2.6), in Frage. Dabei sind die in den vorgenannten Abschnitten angegebenen Anlagenparameter etwa zutreffend, objektkonkrete Versuche aber unbedingt erforderlich, insbesondere bei Schadstoffgemischen unbekannter Zusammensetzung.

Beim Vorliegen leicht flüchtiger, aber schwer adsorbierbarer CKW wie 1,1,1-Trichlorethen, Chloroform und 1,1-Dichlorethen ist, insbesondere bei höheren Konzentrationen, das Strippen zweckmäßig, da andernfalls diese Stoffe durch A-Kohle-Filter zeitig durchbrechen und u. U. eine häufige Reaktivierung der Kohle erforderlich machen.

Auch bei gut adsorbierbaren Stoffen aber hohen Schadstoffgehalten im Zulauf, z. B. bei Trichlorethen ab etwa $100 \mu\text{g/l}$, ist die Vorschaltung einer Strippkolonne empfehlenswert.

Eine bessere Ausnutzung der Adsorptionskapazität der A-Kohle-Filter kann durch die Reihenschaltung umschaltbarer Filter erreicht werden (**Abb. 4-54**), da hier der zulaufseitige Filter vollständig beladen werden kann, weil durchbrechende schlechter adsorbierbare Stoffe vom nachfolgenden Filter aufgefangen werden. Von Vorteil sind dabei auch die möglichen kleineren Filter und die somit geringere Vorbelastung und Huminstoffentfernung.

Für zeitweise erhöhte Schadstoffbelastungen, z. B. nach Havarien/Unfällen oder bei Niedrigwasserverhältnissen im Vorfluter ist auch der Pulverkohleeinsatz zur CKW-Entfernung möglich.

4.2.5.6.4 Organische Spurenstoffe

Hierzu zählen neben Pflanzenschutzmitteln und Biozidprodukten, für die in der TrinkwV Grenzwerte vorgegeben sind, anthropogene Stoffe, die über Abwässer oder Altlasten in das für das Trinkwasser genutzte Rohwasser gelangt sind. Dem zunehmenden Auftreten dieser Stoffe im Wasser kann nur durch verbesserten Schutz des Wassers wirksam begegnet werden (siehe Abschn. 4.1.8).

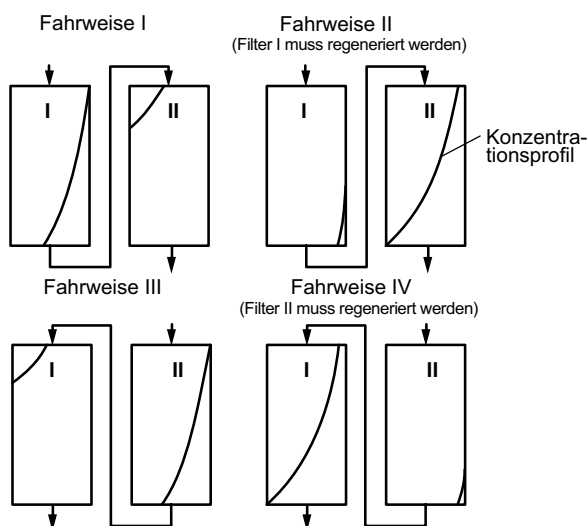


Abb. 4-54: Fahrweise von Aktivkohlefiltern in Reihenschaltung (nach Baldauf)

Bis zum Wirksamwerden von Sanierungsmaßnahmen können den Wasserversorgungsunternehmen u. U. zeitlich befristete Grenzwertüberschreitungen gestattet werden. Ist eine Entfernung bei der Trinkwasseraufbereitung dennoch erforderlich oder beabsichtigt, kommen derzeit die Adsorption an Aktivkohle ggf. in Verbindung mit einer vorgeschalteten Oxidation (siehe Abschn. 4.2.2.6) und evtl. Membranverfahren (Abschn. 4.2.2.5) in Frage.

Bei der Adsorption an Aktivkohle erschweren die sehr niedrigen Konzentrationen, die eintretende Vorbelastung und Verdrängung den wirtschaftlichen Betrieb von Aktivkohlefiltern, weshalb für diese Stoffe Pulverkohle u. U. zweckmäßig ist, evtl. mit zweistufiger Anwendung.

4.2.5.7 Entfernen der Stickstoffverbindungen

4.2.5.7.1 Allgemeines

Je nach vorliegenden Stickstoffverbindungen geht es um die Entfernung von Ammonium (NH_4^+), Nitrit (NO_2^-) oder Nitrat (NO_3^-) (siehe dazu auch Abschn. 4.1.5.3.9, 4.1.5.3.10, 4.1.5.4.10). In den allermeisten Fällen ist infolge vorhandener oder abzusehender Grenzwertüberschreitung (50 mg/l NO_3^-) hier die Nitratentfernung zu sehen. Bevor eine (aufwendige) Aufbereitungsanlage in Betracht gezogen wird, sind unbedingt die Möglichkeiten der Ursachenbeseitigung, der Sanierung des Einzugsgebietes, der Nutzung unbelasteter Wässer, der Fremdeinspeisung, der Vermischung und befristeter Ausnahmegenehmigungen zu nutzen (siehe Abschn. 4.1.7). Bei Anwendung der nachfolgenden Aufbereitungsverfahren ist zu beachten, dass neben der erwünschten Erniedrigung des Nitratgehaltes auch andere Veränderungen des Wassers, wie Mineralstoffverarmung, Natrium- und Keimeintrag (z. B. der fakultativ-pathogenen *Pseudomonas aeruginosa*), eintreten können und evtl. problematische Abwässer anfallen.

4.2.5.7.2 Nitratentfernung

Zur Nitratentfernung stehen zur Verfügung als

1. physikalisch-chemische Verfahren
 - Ionenaustausch (siehe auch Abschn. 4.2.3.5)
 - Membranverfahren wie Umkehrosmose und Nanofiltration (siehe auch Abschn. 4.2.2.5)
2. biologische Verfahren
 - Denitrifikation

Andere Verfahren, z. B. elektrochemische und katalytische Nitrateliminierung sowie In-Situ-Denitrifikation sind auf Sonderfälle beschränkt oder in der Erprobung bzw. waren bisher nicht erfolgreich.

Nitratentfernung durch Ionenaustausch – Nitrat als Anion kann stöchiometrisch gegen andere Anionen (z. B. Chlorid- oder Hydrogencarbonationen) ausgetauscht werden. Durch die höhere Selektivität des Sulfatanions werden die (meist reichlich vorhandenen) Sulfationen aber vorrangig ausgetauscht. Der Anionenaustausch gegen Chlorid führt zu einer starken Chloridzunahme im Trinkwasser und zu einer hohen Salzbelastung im Abwasser durch den überstöchiometrischen Regeneriersalzbedarf. Der Eintrag von Hydrogencarbonaten kann bei hartem, zu Kalkausfall neigendem Wasser unerwünscht sein.

Günstiger sind insofern Kombinationen von Kationen- und Anionenaustauscher, z. B. das NITREX TE-Verfahren, bzw. Mischbettaustauscher, z. B. das CARIX-Verfahren. Beim Carix-Verfahren wird mit CO_2 regeneriert, der schwach saure Kationenaustauscher liegt danach in H^+ -Form vor, der stark basische Anionenaustauscher in der Hydrogencarbonatform. Möglich ist mit diesem Austauscher aber keine selektive Nitrateliminierung, sondern die Teilentsalzung des Wassers in Verbindung mit einer Nitrat-, Sulfat- oder Härteverminderung (**Abb. 4-55**).

Durch entsprechende Wahl der Mengenverhältnisse der beiden Austauscherharze ist eine gewisse bevorzugte Eliminierung einstellbar, wobei hohe Sulfatgehalte auch hier die Nitratentfernung beeinträchtigen können. Auf die Einhaltung der mikrobiologischen Anforderungen an Trinkwasser muss, evtl. durch Desinfektion nach dem Ionenaustausch, besonders geachtet werden.

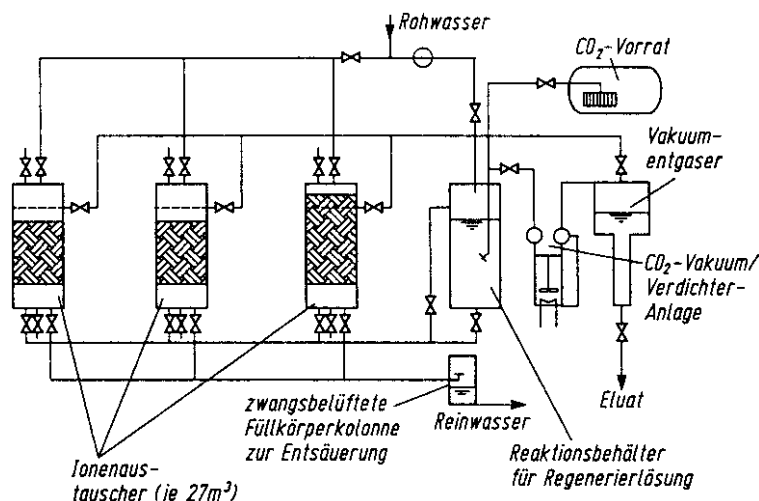


Abb. 4-55: Schema einer Carixanlage zur Nitratentfernung (nach Rohmann und Sontheimer)

Nitratentfernung durch Umkehrosmose – Ein Teilstrom des nitrathaltigen Rohwassers wird hier mit einem Druck bis 30 bar gegen eine semipermeable Membran gedrückt, die das Lösungsmittel Wasser hindurchläßt, einen Teil der Wasserinhaltsstoffe (z. B. ca. 85 % des Nitrats, 90 % des Sulfats und Calciums) aber zurückhält, also teilentsalzt. Das Permeat wird dann mit Rohwasser verschneiten.

Bei Rohwässern mit höheren Anteilen an kolloidalen und suspendierten Stoffen ist zur Vermeidung einer Membranverstopfung (Fouling) eine Vorreinigung des Wassers vor der Umkehrosmose-Anlage notwendig, z. B. durch Flockungsfiltration oder Enteisenung und Entmanganung. Um Membranverstopfungen durch Auskristallisieren (Scaling) z. B. der Calciumsalze zu verhindern, ist eine Konditionierung des Wassers vor der Umkehrosmose durch Zugabe von Säure, z. B. HCl, und stabilisierenden Phosphaten meist erforderlich.

Nach dem Verschneiden des Permeats mit Rohwasser ist eine Nachbehandlung dieses Mischwassers meist unumgänglich.

Aufgrund der Nachteile (aufwändige Vorreinigung, nicht selektiv wirksam, hoher Abwasseranfall) ist die Anwendung für die Nitratentfernung beschränkt geblieben.

Biologische Nitratentfernung (Denitrifikation) – Bei der biologischen Nitratentfernung wird Nitrat durch denitrifizierende Bakterien (autotrophe oder heterotrophe) in Bioreaktoren zu molekularem Stickstoff reduziert. Dabei wird eine äquivalente Menge an Hydrogencarbonationen produziert.

- Autotrophe Betriebsweise: Zugabe von Wasserstoff erforderlich
vereinfachte Reaktionsgleichung: $5\text{H}_2 + 2\text{H}^+ + 2\text{NO}_3^- \rightarrow \text{N}_2 + 6\text{H}_2\text{O}$
- Heterotrophe Betriebsweise: Zugabe von Methanol oder Ethanol oder Essigsäure erforderlich

vereinfachte Reaktionsgleichung bei Methanolzugabe:



In beiden Fällen ist außerdem eine Phosphatdosierung notwendig. Bei der autotrophen Denitrifikation kommt es zu einer pH-Erhöhung. Bei der heterotrophen Betriebsweise kommt es aufgrund der erforderlichen überstöchiometrischen Substratzugabe im Ablauf der Denitrifikationsanlage zu einer Restkonzentration an Substrat, das mikrobiologisch leicht abbaubar ist und somit zu einer (Wieder-)Verkeimung des Wassers führen würde. Deshalb sind hier aufwändige Nachaufbereitungsstufen zumeist unumgänglich.

Für die Denitrifikationsstufe werden bei der Trinkwasseraufbereitung vorrangig Festbettreaktoren (meist Raumfilter mit unterschiedlicher Füllung) eingesetzt, da dann die überschüssige Biomasse mittels Filterspülungen kontrolliert entfernt werden kann, der laufende unkontrollierte Austrag geringer ist

und somit die Nachreinigungsstufe weniger belastet wird. Aber auch fluidisierte Reaktoren oder die aus der Abwasserbehandlung bekannten Scheibentauchkörper sind möglich.

Die Nachreinigungsstufe beinhaltet im allg. eine Belüftung, die Filtration und eine Desinfektion. Die verschiedenen Verfahren/Systeme unterscheiden sich insbesondere in der Art des Trägermaterials für die Denitrifikanten.

Beispiele für Anlagen zur biologischen Nitratentfernung:

Aschaffenburg (Autotrophe Denitrifikation und Enthärtung) **Abb. 4-56**

Volumenstrom 2.500 m³/h

NO₃-Konzentration im Zulauf: 62 mg/l

NO₃-Konzentration im Ablauf: ca. 25 mg/l

Neuss (Heterotrophe Denitrifikation)

Hier handelt es sich nicht um eine Direkt-Trinkwasseraufbereitung, sondern um eine Grundwasseranierung in dessen Vorfeld. Das geförderte (300 m³/h) nitratbelastete (ca. 55 mg/l) Grundwasser wird nach Zugabe von Essigsäure, PO₄³⁻ und Fe²⁺-Salzen in geschlossenen A-Kohle-Filtern als Bioreaktoren aufbereitet, nachbehandelt und wieder in den Untergrund versickert. NO₃-Konzentration im Ablauf ca. 5 mg/l.

4.2.5.7.3 Nitritentfernung

Nitrit ist im Wasser nicht stabil und tritt zumeist nur als Übergangsform bei der Oxidation oder Reduktion von Stickstoffverbindungen auf (siehe: Nitrit, Nitrat, Ammonium). Die Verhinderung der Nitritbildung im Trinkwasser setzt eine ausreichende Ammoniumentfernung (<0,4 mg/l) voraus (siehe: Ammoniumentfernung, Beispiel Straubing). Die Oxidation des Nitrits zu Nitrat kann – bei aus-

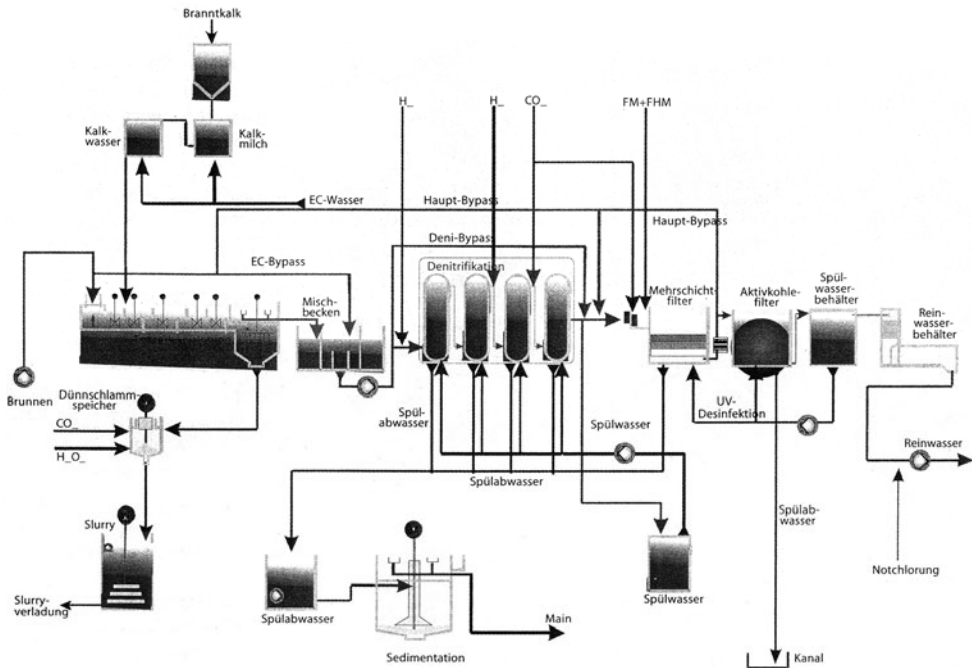


Abb. 4-56: Trinkwasseraufbereitungsanlage in Aschaffenburg mit Enthärtung und autotropher Denitrifikation (Quelle: Stadtwerke Aschaffenburg)

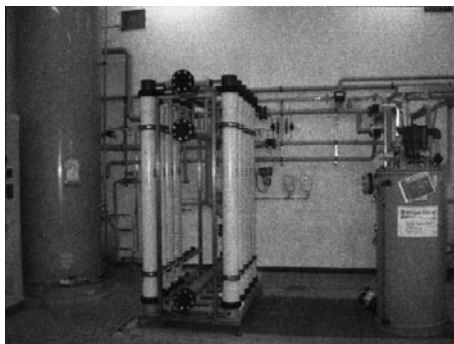


Abb. 4-57: Vollautomatische Ultrafiltrationsanlage mit Vorfilter und Spülwasserstation (Quelle: Krüger Wabag)

reichender Sauerstoffzufuhr – biologisch erfolgen oder in gewissem Umfang auch chemisch durch Ozon. Wasserstoffperoxid (H_2O_2) hat sich bei einer Untersuchung des Bayer. Landesamtes für Wasserwirtschaft dafür nicht bewährt (nach Röder). Nitritakkumulationen können vorübergehend in den Bioreaktoren bei der Nitrifikation eintreten, wenn die dort vorhandenen nitritbildenden Bakterien (*Nitrosomonas*) gegenüber den nitratbildenden (*Nitrobacter*) deutlich in der Überzahl sind.

4.2.5.7.4 Ammoniumentfernung

Ammonium ist früher vorrangig durch Oxidation mit Chlor (Knickpunktchlorung) entfernt worden. Seit man von den dabei entstehenden organischen Halogenverbindungen weiß, wird dieses Verfahren in der Bundesrepublik nicht mehr angewandt. Seit 1991 ist der Einsatz von Chlor (auch Chlordioxid) nur noch für die Desinfektion zugelassen.

Eine chemische Oxidation des Ammoniums ist bei sehr hohen pH-Werten auch durch Ozon möglich. Im Rahmen der Trinkwasseraufbereitung wird dieses Verfahren jedoch aufgrund des hohen Aufwandes nicht eingesetzt. Die Ammoniumeliminierung findet hier ausschließlich als biologische Ammoniumeliminierung (Nitrifikation) statt. Die Nitrifikation erfolgt durch die zu den chemolithoautotrophen Mikroorganismen gehörenden ammoniumoxidierenden Bakterien, die ihren Energiebedarf durch die Oxidation reduzierter anorganischer Stickstoffverbindungen decken. Dabei laufen zwei Teilreaktionen ab:

- Stufe Nitritation (durch die Bakterien *Nitrosomonas*)

$$\text{NH}_4^+ + 1,5 \text{O}_2 \rightarrow \text{NO}_2^- + \text{H}_2\text{O} + 2\text{H}^+$$
- Stufe Nitration (durch die Bakterien *Nitrobacter*)

$$\text{NO}_2^- + 0,5 \text{O}_2 \rightarrow \text{NO}_3^-$$

Die Reaktion kann über den pH-Wert kontrolliert werden, da dieser dabei abnimmt.

Die technische Realisierung des Verfahrens hängt von der Gesamtbeschaffenheit des aufzubereitenden Rohwassers ab, da neben der Ammoniumentfernung meist auch andere Aufbereitungsziele (z. B. Eliminierung von Fe, Mn und organischen Stoffen) gegeben sind. Immer notwendig ist ein Sauerstoffeintrag, da für die biologische Oxidation von 1 mg NH_4 ca. 3,6 mg O_2 benötigt werden. Bis zu einer Ammoniumkonzentration von 2 mg NH_4/l kann die Nitrifikation durch eine einstufige Filtration mit einer vorgeschalteten Belüftung gesichert werden, sofern bei der Belüftung eine Sauerstoffsättigung erreicht wird. Bei höheren Ammoniumkonzentrationen ist entweder eine mehrstufige Aufbereitung oder der Einsatz von Sauerstoff in Verbindung mit einer Druckfiltration erforderlich. Eine weitere Möglichkeit ist der Einsatz der Trockenfiltration, da hier eine kontinuierliche Sauerstoffzufuhr möglich ist. Voraussetzung für eine stabile Nitrifikation nach einer entsprechenden Einarbeitung ist ein möglichst gleichmäßiger Filterbetrieb und die Sicherung einer Sauerstoffkonzentration von > 2 mg/l im Ablauf der Filterstufe.



Abb. 4-58: Ozonerzeuger zur Aufbereitung von Seewasser (Quelle: BWV)



Abb. 4-59: Mikrosiebe zur Oberflächenwasser-Aufbereitung (Quelle: BWV)



Abb. 4-60: Vollautomatische Druckfilteranlage zur Enteisung, Entmanganung und Restentsäuerung (Quelle: WLA)

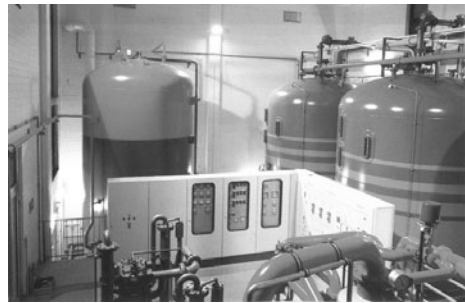


Abb. 4-61: Carix-Anlage zur Reduzierung von Nitrat, Sulfat und Härte (Quelle: Wabag)

Beispiele für Anlagen zur Ammoniumentfernung

Hamburg-Baursberg: Rohwasser mit 8 mg/l NH_4^+ , 10 mg/l Eisen, 2,4 mg/l Mangan, 1,6 mg/l Methan, H_2S

Verfahren der biologischen Ammoniumoxidation mit den Stufen (siehe **Abb. 4-62**)

- Belüftung: a) Düsen, b) Kaskade, Zugabe von technischem Sauerstoff ist außerdem möglich
- Nassfiltration zur Enteisung und Entmethanung: a) Einschichtfilter mit Sand, b) Zweischichtfilter mit Hydroanthrazit und Kies
- Biooxidatoren (Trockenfilter) zur Nitrifikation und Entmanganung: a) Sand, b) Aktivkohle

Ergebnisse: Nach mehrfach erforderlicher Impfung mit nitrifizierenden Bakterien und langer Einarbeitungszeit wurde vollständige Nitrifikation ($\text{NH}_4^+ < 0,08 \text{ mg/l}$), Enteisung und Entmanganung erreicht. Bei der Filterrückspülung wird ein Teil der Bakterien ausgespült, wodurch ein zeitweiser Rückgang des Wirkungsgrades eintritt. Aktivkohle ist das geeignete Material für den Trockenfilter.

Straubing: Rohwasser mit 0,7 mg/l NH_4^+ , 0,05 mg/l Mangan, pH-Wert 7,6, $< 0,1 \text{ mg/l O}_2$, 3 bis 5 mg/l Methan, 0,1 mg/l H_2S

Fließschema siehe **Abb. 4-63**.

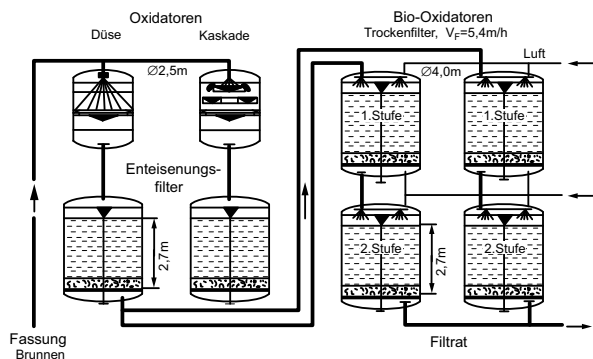


Abb. 4-62: Fließschema der Anlage Boursberg zur Ammoniumentfernung (nach Woldmann)

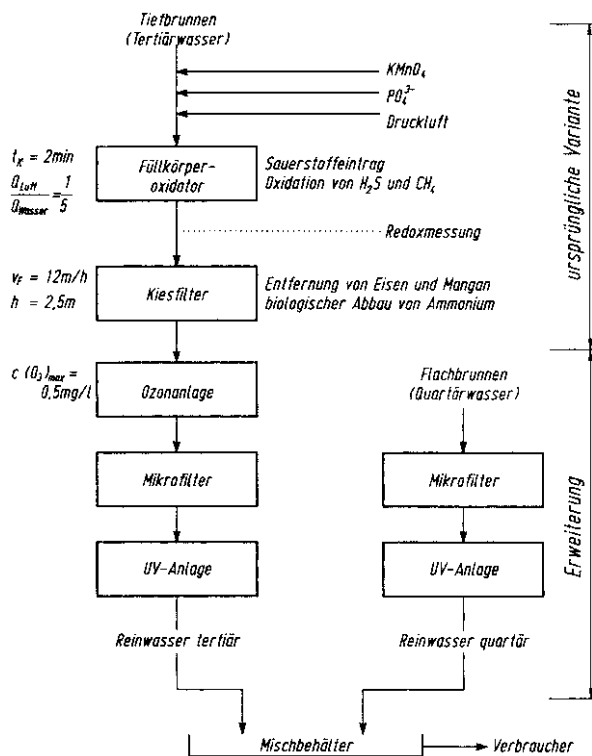


Abb. 4-63: Fließschema der Anlage Straubing (nach Röder)

Ergebnisse:

Die ursprünglich vorgesehene Variante I (geschlossene Belüftung und KMnO_4 -Dosierung, Filtration über Quarzsand mit mikrobieller Nitrifikation bei Phosphatzugabe) brachte zwar nach ca. 4 Monaten Einarbeitung NH_4^+ -Gehalte $< 0,08 \text{ mg/l}$, aber auch kurzzeitige Spitzen des toxischen Nitrits. Deshalb wurde eine zusätzliche Oxidation durch Ozon (1 mg O_3 pro 1 mg NO_2^-) vorgesehen und zur Restozonvernichtung die photochemische Zerstörung des Ozons durch UV-Bestrahlung erprobt (statt der sonst üblichen Aktivkohlefiltration).

Evtl. ausgetragene Nitrifikationsbakterien werden durch die UV-Bestrahlung ebenfalls inaktiviert und können somit im Trinkwassernetz keine Probleme hervorrufen. Die im Schema sichtbare Mi-

Profiltration über feinmaschige Gewebefilter wurde nach mehrmonatigem Betrieb der Anlage erforderlich, da im Reinwasser Makroorganismen (Glieder- und Fadenwürmer, Kleinkrebse u. a.) auftauchten, die anscheinend im biologisch arbeitenden Filter wuchsen. Im Jahr 2000 wurde nach der Umrüstung der Mikrofilter von 25 mm auf 10 mm und aufgrund der stabilllaufenden Nitrifikation die Ozonanlage abgeschaltet.

4.2.5.8 Enthärtung

4.2.5.8.1 Allgemeines

Höhere Gehalte des Trinkwassers an den härtebildenden Erdalkalien Calcium und Magnesium sind gesundheitlich unbedenklich (siehe Abschn. 4.1.5.4.30), weshalb in der Vergangenheit die Enthärtung von Wasser vorrangig nur von der Industrie und dem Gewerbe für spezielle Wasserverwendungen durchgeführt wurde. In den letzten 10 Jahren wird auch im Rahmen der zentralen Trinkwasseraufbereitung zunehmend eine Enthärtung des Wassers vorgenommen. Gründe hierfür sind:

- Gestiegene Zahl von Warmwasseranlagen und wasserverbrauchenden Geräten im Haushalt mit störender Kesselsteinbildung bei hartem Wasser.
- Anstieg der Härte im Rohwasser, z. B. durch Landwirtschaft, Bebauung und Nutzung anderer Wasservorkommen.
- Einspeisung von Wasser unterschiedlicher Beschaffenheit in ein Versorgungsgebiet (siehe „Mischwasser“ Abschn. 4.2.6).
- Größeres Korrosionspotenzial des harten Wassers mit höherem CO_2 -Gehalt bei metallischen Hausinstallationen.
- Enthärtung in Kombination mit der notwendigen Nitrat- und Sulfatentfernung.

Dabei sind die letzten Gründe gesundheitlich wesentlich bedeutender als die vom Verbraucher zu- meist gemäß erstem Anstrich herangezogene Begründung. In Einzelfällen entsteht für die Wasserversorgungsunternehmen aufgrund einer zunehmenden Zahl privater dezentraler Enthärtungsanlagen und damit verbundener negativer Auswirkungen auf die Abwasserbeschaffenheit und die Umwelt indirekt ein Zwang zur zentralen Wasserenthärtung. So wurden z. B. im Ortsnetz Bad Rappenau bis zum Bau der zentralen Enthärtungsanlage bereits über 50 % des Wassers dezentral enthärtet.

Die Möglichkeit einer zentralen Enthärtung sollte geprüft werden, wenn die Härte des Trinkwassers über 3,5 mmol/l beträgt. Liegt die Härte unter 2,0 mmol/l wird eine Enthärtung als nicht sinnvoll erachtet. Wird eine Enthärtung vorgenommen, so ist diese im Allgemeinen nur gerechtfertigt, wenn die Härte um mindestens um 1 mmol/l verringert wird. Aus korrosionschemischen Gründen sollte die Säurekapazität $\text{K}_{\text{S}4,3}$ nach der Enthärtung 1,5 mmol/l und die Calciumkonzentration 0,5 mmol/l (20 mg/l) nicht unterschreiten.

Hinweise zum eventuellen Erfordernis einer Erhärtung siehe Abschn. 4.1.5.4.30.

4.2.5.8.2 Übersicht zu den Enthärtungsverfahren

Zur Enthärtung kommen sehr unterschiedliche Verfahren in Abhängigkeit von der Gesamtbeschaffenheit des Rohwassers, der bereits erfolgten Voraufbereitung, der Möglichkeiten zur Entsorgung und weiteren Randbedingungen in Frage, weshalb für jeden Einzelfall eine gesonderte Prüfung und Entscheidung erforderlich ist. Die **Tab. 4-53** gibt eine Übersicht über mögliche Verfahren zur Enthärtung.

Im Rahmen der Trinkwasseraufbereitung werden als Fällungsverfahren die Langsamentkarbonisierung (LEC) und die Schnellentkarbonisierung (SEC), als Ionenaustauschverfahren das Carix-Verfahren und als Membranverfahren die Nanofiltration und die Niederdruckumkehrosmose eingesetzt. Bei der Auswahl des geeigneten Verfahrens sind neben wirtschaftlichen Gesichtspunkten die Beschaffenheit des Rohwassers und das Aufbereitungsziel von Bedeutung. Das Wasser sollte nach

Tab. 4-53: Verfahren zur Enthärtung von Wasser

Verfahren	Bezeichnung	Hinweise
Fällungsverfahren	Langsamentcarbonisierung	siehe 4.2.5.8.3
	Schnelle Langsamentcarb.	siehe Flinsbach in [4] Nr. 106
	Schnellentcarbonisierung	siehe 4.2.5.8.4 und [6] Heft Nr. 32
	Kalk-Soda-Verfahren	siehe 4.2.5.8.4
	Trinatrium-Verfahren	siehe z. B. [11]
Ionenaustausch	Na-Austauscher	siehe 4.2.3.4
	H-Austauscher	siehe 4.2.3.4
	Carix-Verfahren	siehe 4.2.3.4.5
Membranverfahren	Umkehrosmose	siehe 4.2.2.5.2
	Elektrodialyse	siehe 4.2.2.5.3
	Nanofiltration	siehe 4.2.2.5.5
Gasaustausch	Ausblasen von CO ₂ bis zum Kalkausfall	siehe 4.2.2.3
Sonderverfahren	Thermische Enthärtung	gemeinsam mit Entsalzung (4.2.5.9)
	Säureimpfung	nur bei Kühlwasser (siehe [11])

der Enthärtung nicht nur die gewünschte Härte aufweisen, sondern aus korrosionschemischer Sicht gegenüber den im Verteilungsnetz und in der Trinkwasser-Installation eingesetzten Werkstoffen stabil sein (siehe DIN 50930-6 und DIN EN 12502-1 bis 12502-7 sowie DIN 1988-7).

Tab. 4-54: Anforderungen der Enthärtungsverfahren an das Rohwasser (nach W 235-1)

Bewertungskriterien		Verfahren			
		Fällungsverfahren		Ionenaustausch- verfahren ^a	Membran- verfahr- ren NF/EO
		SEC	LEC		
Rohwasser- seitige Anfor- derungen ^b	Fe ²⁺	< 6 mg/l	–	< 0,1 mg/l	< 0,05 mg/l ^c
	Fe ³⁺	< 8 mg/l	–	< 0,1 mg/l	< 0,05 mg/l ^d
	Mn ²⁺	< 2 mg/l	–	< 0,1 mg/l	< 0,02 mg/l ^{c, d}
	PO ₄ ³⁻	< 0,2 mg/l	–	< 1 mg/l	-
	Trübung	< 30 FNU	–	< 5 FNU	< 1 FNU
	TOC bzw. DOC	< 5 mg/l	–	< 3 mg/l	-
	Al ³⁺	–		möglichst gering	möglichst gering ^d
	Sr ²⁺	–		–	möglichst gering ^d
	Ba ²⁺	–		–	möglichst gering ^d
	Silikate	–		–	möglichst gering ^d
	K _{S4,3}	> 3 mmol/l (mit Ca(OH) ₂)		–	–
		< 5 mmol/l (mit NaOH)			
	K _{S4,3} /Ca ²⁺	> 1,5 (mit Ca(OH) ₂)		–	–
		> 1,0 (mit NaOH)			
	SDI	–		–	< 3

a hier: schwach saure Kationenaustauscher, die mit einem stark basischen Anionenaustauscher kombiniert und als Mischbett betrieben werden (in der Literatur als CARIX-Przess bezeichnet, bei dem die Ionenaustauscherharze mit Kohlensäure besonders effizient regeneriert werden)

b Für die SEC sind nur grobe Anhaltswerte möglich. Bei erhöhten Konzentrationen über 50 % der genannten Richtwerte sind Pilotversuche zwingend erforderlich, insbesondere wenn mehrere Faktoren zusammenkommen.

- c Sauerstofffreies Wasser kann mit vergleichsweise höherer Konzentration an Eisen(II), Mangan(II) und DOC aufbereitet werden.
- d Wenn das Wasser diesen verfahrenstypischen Anforderungen nicht entspricht, muss eine Voraufbereitung zur Entfernung dieser Stoffe erfolgen, oder es müssen zur Vorbeugung einer Membranverblockung (Scaling) Kristallisationsinhibitoren (Antiscalents), eingesetzt werden. Die Parameter Strontium bzw. Barium sind diesbezüglich zumindest dann als kritisch anzusehen, wenn im Konzentrat des zu behandelnden Wassers die Löslichkeit für Bariumsulfat bzw. Strontiumcarbonat überschritten ist.

Einen Überblick über die Anforderungen der Enthärtungsverfahren an das Rohwasser, die eine erste Einschätzung der Einsetzbarkeit der Verfahren ermöglicht, gibt **Tab. 4-54**.

Vor der Enthärtung durch Ionenaustausch oder Membranverfahren ist danach eine gute Vorreinigung des Wassers erforderlich, sofern dieses Eisen- oder Mangan bzw. eine Trübung enthält, während dies bei den Fällungsverfahren nicht in diesem Umfang der Fall ist. Zu beachten ist jedoch, dass die Calciumkarbonatkristallisation bei der Fällung durch Phosphate, Huminstoffe und Eisen gehemmt werden kann, so dass auch hier Einsatzgrenzen bestehen.

Bei den einzelnen Verfahren werden für die korrosionschemischen Eigenschaften des Trinkwassers relevante Wassergüteparameter, wie pH-Wert, Kohlensäurekonzentration und Neutralsalzkonzentration unterschiedlich verändert. Einen Überblick gibt **Tab. 4-55**.

Tab. 4-55: Nebeneffekte von Enthärtungsverfahren auf die Wasserbeschaffenheit (nach W 235-1)

Auswirkungen Verfahren	neben Calcium- und ggf. Magnesiumionen werden entfernt		im enthärteten Wasser verblei- ben	Rückstände
	HCO ₃ ⁻	Cl ⁻ SO ₄ ²⁻ NO ₃ ⁻		
Fällungsverfahren NaOH-Zusatz Ca(OH) ₂ -Zusatz	+	–	OH ⁻ (pH↑), Na ⁺ OH ⁻ (pH↑)	} CaCO ₃
Ionenaustauschverfahren ^a Ca-H-Austausch Ca-H-/Anionen-HCO ₃ -Austausch ^b	++ + bis ++	– ++ bis +	CO ₂ ^{a,c} CO ₂ ^{a,c}	
Membranverfahren ^a	alle gelösten Stoffe in unter- schiedlichem Ausmaß		CO ₂ ^{a,c}	Konzentrat mit ent- fernten Ionen und Konditionierungs- mitteln

- a Die Einstellung des pH-Wertes entsprechend der Trinkwasserverordnung sowie der Härte erfolgt in der Regel durch Verschnitt mit nicht behandeltem Wasser und Kohlenstoffdioxidzug
 - b schwach saure Kationenaustauscher, die mit einem stark basischen Anionenaustauscher kombiniert und als Mischbett betrieben werden (in der Literatur als CARIX-Prozess bezeichnet, bei dem die Ionenaustauscherharze mit Kohlensäure besonders effizient regeneriert werden); das Ausmaß der Entfernung von Kationen und Anionen ist durch die Harzmischung einstellbar
 - c Kohlenstoffdioxid wird in der Regel in einem nachfolgenden Verfahrensschritt durch physikalische Entsäuerung entfernt
- ++ wird weitgehend entfernt
+ wird teilweise entfernt
– wird nicht entfernt bzw. unverändert
↑ wird angehoben

Während bei den Fällungsverfahren die Konzentration von Chlorid, Sulfat und Nitrat nicht verändert werden, erfolgt beim Carix-Verfahren und bei dem Membranverfahren eine Eliminierung. Diese kann zur Sicherung eines korrosionschemisch stabilen Wassers, insbesondere bei höheren Rohwas-serkonzentrationen notwendig sein.

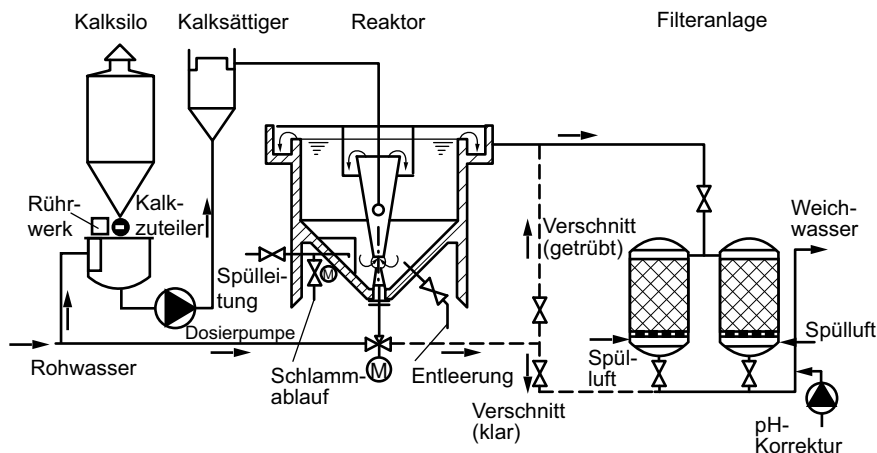
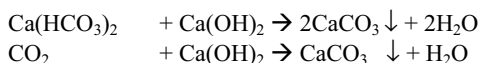


Abb. 4-64: Schema der Langsamentcarbonisierung (nach Soine)

Neben der Rohwasserbeschaffenheit und dem Aufbereitungsziel ist bei der Verfahrensauswahl zusätzlich eine Vielzahl standortspezifischer Faktoren zu beachten. Hinweise hierzu gibt DVGW-Arbeitsblatt W 235-1.

4.2.5.8.3 Langsamentcarbonisierung

Durch Zugabe alkalischer Stoffe, zumeist Calciumhydroxid in Form von Kalkmilch oder -wasser, werden die Hydrogencarbonationen und die freie Kohlensäure neutralisiert und als Calciumcarbonat ausgefällt. Die ablaufende Reaktion lässt sich vereinfacht wie folgt darstellen:



Für eine Härtereduzierung um 1°d sind 20,85 mg/l an Ca(OH)_2 erforderlich.

Diese Teilenthärtung führt nicht zu einer Aufsalzung. Durch erhöhte Ca(OH)_2 -Zugabe kann auch Magnesium ausgefällt werden. Während die eigentliche Fällung innerhalb weniger Minuten abgeschlossen ist, beansprucht die Entfernung des wasserreichen Kalkschlammes durch Sedimentation großräumige Anlagen mit Aufenthaltszeiten von > 1 h. Da eine vollständige Abtrennung hier zumeist nicht möglich ist, sind anschließend Schnellfilter erforderlich. Da das Wasser meist über dem pH-Wert der Calciumcarbonatsättigung liegt, ist auch eine pH-Absenkung durch Mischung mit unbehandeltem Wasser oder Säurezugabe notwendig (Abb. 4-64).

Bei Wässern mit geringem Carbonathärteanteil ist durch Zugabe von Natronlauge statt Calciumhydroxid bei gleicher Enthärtungswirkung eine Verringerung des Schlammanfalls auf etwa die Hälfte möglich. Allerdings steigt hierbei der Natriumgehalt im Wasser pro mmol/l Härtereduzierung ($\cong 5,6^\circ\text{d}$) um 23 mg/l an, weshalb dies nur bei natriumarmen Wässern anzuwenden ist.

4.2.5.8.4 Schnellentcarbonisierung

Bei dem Verfahren werden Calciumhydroxid als Kalkmilch oder Natronlauge eingesetzt. Rohwasser und Kalkmilch bzw. Natronlauge durchlaufen einen Schwebebettreaktor, einen auf die Spitze gestellten, kegelförmigen oder auch zylindrischen Behälter von unten nach oben. Die Durchlaufgeschwindigkeit im oberen Teil des Reaktors beträgt etwa 20 m/h. In den Reaktor wird Quarzsand, seltener

Kalkstein- oder Granitsand der Körnung 0,5–1 mm gegeben, auf den sich das ausscheidende unlösliche Calciumcarbonat in Form von Körnern aufbaut. Nach dem Reaktor durchläuft das Wasser einen Quarzsand-Schnellfilter üblicher Bauart, Höhe des Quarzkiesbettes 2–3 m, Durchlaufgeschwindigkeit 10–12 m/h. Eine ausreichende Luft-Wasser-Rückspülung ist vorzusehen. Der in körniger Form anfallende Kalk wird aus dem Reaktor unten entnommen. Am Reaktor sind seitliche Entnahmevorrichtungen zur Kontrolle zweckmäßig. Wegen der Schwierigkeit der richtigen Dosierung empfiehlt sich zur Stabilisierung eine Phosphatzugabe zum Reinwasser. Wichtig ist die laufende chemo-technische Überwachung des Betriebes (Abb. 4-65). Durchsatzschwankungen sind zu vermeiden. Eine durchgängige Automatisierung ist kaum möglich, eine Anwendung für kleine Wasserwerke deshalb nicht empfehlenswert.

Verbrauch zum Entfernen von 15°dH Carbonathärte: 6 l/h 5prozentige Kalkmilch je m³/h Rohwasser, dabei Kalkanfall je m³ Rohwasser: 680 g Kalk mit Korngröße 3–4 mm.

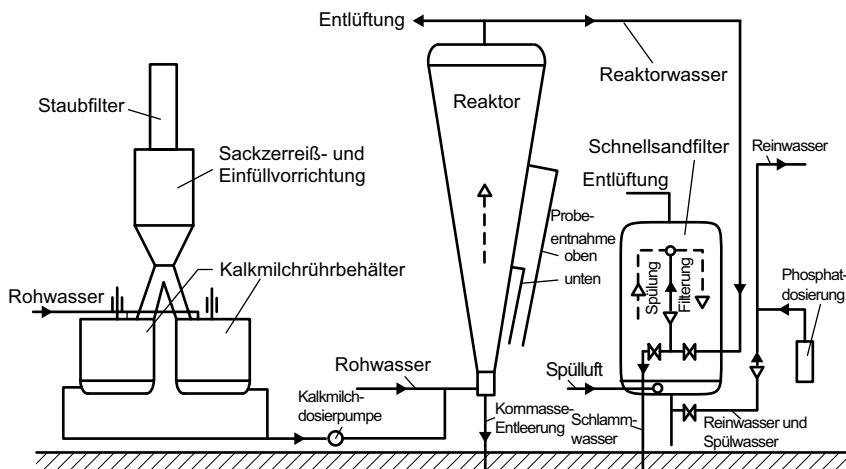


Abb. 4-65: Schema einer Schnellentcarbonisierung

4.2.5.8.5 Kalk-Soda-Verfahren

Hier werden Kalk und Soda (Natriumkarbonat) als Fällmittel zugegeben, wodurch sowohl die an Hydrogenkarbonate gebundenen Ca- und Mg-Ionen („Karbonathärte“) als auch die an Sulfate, Chloride und Nitrate gebundenen Erdalkalitionen („Nichtkarbonathärte“) entfernbar sind, also eine Vollenthärtung möglich ist. Technologisch sind dafür Dosier- und Mischanlagen, Absetzbecken oder Schlammkontaktanlagen mit Flockungsmittelzugabe und Schnellfilter sowie CO₂-Eintrag oder Rohwasserzugabe zur Bindung des überschüssigen Kalkhydrats erforderlich. Da außerdem Chemikalienbedarf und Schlamm-anfall sehr hoch sind, z. B. bei einer Härtereduzierung um 18°d Chemikalienbedarf ca. 0,5 kg/m³ und Schlamm-anfall etwa 1 kg/m³ Wasser, wird dieses Verfahren in Deutschland kaum noch angewendet.

4.2.5.9 Entsalzung

Mit Entsalzung wird das Entfernen aller im Wasser gelösten Salze zur Gänze, oder, je nach Verwendungszweck, bis auf einen tragbaren Rest bezeichnet. Häufig ist die Anwendung des Teilstrom-Verfahrens betrieblich vorteilhaft, d. h. ein Teil des Wassers wird voll entsalzt und dem nicht entsalzten Wasser im gewünschten Mischungsverhältnis zugegeben. Alle Entsalzungsverfahren sind verhältnismäßig teuer, obwohl die Kosten auf Grund des technischen Fortschritts stetig abgenommen haben. Man rechnet mit Betriebskosten von etwa 0,3–0,5 EUR/m³ für die Entsalzung von Grund- oder Quellwasser bzw. 0,5–1,0 EUR/m³ für die Entsalzung von Meerwasser. Die Entsalzung wird als

Vollentsalzung für die Kesselspeisewasseraufbereitung und für die Aufbereitung von Brackwasser bzw. Meerwasser eingesetzt. Mit der Weiterentwicklung der Membranverfahren insbesondere der Umkehrosmose kommt sie jedoch auch zunehmend für die Aufbereitung Grund- und Quellwässer mit hohen Chloridkonzentrationen zur Anwendung.

Bei den Entsalzungsverfahren ist die jeweils hohe Aggressivität und das Ableiten der ausgeschiedenen Salze bei der Planung zu berücksichtigen.

Bei *Kesselspeisewasser*, insbesondere von Hochdruckkesseln, darf bei 40 bar Kesseldruck die Gesamthärte höchstens 0,05 dH, bei 40–100 bar Kesseldruck höchstens 0,02 dH betragen. Für die Entsalzung sind Ionenaustausch- oder Membranverfahren üblich. Wegen der aggressiven Wirkung müssen ferner Sauerstoff und Kohlensäure, z. B. durch thermische Entgasung und chem. Bindung, entfernt und der pH-Wert im alkalischen Bereich gehalten werden.

Die Aufbereitung von *Brackwasser und Meerwasser* wird in den küstennahen Gebieten u. U. notwendig. Der Trockenrückstand solcher Wässer beträgt etwa:

Brackwasser:	1 000– 5 000 mg/l	gelöste Stoffe
Mäßiges Salzwasser:	2 000–10 000 mg/l	gelöste Stoffe, meist küstennäheres Grundwasser
Starkes Salzwasser:	10 000–30 000 mg/l	gelöste Stoffe, meist küstennahes Grundwasser und in Mündungsgebieten von Flüssen.
Meerwasser:	30 000–36 000 mg/l	gelöste Stoffe, Zusammensetzung Tab. 4-56 .

Tab. 4-56: Normale Zusammensetzung von Meerwasser; nach hydrographischem Labor Kopenhagen

Kationen		Anionen	
Bezeichnung	mg/l	Bezeichnung	mg/l
Na ⁺	11 035	Cl ⁻	19 841
Mg ²⁺	1 330	SO ₄ ²⁻	2 769
Ca ²⁺	418	HCO ₃ ⁻	147
K ⁺	397	Br ⁻	88
Sr ⁺	13,9	F ⁻	1,4

Nach dem derzeitigen Stand der Technik kommen für die Entsalzung folgende Verfahren in Betracht, wobei im Wesentlichen wegen der verhältnismäßig hohen Betriebskosten die Anwendung auf die unbedingt notwendigen Fälle beschränkt bleibt.

Rohwasser-Salzgehalt	Verfahren
1–3 %	Destillation, mehrstufige Verdampfung, Gefrierverfahren
0,1–1 %	Membranverfahren
<0,1 %	Ionenaustauschverfahren

Während in Deutschland nur auf der Insel Helgoland eine Meerwassernutzung erfolgt, deckt z. B. Saudi-Arabien ca. 70 % seines Trinkwasserbedarfes mit entsalztem Meerwasser ab (27 Anlagen in 2004).

4.2.5.10 Aufhärtung

Weiche Wässer mit einem geringen Gehalt an Erdalkalien (< 20 mg/l an Ca), geringem Hydrogencarbonatgehalt ($K_{s4,3} < 1$ mmol/l) und fehlender Pufferung ($PI < 0,1$ mmol/l) bedürfen zur Einstellung der CaCO₃-Sättigung eines sehr hohen pH-Wertes, wobei auch dann der Gleichgewichtszustand sehr labil bleibt. Selbst bei ausreichendem O₂-Gehalt (ca. 6 mg/l) sind bei einem solchen Wasser die Voraussetzungen zur Bildung schützender Deckschichten nicht gegeben. Wenn auch sonst die Bildung solcher Deckschichten nicht immer eintritt und auch nicht in jedem Fall erforderlich ist, muss ein Wasser mit dazu fehlenden Voraussetzungen als korrosionschemisch ungünstig beurteilt werden.

Eine Entsäuerung nur durch Gasaustausch löst das Problem nicht, da dabei o. g. Parameter in ihren Werten nicht verbessert werden. Auch Natronlauge ist hier unzweckmäßig, da sie keine Erdalkalien (Härtebildner) enthält und nur den Hydrogencarbonatgehalt erhöht. Für die Aufhärtung kommen in Frage (siehe Abschn. 4.2.3.3):

- Filtration über Calciumkarbonat,
- Filtration über dolomitisches Material,
- Zugabe von Calciumhydroxid.

Da die hierbei erreichbare Aufhärtung von dem Gehalt des Wassers an überschüssiger Kohlensäure abhängt und somit begrenzt ist, kann bei sehr weichem Wasser mit wenig Kohlensäure eine Zugabe von CO_2 vor der Aufhärtung zweckmäßig sein.

Zum Beispiel kann bei einem sehr weichen Wasser mit $0,5^\circ\text{dH}$ und 10 mg aggressiver Kohlensäure (Trinkwassertalsperre Mauthaus) durch Neutralisation mittels Filtration über Calciumkarbonat höchstens eine Erhöhung der Härte um $10\text{ mg} \cdot 0,13 = 1,3$ Härtegrade erreicht werden. Für die gewünschte Mindesthärte von $4,5^\circ\text{dH}$ bei Einhalten des Kalk-Kohlensäure-Gleichgewichts ist eine weitere Erhöhung der Härte um $2,7^\circ\text{dH}$ erforderlich. Zweckmäßig wird dies dadurch erreicht, dass handelsübliches flüssiges CO_2 zugegeben und über Calciumkarbonat gefiltert wird. Die Aufhärtung kann auch analog der Neutralisation mittels CO_2 -Zugabe und Kalkmilchdosierung erfolgen, hierbei wird jedoch die Dosierungsanlage komplizierter.

4.2.5.11 Dosierung von Phosphat und Silikat

Durch die Zugabe von Phosphaten, teils auch gemischt mit Silikaten u. a., können Korrosionsvorgänge an metallischen Leitungen reduziert und die Bildung schützender Deckschichten gefördert werden. Zum Einsatz kommen vorrangig Orthophosphate, z. T. auch Mischungen von Ortho- und Polyphosphaten, während die alleinige Zugabe von Polyphosphaten bzgl. Korrosion eher ungünstig ist. Die Wirkung ist bei den einzelnen Werkstoffen unterschiedlich, detailliertere Hinweise dazu geben die DVGW-Arbeitsblätter W 215 „Zentrale Dosierung von Korrosionsinhibitoren“ Teil 1 „Phosphate“ und Teil 2 „Silikate“ (Abb. 4-66).

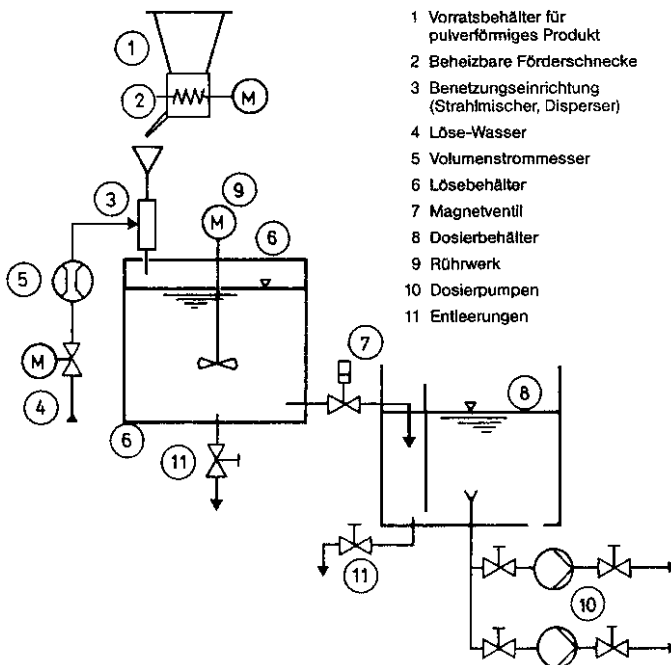


Abb. 4-66: Automatische Löseanlage für Phosphat

Bei Phosphat ist eine Zugabe bis 6,7 mg/l an PO_4^{3-} und bei Silikat bis 40 mg/l an SiO_2 zulässig. Zur Sanierung von Korrosionsschäden ist es meist zweckmäßig, anfangs die maximal zulässige Phosphatzugabe anzuwenden, dann aber auf Werte unter 1 mg/l zurückzugehen. Eine Erfolgskontrolle ist an entsprechenden Stellen, z. B. in eingebauten Kontrollrohren, an Endsträngen, Probenahme über Hydranten und Zapfhähne u. a., vorzunehmen.

Eine Phosphatdosierung zur Korrosionsverhinderung soll aufgrund der damit evtl. verbundenen Nebenwirkungen (Gewässerbelastung, Verkeimung, Beeinträchtigung von Entcarbonisierungsanlagen) zentral nur erfolgen, wenn die korrosionschemische Beschaffenheit des Wassers durch aufbereitungstechnische Maßnahmen nicht verbessert werden kann. Auch auf die vorrangige Nutzung geeigneter Werkstoffe, z. B. durch die Installateure, ist hier hinzuweisen.

Die Zugabe von Phosphaten zur Stabilisierung von Eisen und Mangan sollte nur in Ausnahmefällen zeitweise in Betracht kommen, da hier geeignete Aufbereitungsverfahren verfügbar sind.

Eine Phosphatzugabe nur zur Kesselsteinverhinderung (Härtestabilisierung) soll zentral grundsätzlich nicht erfolgen.

Zur dezentralen Phosphat- und Silikatzugabe beim Verbraucher siehe Abschn. 4.2.8.

4.2.5.12 Entfernen von anorganischen Spurenstoffen

4.2.5.12.1 Allgemeines

Für die anorganischen Spurenstoffe Arsen, Blei, Cadmium, Chrom, Cyanid, Nickel, Quecksilber, Antimon und Selen sind in der TrinkwV Grenzwerte im Mikrogramm-Bereich vorgegeben (siehe Abschn. 4.1.5.3), womit deren Toxizität Rechnung getragen wird. Für Uran wurde vom Umweltbundesamt ein lebenslang duldbarer Leitwert von 10 $\mu\text{g/l}$ vorgegeben. Eine Aufnahme in die TrinkwV ist vorgesehen. Eine sehr geringe Grundlast an diesen Spurenstoffen im Wasser ist häufig natürlich (geogen) bedingt und gesundheitlich unbedenklich. Eine Entfernung durch Wasseraufbereitung ist in einer größeren Anzahl von Aufbereitungsanlagen bei Arsen und bei Nickel erforderlich.

Das gesundheitlich wesentlich unbedenklichere Aluminium (siehe auch Abschn. 4.1.5.4.9) ist in der TrinkwV nur als Indikatorparameter mit dem Grenzwert von 0,2 mg/l aufgeführt.

4.2.5.12.2 Arsenentfernung

Arsengehalte sind zumeist geogen bedingt (siehe Abschn. 4.1.5.3.2), in Bayern sind z. B. mindestens 50 Anlagen betroffen.

Die Arsenentfernung (**Tab. 4-57**) erfordert zumeist in der ersten Stufe eine Oxidation, wenn dreiwertiges Arsen im Rohwasser vorliegt, da fünfwertiges Arsen durch Flockung/Fällung oder Adsorption leichter eliminierbar ist. Dies kann z. B. durch Kaliumpermanganat, Manganoxid, Wasserstoffperoxid oder – eingeschränkt – Ozon erfolgen. Die Flockung/Fällung mit Eisen(II)- oder Eisen(III)-Salzen mit nachfolgender Abtrennung in Filteranlagen ist ein indessen bewährtes und vergleichsweise wirtschaftliches Verfahren.

Die Adsorption an Eisenoxide bzw. -hydroxide, insbesondere in granulierter Form in einem Festbettreaktor eingesetzt, bewirkt ebenfalls eine gute Eliminierung des fünfwertigen Arsens.

Möglich ist auch die Entfernung durch Membranverfahren, Ionenaustausch und, bei harten Wässern, bei der Teilenthärtung durch Kalkfällung. Aufgrund des Aufwandes und der mit dem Einsatz der Verfahren verbundenen Veränderung der Wasserbeschaffenheit (Enthärtung/ Entsalzung) kommen die Verfahren nur infrage, wenn zusätzlich andere Aufbereitungsziele erreicht werden müssen.

Die Verwertung/Beseitigung arsenhaltiger Schlämme kann problematisch bzw. teuer sein (siehe DVGW-Arbeitsblatt W 221).

Bei der unterirdischen Aufbereitung von Grundwasser (siehe Abschn. 4.2.5.3.5) lassen sich, wie Untersuchungen zeigen, bei günstigen hydrogeologischen Verhältnissen auch deutliche Erniedrigungen der Arsenkonzentration erreichen, Rückstände fallen hier nicht an.

Tab. 4-57: Verfahrenskombinationen zur Arseneliminierung für verschiedene Rohwasserqualitäten (nach [39])

Rohwasserparameter	Fall 1	Fall 2	Fall 3	Fall 4
β(As) [μg/l]	< 35	> 35	< 100	> 10
	hoher Anteil As(III)	hoher Anteil As(III)	hoher Anteil As(III)	ger. Anteil As(III)
β(Fe) [mg/l]	1–2	> 0,5	< 0,2	< 0,2
β(Mn) [mg/l]	0,1–0,4	> 0,1	< 0,05	< 0,05
pH-Wert	6–8,5	6–8,5	6–8	6–8
	offene oder geschlossene Belüftung	Dosierung KMnO_4 oder ggf. H_2O_2	ggf. Belüftung	Adsorption an granuliertem Eisenhydroxid
	↓	↓	↓	↓
	Enteisenungs-/Entmanganungsfiltration	Dosierung FeSO_4	ggf. Oxidation im Festbett	ggf. pH-Wert-Korrektur
	↓	↓	↓	
	ggf. pH-Wert-Korrektur	ggf. Belüftung	Adsorption an granuliertem Eisenhydroxid	
		↓	↓	
		Filtration	ggf. pH-Wert-Korrektur	
		↓		
		ggf. pH-Wert-Korrektur		

4.2.5.12.3 Aluminiumentfernung

Insbesondere Wasserversorger in kalkarmen Gebieten haben infolge der eingetretenen Versauerung der Gewässer erhöhte, z. T. erheblich über dem Grenzwert der TrinkwV liegende Al-Gehalte im Wasser feststellen (siehe auch Abschn. 4.1.5.4.9) und gezielt Maßnahmen zur Reduzierung einleiten müssen.

Voraussetzung für die Entfernung des Aluminiums aus dem Wasser mittels nachfolgender Verfahren ist eine pH-Einstellung im Bereich des Löslichkeitsminimums des Aluminiums, d. h. pH-Wert 6,0 bzw. 6,5 bis 7,2, und Fällung als Aluminiumhydroxid. Wichtig sind dabei sowohl eine ausreichende Reaktionszeit als auch eine effektive Abtrennung des Al-Hydroxids in diesem pH-Bereich, da es sonst bei nachfolgender pH-Erhöhung, z. B. durch Entsäuerungsmaterial, zu einer Rücklösung des Aluminiums kommt.

Vorrangig in Abhängigkeit von der Rohwasserbeschaffenheit (Aluminiumgehalt, pH-Wert, Härte, Pufferung, evtl. Mangangehalt) sowie der Kapazität der Anlage kommen in Betracht:

- Bei weichen, wenig gepufferten, sauren Wässern ein zweistufiges Verfahren, bei dem zuerst durch Dosierung von Calciumhydroxid oder Teilstromrückführung aus der zweiten Stufe der pH-Bereich 6,5 bis 7,2 eingestellt und das gebildete Al-Hydroxid in einem Sand-Schnellfilter abgetrennt wird. Im Bedarfsfall können die Zugabe von CO_2 , Flockungsmitteln, KMnO_4 in den Zulauf hilfreich sein, um eine bessere Aufhärtung, die effektive Al-Entfernung beim Vorhandensein von Huminstoffen bzw. eine Entmanganung bereits in dieser Stufe zu erreichen. In einer zweiten Filterstufe mit Entsäuerungsmaterial (siehe Abschn. 4.2.3.3.) wird dann das überschüssige CO_2 abgebunden und der Reinwasser-pH-Wert eingestellt.
- Bei kleinen Wasserwerken mit niedrigen Al-Gehalten ($< 1 \text{ mg/l}$) und wenig Mangan ($< 0,3 \text{ mg/l}$) ist eine einstufige Filteranlage mit Entsäuerungsmaterial möglich. Die Betriebssicherheit ist hier allerdings geringer, da es bei gering gepuffertem Wasser durch den schnellen pH-Anstieg im Filter nur zu sehr kurzen Reaktionszeiten zur Al-Fällung und vor allem zu kleinen Filterstrecken zur Abtrennung kommt und die Filtratqualität sehr schwanken kann. Eine effektive Rückspülung ist zu sichern, als Entsäuerungsmaterial kommt nur gekörntes Calciumcarbonat in Frage.
- Nach Untersuchungen an der TU München (Kötzle) können vorhandene EntsäuerungsfILTER wie folgt umgerüstet und erfolgversprechend betrieben werden: Einstellung eines pH-Wertes von 6,5 bis 7,2 im Filterzulauf, Aufbringen einer zusätzlichen oberen Filterschicht aus einem leichten inerten Material, z. B. Hydroanthrazit, zur Abtrennung des Al-Hydroxids und darunter das vorhandene reaktive Entsäuerungsmaterial.
- Bei sehr hohen Al-Gehalten ($> 2 \text{ mg/l}$) ist eine Abtrennung der Fällungsprodukte durch Sedimentation oder Grobfiltration vor der Filtration zweckmäßig.

4.2.5.12.4 Nickelentfernung

Zu den Ursachen erhöhter Nickelkonzentrationen, ihrer gesundheitlichen Relevanz sowie dem verschärften Grenzwert für Trinkwasser siehe Abschn. 4.1.5.3.8.

Ist eine Nickelentfernung innerhalb der Trinkwasseraufbereitung erforderlich, so bestehen dafür folgende prinzipielle Möglichkeiten:

- Entfernung mit der Entmanganungsfiltration (siehe 4.2.5.4) bei pH-Werten oberhalb 8,2. Hier wird Nickel an den Manganoxiden sorbiert und mit diesen entfernt.
- Bei sehr weichem und saurem Rohwasser ist eine Entfernung – zumindest in gewissem Umfang – mit der Belüftung (siehe Gasaustausch 4.2.2.3) und nachfolgenden Filtration über halbgebrannte Dolomite (siehe 4.2.3.3.3) möglich.
- Ausfällen gemeinsam mit dem Calciumcarbonat bei der Enthärtung, z. B. bei der Schnell- oder Langsamentcarbonisierung (siehe 4.2.5.8).
- Entfernung bei der Membranfiltration (Umkehrosmose und Nanofiltration – siehe 4.2.2.5) gemeinsam mit anderen Wasserinhaltsstoffen.
- Selektive Entfernung in Ionenaustauschern (4.2.3.4). Hierfür wurde ein Kationenaustauscher entwickelt, der Schwermetallionen aufnimmt, Härte und pH-Wert des Wassers aber nicht verändert.

4.2.5.12.5 Uranentfernung

Erhöhte Urankonzentrationen sind in Deutschland in der Regel auf geogen bedingte Belastungen des Grundwassers zurückzuführen. Denkbar, insbesondere bei oberflächennahen Grundwässern und Oberflächenwässern ist auch ein Eintrag von Uran über landwirtschaftliche Phosphatdünger, die von der Gewinnung bedingt Spuren von Uran und anderen Schwermetallen enthalten können.

Wird der Leitwert von 10 µg/l überschritten und können keine geringer belasteten Rohwässer genutzt werden, ist eine Aufbereitung erforderlich. Eine Uranentfernung ist in Verbindung mit einer Flockung und durch den Einsatz spezifischer Ionenaustauscherharze möglich. Vorzugslösung ist der Einsatz von Ionenaustauschern.

4.2.5.13 Dekontamination

Wie in Abschn. 4.1.5.4.28 (Radioaktive Stoffe) dargelegt, stellen künstliche radioaktive Stoffe für die Trinkwasserversorgung der Bundesrepublik relativ gesehen kein wesentliches Problem dar, da bisher in Trinkwasser aufgetretene Belastungen hinter anderen Strahlungsquellen weit zurückstehen und besonders für das Grundwasser der Boden eine gute Schutzwirkung hat. Die künstliche Dekontamination ist, abgesehen von der Aufbereitung besonderer Abwässer aus Betrieben, die radioaktive Stoffe verwenden (Kernkraftwerke, Krankenhäuser), derzeit nur in besonderen Katastrophenfällen notwendig, wobei der Reaktorunfall von Tschernobyl auf die Trinkwasserversorgung der Bundesrepublik ohne kritische Auswirkungen blieb.

Bei Tiefengrundwässern aus uranhaltigen Formationen, wie sie in Deutschland gebietsweise in Thüringen, Sachsen, aber auch Baden-Württemberg, Bayern und Rheinland-Pfalz vorhanden sind, können dagegen die natürlichen radioaktiven Stoffe, insbesondere Radon 222, zu Belastungen führen, die eine Eliminierung bei der Wasseraufbereitung teilweise erforderlich machen (siehe Abschn. 4.1.5.4.28).

Für die Vielzahl der natürlichen und künstlichen Radionuklide gibt es kein Verfahren, das für die Entfernung aller dieser Stoffe aus dem Wasser gleich gut geeignet wäre. Die anzuwendenden Verfahren sind insbesondere vom Oxidationszustand und der Bindungsform der Radionuklide abhängig. Für die relevanten Stoffe Uran, Radium und Radon wurden die nachstehenden Entfernungsgrade für die verschiedenen Wasseraufbereitungsverfahren angegeben (**Tab. 4-58**).

Erforderlich sein kann die Optimierung/Veränderung einer schon vorhandenen Wasseraufbereitungsanlage für eine ausreichende Dekontaminierung; Pilotversuche sind zweckmäßig. Bei der Radonentfernung durch Belüftung sind Wirkungsgrade bis über 95 % erreicht worden (**Abb. 4-67**). Dabei ist

Tab. 4-58: Verfahren zur Abtrennung von radioaktiven Stoffen bei der Wasseraufbereitung (inkl. maximaler Entfernungsgrade nach Literaturangaben, Quelle: Rhine-Main Water Research GmbH)

	Belüftung	Flockung & Filtration	Aktivkohle	Nanofiltration	Umkehrosmose	Ionenaustausch	Wasserenthärtung
Uran		98 %	95 %	95 %	99 %	100 %	99 %
Radium					99 %	97 %	96 %
Radon	> 99 %		99,8 %				

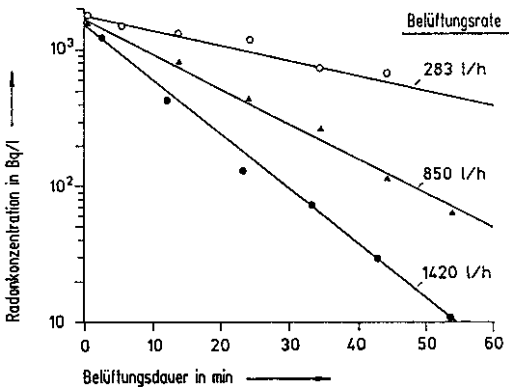


Abb. 4-67: Radon-Entfernung in Abhängigkeit von Belüftungsrate und -dauer (nach [10])

eventuell eine Abluftfiltration über Aktivkohle erforderlich. Deutliche Rückgänge der Radonkonzentration treten auch bereits in offenen Trinkwasserspeichern bei längeren Standzeiten ein. Bei der Adsorption an Aktivkohle ist für Radon eine Kontaktzeit von mind. 60 Minuten erforderlich. In Aktivkohlefiltern (Schichthöhe 1,60 m, Filtergeschwindigkeit 1,25 m/h, theor. Kontaktzeit ca. 1,3 Stunden) wurde eine Zulaufbelastung von ca. 9000 Bq/l auf ca. 100 Bq/l im Ablauf reduziert (nach Kinner).

Tab. 4-59: Dekontaminierungsgrade verschiedener Trinkwasseraufbereitungsverfahren gegenüber künstlichen Radionukliden (nach Lowry und Lowry).

Radionuklide	Flockung + Sedi-ment.	Ton + Flo-ckung + Sedi-ment.	Sand-filtration	Kalk-Enthär-tung	Ionenaustausch			Um-kehr-Osmose
					Kationen	Anionen	Misch-bett	
Phosphor-32	63–99+	97–99+	79–99+					
Phosphor-31, 32	67–94		99–99+					
Scandium-46, 48	62–98	66–98	94–99	90	96–87	99	99	
Chrom-51	0–60	73–98					90	
Mangan-54								99,9+
Cobalt-58								99,9+
Cobalt-60							90–99+	99,9+
Strontium-89	0–58	0–51	1–13	75–99+	99+	5–7	99–99+	
Strontium-89, 90	2–5						99	
Sr-90 Yttrium-90	10–61		17–23				90	
Yttrium-90	40–99	34–99	84–99	90	86–93	94–98	98–99	
Zirkon-95								
Niob-95	2–99	95–99	91–96	90	58–75	96–99,9	99+	99,9+
Molybden-99	0–60						90	97
Ruthen-103	43–96							99,9
Ruthen-106								

Fortsetzung Tab. 4-59

Radionuklide	Flockung + Sedi- ment.	Ton + Flo- ckung + Sediment.	Sand- filtration	Kalk- Enthär- tung	Ionenaustausch			Um- kehr- Osmose
					Kationen	Anionen	Misch- bett	
Rhodium 106	82,1						90	
Cadmium-115		60–95	60–99	90	98,5	0	99+	
Iod-131	0–75	0–10	0–53	98+		99,9	96–98+	
Iod-131, 132, 133, 134, 135								96+
Cäsium-134								98+
Cäsium-137								
Barium-137 m	0–37	35–65	10–70		99,8	9	90–99+	98+
Barium-140								
Lanthan-140	1–84	28–84	40	90	98–99	35–42	99+	
Praseodym-142	83–99+							
Cer-144		85–96					90	99,9
Cer-144								
Praseodym-144	28–99		46–59					
Cer-141, 144								
Praseodym-144	96–99							
Promethium-147	4–99							
Samarium-153	44–99							
Spaltprodukte 1		61–84						
Spaltprodukte 2		12–73						
Spaltprodukte 3		46						
Spaltprodukte 4		89						
Spaltprodukte 5		51–59					38	

Tab. 4-59 gibt Hinweise zu erreichbaren Dekontaminierungsgraden für künstliche radioaktive Stoffe bei verschiedenen Trinkwasseraufbereitungsverfahren. Nähere Angaben zu den Betriebsparametern macht Haberer in [10]. Zu beachten ist, dass Schlamm, Spülwasser usw. radioaktiv sind und die Entsorgungsprobleme zunehmen. Eventuell sind auch Abschirmungen der Anlagen erforderlich. Für die Notversorgung mit Trinkwasser in Katastrophenfällen entwickelte Kleingeräte zur Wasseraufbereitung sind meist Ionenaustauscher.

4.2.5.14 Desinfektion

4.2.5.14.1 Allgemeines

Die Trinkwasserverordnung fordert, dass im Wasser für den menschlichen Gebrauch Krankheitserreger nicht in Konzentrationen enthalten sein dürfen, die eine Schädigung der Gesundheit besorgen lassen und gibt Grenzwerte für mikrobiologische Parameter vor. Diese Forderung kann nur im Zusammenwirken von Gewässerschutz, Wasseraufbereitung und einem sicheren Netzbetrieb erreicht werden. Im Rahmen der Wasseraufbereitung spielt die Desinfektion dabei eine wichtige Rolle. Rohwasser muss soweit wie möglich vor fäkalen Kontaminationen durch häusliche und landwirtschaftliche Abwässer geschützt werden. Mikrobiologisch kontaminierte Wässer bedürfen in aller Regel einer Aufbereitung mit abschließender Desinfektion. Um das Eindringen von Krankheitserregern im Verteilungssystem zu verhindern, ist es erforderlich, dass bei Planung, Bau, Betrieb, Überwachung und Instandhaltung die allgemein anerkannten Regeln der Technik eingehalten werden. Zudem dürfen nur Materialien eingesetzt werden, die die Wasserqualität nicht nachteilig verändern. Unter diesen Bedingungen ist die Aufrechterhaltung einer Desinfektionsmittelkonzentration im Netz nicht erforderlich. Vielmehr gilt, dass allein durch einen Restgehalt an Desinfektionsmitteln eine mikrobiologisch einwandfreie Trinkwasserqualität im Verteilungssystem nicht aufrecht erhalten werden kann. Eine Desinfektion des Wassers im Netz kann jedoch dann erforderlich werden, wenn es zu einer Kontami-

nation gekommen ist, die nur durch den Einsatz von Desinfektionsmitteln beherrschbar ist. In diesem Fall ist eine Nachdesinfektion an einer Übergabestelle im Kontaminationsbereich einer Erhöhung der Desinfektionsmitteldosis am Ausgang des Wasserwerkes vorzuziehen. In Notfallsituationen, wenn die hygienisch mikrobiologische Sicherheit nicht auf anderen Wegen gewährleistet werden kann, stellt das Abkochen des Wassers das am schnellsten wirksame und einfachste Mittel zur Verhütung eines Seuchenausbruchs dar.

Die Abtötung von Mikroorganismen bei der Desinfektion wird durch die Widerstandsfähigkeit der Mikroorganismen, die Art des Desinfektionsmittels bzw. Verfahrens sowie die Konzentration und Einwirkzeit des Desinfektionsmittels beeinflusst. Die unterschiedlichen Krankheitserreger weisen eine unterschiedliche Empfindlichkeit gegenüber dem gleichen Desinfektionsmittel auf. Andererseits haben die Desinfektionsmittel eine unterschiedliche Wirkung auf einzelne Krankheitserreger, die zudem noch von der Temperatur und dem pH-Wert des Wassers abhängen. Voraussetzung für eine sichere Desinfektion ist eine ausreichende Konzentration und Einwirkzeit des Desinfektionsmittels bzw. der UV-Strahlung. An Partikel angelagerte bzw. in Partikel eingelagerte Krankheitserreger können bei der Desinfektion auch bei höheren Desinfektionsmittelkonzentrationen nicht sicher abgetötet werden, so dass in der Regel vor der Desinfektion eine Partikeleliminierung erforderlich ist. Dabei werden gleichzeitig Bakterien, Viren und Parasiten eliminiert. Beim Einsatz der Ultrafiltration kann dabei eine mikrobiologisch hygienisch einwandfreie Trinkwasserqualität erreicht werden. Aus Sicherheitsgründen sollte jedoch auch hier, insbesondere bei einer einstufigen Aufbereitung eine abschließende Desinfektion vorgenommen werden. Ob im Einzelfall eine Desinfektion ausreicht, hängt von der Höhe der Kontamination und der Gesamtsituation im Wassereinzugsgebiet ab (siehe DVGW-Arbeitsblatt W 290).

Für die Desinfektion dürfen nur Chemikalien und Verfahren eingesetzt werden, die in der Liste der Aufbereitungsstoffe und Desinfektionsverfahren gemäß § 11 der TrinkwV aufgeführt sind. Eine Übersicht über die aktuell in der Liste für die Desinfektion aufgeführten Stoffe und Verfahren geben die **Tab. 4-60 und 4-61**. In der Liste der Aufbereitungsstoffe und Desinfektionsverfahren gemäß § 11 der TrinkwV wird explizit darauf hingewiesen, dass bei Einsatz der Verfahren für die Desinfektion von Oberflächenwasser oder von durch Oberflächenwasser beeinflusstem Grundwasser auf eine weitestgehende Partikelabtrennung vor der Desinfektion zu achten ist. Dabei sind Trübungswerte im Ablauf der partikelabtrennenden Stufe im Bereich von 0,1–0,2 FNU anzustreben, wenn möglich, zu unterschreiten. Die Partikelabtrennung wird dabei sowohl zur Sicherung der Desinfektion als auch zur Sicherung der Eliminierung von Parasiten, die mit Chlor und Chlordioxid nicht ausreichend abgetötet werden können, gefordert. Während Bakterien und Viren von allen Desinfektionsverfahren bei Anwendung der zugelassenen Konzentrationen ausreichend wirksam abgetötet bzw. inaktiviert werden können, ist dies bei Parasiten nur durch die Ozonung und die UV-Bestrahlung möglich.

Für die Desinfektion von Rohrleitungen und anderen Anlagen der Trinkwasserversorgung (siehe dazu Abschn. 4.2.5.14.7) werden auch Stoffe verwendet wie z. B. Wasserstoffperoxid (4.2.3.2.3) und Kaliumpermanganat (4.2.3.2.4), die aber für die Desinfektion von Trinkwasser nicht zugelassen sind.

Tab. 4-60: Verfahren zur Desinfektion bei der Trinkwasseraufbereitung

Desinfektionsverfahren	Verwendungszweck	Technische Regeln
UV-Bestrahlung (240–290 nm)	Desinfektion	DVGW-Arbeitsblatt W 294
Dosierung von Chlorgaslösungen	Desinfektion	DVGW-Arbeitsblätter W 229, W 623
Dosierung von Natrium- und Calciumhypochloritlösung	Desinfektion	DVGW-Arbeitsblätter W 229, W 623
Elektrolytische Herstellung und Dosierung von Chlor vor Ort	Desinfektion	DVGW-Arbeitsblätter W 229, W 623
Dosierung einer vor Ort hergestellten Chlordioxidlösung	Desinfektion	DVGW-Arbeitsblätter W 224, W 624
Erzeugung und Dosierung von Ozon und Ozonlösung vor Ort	Desinfektion, Oxidation	DVGW-Arbeitsblätter W 225, W 625

Tab. 4-61: Stoffe zur Desinfektion bei der Trinkwasseraufbereitung

Stoff	Verwendungszweck	Zulässige Zugabe	Konzentrationsbereich nach Abschluss der Aufbereitung	Zu beachtende Reaktionsprodukte	Bemerkungen
Chlor, Natrium-, Calciumhypochlorit	Desinfektion	1,2 mg/L freies Cl ₂	max. 0,3 mg/L freies Cl ₂ min. 0,1 mg/L freies Cl ₂	Trihalogenmethane	Zusatz bis zu 6 mg/L freies Cl ₂ und Gehalte bis 0,6 mg/L freies Cl ₂ nach der Aufbereitung, wenn anders die Desinfektion nicht gewährleistet werden kann
Chlordioxid	Desinfektion	0,4 mg/L freies ClO ₂	max. 0,2 mg/L freies ClO ₂ min. 0,05 mg/L freies ClO ₂	Chlorit	Höchstwert für Chlorit von 0,2 mg/L freies ClO ₂ nach der Aufbereitung. Der Wer für Chlorit gilt als eingehalten, wenn nicht mehr als 0,2 mg/L Chlordioxid zugegeben werden. Möglichkeit von Chloratbildung beachten.
Ozon	Desinfektion, Oxidation	10 mg/L freies O ₃	max. 0,05 mg/L O ₃	Trihalogenmethane, Bromat	

4.2.5.14.2 Desinfektion mit Chlor und Hypochloriten

Chlor und Hypochlorite (Chlorbleichlauge) gehören in Deutschland zu den gebräuchlichsten Mitteln zur Desinfektion von Trinkwasser. In der Liste der Aufbereitungsstoffe und Desinfektionsverfahren sind die Anwendungsbedingungen festgelegt. Dies betrifft die zulässige Zugabe sowie die Mindest- und Höchstkonzentration an freiem Chlor nach abgeschlossener Aufbereitung. Durch die Chlorung können bei weitestgehender Trübstofffreiheit des Wassers sowie ausreichender Konzentration und Einwirkzeit (0,1 mg/l freies Chlor nach 20–30 min) frei suspendierte Mikroorganismen einschließlich bakterieller und viraler Krankheitserreger im Wasser abgetötet bzw. inaktiviert werden. Gegenüber Parasiten ist die Chlorung bei den zugelassenen maximalen Zugabemengen wirkungslos. Die erforderliche Zugabemenge zur Sicherung der geforderten Restkonzentration ist vom Zehrungsverhalten des Wassers abhängig. Die Durchführung von Zehrungsversuchen ist im DVGW-Arbeitsblatt W 295 beschrieben.

Bei der Chlorung (Zugabe von Chlor oder Hypochlorit) sind folgende Zusammenhänge zu beachten: Bei der Dosierung von Chlor oder Natrium- bzw. Calciumhypochlorit entsteht im Wasser hypochlorige Säure HClO (auch als unterchlorige Säure bezeichnet), die den eigentlichen Desinfektionswirkstoff darstellt. Die hypochlorige Säure dissoziiert, abhängig vom pH-Wert, im Wasser und bildet Hypochloritionen. Mit steigendem pH-Wert verschiebt sich das Gleichgewicht und der Anteil an Hypochlorit nimmt zu (siehe **Abb. 4-68.**) Da das Hypochlorit eine deutlich niedrigere Desinfektionswirkung als die hypochlorige Säure aufweist, nimmt die Desinfektionswirkung mit zunehmendem pH-Wert ab. Bei pH-Werten > 8 ist deshalb zu prüfen, ob noch eine ausreichende Desinfektionswirkung gegeben ist.

Als starkes Oxidationsmittel reagiert das Chlor mit allen im Wasser vorliegenden anorganischen Wasserinhaltsstoffen, insbesondere mit Eisen-(II) und Mangan-(II)-Ionen sowie Bromid. Infolge der Oxidation des Bromids kann es zu einer verstärkten Bildung von bromierten Trihalogenmethanen kommen.

Mit Ammonium und Aminen reagiert die hypochlorige Säure unter Bildung von Chloraminen, die eine deutlich geringere Desinfektionswirkung aufweisen als die hypochlorige Säure. Die Chloramine reagieren bei weiterer Chlorzugabe unter Bildung von Stickstoff und Chlorid, wobei die Chlorkonzentration abnimmt. Erst nach vollständiger Oxidation der Chloramine ist bei weiterer Chlorzugabe

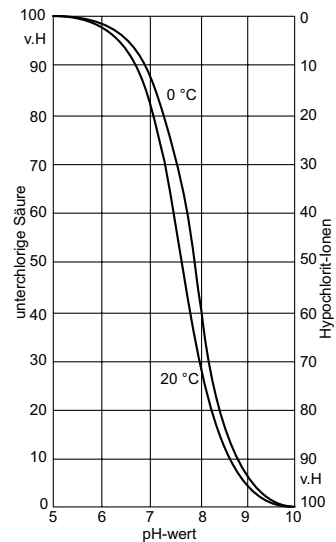


Abb. 4-68: Anteile der unterchlorigen Säure bei verschiedenen pH-Werten

freies Chlor nachweisbar. Da zur Sicherung der Desinfektion eine ausreichende Konzentration an freiem Chlor zur Verfügung stehen muss, muss bei Anwesenheit von Ammonium die Chlordosis soweit erhöht werden, bis freies Chlor vorliegt. Chloramine können zu geschmacklichen und geruchlichen Beeinträchtigungen des Wassers führen. Ist dies der Fall, ist der Ammoniumgehalt des Wassers vor der Desinfektion zu vermindern und/oder ein anderes Desinfektionsverfahren zu wählen. Das Chloraminverfahren, bei dem gezielt durch die Dosierung von Chlor und Ammoniak bzw. Ammoniumsalzen Chloramine gebildet werden, ist in Deutschland für die Trinkwasseresinfektion nicht zulässig. Im internationalen Maßstab wird das Verfahren zur Aufrechterhaltung einer Desinfektionsmittelrestkonzentration im Leitungsnetz eingesetzt. Diese ist jedoch zur Einhaltung einer mikrobiologisch einwandfreien Beschaffenheit bei der Trinkwasserverteilung bei Einhaltung der allgemein anerkannten Regeln der Technik nicht erforderlich (siehe Abschn. 4.2.5.14.1).

Chlor reagiert mit organischen Wasserinhaltsstoffen unter Bildung chlororganischer Verbindungen. Dabei entstehen Trihalogenmethane, für deren Konzentration die TrinkwV einen Grenzwert von 25 µg/l am Zapfhahn vorgibt, und weitere Desinfektionsnebenprodukte. Art und Konzentration der gebildeten Desinfektionsnebenprodukte sind von der Höhe der Chlorzugabe, dem Gehalt an organischen Wasserinhaltsstoffen, besonders der Huminstoffe sowie vom Bromidgehalt des Wassers abhängig. Weitere Einflussgrößen sind die Temperatur, der pH-Wert und die Reaktionszeit. In den DVGW-Arbeitsblättern W 295 und W 296 werden Verfahren zur Ermittlung der Trihalogenmethanbildung sowie Maßnahmen zur Verminderung und Vermeidung der Trihalogenmethanbildung beschrieben.

Neben der Bildung chlororganischer Verbindungen kommt es als Reaktion des Chlors mit organischen Wasserinhaltsstoffen auch zur Bildung biologisch leicht abbaubarer Reaktionsprodukte. Bei hohen Konzentrationen kann dies zu einer Aufkeimung des Wassers in Netzbereichen führen, in denen die Chlorkonzentration nicht mehr ausreichend ist. Derartige Erscheinungen sind insbesondere dann zu beobachten, wenn mit stark schwankenden Chlorkonzentrationen bei der Einspeisung in das Netz gefahren bzw. eine Nachdesinfektion im Netz vorgenommen wird.

Die zur Chlorung von Trinkwasser eingesetzten Chemikalien werden entweder als Handelsprodukte geliefert (Chlorgas, Natrium- und Calciumhypochlorit) oder vor Ort durch Elektrolyse hergestellt (Chlorgas, Chlorlösung, Hypochloritlösung).

Chlor gemäß DIN EN 937 wird üblicherweise zur Desinfektion größerer Wasservolumenströme eingesetzt. Durch Verdampfung in den Behältern bzw. in einem Chlorverdampfer entsteht gasförmiges Chlor, welches unter Einsatz von Vakuumanlagen in Wasser gelöst und dosiert wird (siehe Abb.

4-69 und DVGW-Mitteilung W 623). Chlorgasdosieranlagen müssen DIN 19606 entsprechen. Für kleinere Wasservolumenströme wird bevorzugt Natriumhypochlorit (Chlorbleichlaug) gemäß DIN EN 901 verwendet. Diese wird als stark alkalische Lösung mit einer Ausgangskonzentration von 150 g/l geliefert. Sie sollte nach Möglichkeit unverdünnt dosiert werden (siehe Abb. 4-70). Ist eine Verdünnung erforderlich, ist diese zur Verhinderung von Calciumkarbonatausfällungen mit enthärtetem Verdünnungswasser vorzunehmen. Zu beachten ist, dass der Gehalt an freiem Chlor in Abhängigkeit von Temperatur und Lagerzeit abnimmt (siehe DVGW-Arbeitsblatt W 229). Calciumhypochlorit gemäß DIN EN 900 wird zur Trinkwasserdesinfektion selten verwendet. Als trockenes Produkt weist es jedoch eine sehr hohe Lagerstabilität auf, was eine Bevorratung für Notfälle ermöglicht.

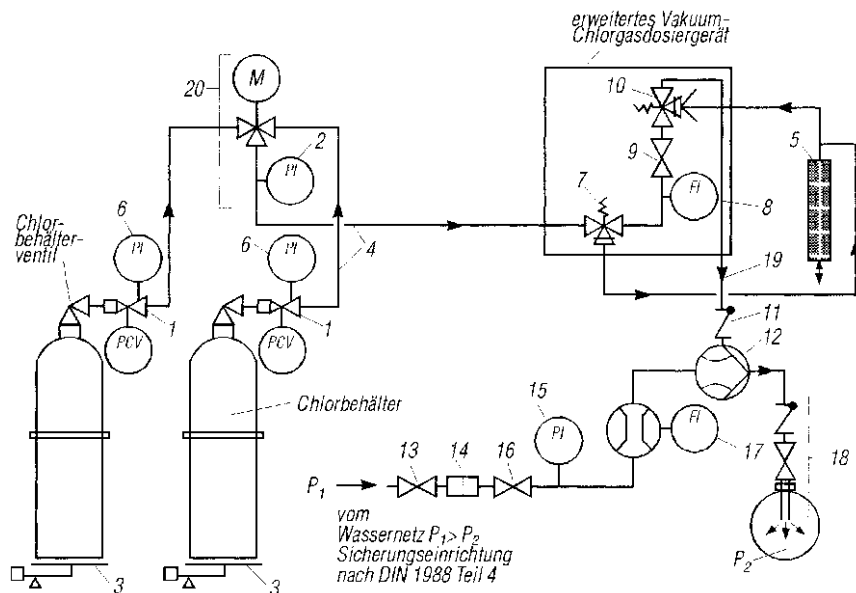


Abb. 4-69: Schema einer erweiterten Vakuum-Chlorgasdosieranlage (DVGW-W 623)

- 1 Chlorflaschenanschlussarmatur für Unterdruck mit Filter
- 2 Unterdruck-Anzeigegerät
- 3 Waage zur Leeraanzeige des Chlorbehälters
- 4 Rohrleitung im Unterdruckbereich aus PVC-Rohr oder PE-Schlauch
- 5 Absorptionseinrichtung
- 6 Flaschendruck-Anzeigegerät
- 7 Entlüftungs- und Überdrucksicherheitsarmatur
- 8 Messgerät für den Chlorgas-Massenstrom
- 9 Armatur zum manuellen oder automatischen Einstellen des Chlorgas-Massenstroms
- 10 Regeleinrichtung für konstanten Chlorgas-Massenstrom
- 11 Rückschlagarmatur
- 12 Injektor
- 13 Absperrarmatur
- 14 Feststoffabscheider
- 15 Druckmessgerät
- 16 Einstellarmatur
- 17 Durchflussmessgerät
- 18 Einführung der Chlorlösung mit Rückflussverhinderer Impfstück und Absperrarmatur
- 19 Verbindungsleitung
- 20 Automatischer Umschalter

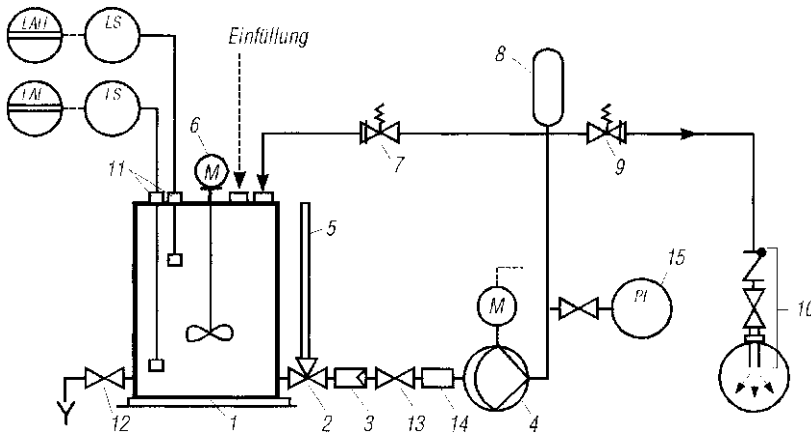


Abb. 4-70: Vorrats- und Dosieranlage mit Dosierpumpe für Natriumhypochlorit (nach DVGW-W 623)

- 1 Behälter
- 2 Umschaltarmatur zum Auslitern
- 3 Filter
- 4 Dosierpumpe
- 5 Kontrollmessrohr
- 6 Mischer
- 7 Überdruck-Sicherheitsarmatur
- 8 Pulsationsdämpfer
- 9 Druckhaltearmatur
- 10 Einführung mit Rückflussverhinderer und Impfstück
- 11 Niveau-Steuerung
- 12 Behälterentleerung
- 13 Absperrarmatur
- 14 Rohrerweiterung zur Entgasung
- 15 Druckmessgerät

Als Chlorelektrolyseanlagen kommen sowohl die Kammerzellen- als auch die Membranzellenelektrolyse zum Einsatz. Zu beachten ist, dass sowohl für die zur Herstellung des Desinfektionsmittels eingesetzten Chemikalien (Natriumchlorid oder Salzsäure) als auch für die hergestellten Chemikalien (Chlorgas, Chlorlösungen bzw. Natriumchloritlösungen), die in den entsprechenden Normen für den Einsatz in Trinkwasser gestellten Anforderungen eingehalten werden müssen. Verfahrensprinzipien der verschiedenen Chlorelektrolyseanlagen sind im DVGW-Arbeitsblatt W 229 beschrieben. Im Allgemeinen wird mittels Membranzellenelektrolyse eine Chlorlösung mit einer Konzentration von 20–30 g/l hergestellt. Mittels einer Kammerzellenelektrolyse werden Konzentrationen von 5–8 g/l erreicht. Anlagen zur Herstellung von Chlorlösungen aus verdünnter Salzsäure und Natriumchloridlösung ergeben Chlorlösungen im Konzentrationsbereich von 1 g/l.

Zu beachten ist, dass die zur Chlorung eingesetzten Stoffe Gefahrenstoffe sind. Regeln für den Umgang mit Chlorungschemikalien und den Betrieb der Chlorungsanlagen sind in der Unfallverhütungsvorschrift BGV D 5 zusammengefasst.

4.2.5.14.3 Desinfektion mit Chlordioxid

Neben Chlor und Hypochloriten wird in Deutschland zunehmend auch Chlordioxid für die Desinfektion von Trinkwasser eingesetzt. Gründe hierfür sind die Vermeidung der Trihalogenmethan-bildung, die im Vergleich zu Chlor bessere Wirkung bei höheren pH-Werten, die geringere Bildung von Geruch und Geschmack bei der Nutzung von Oberflächenwasser für die Trinkwasseraufbereitung sowie eine inzwischen ausgereifte Herstellungs- und Dosiertechnik.

Gemäß Liste der Aufbereitungsstoffe und Desinfektionsverfahren ist die zulässige Chlordioxid-zugabemenge auf 0,4 mg/l begrenzt. Zusätzlich ist ein Grenzwert für Chlorit, dem wesentlichen Desinfektionsnebenprodukt beim Einsatz von Chlordioxid, von 0,2 mg/l angegeben. Durch die Chlordioxiddosierung können, wie bei der Chlorung, bei weitestgehender Trübstofffreiheit des Wassers sowie ausreichender Konzentration und Einwirkzeit (0,05 g/l nach 15 – 20 Minuten) frei suspendierte Mikroorganismen einschl. bakterieller und viraler Krankheitserreger abgetötet bzw. inaktiviert werden. Eine Abhängigkeit der Wirkung vom pH-Wert, wie bei der Chlorung, besteht nicht. Gegenüber Parasiten ist Chlordioxid, wie auch Chlor, bei der zugelassenen Dosis nicht ausreichend wirksam. Beim Einsatz von Chlordioxid sind folgende Zusammenhänge zu beachten:

Chlordioxid zerfällt im Trinkwasser unter Bildung von Chlorit und Chlorat. Chlorit bildet sich als Folge der Reduktion des Chlordioxids ebenfalls bei der Oxidation von anorganischen und organischen Wasserinhaltsstoffen. Unter Beachtung des Chloritgrenzwertes kann sich hieraus eine Begrenzung der Chlordioxidzugabemenge ergeben, die unterhalb der zulässigen maximalen Zugabemenge liegt.

Gelöstes zweiwertiges Eisen und Mangan werden durch Chlordioxid oxidiert. Insbesondere Mangan bereitet häufig Probleme im Leitungsnetz, da dessen schwerlösliche Reaktionsprodukte voluminös und leicht mobilisierbar sind. Zudem kann Mangandioxid die Chlordioxidanalytik stören. Oxidiert werden durch Chlordioxid zudem Sulfid, Schwefelwasserstoff und Nitrit. Dagegen reagiert das Chlordioxid nicht mit Bromid und Ammonium.

Chlordioxid reagiert mit organischen Wasserinhaltsstoffen, jedoch werden keine chlororganische Verbindungen, wie z.B. Trihalogenmethane gebildet. Wie bei der Reaktion mit Chlor kann es auch bei der Reaktion von Chlordioxid mit organischen Wasserinhaltsstoffen zur Bildung biologisch leicht abbaubare Reaktionsprodukte kommen.

Chlordioxid wird in der Wasseraufbereitung grundsätzlich vor Ort hergestellt, da es in konzentrierter Form weder als Gas noch als wässrige Lösung gelagert und transportiert werden darf. Für die Trinkwasserdesinfektion sind grundsätzlich nur Verfahren zulässig, die eine sichere Herstellung mit kontinuierlicher Prozessüberwachung erlauben. Die manuelle Herstellung von Chlordioxid kommt nur für einen zeitlich befristeten Einsatz oder für die Desinfektion von Anlagen infrage. Grundsätzliche Anforderungen an die Herstellung bzw. an die Anlagen zur Herstellung und Dosierung sind im DVGW-Arbeitsblatt W 224 und im DVGW-Merkblatt W 624 beschrieben.

Folgende Herstellungsverfahren stehen zur Verfügung:

Chlorit-Chlor-Verfahren, Chlorit-Salzsäure-Verfahren (siehe **Abb. 4-71**) und Chlorit-Peroxidsulfat-Verfahren.

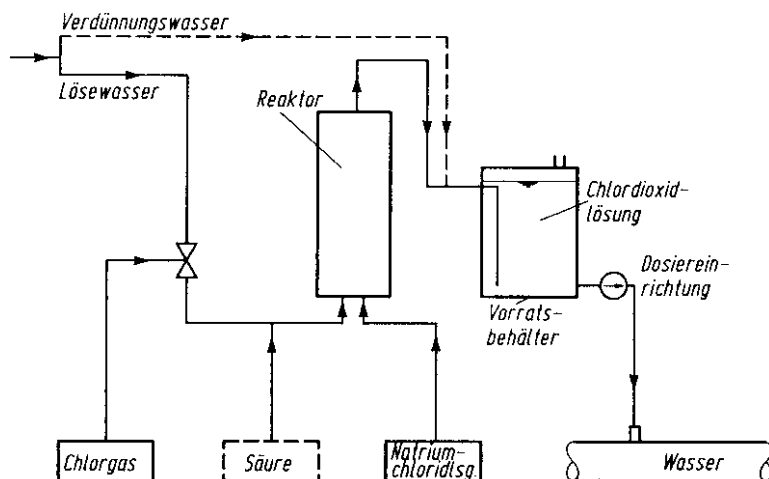


Abb.4-71: Schema einer Chlordioxidanlage (Chlorit-Säure-Anlage nach DVGW-W 224)

Das Chlorit-Chlor-Verfahren ist insbesondere in mittleren und großen Anlagen geeignet. Das Chlorit-Salzsäure-Verfahren wird auch für kleinere Anlagen eingesetzt. Das Chlorit-Peroxidsulfat-Verfahren steht derzeit nur als Handmischverfahren zur Verfügung.

Chlordioxid und sämtliche für die Herstellung von Chlordioxid benötigten Chemikalien sind Gefahrstoffe im Sinne der Gefahrstoffverordnung. Diese und die dazugehörigen technischen Regeln sowie die entsprechenden DIN-Normen und produktspezifischen Sicherheitsdatenblätter sind unbedingt zu beachten.

4.2.5.14.4 UV-Bestrahlung

Die UV-Desinfektion hat in den letzten 10 Jahren in Deutschland eine größere Verbreitung gefunden. Entscheidend hierfür ist, dass bei der UV-Bestrahlung keine Desinfektionsnebenprodukte gebildet werden. Zudem lehnen die Kunden zunehmend Geruchs- und Geschmacksbeeinträchtigungen durch Chlor oder Chlordioxid ab, die auftreten können, wenn Restdesinfektionsmittelkonzentrationen in das Netz gelangen.

Die desinfizierende Wirkung der UV-Bestrahlung liegt im Wellenlängenbereich von etwa 240–290 nm. Sie beruht auf einer Schädigung des Erbgutes (der DNS und RNS) der Mikroorganismen bzw. Viren. Die Zellen können sich nicht mehr vermehren. Die direkte Wirkung der UV-Strahlung auf den Zellkern ist auch die Ursache für die im Vergleich zur chemischen Desinfektion hohe Desinfektionswirksamkeit gegenüber Parasiten. Bei einer unzureichenden Bestrahlung ist jedoch eine Reaktivierung der Zellen möglich. Voraussetzung für eine sichere Desinfektion ist deshalb die Gewährleistung einer ausreichenden Bestrahlung von mindestens 400 J/m².

UV-Geräte bestehen aus einer Bestrahlungskammer, die vom zu desinfizierenden Wasser durchströmt wird. Die Bestrahlungskammern sind mit in Quarzrohren eingesetzten UV-Strahlern bestückt (siehe **Abb. 4-72**). Hierbei handelt es sich zum einen um Niederdruckstrahler, die ausschließlich UV-Licht bei 253,7 nm abgeben und Mitteldruckstrahler mit einem breiteren Wellenlängenspektrum. Hauptsächlich kommen Niederdruckstrahler zum Einsatz. Insbesondere bei größeren Anlagen werden jedoch aufgrund ihrer kleineren Baugröße auch Mitteldruckstrahler eingesetzt.

Eine ausreichende Desinfektionswirksamkeit der UV-Strahlung kann im Gegensatz zum Einsatz chemischer Desinfektionsmittel nicht durch einen Mindestrestgehalt nach einer Mindesteinwirkzeit nachgewiesen werden. Die Wirkung der UV-Bestrahlung wird nur am Ort der Bestrahlung erreicht. Beim Durchlaufen des Bestrahlungsraumes erfährt jedes Volumenteilchen je nach Ort und Dauer eine unterschiedliche Raumbestrahlung. Zu beachten ist dabei, dass ein Teil des UV-Lichts von organischen Wasserinhaltsstoffen, insbesondere von Huminstoffen absorbiert wird. Das Absorptionsvermögen eines Wassers kann über den spektralen Schwächungskoeffizienten bei 254nm (SSK₂₅₄) be-

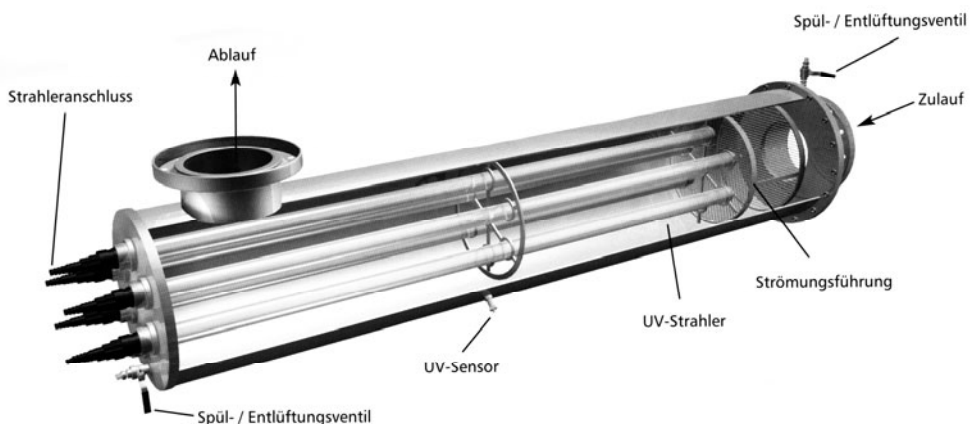


Abb. 4-72: Beispiel für ein UV-Entkeimungsgerät (Quelle: Wedeco)

stimmt werden. Damit die im Wasser möglicherweise vorhandenen Krankheitserreger sicher abgetötet werden, muss jedes Volumenteilchen beim Passieren des Bestrahlungsraumes eine Raumbestrahlung von mindestens 400 J/m^2 erhalten. Ob dies in einem UV-Gerät der Fall ist, lässt sich rechen-technisch nicht ermitteln. Man kann daher die Desinfektionswirksamkeit nur mit Hilfe der Abtötungsrate zugesetzter Mikroorganismen mit bekannter UV-Empfindlichkeit bestimmen. Dieses Verfahren wird als Biodosimetrie bezeichnet. Die sogenannte biodosimetrische Prüfung wird auf einen Prüfstand bei bestimmten Durchflüssen und einer bestimmten Wasserbeschaffenheit, charakterisiert durch den SSK 254, durchgeführt. Mit der Prüfung wird der Nachweis erbracht, dass bei Einhaltung bestimmter Betriebsbedingungen eine Bestrahlungsstärke von 400 J/m^2 im gesamten Reaktionsraum erreicht wird. Damit diese geprüften Bedingungen im Betrieb überwacht werden können, sind die UV-Geräte mit UV-Sensoren ausgerüstet. Die UV-Sensoren erfassen dabei sowohl Änderungen der Wasserbeschaffenheit als auch eine mögliche Belagsbildung und Strahleralterung. Bei der biodosimetrischen Prüfung werden Mindestbestrahlungsstärken ermittelt, die vom Anlagensensor ständig überwacht werden muss.

Gemäß Liste der Aufbereitungsstoffe und Desinfektionsverfahren sind für die Desinfektion nur UV-Geräte zugelassen, für die nach DVGW-Arbeitsblatt W 294-2 eine Desinfektionswirksamkeit von mindestens 400 J/m^2 (bezogen auf 254 nm) erfolgreich nachgewiesen wurde. Die für das jeweilige Gerät im Prüfbericht sowie im DVGW-Zertifikat angegebenen Betriebskennwerte (maximaler Durchfluss und zugehörige Mindestbestrahlungsstärke) müssen im Betrieb eingehalten werden, um die Desinfektionswirkung zu sichern.

4.2.5.14.5 Desinfektion von Anlagen der Wasserversorgung

Alle Anlagen, die mit Trinkwasser in Berührung kommen, dürfen weder Stoffe abgeben noch das Wachstum von Mikroorganismen begünstigen. Sie müssen vor Inbetriebnahme gereinigt und desinfiziert werden. Für die Desinfektion von Wasserversorgungsanlagen sind prinzipiell auch nicht in der TrinkwV genannte Mittel einsetzbar. Voraussetzung ist, dass sie wieder vollständig entfernt werden. Grundsätzlich sind aber Substanzen auf organischer Basis oder mit organischen Zusätzen zu vermeiden, da selbst nach gründlichem Ausspülen noch für Mikroorganismen verwertbare Reste am Material verbleiben können. Für die Anlagendesinfektion haben sich die in **Tab. 4-62** aufgeführten Chemikalien bewährt. Detaillierte Informationen zur Anwendung gibt DVGW-Arbeitsblatt W 291.

Desinfektion von Wasserfassungen – Vor dem Ausbau sind die Wasserfassungen durch die Bauarbeiten stark verunreinigt. Um so mehr ist es notwendig, die zum Einbau vorgesehenen Teile wie Sperrrohr, Filter- und Aufsatzrohre, Filterkies u. a. auf sauberer Unterlage zu lagern und abzudecken und vor dem Einbau mit einer sehr starken Chlorlösung zu desinfizieren, etwa 20 g wirksames Chlor auf 10 l Wasser. Das nach dem Brunnenausbau durchgeführte Entsandungspumpen und das Leistungspumpen bewirken eine sehr gute Spülung, die meist ausreicht, daß die Wasserfassung einwandfreies Wasser liefert. Wenn dies nicht der Fall ist, muß in die Fassung, z. B. in den Bohrbrunnen, eine Chlorlösung mit etwa 50 mg/l Chlor entweder direkt oder über Beobachtungsrohre im Filterkies eingebracht werden und nach einer Einwirkungszeit von 24 h das Spülpumpen wiederholt werden. Bei der Ableitung des chlorhaltigen Spülwassers müssen die Anordnungen der Wasseraufsichtsbehörde über das Einleiten in den Vorfluter beachtet werden, siehe auch biologische Brunnenverockerung. Bei Spülbohrungen sind in der Spülung ca. $0,5 \text{ mg/l}$ an freiem Chlor vorzuhalten.

Desinfektion von Wasserkammern – Neue Wasserkammern werden zunächst trocken gesäubert, unter Druck abgespritzt und mit Schrubbern gereinigt. Die wasserbenetzten Flächen sind dann mit Wasser unter Chlorzusatz abzusprühen oder abzuwaschen. Beim Füllen der Wasserkammern wird eine Chlorung mit 10 mg/l vorgenommen und die Kammern 24 h gefüllt gehalten. Nach der Entleerung des chlorhaltigen Wassers, die Anordnungen über das zulässige Ableiten sind zu beachten, werden die Kammern mit Reinwasser gefüllt. Eine mikrobiologische Untersuchung wird erst nach 48 h vorgenommen, um eine evtl. Keimvermehrung mit zu erfassen.

Desinfektion von Filtern – Filter in Aufbereitungsanlagen haben oft auch eine biologische Wirkung, die durch eine Desinfektion gestört wird. Eine Desinfektion erfolgt daher hier nur, wenn Filter grob

verunreinigt sind. Bei Enteisungs- und Entmanganungsfiltern wird die Desinfektion zweckmäßig mit Kaliumpermanganat durchgeführt, um die katalytische Wirkung der Filter zu erhalten.

Desinfektion von Rohrleitungen – siehe Abschn. 7.6.2.4.4.

Bei Rohren aus Spannbeton und solchen mit Zementmörtelauskleidung wird das durchgeleitete Wasser anfangs stark basisch mit pH-Werten bis 12, so dass während dieser Zeit das Wasser keine Trinkwasserqualität hat und die Desinfektion mit Chlor stark herabgesetzt ist. Es ist daher erforderlich, das Füllungswasser länger stehen zu lassen, damit bei der Desinfektion der pH-Wert bereits stark abgesunken ist. Eine Kontrolle des pH-Wertes am Anfang und Ende der Leitung ist dabei zweckmäßig. Wenn dabei noch nicht eine völlige Desinfektion der Leitung erreicht wird, ist es notwendig, die Leitung eine längere Zeit mit großer Durchflussmenge und Dauerchlorung im Betrieb zu lassen, bis der pH-Wert am Anfang und Ende der Leitung gleich groß und die Desinfektionswirkung erreicht ist. Eine Alternative stellt der Einsatz von Chlordioxid dar, welches nach dem Handmischverfahren vor Ort hergestellt wird (siehe Abschn. 4.2.5.14.3).

Tab. 4-62: Stoffe zur Anlagendesinfektion (nach DVGW-Arbeitsblatt W 291)

Stoffe	Handelsform	Lagerung	Sicherheitshinweise	Empfohlene Anwendungskonzentration	
				Rohrleitungen	Behälter und Anlagenteile
Wasserstoffperoxid H_2O_2	wässrige Lösungen 5 %, 15 %, 30 %, 35 %	lichtgeschützt, kühl, Verschmutzungen unbedingt vermeiden (Zersetzungsgefahr) WGK 1	bei Lösungen >5 % Schutzausrüstung erforderlich	150 mg/l H_2O_2	max. 15 g/l H_2O_2
Kaliumpermanganat KMnO_4	dunkelviolette bis graue, nadelförmige Kristalle	in gut verschlossenen Metallbehältern fast unbegrenzt haltbar WGK 2	wirkt oxidierend, konzentrierte Lösungen erfordern Hautschutz	15 mg/l KMnO_4	
Chlorbleichlaugen Natriumhypochlorit NaOCl	wässrige Lösungen mit maximal 150 g/l Chlor	Lichtgeschützt und kühl, verschlossen in Auffangwanne WGK 2	alkalisch, ätzend, giftig, Schutzausrüstung erforderlich	50 mg/l Chlor	5 g/l Chlor
Calciumhypochlorit $\text{Ca}(\text{OCl})_2$	Granulat oder Tabletten mit ca. 70 % $\text{Ca}(\text{OCl})_2$	kühl, trocken, verschlossen WGK 2	Lösung reagiert alkalisch, ätzend, giftig, Schutzausrüstung erforderlich	50 mg/l Chlor	5 g/l Chlor
Chlordioxid ClO_2	Zwei Komponenten (Natriumchlorit, Natriumperoxodisulfat)	lichtgeschützt, kühl, verschlossen, Natriumchlorit: WGK 2 Natriumperoxodisulfat: WGK 1	wirkt oxidierend; Chlordioxidgas nicht einatmen; Schutzausrüstung erforderlich	6 mg/l ClO_2	0,5 g/l ClO_2

4.2.5.15 Spülwasser- und Schlammbehandlung

In den Anlagen der Trinkwasseraufbereitung fallen schlammhaltige Wässer und Schlämme an. Bei der Filterrückspülung rechnet man mit 1-3 %, in Sonderfällen auch bis 10 % des durchgesetzten Rohwassers. Der Trockenrückstand des jährlich anfallenden Schlammes lässt sich näherungsweise aus der Masse der aus dem Wasser entfernten Stoffe, einschließlich der vorher evtl. zugegebenen, berechnen zu:

$$S = \frac{Q}{1000} (AS + 2Fe + 3Al + 1,6Mn + f \cdot \Delta H + Z) + K$$

Es bedeuten:

- S Schlamm-anfall (Trockenrückstand), in kg/a
- Q Wasserdurchsatz in m³/a
- AS Gehalt an abfiltrierbaren Stoffen, in mg/l
- Fe Eisengehalt (einschließlich evtl. zugegebener Eisenmengen), in mg/l Fe
- Al Bei Flockung mit Aluminiumverbindungen: Zugesezte Aluminiummenge in mg/l Al
- Mn Mangangehalt (einschließlich evtl. zugegebener Manganmengen (KMnO₄), in mg/l Mn
- ΔH Härtedifferenz in mg/l Ca
- f Faktor: f = 5 bei Enthärtung mit Kalk;
 f = 2,5 bei Enthärtung mit Natronlauge
- Z Flockungshilfsmittel, Pulverkohle, in mg/l
- K Mittel zur Schlammkonditionierung, in kg/a

Zu beachten ist, dass das Volumen der anfallenden unbehandelten schlammhaltigen Wässer bzw. Schlämme aufgrund ihres hohen Wassergehalts (meist über 99 %) ein Vielhundertfaches des obigen Trockenrückstandes ausmachen kann.

Sowohl durch die große Menge als auch aufgrund der Art und Konzentration der Stoffe ist die schadlose Schlamm Entsorgung häufig ein Problem.

Prinzipiell kommen die in **Abb. 4-73** enthaltenen Möglichkeiten in Frage, wobei eine Entsorgung ohne Behandlung kostengünstiger ist, aber zunehmend seltener möglich sein wird. Das unkontrollierte Ableiten in den Vorfluter ist nicht mehr zulässig und deshalb in der Übersicht nicht enthalten. Die Ableitung in die Kanalisation kann u. U. sogar für die Reinigungsleistung der Kläranlage günstig sein (z. B. durch Eisenhydroxidschlamm aus der Wasseraufbereitung günstige Wirkungen auf die Phosphat-Rückbelastung der KA und auf den H₂S im Faulgas), setzt aber die Zulässigkeit in der jeweiligen Entwässerungssatzung und die Einhaltung der Forderungen des ATV-Arbeitsblattes A 115

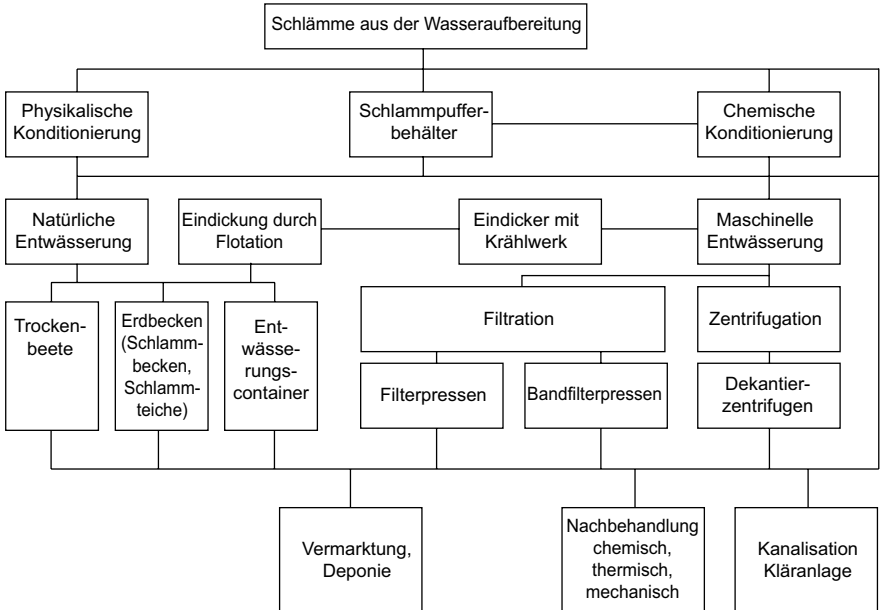


Abb. 4-73: Möglichkeiten zur Behandlung und Beseitigung von Wasserwerksschlämmen (nach DVGW-Arbeitsblatt W 221-2)

voraus. Eine entsprechende Absprache mit dem Kanalisations- und Kläranlagenbetreiber ist hier zweckmäßig und anzustreben (siehe auch DVGW-Arbeitsblätter W 221-3 und W 222). Oft wird eine Behandlung, evtl. auch Zwischenspeicherung, nicht zu vermeiden sein. Für kleine Wasseraufbereitungsanlagen kann zur Klärung des Filterspülwassers ein Behälter gemäß **Abb. 4-74** ausreichend sein. Das erforderliche Speichervolumen V_I für das schlammhaltige Spülwasser lässt sich näherungsweise in m^3 zu

$$V_I = \frac{A_F \cdot v_{SP} \cdot t_{SP} \cdot n}{60}$$

ermitteln, wobei A_F die Fläche des Einzelfilters in m^2 , v_{SP} die Wasser-Rückspülgeschwindigkeit in m/h , t_{SP} die Dauer der Spülung mit Wasserzugabe in min und n die Anzahl der in unmittelbarer Folge zu spülenden Filter darstellt. Zusätzlich ist das Schlamm-Speichervolumen V_{II} , vorzusehen, welches bei ca. wöchentlicher Spülung eines Filters mit $0,33 \cdot V_I$ ausgelegt werden kann. Ansonsten kommen zur Schlammbehandlung die aus der Abwassertechnik bekannten Verfahren und Anlagen wie Schlammabsetzbecken, Eindicker, Konditionierung, maschinelle Entwässerung mit Kammer- oder Bandfilterpressen bzw. Zentrifugen u. a. in Betracht. Dabei sind bereits für die Sedimentation leistungsfähige Verfahren wie z. B. Schrägklärer (siehe Abschn. 4.2.2.2.3) zu nutzen. In **Tab. 4-63** sind die in Absetzbecken bzw. Eindickern erreichbaren Feststoffgehalte (Trockenrückstand) in Abhängigkeit von der Schlammherkunft angegeben. In **Tab. 4-64** sind die mit einigen Anlagen erreichbaren Entwässerungsleistungen und sonstige Bewertungen enthalten. Weitere Hinweise gibt das DVGW-Arbeitsblatt W 221 Teil 2.

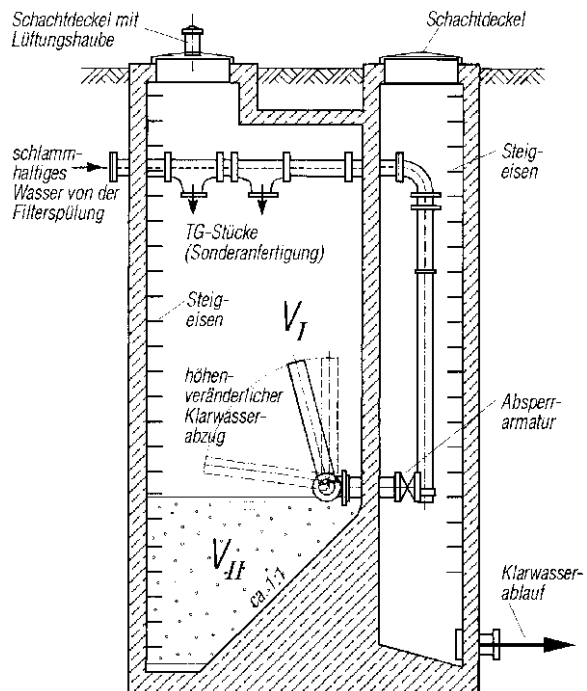


Abb. 4-74 Unterirdischer Behälter zur Klärung von Filterspülwasser bei kleinen Anlagen (nach Bayer, Landesamt für Wasserwirtschaft, Merkblatt 1.6/4))

Tab. 4-63: In Absetzbecken und Eindickern erreichbare Schlamm-Feststoffgehalte (nach DVGW-Arbeitsblatt W 221-2)

Schlammherkunft	Trockenrückstand [%]		
	Absetzbecken		stat. Eindicker
	ohne Flockungs-(hilfs)mittel	mit Flockungs-(hilfs)mittel	
Flockung	0,5 ... 2,0	0,5 ... 4,0	3 ... 15
Enteisenung/ Entmanganung	<1 ... 4	1 ... 5	2 ... 10
Entcarbonisierung	2 ... 10	5 ... 10	10 ... 30

Tab. 4-64: Bewertung von Entwässerungsmöglichkeiten (nach DVGW-Arbeitsblatt W 221)

Verfahren	Vorteile	Nachteile	Erreichbarer Entwässerungsbereich* (Trockenrückstand in %)
Trockenbeete	Niedrige Bau- und Betriebskosten; geringer Betriebsaufwand	Entwässerung witterungsabhängig; mögliche Geruchsbelästigung; großer Flächenbedarf; lange Entwässerungszeiten; mögliche Grundwasserbeeinflussung. Entwässerter Schlamm enthält Pflanzenreste und Sand	30 bis 40
Entwässerungscontainer	Entwässerung und Transport in einem Aggregat; kein mechan. bewegten Teile; geringer Platzbedarf; geringer Bedienungsaufwand; einfache Montage und niedrigere Investitionskosten	Nur bei geringem Schlammanfall wirtschaftlich; lange Entwässerungszeiten; Beschickungsmenge durch Containergröße beschränkt	15 bis 20
Kammerfilterpressen	Hoher Entwässerungsgrad (im Falle einer Kalkkonditionierung); universeller Anwendungsbereich; geringer Feststoffgehalt im Filtrat, hohe Betriebssicherheit	Hohe Investitionskosten; diskontinuierlicher Prozeß; Vorrats- und Zwischenspeicher erforderlich. Aufsicht während des Kuchenabwurfs; pH >11 (Filtrat) bei der Kalkkonditionierung; saure Spülwässer aus der Tuchreinigung	30 bis 50 (mit Kalk) 20 bis 30 (ohne Kalk)
Bandfilterpressen	Kontinuierlicher Prozess; niedrige Energiekosten	Viele bewegte Teile, höherer Wartungsaufwand. Überwachung durch geschulte Maschinisten. Viel Spülwasser, hoher Reinigungsaufwand im Betrieb	15 bis 30
Zentrifugen	Gute und schnelle Anpassung an sich ändernde Schlammeigenschaften; kontinuierlicher Prozess; geringer Wartungsaufwand; geringer Platzbedarf; geringer Überwachungsaufwand; niedrige Investitionskosten	Hoher Strombedarf beim Anlauf; empfindliche Reaktion auf schwankende Schlammeigenschaften; gute Reinigung erforderlich, wenn mehrere Tage außer Betrieb	15 bis 35

* für Hydroxidschlämme

Tab. 4-65: Beispiele für die Verwertungen für Rückstände aus der Wasseraufbereitung (nach Damman, Such, Wichmann)

Verwertung	Rückstandsart
• Gezielte Dosierung in Abwassersammler	Eisen-Schlamm-haltiges Filterspülwasser, Eisen-Schlamm
• Eingabe in Kläranlage	Eisen-Schlamm
• Landwirtschaft (Düngemittel/Bodenverbesserer)	kalkhaltiger Eisen-Schlamm, Kalk-Schlamm, Schnellreaktor-Korn
• Zementproduktion	Eisen-Schlamm, Kalk-Schlamm
• Ziegelproduktion, Pflanzgranulatherstellung	Eisen-Schlamm
• Futtermittelherstellung	Schnellreaktor-Korn
• Rekultivierung von Deponien und Bergbauhalden	Eisen-Schlamm, Aluminium-Schlamm

Seit einigen Jahren wird für die Behandlung schlammhaltiger Spülwässer auch die Membranfiltration eingesetzt (siehe Abschn. 4.2.2.5). Ziel ist hierbei die Rückführung des Klarwassers in die Trinkwasseraufbereitungsanlage. Das anfallende Konzentrat ist, wie der Schlamm aus Absetzanlagen, ggf. weiter zu behandeln.

Die bisher größte Ultrafiltrations-Membrananlage zur Aufbereitung von Spülwässern in Deutschland ist in WW Roetgen erstellt worden (Kapazität 600 m³/h; druckbetriebenen Kapillarmembranen Single-bore 1,5 mm mit Gesamtmembranfläche von 7000 m²; drei Racks mit je 78 Modulen).

Gemäß Kreislaufwirtschafts- und Abfallgesetz sind Wasserwerksrückstände als Abfälle in erster Linie zu vermeiden und in zweiter Linie zu verwerten. Hinweise zur Vermeidung und Verwertung gibt DVGW-Arbeitsblatt W 221. Die Verwertungen sind in **Tab. 4-65** aufgeführt.

Nicht verwertbare Rückstände sind umweltschonend zu behandeln und zu beseitigen. Dabei ist zu beachten, dass eine Deponierung von Rückständen i.d.R. nur noch mit Vorbehandlung, aufgrund der verschärften rechtlichen Rahmenbedingungen, meist gar nicht mehr in Betracht kommt. Nur in begründeten Einzelfällen, bei denen eine Verwertung an den Eigenschaften der Rückstände sowie an den verfügbaren Mengen verwertbarer Rückstände scheitert, wird eine Beseitigung ggf. genehmigungsfähig.

4.2.6 Mischwasser

4.2.6.1 Allgemeines

Bei der Versorgung eines Gebietes mit unterschiedlichen Wässern können Mischwasserprobleme entstehen, denn auch bei einwandfreier Beschaffenheit der einzelnen genutzten Wässer kann bei Mischung das Wasser aggressiv werden oder zum Kalkausfall neigen. Die Auswirkungen sind dann besonders ungünstig, wenn die Mischung der unterschiedlichen Wässer im Rohrnetz und mit stark schwankendem Mischungsverhältnis erfolgt. Als Gegenmaßnahmen sind geeignet: Zonentrennung, zentrale Mischung, Aufbereitung bei der Mischung, Angleichung durch Wasseraufbereitung.

Das DVGW-Arbeitsblatt W 216 gibt Kriterien an, wann Wässer von

- gleichmäßiger bzw. gleicher,
- zeitlich wechselnder,
- unterschiedlicher

Beschaffenheit sind. Dazu werden für relevante Wasserparameter Skalen unterschiedlichen Maßstabs und eine maximal zulässige Differenz in den Werten der Parameter (Bereichsbreite) vorgegeben (**Abb. 4-75**).

Ein Wasser ist von *gleichmäßiger* Beschaffenheit, wenn in allen Parametern die gemessenen minimalen und maximalen Werte innerhalb der Bereichsbreite liegen. Zwei oder mehrere Wässer sind von *gleicher* Beschaffenheit, wenn bei Betrachtung der einzelnen Parameter alle Messwerte auf den ent

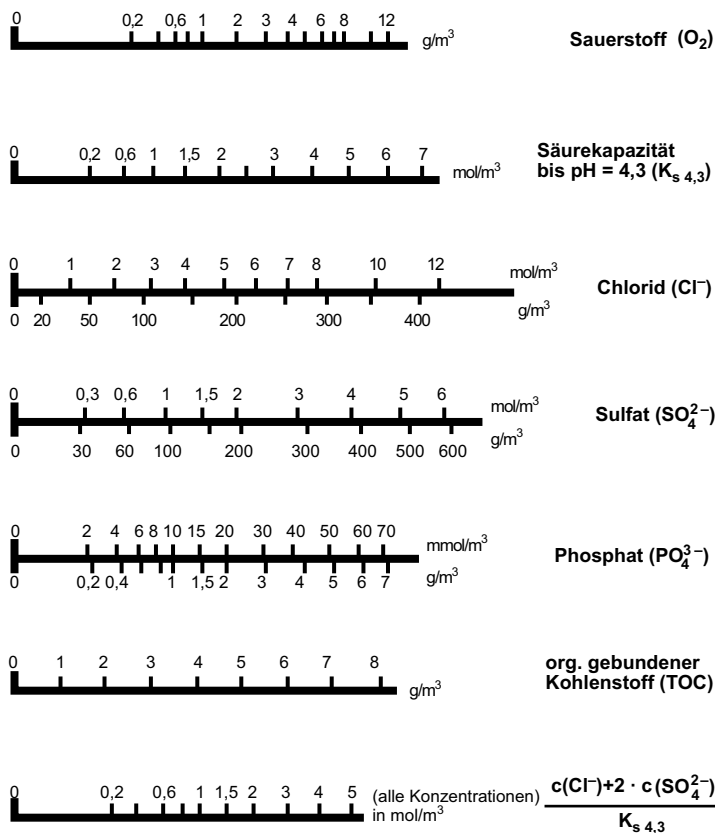


Abb. 4-75: Parameterskalen und zulässige Bereichsbreite für Wasser von gleichmäßiger bzw. gleicher Beschaffenheit (nach DVGW-Arbeitsblatt W 216). Die Bereichsbreite gibt an, wie weit die Werte der einzelnen Parameter schwanken dürfen, ohne dass Nachteile für die Wasserversorgung zu erwarten sind.

sprechenden Skalen innerhalb der zulässigen Bereichsbreite liegen. Eine *zeitlich wechselnde* bzw. *unterschiedliche* Beschaffenheit ist gegeben, wenn bei einem Wasser bzw. mehreren Wässern die in der Abbildung angegebene Bereichsbreite bei mind. einem Parameter überschritten wird.

Weiterhin werden in dem Arbeitsblatt Hinweise zur Berechnung von Mischungsverhältnissen gegeben.

4.2.6.2 Zonentrennung

Betrieblich am einfachsten und kostenmäßig am günstigsten ist die Zonentrennung. Von Nachteil ist, dass u. U. Verbraucher nicht mit dem in ihrer Zone gelieferten Wasser einverstanden sind, ferner dass ein günstiges Wasservorkommen nicht besonders vorteilhaft ausgenutzt werden kann. Allerdings kann an Spitzentagen vorübergehend ohne größeren Schaden auch eine Mischung in einem Behälter erfolgen, da wegen der höheren Fließgeschwindigkeit bei dem größeren Verbrauch die Aggressivität des Wassers sich weniger auswirkt. Oft gestatten aber die örtlichen Verhältnisse eine Zonentrennung nicht, insbesondere bei kleinen Versorgungsgebieten.

4.2.6.3 Zentrale Mischung

Wenn Wasser mit unterschiedlicher Beschaffenheit ohne weitere Aufbereitung verwendet werden müssen, dann ist die Mischung in einem Behälter vorzunehmen, um die zeitlich und örtlich verschiedene Wasserbeschaffenheit im Rohrnetz zu vermeiden. Die Mischung wird zweckmäßig in einer kleinen Mischkammer, Aufenthaltszeit 1 min, durchgeführt, die Energie des Ausflusses genügt für eine gute Durchmischung. Bei ausreichend vorhandener Vermischungsstrecke und konstantem Mischungsverhältnis kann eine Mischung im Rohr zweckmäßig sein. Die Anforderungen der Trinkwasserverordnung an den pH-Wert (siehe Abschn. 4.1.5.4.6) einschl. Calcitsättigung bzw. die max. zulässige Calcitlösekapazität sind dabei zu beachten.

4.2.6.4 Aufbereitung bei der zentralen Mischung

Hierfür kommt vor der Mischung die Belüftung des Wassers, z. B. gemäß Abb. 4-76, sowie nach der Mischung die physikalische und chemische Entsäuerung in Frage.

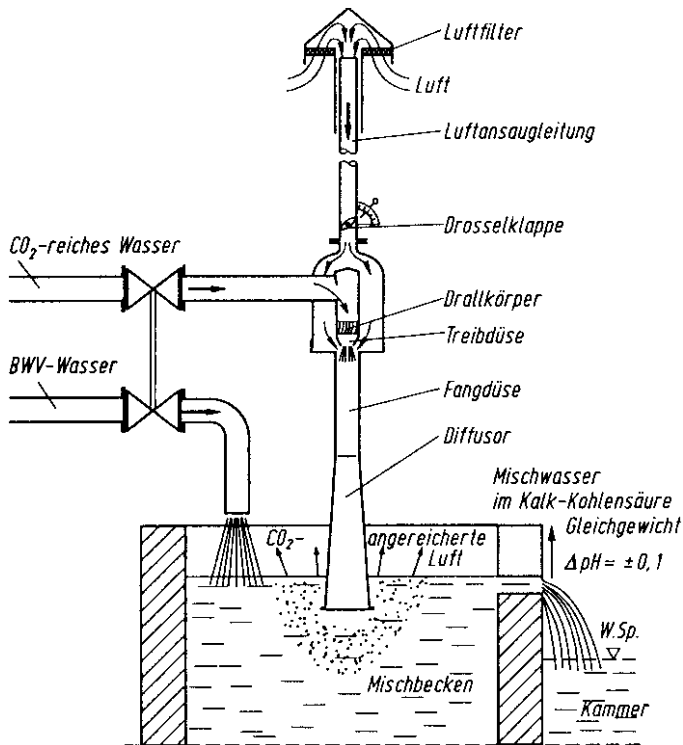


Abb. 4-76: Beispiel für Mischung unterschiedlicher Wässer mit gleichzeitigem CO_2 -Austrag aus einem Wasser (nach Oehler)

4.2.6.5 Angleichung der Wasserbeschaffenheit durch Aufbereitung

Vorrangig durch Enthärtung bzw. Entcarbonisierung, in Sonderfällen auch durch Aufhärtung und Teilentsalzung können unterschiedliche Wässer zu Wässern gleicher Beschaffenheit aufbereitet werden. Der Aufwand dafür ist zumeist hoch.

Weitere Hinweise zur Versorgung mit unterschiedlichen Trinkwässern, insbesondere zu korrosions-chemischen Kriterien, gibt Nissing in [40].

4.2.7 Beispielschemata von Aufbereitungsanlagen

Je nach Herkunft und Beschaffenheit des für die Trinkwasserversorgung genutzten Rohwassers kann dieses direkt verwendet oder es muss aufbereitet werden. Die Aufbereitung reicht von einfachen Anlagen, wie Belüftung und Filtration, bis zu sehr komplizierten Anlagen mit mehreren Stufen bei der Aufbereitung von Oberflächenwasser. Nachfolgend sind die Schemata einiger Aufbereitungsanlagen zusammengestellt, aus welchen ersichtlich ist, wie vielfältig die Verfahren sein können.

Gütersloh – Grundwasserwerk Quenhorn

Sauerstoffzufuhr über Luftmischer

1. Filterstufe zur Enteisung

Physikalische Entsäuerung und Belüftung

2. Filterstufe zur Entmanganung

Möglichkeit zur Bedarfschlorung

WW Langenau – Donauwasseraufbereitung

Siehe **Abb. 4-23**

Fürth – WW Rednitztal (Grundwasser und Uferfiltrat)

Wellbahnbelüftung

Ozonzugabe

Möglichkeit zur Flockungsmittelzugabe

Offene Zweischicht-Schnellfilter

Sicherheitschlorung mit Chlordioxid

Essen – Grundwasseranreicherung mit Ruhrwasser

Wasserentnahme aus der Ruhr

Ozonzugabe mit Mikroflockung

Möglichkeit der Zugabe von Flockungs- und Flockungshilfsmitteln

Filtration über 3-Schicht-Schnellfilter (A-Kohle/Anthrazit/Quarzsand)

Möglichkeit der Zugabe von Kaliumpermanganat und Pulverkohle

Biologisch wirkende Langsandsfilter und Bodenpassage

Entnahme über Brunnen

Desinfektion mit Chlordioxid.

Dresden – Grundwasseranreicherung mit Elbewasser im WW Hosterwitz

Siehe **Abb. 4-39**

Aschaffenburg – Grundwasserwerk „Niedernberger Straße“

Siehe **Abb. 4-56**

Südsachsen – saures und weiches Talsperrenwasser

Kaliumpermanganatzugabe zur Oxidation

Zugabe von Kohlenstoffdioxid und Kalkwasser zur Erhöhung der Pufferkapazität durch Aufhärtung

Dosierung von Flockungs- u. evtl. Flockungshilfsmittel

1. Filterstufe (Flockenfilter)

2. Filterstufe (Kalkstein) zur Aluminium- und Manganrestentfernung

Restentsäuerung mit Kalkwasser

Desinfektion mit Chlordioxid

Zürich – Seewasseraufbereitung im WW Moos

Voroxidation

Flockungsmittelzugabe

Alkalienzugabe zur Entsäuerung

Filtration über offene Zweischicht-Schnellfilter

Ozonzugabe

Aktivkohlefiltration

Langsamsandfiltration

Sicherheitschlorung mit Chlordioxid

Roetgen (Aachen) – Talsperrenwasser

Vorfiltration

Flockung

Ultrafiltration

CO₂-Dosierung

2-stufige Filtration über Kalkstein

Möglichkeit zur NaOH-Dosierung

Desinfektion mit Chlor/Chlordioxid

Jackenhausen – Karstquellwasser

Ultrafiltration

UV-Desinfektion

Miltenberg – oberflächennahes Grundwasser

Filter mit alkalischem Material

Flachbettbelüfter

Ultrafiltration

UV-Desinfektion

4.2.8 Trinkwassernachbehandlung

4.2.8.1 Allgemeines

Der Einsatz von Anlagen zur weiteren Behandlung des vom Wasserversorgungsunternehmen gelieferten Trinkwassers beim Verbraucher hat zugenommen. Diese Anlagen werden in die Hausinstallation eingebaut oder nach dem Zapfhahn angeordnet. Während der Einbau von Hauswasserfiltern zur Rückhaltung ungelöster Stoffe bei metallischen Leitungen zur Korrosionsverringerung zu den Regeln der Technik gehört, sind andere Anlagen nur in begründeten Ausnahmefällen, z. B. bei der Erwärmung sehr harten Wassers, einzusetzen und Geräte nach dem Zapfhahn aufgrund der u. U. gegebenen hygienischen Probleme möglichst gar nicht anzuwenden. Das von den Wasserversorgungsunternehmen abgegebene Trinkwasser entspricht den Anforderungen der Trinkwasserverordnung, ist gesundheitlich unbedenklich und bedarf in der Regel keiner weiteren Behandlung. Von der teils überflüssigen zusätzlichen Behandlung gehen oft unnötigerweise Gefährdungen und Probleme aus, insbesondere durch mangelnde Kontrolle und Wartung. In jedem Fall sollte darauf geachtet werden, dass nur Geräte mit einem DIN-DVGW-Prüfzeichen verwendet werden und Einbau und fachkundige Wartung durch qualifizierte Installationsfirmen erfolgen. Die Vorschriften der DIN 1988 bzw. EN 1717 und 806 und weiterer nachstehend genannter Normen sind einzuhalten.

4.2.8.2 Mechanisch wirkende Filter

Diese Filter sind bei metallischen Rohrleitungen direkt nach der Wasserzähleranlage einzubauen, der Einbau soll vor der Inbetriebnahme der Hausinstallation erfolgen. Für Kunststoffleitungen wird der Einbau empfohlen.

Ihre Aufgabe ist die Rückhaltung von ungelösten Stoffen, wie Rost, Sand, Zinkgeriesel, Hanfteilen u. a., die in den Leitungen die Korrosion fördern und Brauseköpfe und Luftsprudler verstopfen könnten. Die Anforderungen an Beschaffenheit und Funktionsweise der Filter sind in der DIN EN 13443 (Ersatz für DIN 19 632) festgelegt, für den Einbau und Betrieb gelten DIN 1988 Teil 2 und 8 bzw. DIN EN 1717 und 806.

Die verwendeten Filtereinsätze aus Metall, Kunststoff, Keramik u. a. halten Partikel zurück, die in ihrer Größe über der Durchlassweite liegen. Es ist also eine Siebwirkung gegeben. Mit der in der

DIN EN 13443-1 vorgegebenen Durchlassweite von 80 µm bis 150 µm sollen Verkeimungen des Filters vermieden werden.

Die Regenerierung der Filter erfolgt durch automatische oder manuelle Rückspülung bzw. bei nicht rückspülbaren Filtern durch Wechsel des Filtereinsatzes. Eine Reinigung des Filtereinsatzes ist nicht mehr zulässig. Aus hygienischen Gründen ist die Rückspülung mind. alle 2 Monate, der Filtereinsatzwechsel mind. alle 6 Monate durchzuführen.

4.2.8.3 Dosierung von Phosphaten und Silikaten

Durch die Dosierung von Phosphaten und Silikaten sowie deren Mischungen soll die Korrosion bzw. die Steinablagerung in der Hausinstallation und angeschlossenen Anlagen verhindert werden. Insbesondere nach vorausgegangener dezentraler Enthärtung durch Ionenaustausch (siehe Abschn. 4.2.8.4) erfordert die gestiegene Korrosionsgefährdung u. U. solche Maßnahmen. Die gewünschte Wirkung tritt nur ein bei Verwendung geeigneter Geräte und Dosierlösungen (Ortho- oder Polyphosphate oder Mischungen), der Einhaltung bestimmter Dosiermengen und regelmäßiger Inspektion und Wartung der Anlage nach DIN 1988, Teil 8 (mind. jährlich bzw. halbjährlich) bzw. VDI Richtlinie 6023 und EN 806. Die Anwendung der Dosiergeräte sollte deshalb nur in Ausnahmefällen, z. B. bei noch vorhandener Bleiinstallation, bzw. für Teilwassermengen erfolgen, z. B. gegen die Steinbildung im Warmwasserbereich (> 60 °C) bei Wasser des Härtebereiches 4 (siehe Abschn. 4.1.5.4.30).

Die Anforderungen an die Größenbestimmung und Ausführung der Dosiergeräte enthält die DIN 19 635. Die Erneuerung des Dosiermittelvorrates darf nur durch Austausch des Dosiermittelbehälters mit fertig konfektionierter Lösung erfolgen.

4.2.8.4 Kationenaustauscher zur Enthärtung

Mit Ionenaustauschern können dem Wasser die härtebildenden Erdalkalien Calcium und Magnesium entzogen werden und die Kesselsteinbildung somit verhindert werden (siehe Abschn. 4.2.3.4). Bei den in der Hausinstallation vorrangig angewendeten NaCl-regenerierten Austauschern wird dafür eine äquivalente Menge an Natriumionen eingetragen. Erhöhte Natriumgehalte im Trinkwasser können aber gesundheitlich ungünstig sein, weshalb die TrinkwV maximal 200 mg/l an Natrium im Trinkwasser zulässt. Da die Härtebildner auch in hohen Konzentrationen gesundheitlich völlig unbedenklich sind, sollte die Anwendung dieser Ionenaustauscher im Hausbereich auf Ausnahmefälle und die Behandlung von Teilmengen beschränkt werden, z. B. im Warmwasserbereich (> 60 °C) bei Wasser des Härtebereiches 4 (siehe Abschn. 4.1.5.4.30). In notwendigen Fällen wird außerdem indessen teilweise von den Wasserversorgungsunternehmen bereits eine zentrale Enthärtung durchgeführt (siehe Abschn. 4.2.5.8).

Tab. 4-66: Maximale Nennkapazität von Enthärtungsanlagen und entsprechende Harzmengen für einen Teilwasserbedarf von 80 l je Person und Tag (DIN 1988)

Einsatzbereich	maximale Nennkapazität mol	entsprechende Harzmenge*) ≈l
Ein- und Zweifamilienhaus (bis 5 Personen)	1,6	4
Drei- bis Fünffamilienhaus (bis 12 Personen)	2,4	6
Sechs- bis Achtfamilienhaus (bis 20 Personen)	3,6	8
Neunfamilienhaus u. größer (> 20 Personen)	8,0	15

*) Nach dem gegenwärtigen Stand der Technik

Anforderungen an diese Austauscher enthält die DIN 19 636, für Einbau und Wartung gilt DIN 1988 Teil 2 und 8 bzw. EN 806. Danach dürfen nur Enthärtungsanlagen mit DIN/DVGW-Prüfzeichen in die Hausinstallation eingebaut werden. Die maximale Größe der Anlage ist aus **Tab. 4-66** ersichtlich, wobei hier nur eine Behandlung des Warmwassers gesehen wird.

Die Anlagen müssen Verschneidevorrichtungen aufweisen, um Mindesthärten im Trinkwasser von 8,5 mmol/l ($\sim 8,4^\circ\text{dH}$ bzw. 60 mg/l an Ca) zu sichern (**Abb. 4-77**). Es sollen nur noch Anlagen mit Sparbesalzung betrieben werden, da das bei der Regenerierung in Verbindung mit der Desinfektion im Überschuss anfallende Abwasser eine Umweltbelastung darstellt. Die Regenerierungen sollen automatisch in kurzen Abständen (max. 4 Tage) erfolgen, um Verkeimungen der Anlage zu vermeiden. Durch die Enthärtung des Wassers kann die korrosive Wirkung zunehmen und eine zusätzliche nachfolgende Behandlung des Wassers durch Dosierung von Phosphaten/Silikaten (siehe Abschn. 4.2.8.3) erforderlich machen.

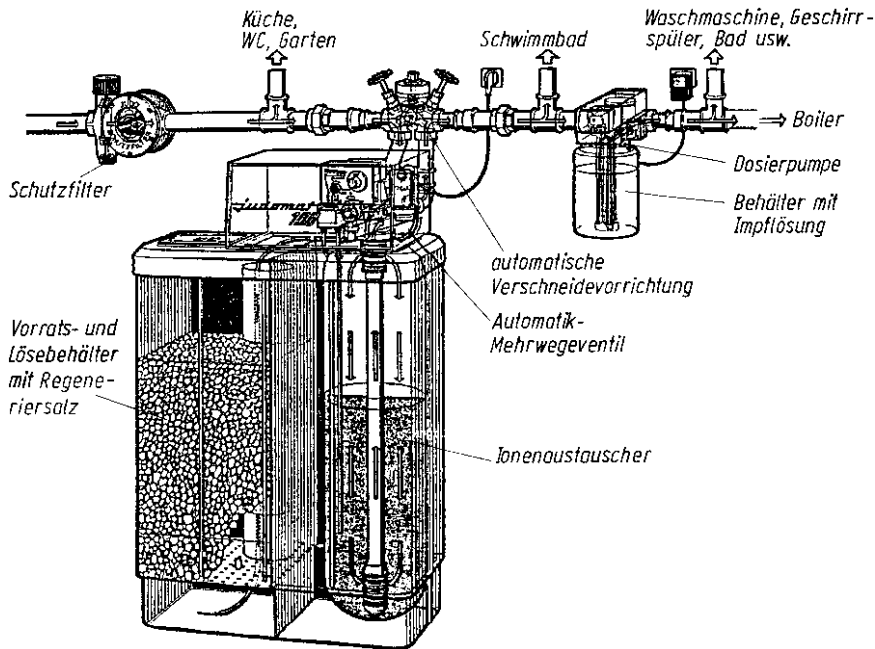


Abb. 4-77: Beispiel für Trinkwassernachbehandlung durch Filter und für Teilströme durch Enthärtung und Dosierung

4.2.8.5 Sonstige Anlagen zur Trinkwassernachbehandlung

Neben den vorgenannten Anlagen sind weitere, nicht durch entsprechende DIN-Normen erfasste und zumeist nicht mit DIN-DVGW-Prüfzeichen versehene Anlagen und Geräte im Handel. Dazu gehören insbesondere Geräte zur physikalischen Wasserbehandlung, bei denen über Permanentmagnete, elektrischen Strom u. a. ohne Chemikalienzusatz die Ablagerung festen Kalksteins vermieden werden soll. Trotz vorhandener Beispiele für eine anscheinende Wirkung ist insgesamt die Wirkung sehr umstritten. Vom DVGW wurden auf der Grundlage des Arbeitsblattes W 512 indessen zahlreiche Geräte getestet, wobei aber nur in wenigen Fällen eine ausreichende Wirkung nachweisbar war.

Bei diesen Geräten lagern sich die Härtebildner vorrangig an den Impfkristallen an und somit nicht anderen wasserberührenden Flächen wie Rohrwandungen, Heizwendeln usw. Eine Enthärtung des Wassers tritt dabei nicht ein.

Andere Geräte zielen auf die Entfernung von Nitrat, Pestiziden, Schwermetallen, CKW, Keimen u. a. Dabei werden von den Anbietern teilweise Leistungen zugesagt, die mit der Art des Gerätes gar nicht erreichbar sein können. Insbesondere bei Geräten nach dem Zapfhahn sind Verschlechterungen der Wasserqualität, z. B. im Keimgehalt, nicht ausgeschlossen, und es können auch Überschreitungen der Grenzwerte für Trinkwasser bei anderen Parametern auftreten. Dies belegen durchgeführte Tests, u. a. im Öko-Test-Magazin.

4.2.9 Bauwerke der Wasseraufbereitung

4.2.9.1 Wahl des Verfahrens und des Standorts der Anlage

Für die Wahl des Aufbereitungsverfahrens und des Standorts der Aufbereitungsanlage sind im wesentlichen folgende Gesichtspunkte maßgebend:

1. Wasserbeschaffenheit des Rohwassers – Veränderungen innerhalb eines Jahres, mögliche spätere Änderungen infolge sekundärer Einflüsse
2. geforderte Wasserbeschaffenheit des Reinwassers, Bedürfnisse der Abnehmer
3. Gesetzliche Bestimmungen für die Beschaffenheit des Reinwassers
4. Verfahrenstechnik, Ausrüstung des Verfahrens, Chemikalien-transport und -lagerung
5. Gesetzliche Bestimmungen zum Aufbereitungsverfahren
6. Steuerung, Automatik, Überwachung
7. Schlammanfall, Schlammabeseitigung
8. Erforderliche Bauwerke, Zufahrt, Objektschutz
9. Landschaftsschutz, Einbindung in die Umgebung
10. Wirtschaftlichkeit des Verfahrens – Kapitalkosten, Betriebskosten, Möglichkeit der Finanzierung

Vom Vergleich dieser Faktoren kann u. U. auch die Wahl des Wasservorkommens abhängen.

Wasseraufbereitungs-Bauwerke werden möglichst in der Nähe der Wassergewinnung angeordnet, damit nur wenige Teile der Wasserversorgungsanlage mit nichtaufbereitetem Wasser in Berührung kommen und keine langen Rohwasserleitungen ohne die Möglichkeit des Anschlusses von Verbrauchern vorhanden sind. Sie werden vorteilhaft mit Pumpwerken vereinigt, was den Betrieb und die Wartung vereinfacht, in seltenen Fällen bei Hochbehältern angeordnet, auf jeden Fall bei sonst wichtigen Betriebsstellen. Bei der Standortwahl muß die schadlose Abführung von Abwasser und Schlamm aus der Aufbereitung berücksichtigt werden. Die Bauwerke sind jedoch möglichst außerhalb der engeren Schutzzone anzuordnen.

4.2.9.2 Planung der Anlagenteile

Eine Wasseraufbereitungsanlage besteht aus den folgenden Anlagenteilen, die meist getrennt ausgeschrieben, vergeben und ausgeführt werden:

1. Aufbereitungs- und maschinentechnischer Teil
2. Elektrotechnischer Teil
3. Mess- und Steuereinrichtungen
4. Bauliche Anlagen

Aufbereitungs- und maschinentechnischer Teil:

Grundlage für die Planung ist die Festlegung des Aufbereitungsverfahrens, wofür bei ungünstiger Wasserbeschaffenheit des Rohwassers, insbesondere bei Großanlagen, die technisch und wirtschaftlich beste Lösung aus halbtechnischem Versuch ermittelt wird. Nach Festlegen des Verfahrens und der Ausbaugröße wird der aufbereitungstechnische Teil entworfen. Wegen des hohen Kostenaufwandes für Bau und Betrieb von Aufbereitungsanlagen empfiehlt sich oft der stufenweise Ausbau in Abhängigkeit von der zu erwartenden Steigerung der Durchflussmenge, vorteilhaft ist dabei die Einteilung in gleiche Blöcke. Das gewählte Verfahren muss folgenden Forderungen entsprechen.

1. Betriebssicherheit, leichte Steuerbarkeit, Möglichkeit der Automatisierung, leichte Überwachung

2. Ausreichende Leistung im Dauerbetrieb und bei größeren Schwankungen der Durchflussmenge
3. Ausreichende Reserve und Schaltungsmöglichkeit im Falle einer Störung in einzelnen Aufbereitungsstufen oder in der Gesamtanlage
4. keine zu teuren Anlageteile, bewährte und unkomplizierte Aufbereitungsverfahren
5. nach Möglichkeit Durchlauf des Rohwassers durch die einzelnen Aufbereitungsstufen ohne Zwischenschalten von Pumpen, d. h. von Eingangsstufe bis Reinwasserbehälter.

Elektrotechnischer Teil:

Die Starkstromanlage ist für die Aufbereitungsanlage nicht umfangreich, leicht einzuordnen und wird i. a. in die elektrische Anlage des Pumpwerks einbezogen.

Mess- und Steuereinrichtungen:

Besonders wichtig und meist sehr umfangreich ist bei Aufbereitungsanlagen die Meß- und Steueranlage. Bei der Planung ist zu entscheiden, wo, was und wie gemessen und gesteuert werden soll, d. h. vor Ort von Hand, fern von Hand, automatisch.

Nur bei sehr kleinen einfachen Anlagen genügt die Messung und Bedienung der Absperrorgane vor Ort und von Hand.

Wenn dagegen Filtration mittels Schnellfilter und Rückspülung, auch bei kleinen Anlagen, oder sonst kompliziertere Verfahren notwendig sind, müssen die Steuereinrichtungen auf einem Schaltpult in der Nähe der Aufbereitungsstufe übersichtlich zusammengefasst werden.

Bekannt sind die vor jedem Filter befindlichen Steuerpulte. Die Übertragung des Steuerbefehls an die Schaltorgane wurden früher hydraulisch mit Druckluft oder Druckwasser ausgeführt, heute wird die elektrische Übertragung bevorzugt. Die Bedienung der Steuerpulte kann von Hand einzeln für jeden Vorgang, z. B. Absperren der Rohwasserzuleitung, Absperren der Filtratleitung, Öffnen der Spülluftleitung usw., erfolgen. Heute wird meist ein ganzer Ablauf, z. B. einer Filterspülung, fest programmiert, wie z. B. beim Einstellen von Fahrstraßen, und über Einschalten von Hand oder, in Abhängigkeit von Filterwiderstand, von Zeit oder von Parameter der Wasserbeschaffenheit, automatisch gesteuert. Auch für die Wasseraufbereitungsanlagen ist man zunehmend bestrebt, Automation einzuführen, nicht nur um Personal einzusparen, sondern auch um optimalen Betrieb zu erreichen und Fehlbedienungen auszuschalten. Für automatische Wasserwerke sind nach Grombach folgende Regeln zu beachten:

1. Das automatische Werk muss einfache Aufbereitungs-Verfahren verwenden
2. Für die Aufbereitung muss mehr als 1 Aufbereitungsstufe notwendig sein
3. Zu jedem Aufbereitungsaggregat muss ein Reserveaggregat zur Verfügung stehen
4. Betrieb und Steuerung der Aufbereitungsanlage müssen einfach sein
5. Mit der Qualität der Geberapparate steht und fällt jede Automatisierung
6. Jedes Aggregat überwacht sich selbst und schaltet bei Störungen selbständig ab
7. Die übergeordnete Steuerung des Gesamtwerkes ist von der internen Steuerung der Aufbereitungsstufen zu trennen
8. Ein zuverlässiger Bereitschaftsdienst für Störungsfälle ist Voraussetzung für jeden automatischen Betrieb
9. Das automatische Werk erfordert zahlreiche Überwachungsgeräte, die in einem handbedienten Werk nicht nötig sind
10. Automatische Feuermelder und Sicherung des Werkes gegen Sabotage sind ebenfalls Voraussetzung für den automatischen Betrieb.

Außer den Messungen der Durchflüsse und Wasserstände sind die Untersuchungen verschiedener Parameter der chemischen Wasserbeschaffenheit nach den einzelnen Aufbereitungsstufen, des Roh- und des Reinwassers durchzuführen. Dies erfordert die Einrichtung von Untersuchungsmöglichkeiten, vom einfachen Labortisch bis zu großen Labors für chemische, mikrobiologische und biologische Untersuchungen. Manche Messungen müssen nicht nur angezeigt, sondern, vor allem bei automatischem Betrieb, auch aufgezeichnet werden, um eine Auswertung des Betriebsablaufs und eine Rückkontrolle bei etwaigen Störungen zu ermöglichen. Bereits bei einer geringen Anzahl der Messungen ist die Auswertung von Schreibrollen der Messgeräte sehr zeitaufwendig, so dass heute moderne Datenspeicher mit Auswertemöglichkeit eingesetzt werden. Es muss in jedem Einzelfall entschieden werden, welche

Messungen und Untersuchungen für die Überwachung der Aufbereitungsanlage notwendig sind und wie diese am besten ausgeführt werden (siehe auch Abschn. 4.1.7.1).

Während die eingehenden Untersuchungen der Wasserbeschaffenheit zeitlich entsprechend den gesetzlichen Vorschriften diskontinuierlich durchgeführt werden, ist es zweckmäßig, wenn die Kontrolle der Wirkung der Aufbereitungsanlage, oft auch der einzelnen Aufbereitungsstufen, kontinuierlich erfolgt, auf jeden Fall bei größeren Aufbereitungsanlagen. Bei der automatischen Überwachung der Wasserbeschaffenheit ist ein Kontroll-, Eich- und Wartungsprogramm der Messgeräte und Übertragungseinrichtungen wichtig.

Bauliche Anlage:

Mit dem aufbereitungs- und maschinentechnischen Teil sind gleichzeitig die erforderlichen baulichen Anlagen zu entwerfen, da beide Bereiche gegenseitige Rückwirkungen haben. Bei den Konstruktionen sind zu berücksichtigen: der hohe Feuchtigkeitsgehalt der Luft, die Aggressivität des Wassers, oft auch der Luft, die Aggressivität und toxische Wirkung der Dosiermittel, die Gefahr der Verschmutzung und des Einfrierens offener Wasseroberflächen. Räume mit offenem Wasserspiegel sind zur Vermeidung der Algenbildung fensterlos auszuführen. Wärmeisolierung, Luftentfeuchtung, Temperaturregelung entsprechend der in den einzelnen Räumen günstigen Temperatur sind wichtig, um Bauwerksschäden, Schweißwasserbildung, Rosten von metallischen Teilen, Leistungsminderung elektrischer Kontakte u. a. zu verhindern. Nur in Räumen, in welchen sich ständig Personal aufhält, ist die Temperatur auf 19–21 °C zu halten, in Betriebsräumen mit Rohrleitungen und Pumpen ist die Lufttemperatur der des Wassers anzugleichen, für Chlorräume siehe Abschn. 4.2.5.14.4.

In Aufbereitungsanlagen sind viele Rohrleitungen und Armaturen der verschiedensten Größe und für sehr unterschiedliche Zwecke erforderlich. Für die Materialwahl ist die Aggressivität des Wassers der einzelnen Aufbereitungsstufen und der Dosiermittel maßgebend. Eine genaue hydraulische Berechnung ist durchzuführen. Die Rohrleitungen in Aufbereitungsanlagen haben viele Krümmer, Abzweige und Armaturen, so dass zur Vermeidung von hohen Druckverlusten zwischen den einzelnen Aufbereitungsstufen die Fließgeschwindigkeiten zu begrenzen sind, z. B. Freispiegleitungen und Leitungen mit freiem Gefälle $v \leq 0,50$ m/s, Druckleitungen $v \leq 0,80$ bis 1,00 m/s. Hochpunkte sind zu vermeiden, da die Entlüftung schwierig ist, bei kleinen Drücken ist Entlüftung mittels kleinem Standrohr zweckmäßig. Die hydraulische Installation ist übersichtlich und leicht zugänglich anzuordnen. Besonders ist auf leichte Montage, mit ausreichendem Abstand von Wänden und Böden, $> 0,30$ m, und Anordnung von Ausbaustücken zu achten. Zum leichten Auffinden der einzelnen Leitungen auf Plan und vor Ort ist eine einheitliche Farbgebung der Rohre und Armaturen notwendig, etwa:

Rohwasser	grün	Spülwasser	hellblau
Dosiermittel	rot	Spülluft	gelb
Zwischenbehandeltes Wasser	hellgrün	Schlammwasser	braun
Reinwasser	blau		

Für die Lagerung und Dosiereinrichtungen der benötigten Chemikalien sind gesonderte Räume, meist in Nebengebäuden, vorzusehen. Hierbei sind die Hinweise der Lieferfirmen und der Unfallverhütungsvorschriften für die Lagerung und Handhabung der oft giftigen oder ätzenden Chemikalien zu berücksichtigen. Diese Gebäude müssen eine gute, gegen Verunreinigung des Untergrundes gesicherte Zufahrt für die Anlieferung der Chemikalien haben. Besondere Vorschriften gelten z. B. für die Chloranlage und Chlorlagerung.

Je nach Größe und Art der Aufbereitungsanlage kann die bauliche Ausführung in Kompaktbauweise auch in Verbindung mit dem Pumpwerk vorteilhaft sein, mit kurzen Wegen, Rohrleitungen des Gesamtbereichs in Rohrkellern zugänglich. Große Anlagen, insbesondere solche, bei welchen stufenweiser Ausbau in kurzen Zeitabständen vorgesehen ist, werden meist getrennt für die einzelnen Aufbereitungsstufen ausgeführt.

4.2.9.3 Ausschreibung

(Siehe dazu auch Abschn. 11.9.2.2.)

Der Entwurf und der Bau von Aufbereitungsanlagen erfordern umfangreiche Fachkenntnisse und Erfahrungen, so dass nur erfahrene Ingenieurbüros und Fachfirmen für die Planung und Ausführung beizuziehen sind.

Für die Bearbeitung der Angebote sind folgende Unterlagen erforderlich:

1. Beschreibung der Wassergewinnung
2. chemischer Untersuchungsbefund des Rohwassers, chemische Untersuchung muss an Ort und Stelle erfolgen, es ist Vollanalyse notwendig. Wesentlich sind die chemischen Befunde des Wassers bei der im Betrieb vorgesehenen Entnahme. Wünschenswert sind mehrere Befunde zu verschiedenen Jahreszeiten und verschiedenen Grundwasserständen.
3. mikrobiologischer Untersuchungsbefund
4. Beschreibung der Förderanlage
max. und durchschnittliche Förderleistung m^3/h
Druck vor und hinter den Pumpen
5. Pläne über den möglichen Aufstellungsort
6. Forderungen, die durch die Aufbereitungsanlage erfüllt werden müssen.

Die Firmenangebote haben außer den Kosten zu enthalten:

1. Beschreibung der Aufbereitungsanlage und deren Wirkung
2. Verbrauch an Chemikalien und Strom bei max. und durchschnittlicher Förderleistung
3. Angaben über Spülwasser- und Spülluftdurchsatz, Spüldauer und Laufzeit
4. Garantieerklärung über die Leistung der Anlage
5. Angaben über notfalls erforderliche Versuche
6. Angaben über den Platzbedarf und etwa erforderliche bauliche Maßnahmen
7. Angaben über Spülwasserbehandlung und Schlammableitung.

Bei der Prüfung der Angebote sind neben der Prüfung der Aufbereitungstechnik und der Garantieleistungen die Anlagekosten, der Platzbedarf und die laufenden Betriebskosten, insbesondere auch der Wartungsaufwand, zu vergleichen.

(Zu den Kosten der Wasseraufbereitung siehe Abschn. 12.3.2.2.)

4.2.9.4 Abnahme, Einweisung und Bedienungsvorschrift

(Siehe dazu auch Abschn. 11.9.4 und 11.9.5.)

Bei der Abnahmeprüfung muss festgestellt werden, ob die Anlage technisch einwandfrei ausgeführt ist und Behälter und Rohrleitungen dicht sind, ob die Anlage die vertraglich festgelegten Garantieleistungen erfüllt. Diese Überprüfung muss mind. vor Ablauf der Garantiezeit nochmals erfolgen. Bei Nichterfüllung der Garantieleistung muss die Anlage entsprechend geändert werden, da die Festlegung eines Wirkungsgrades wie bei den Fördermaschinen nicht möglich ist.

Das im Wasserwerk für die Bedienung verantwortliche Personal muss durch die Lieferfirma der Anlage genau eingewiesen werden. Für die allenfalls notwendige Einarbeitung von Filtern, z.B. Manganfilter, Filter mit dolomitischem Material usw., ist von der Lieferfirma ein Techniker oder Monteur abzustellen. Für den Betrieb ist von der Lieferfirma in Zusammenarbeit mit dem beratenden Chemiker und dem Wasserwerk eine Bedienungsvorschrift aufzustellen.

Betrieb: Schieber 1, 2, 8, 9, geöffnet, alle anderen Schieber geschlossen.

Wenn der Filterwiderstand, gemessen am Widerstandsmesser 12, größer als 4 m [WS] ist, muss gespült werden.

Mindestens aber jede Woche einmal.

Filter nicht ohne Wasser stehen lassen.

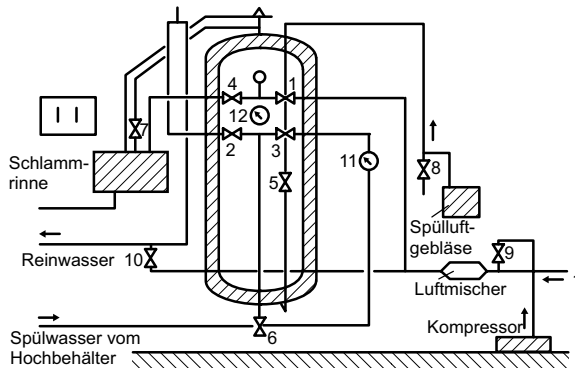


Abb. 4-78: Muster einer Bedienungsvorschrift für eine kleine Enteisungsanlage mit Druckbelüftung für 11 m³/h Durchfluss, Betriebsdruck 3 bar

- 1 Rohwasser
- 2 Reinwasser
- 3 Spülwasser
- 4 Schlammwasser
- 5 Spülluft
- 6 Entleerung
- 7 Handentlüftung
- 8 Gebläseentwässerung
- 9 Kompressorluft
- 10 Rohwasser-Reinwasser
- 11 Durchflussanzeiger

Spülung: 1. *Luftspülung*: Dauer 2 Minuten

Schieber 1, 2 schließen; Sch. 4, 7 öffnen; Wasser ablaufen lassen; Sch. 8 am Gebläse schließen; erst Gebläse einschalten, dann Sch. 5 öffnen.

2. *Luft- und Wasserspülung*: Dauer 8 Minuten

Das Filter wird mit Reinwasser vom Hochbehälter gespült. Sch. 3 langsam öffnen, bis Durchflussanzeiger 11 einen Durchfluss von 2 m³/h anzeigt.

Dieser Durchsatz darf nicht überschritten werden, da sonst Filtermaterial herausgespült werden kann.

3. *Wasserspülung*: Dauer mind. 2 Minuten

Sch. 5 schließen; Gebläse abschalten; Sch. 8 öffnen;

Spülung mind. 2 Minuten, jedoch erst beendet, wenn Schlammwasser klar abläuft.

Sch. 4 schließen; das Auffüllen des Filterkessels ist beendet, wenn Wasser aus der Entlüftungsleitung Sch. 7 austritt.

Sch. 3, 7 schließen; Sch. 1, 2 öffnen; Filter ist betriebsbereit.

Zu Betrieb und Instandhaltung von Wasseraufbereitungsanlagen siehe auch Abschn. 13.3.4.

Literatur

- [1] DIN 2000: Zentrale Trinkwasserversorgung - Leitsätze für Anforderungen an Trinkwasser, Planung, Bau, Betrieb und Instandhaltung der Versorgungsanlagen - Technische Regel des DVGW, Beuth-Verlag (2000)
- [2] Castell-Exner, C. Verbände-Memorandum. In: gwfl Wasser-Abwasser 151 (2010), Nr. 6, S. 592–594
- [3] Verordnung über Trinkwasser und über Wasser für Lebensmittelbetriebe (Trinkwasserverordnung – TrinkwV) vom 12.12.1990, BGBl I, 1990, Nr. 66, S. 2613–2629
- [4] EGRL 98/83: Richtlinie des Rates über die Qualität von Wasser für den menschlichen Gebrauch vom 03.11.1998 (ABl. Nr. L 330 S. 32)
- [5] Maßnahmewerte (MW) für Stoffe im Trinkwasser während befristeter Grenzwert-Überschreitungen gem. § 9 Abs. 6–8 TrinkwV 2001. Bundesgesundheitsbl – Gesundheitsforsch – Gesundheitsschutz 8, 2003, S. 707–710
- [6] Korth, A.; Petzold, H.; Böckle, K.; Hamsch, B.: Coliforme Bakterien in Trinkwasserverteilungssystemen – Vorkommen, Anreicherung und Vermehrung. In: energie / wasser-praxis. (2008), Nr. 4, S. 40–44
- [7] Empfehlung zur Vermeidung von Kontaminationen des Trinkwassers mit Parasiten. Bundesgesundheitsbl – Gesundheitsforsch – Gesundheitsschutz 4, 2001, S. 406–408
- [8] Aurand, K. u. a.: Die Trinkwasserverordnung – Einführung und Erläuterungen für Wasserversorgungsunternehmen und Überwachungsbehörden, 2. Aufl. Erich Schmidt Verlag, Berlin, 1987
- [9] Daten und Informationen zu Wasserinhaltsstoffen. DVGW-Schriftenreihe Wasser, Nr. 48
- [10] Entfernung von anorganischen Spurenstoffen einschließlich Radionukliden bei der Trinkwasseraufbereitung. DVGW-Schriftenreihe Wasser. (1989) Nr. 62
- [11] Höll, W.: Methoden der Nitratentfernung – Stand der Technik. In: bbr 57 (2006), Nr. 1, S. 68 ff
- [12] Sturm, S.; Kiefer, J.: Erhebung zur aktuellen Wasserbelastung mit Pflanzenschutzmitteln. In: energie / wasser-praxis. (2007) Nr. 4, S. 30–33
- [13] Werner, W., Gross, H.-J.; Merkel, T.; Eberle, S.: Korrosionsforschung: Einfluss von Wasserinhaltsstoffen auf die Abgabe von Kupfer aus Trinkwasserleitungen. In: Veröffentlichungen aus dem Technologiezentrum Wasser Karlsruhe, Band 13 (2000), S. 71–90
- [14] Liste der Aufbereitungsstoffe und Desinfektionsverfahren gemäß § 11, TrinkwV 2001, in der jeweils aktuellen Fassung
- [15] Grohmann, A. u. a.: Die Trinkwasserverordnung – Einführung und Erläuterungen für Wasserversorgungsunternehmen und Überwachungsbehörden, 4. Aufl. Erich Schmidt Verlag, Berlin, 2003
- [16] Gefährdung der Trinkwasserversorgung in der Bundesrepublik Deutschland durch „Saure Niederschläge“ DVGW-Schriftenreihe Wasser Nr. 57
- [17] Relevanz von Arzneimitteln, hormonell wirksamen Substanzen und Kosmetika in Gewässern. Information des DVGW-Fachausschusses „Wassergüte“ DVGW-Wasser-Information Nr. 54, 1998
- [18] Radon in der Raumluft von Wasserversorgungsanlagen als Problem des Arbeitsschutzes. Information der DVGW/BGW/ATV/FW-Kommission „Radioaktive Substanzen und Wasser“ DVGW-Wasser-Information Nr. 60, 1999
- [19] TrinkwV 2001 – Bedeutung der radioaktivitätsbezogenen Parameter.. DVGW-Wasser-Information Nr. 66, 2002
- [20] DVGW-Fortbildungskurse Wasserversorgungstechnik für Ingenieure und Naturwissenschaftler. Kurs 5: Wasserchemie für Ingenieure. DVGW-Schriftenreihe, Wasser Nr. 205
- [21] Die Redoxspannung als Messgröße für eine ausreichende Trinkwasserdesinfektion. DVGW-Schriftenreihe, Wasser Nr. 49
- [22] Deutsche Einheitsverfahren zur Wasser-, Abwasser- und Schlammuntersuchung. Verlag Chemie; Weinheim, 2005
- [23] Empfehlungen für mikrobiologische Untersuchungen im Wasserwerkslabor. Information des DVGW-Fachausschusses „Mikrobiologie des Trinkwassers“ DVGW-Wasser-Information Nr. 32, 1992:
- [24] Niehues; B.: Leitlinien für die Pflanzenschutzpolitik und ordnungsgemäße Landwirtschaft im Pflanzenschutz. In: energie / wasser-praxis. (2002) Nr. 9, S. 12–15
- [25] Guidelines for Drinking-Water Quality, Third Edition, Geneva 2004
- [26] DVGW-Fortbildungskurse Wasserversorgungstechnik für Ingenieure und Naturwissenschaftler. Kurs 6: Wasseraufbereitungstechnik für Ingenieure. DVGW-Schriftenreihe, Wasser Nr. 206
- [27] Die Flockung in der Wasseraufbereitung. DVGW-Schriftenreihe, Wasser Nr. 42
- [28] Lipp, P., Baldauf, G.; Kühn, W.: Membranfiltrationsverfahren in der Trinkwasseraufbereitung – Leistung und Grenzen. In: gwfl Wasser-Abwasser 146 (2005), Nr. 13, S. 50 ff
- [29] Melin, T., Rautenbach, R.: Membranverfahren – Grundlagen der Modul- und Anlagenauslegung. 3. Aufl., Berlin Heidelberg, Springer Verlag (2007)
- [30] Lipp, P.: Bestandsaufnahme zum Betrieb von MF/UF-Anlagen in der öffentlichen Wasserversorgung in Deutschland. In: TZW-Schriftenreihe, Band 33, Karlsruhe (2007)

- [31] Müller, U., Baldauf, G.; Osmera, S.; Götsche, R.: Erfassung und Bewertung von Nanofiltrations- und Niederdruckumkehrosmoseanlagen in der öffentlichen Wasserversorgung in Deutschland. In: TZW-Schriftenreihe, Band 39, Karlsruhe (2009)
- [32] Nanofiltration und Umkehrosmose, DVGW-Wasser-Information Nr. 72, 2009
- [33] Leitfaden für Spülung, Reinigung und Desinfektion von Ultra- und Mikrofiltrationsanlagen zur Wasseraufbereitung. DVGW-Wasser-Information Nr. 70, 2008
- [34] Zur Überwachung der Integrität (Intaktheit) von Membranfiltrationsanlagen. DVGW-Wasser-Information Nr. 71, 2009
- [35] Soine, K.J. et al: Handbuch für Wassermeister, 4. Aufl. München, Oldenbourg-Verlag (1998)
- [36] Hagen, K.; Höll, W. H.: Carix – 20 Jahre umweltfreundliche Ionenaustauschtechnologie. In: gwf Wasser-Abwasser 147 (2006) Nr. 10, S. 648–653
- [37] Hygieneanweisung für Wasserwerksangehörige. DVGW-Wasser-Information Nr. 71, 1997
- [38] Rolf, F.: Grundlagen und Anwendung von Verfahren zur subterristischen Aufbereitung von Grundwasser. Handbuch Wasserversorgungs- und Abwassertechnik, Bd. 2, 6. Ausgabe, Essen, Vulkan-Verlag, 1999
- [39] Jekel, M. et al.: Arseneliminierung aus Trinkwasser, Teil 1. In: bbr (2003), Nr. 03, S. 53 – 61, Teil 2 In: bbr (2003), Nr. 04, S. 37–46
- [40] Nissing, W.: Versorgung mit unterschiedlichen Trinkwässern. energie/wasser-praxis, 56 (2005), Nr. 2, S. 8–11

5. Wasserförderung

bearbeitet von. Dipl.-Ing. **Matthias Weiß**

DVGW-Regelwerk, DIN-Normen, Gesetze, Verordnungen, Vorschriften, Richtlinien
siehe Anhang: Kap. 14, S. 881 ff.
Literatur siehe S. 426 f

5.1 Maschinelle Einrichtungen

5.1.1 Betriebswerte von Pumpensystemen

Pumpensysteme werden in allen Prozessen der Wasserversorgung in der Gewinnung, in der Aufbereitung, beim Transport und in der Verteilung von Wasser eingesetzt. Der größte Teil des Energiebedarfs der Trinkwasserversorgung wird für die Wasserförderung aufgewendet. Vor dem Hintergrund steigender Energiepreise und des gebotenen ökologischen Umgangs mit den primären Ressourcen kommt einer energieoptimierten und wirtschaftlichen Auslegung von Pumpensystemen beim Neubau und beim Ersatz bestehender Anlagen eine besondere Bedeutung zu. Der mittlere spezifische Energiebedarf in der Wasserversorgung liegt bei rund $0,6 \text{ kWh/m}^3$ [1].

5.1.1.1 Förderstrom

Der Förderstrom Q , auch Volumenstrom genannt, ist die in der Zeiteinheit von einer Pumpe gelieferte Wassermenge in l/s , m^3/h oder auch in m^3/s .

5.1.1.2 Förderhöhe und Förderdruck

Die Förderhöhe H ist aus dem Zusammenwirken von Rohrleitung (Rohrleitungskennlinie) und Pumpensystem zu ermitteln. Bei Pumpen von Wasserversorgungsanlagen wird die Förderhöhe H zweckmäßiger Weise in Meter-Druckhöhe angegeben, da auch topografische Höhen von Leitungstrassen in m aufgezeichnet sind (z. B. als Längsschnitte der Leitungen usw.).

Zur Umrechnung in den Förderdruck Δp mit den Druckeinheiten „Pascal“ (Pa) und „bar“ gilt folgende Formel

$$\Delta p = \rho \cdot g \cdot H$$

Mit der Dichte ρ des Fördermediums Wasser ($\sim 1.000 \text{ kg/m}^3$) ergeben sich folgende Umrechnungen: $1 \text{ m Druckhöhe} = 9.810 \text{ Pa} = 0,0981 \text{ bar}$; $1 \text{ bar} = 10,197 \text{ m}$, also rd. $10,2 \text{ m Druckhöhe}$ (früher „Wassersäule“).

Die auf die WV-Anlagen abzustimmende Förderhöhe H (auch manometrische Förderhöhe) von Pumpen setzt sich aus dem statischen und dem dynamischen Förderhöhenanteil zusammen.

Statische Förderhöhe H_{stat} (förderstromunabhängig):

Die statische Förderhöhe H_{stat} entspricht dem Höhenunterschied der Wasserspiegel auf der Saug- und Druckseite der Pumpe ($z_a - z_e$); bei geschlossenen Druckbehältern auf der Saug- bzw. Druckseite sind die auf diesen Wasserspiegeln ruhenden Drücke ($p_a - p_e$)/ $\rho \cdot g$ zusätzlich zu berücksichtigen.

Die statische Förderhöhe H_{stat} setzt sich im Saugbetrieb aus der Saughöhe H_s und der Druckhöhe H_d zusammen. Die Saughöhe H_s wird gemessen zwischen Saugwasserspiegel und

- Mitte Pumpenwelle an horizontalen Kreislumpen,
- unterster Laufradstufe an vertikalen Kreislumpen,
- Mitte Saugventil an Kolbenpumpen.

Die Zusammenhänge sind in **Abb. 5-1** dargestellt.

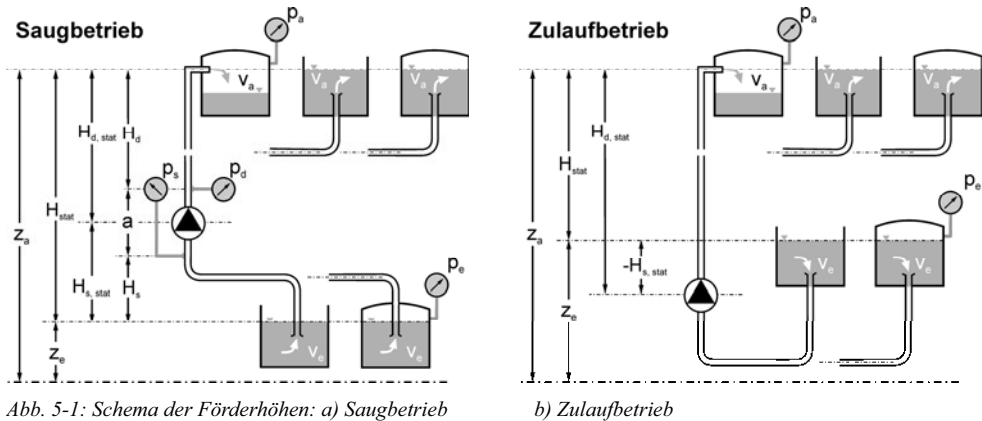


Abb. 5-1: Schema der Förderhöhen: a) Saugbetrieb

b) Zulaufbetrieb

Im *Saugbetrieb* wird gemessen:

- die Saughöhe mittels Druckaufnehmer (Vakuummeter, ...), dessen Messwert sich auf die Höhe des Anschlusspunktes der Instrumentenleitung an die Saugleitung bezieht; sie beträgt einschließlich der mit gemessenen Widerstände in der Saugleitung bis zu diesem Punkt H_s ,
- die Druckhöhe mittels Druckaufnehmer (Manometer, ...), der die Summe aus statischer Höhe und Widerstandshöhe in der Druckleitung ab Druckaufnehmer, also die Gesamtdruckhöhe H_d über dem Messpunkt angibt; wenn in einen geschlossenen Druckbehälter gepumpt wird, ist der auf dessen Wasserfläche ruhende Luftdruck enthalten.

Ist der Abstand zwischen dem Anschlusspunkt der Saugseite und demjenigen auf der Druckseite a , so beträgt die im Betrieb gemessene Gesamtförderhöhe $H = H_s + H_d + a$ in m.

Im *Zulaufbetrieb* läuft das Wasser der Pumpe zu, wie z. B. bei Unterwassermotorpumpen in Brunnen. In diesem Fall wird die Saughöhe H_s zur „Zulaufhöhe“ und daher negativ ($H_{\text{stat}} = -H_s + H_d$). Förderanlagen sollten im Regelfall für einen Zulaufbetrieb ausgelegt werden.

Dynamische Förderhöhe H_{dyn} (förderstromabhängig):

Sie wird bestimmt aus

- der Differenz der Geschwindigkeitshöhen $(v_a^2 - v_e^2)/2g$ beim Eintritt und Austritt in das geschlossene System; sie ist in der Regel vernachlässigbar klein, z. B. für $v = 1 \text{ m/s}$ ist $v^2/2g = 0,05 \text{ m}$;
- der Summe aller Strömungswiderstände ΣH_v in den an die Pumpen anschließenden Rohrleitungen, Armaturen, Messvorrichtungen usw. auf Saug- und Druckseite.

Zusammenfassend folgt für die Gesamtförderhöhe H :

$$H = z_a - z_e + \frac{p_e - p_a}{\rho \cdot g} + \frac{(v_a^2 - v_e^2)}{2 \cdot g} + H_v \text{ in m}$$

5.1.1.3 Nutzleistung einer Pumpe

Die Nutzleistung einer Pumpe wird gemäß folgender Formel berechnet:

$$P_n = \rho \cdot g \cdot Q \cdot H \quad \text{in W}$$

mit $\rho = 1.000 \text{ kg/m}^3$, $g = 9,81 \text{ m/s}^2$, Q in m^3/s und H in m. Dimensionsbehaftet lautet die Formel

$$P_n = \frac{Q \cdot H}{367} \quad \text{in kW, wenn } Q \text{ in } \text{m}^3/\text{h} \text{ oder } P_n = \frac{Q \cdot H}{102} \quad \text{in kW, wenn } Q \text{ in l/s angegeben ist.}$$

5.1.1.4 Leistungsbedarf eines Pumpenaggregates

Der Leistungsbedarf eines Pumpenaggregates P errechnet sich aus den Förderdaten und allen elektrischen, mechanischen und hydraulischen Verlusten, die im Gesamtwirkungsgrad η_G zusammengefasst sind:

$$P_e = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot H}{\eta_G} \quad \text{in W mit } \eta_G = \eta_{\text{Kabel}} \cdot \eta_{\text{FU}} \cdot \eta_{\text{Motor}} \cdot \eta_{\text{Kupplung}} \cdot \eta_{\text{Pumpe}}$$

η_{Kabel}	Wärmeverluste Energiekabel
η_{FU}	Wärmeverluste Leistungselektronik
η_{Motor}	Mechanische Verluste und Wärmeverluste der Antriebsmaschine (z. B. Elektromotor)
η_{Kupplung}	Mechanische Verluste der Kupplung zwischen Antriebsmaschine und Pumpe (z. B. nicht exakte Ausrichtung)
η_{Pumpe}	Mechanische und hydraulische Verluste der Pumpe

Der Gesamtwirkungsgrad η_G liegt bei heutigen Anlagen zwischen 0,6 und 0,8. Der Wirkungsgrad der Pumpen η_{Pumpe} reicht von 0,7 bis 0,9.

Der Leistungsbedarf an der Pumpenwelle P errechnet sich unter alleiniger Berücksichtigung des Wirkungsgrades η_{Pumpe} . Bei der Auswahl der Größe des Pumpenmotors ist der Betriebspunkt mit dem höchsten Leistungsbedarf zugrunde zu legen.

5.1.2 Kreiselpumpen (KrP)

5.1.2.1 Anwendungsgebiet

Kreiselpumpen haben sich betrieblich und wirtschaftlich in der Wasserversorgung außerordentlich bewährt und sind die am meisten verwendeten Pumpen. Als Antriebe werden im Allgemeinen unmittelbar gekuppelte Elektromotoren verwendet. Nachteilig sind: Empfindlichkeit gegen sandhaltige Wässer, ohne Sondereinrichtungen nicht selbstansaugend, d.h. Saugleitung und Laufrad (bzw. -räder) müssen vor der Förderung bereits mit Wasser gefüllt sein. Kreiselpumpen sind preiswerte Serienerzeugnisse, die rückwärtslaufend auch als Turbinen eingesetzt werden können (s. Abschn. 5.4.2.4).

5.1.2.2 Bauformen von Kreiselpumpen

5.1.2.2.1 Grundsätzlicher Aufbau

Kreiselpumpen arbeiten nach dem Fliehkraftprinzip. In den Schaufeln der Laufräder wird das Wasser von innen nach außen beschleunigt. Die so entstehende Rotationsgeschwindigkeit des Wassers wird anschließend durch Umlenkung im Spiralgehäuse der Pumpe (durch Querschnittsvergrößerung) und

bei mehrstufigen Pumpen ergänzt durch fest stehende Leiträder weitgehend in Druck umgewandelt. Je größer Laufraddurchmesser und Drehzahl, desto höher der Druckanstieg. Da der Durchmesser durch Konstruktionsaufwand und Festigkeit begrenzt ist, werden mehrere Stufen hintereinander geschaltet, wenn eine Stufe für den geforderten Druck nicht ausreicht, und so der Betriebsbereich erweitert. Die verschiedenen Bauarten von Kreiselpumpen unterscheiden sich im Wesentlichen nach der Anordnung und der Anzahl der Laufräder. Üblich sind Bauarten mit liegender oder stehender Welle.

5.1.2.2.2 Betriebsverhalten und Kennlinien von Kreiselpumpen

Die Laufräder von Kreiselpumpen werden nach ihrer Form, die das Betriebsverhalten der Pumpe wesentlich mitbestimmt, eingeteilt in Radial-, Halbaxial- und Axialräder. Die Bezeichnung beruht auf der Austrittsrichtung des Fördergutes gegenüber der Wellenachse. In der Wasserversorgung kommen Axialräder sehr selten vor.

Mit der spezifischen Drehzahl (Radformkennzahl) n_q werden Bauart und Laufradform definiert. Sie ist der Ähnlichkeitsmechanik entnommen und gestattet bei unterschiedlichen Betriebsdaten (Q , H und n bei η_{opt}) Laufräder miteinander zu vergleichen und die Bauform und die zugehörige Pumpenkennlinie zu klassifizieren. Es gilt die Definition:

$$n_q = n \cdot \frac{\sqrt{Q}}{H^{3/4}} \quad \text{mit Drehzahl } n \text{ in } \text{min}^{-1}, \text{ Förderstrom } Q \text{ in } \text{m}^3/\text{s}, \text{ Förderhöhe } H \text{ in m}$$

n_q ist die gedachte Drehzahl eines geometrisch ähnlich veränderten Laufrades mit dem Förderstrom $1 \text{ m}^3/\text{s}$ und der Förderhöhe 1 m im Punkt des besten Wirkungsgrades und hat dieselbe Einheit wie die Drehzahl. Bei zunehmendem Förderstrom Q nimmt bei konstanter Förderhöhe H und konstanter Drehzahl n die spezifische Drehzahl n_q zu. Bei konstantem Q und n bedeuten niedrige spezifische Drehzahlen größere Förderhöhen, zunehmende spezifische Drehzahlen dagegen geringere Förderhöhen.

Charakteristische Kennlinien von Pumpen mit verschiedenen Laufrädern sind in **Abb. 5-2** zusammengestellt:

- *Die Q-H-Kennlinie:* Die Förderhöhe von Kreiselpumpen hängt bei konstanter Drehzahl charakteristisch vom Förderstrom ab. Diese Funktion wird als Q-H-Kennlinie oder auch Drosselkurve bezeichnet. Sie wird im Zuge der Pumpenauslegung berechnet und auf dem Prüfstand ermittelt. Ihre Kenntnis ist die Grundlage für die Dimensionierung einer Förderanlage. Die Laufräder einer Kreiselpumpe lassen sich so auslegen, dass sich eine steile oder eine flache Kennlinie ergibt. Bei ersterer genügt eine geringe Änderung von Q , um H stark zu ändern. Bei flachen Kennlinien dagegen ändert sich Q sehr stark, wenn H nur geringfügig vergrößert oder verkleinert wird. Soll z. B. der Netzdruck eines geschlossenen Netzes bei Änderung der Wasserabgabe möglichst gleichmäßig sein, ist eine Kreiselpumpe mit möglichst flacher Kennlinie vorteilhaft. Auf den möglichen instabilen Verlauf von Q-H-Kennlinien ist zu achten. Hierbei ergeben sich bei einer bestimmten Förderhöhe H zwei Förderströme Q (keine eindeutige Zuordnung mehr!). Dies ist bei der dargestellten Kennlinie des Axiallaufrades der Fall. Aber auch Pumpen mit Radialrädern können im hohen H - bzw. niedrigen Q -Bereich instabile (labile) Betriebsbereiche aufweisen, in denen der Betriebspunkt zwischen zwei Förderströmen schwankt. Auf stabile Kennlinien ist zu achten; andernfalls müssen diese Betriebsbereiche zuverlässig ausgeschlossen werden.

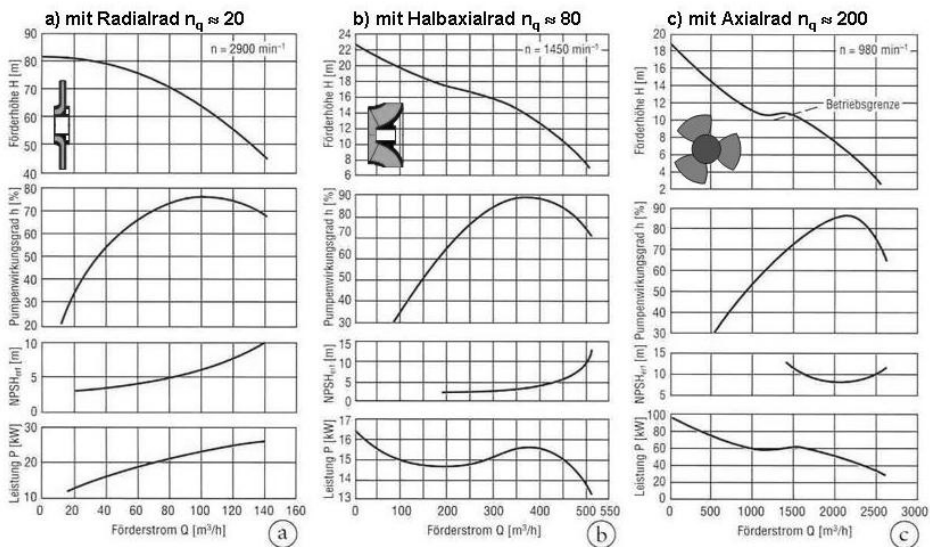


Abb. 5-2: Kennlinienarten von Kreiselpumpen mit verschiedenen Laufrädern (Diagramme KSB)

- Die Kennlinie des Wirkungsgrades η_{Pumpe} wird wie die Q-H-Kennlinie über dem Förderstrom Q aufgetragen. Der Wirkungsgrad η_{Pumpe} hat einen Bestwert, der möglichst mit dem Betriebspunkt zusammenfallen sollte. Große Stufenzahlen mit ihren höheren mechanischen Verlusten in Lagern und Wellendichtungen mindern den Wirkungsgrad η_{Pumpe} .
- Das Saugverhalten einer Kreiselpumpe wird über die NPSH-Kurve in Abhängigkeit vom Förderstrom charakterisiert. Hierzu wird auf Abschn. 5.2.2.3 verwiesen.
- Die Kennlinie für den Leistungsbedarf P an der Pumpenwelle: Mit dem sich über den Arbeitsbereich ändernden Wirkungsgrad ergibt sich die Kennlinie für den Leistungsbedarf der Pumpe. Die P-Linie steigt in der Regel beim Radialrad mit sinkender Förderhöhe und steigendem Förderstrom bis zu einem Höchstpunkt und kann dann wieder abfallen. Um den Antriebsmotor richtig auslegen zu können, muss also der ungünstigste Betriebspunkt – in der Regel bei der kleinsten im Betrieb möglichen Förderhöhe – bekannt sein. Diesem größten zu erwartenden Bedarf muss die Antriebsleistung des Motors entsprechen. Zur Sicherheit wird die Leistung des Antriebsmotors für Kreiselpumpen stets größer ausgelegt, als sich nach der Rechnung für den ungünstigsten Betriebspunkt ergibt (ca. 15 % bei Elektromotoren bis 40 kW und bei Dieselmotoren, um etwa 10 % bei größeren Elektromotoren).

Laufradanpassung: Die Variation des Laufraddurchmessers einer Kreiselpumpe hat einen ähnlichen Effekt wie die Variation der Drehzahl (siehe Abschnitt 5.1.2.5.1). In beiden Fällen wird ein direkter Einfluss auf die Fluidgeschwindigkeit am äußeren Laufraddurchmesser ausgeübt. Kreiselpumpen einer Bauform werden von vielen Herstellern standardmäßig mit verschiedenen Laufraddurchmessern angeboten um Förderstrom und Förderhöhe den geforderten Randbedingungen optimal anzupassen. Die Betriebspunkte können näherungsweise nach folgenden Beziehungen ermittelt werden:

$$Q_{\text{neu}} \approx \left(\frac{d_{\text{neu}}}{d_{\text{vorh}}} \right)^2 \cdot Q_{\text{vorh}} \quad H_{\text{neu}} \approx \left(\frac{d_{\text{neu}}}{d_{\text{vorh}}} \right)^2 \cdot H_{\text{vorh}}$$

Weiterhin kann durch gezieltes Ab- oder Ausdrehen des Laufrades eine individuelle Anpassung erreicht werden. Selbstverständlich ist immer nur eine Verkleinerung von Förderhöhe und Förderstrom

zu erreichen. Diese Möglichkeit wird genutzt, um Pumpen sehr genau auf einen exakten Betriebspunkt einzustellen.

5.1.2.2.3 Bauarten

Die Bauarten von Kreiselpumpen werden nach Stufenzahl, Wellenlage und Zahl der Laufradströme (ein- oder zweiflutig) unterschieden. Je nach Ausführung werden unterschiedliche Bauarten der Elektro-Antriebsmotoren (trockener Normmotor, Tauchmotor, Nassläufermotor) verwendet.

Einstufige Spiralgehäusepumpen besitzen meist ein fliegend gelagertes Laufrad. Im Lagerblock befinden sich zwei Radiallager in Gleit- oder Wälzlagerausführung und ein Axialdrucklager. Der Ansaug- oder (besser) Eintrittsstutzen liegt axial (**Abb. 5-3a**).

Mehrstufige Pumpen: Die mit einem einzelnen Laufrad erzielbare Förderhöhe ist begrenzt (Durchmesser, Reibungsverluste, Materialfestigkeit, Drehzahl). Größere Förderhöhen bedürfen daher mehrerer hintereinander angeordnete Laufräder. Laufrad, Leitrad und Umführungskanäle befinden sich meistens in einem Stufengehäuse. Die Stufengehäuse sowie die Einlauf- und Druckgehäuse werden mit Zugankern zusammengehalten. Hier ist durch Herausnehmen von Laufrädern (Ersatz durch Blindstufen) oder durch Einfügen von Laufrädern eine Anpassung an geänderte Betriebsbedingungen möglich. Die mehrstufige Anordnung entspricht einem Hintereinanderschalten mehrerer einstufiger Pumpen mit einem gemeinsamen Antrieb. Die **Abb. 5-3c bis f** zeigen mehrstufige Pumpen in unterschiedlichen Ausführungen.

Axialschubausgleich: In axialer Richtung treten insbesondere bei einflutigen Kreiselpumpen Kräfte auf, die zum Saugmund hin gerichtet sind (dynamischer und statischer Axialschub). Der Betrag der resultierende Axialkraft ist insbesondere bei Pumpen mit großer Förderhöhe so groß, dass er nicht von einem Axiallager aufgenommen werden kann, sondern konstruktiv ausgeglichen werden muss.

Bei einstufigen Pumpen sorgen *Entlastungsbohrungen* durch die volle Laufradwand gegenüber dem Einlaufbereich für einen gewissen Druckausgleich; der verbleibende restliche Axialschub wird durch Axial-Rillenkugellager oder zweireihige Schrägkugellager aufgenommen (Festlager). Bei mehrstufigen, einflutigen Pumpen wird ein Ausgleich nicht für einzelne Stufen, sondern für den ganzen Läufer durch einen Ausgleichskolben geschaffen, auf dessen einen Seite der Druck hinter der letzten Stufe lastet, während die andere Seite mit dem Saugstutzen und dem dort herrschenden niedrigen Druck in Verbindung steht. Auch hier werden Restkräfte durch Axiallager aufgenommen. Mit der Konstruktion einer Entlastungsscheibe kann bei mehrstufigen Pumpen bei allen Betriebsfällen sogar ein vollständiger Axialschubausgleich erreicht werden, hier sind keine Axiallager angeordnet, damit sich der Läufer axial frei einstellen kann.

Bei den für sehr große Förderströme geeigneten *zweiflutigen Kreiselpumpen* (**Abb. 5-3b**) wird der Axialschub durch gegensinnig angeordnete Laufräder ausgeglichen. Die Laufräder sind spiegelbildlich beschauelt. Aufgrund von Asymmetrien der Strömung werden Axiallager für den Restschub benötigt.

Tauchmotorpumpen (**Abb. 5-3d**) dienen der Entwässerung.

Unterwassermotorpumpen, kurz U-Pumpen genannt, werden vorzugsweise als Pumpen in Brunnen eingesetzt. Geringe Durchmesser der Laufräder und die geforderten großen Förderhöhen bedingen eine mehrstufige Pumpenführung. U-Pumpen werden mit dem Elektromotor zu einer Einheit verbunden (**Abb. 5-3e**). Besonders kleine und für den Einbau in Filterbrunnen geeignete Maschinen haben gekrümmte (halbaxiale) Laufräder (kleinerer Durchmesser). Unmittelbar über der Pumpe sitzt ein Rückschlagventil. Als Motor wird ein Kurzschlussläufer mit direkter Einschaltung, Stern-Dreieck-Anlauf oder Sanftanlauf verwendet. Der Motorraum ist abgedichtet und mit wasserbasierender Motorfüllflüssigkeit gefüllt, die auch zur Kühlung und als Schmiermittel der (Gummi- oder Kunststoff-)Lager dient („Nassläufer“). Um auch bei besonderen Anwendungen und Betriebsfällen eine ausreichende Motorkühlung zu erzielen, kann ein Saugmantel verwendet werden. Bei U-Pumpen liegt der Gesamtwirkungsgrad η_G zwischen 45 und 73 %, wobei größere Einheiten bessere Wirkungsgrade aufweisen.

Bohrloch-Wellenpumpen haben besonders kleine Durchmesser, damit sie in die Brunnenfilter eingesetzt werden können (**Abb. 5-3f**). Die kardanische Antriebswelle führt durch die Steigleitung und wird etwa alle 2 m in wassergeschmierten Gleitlagern gehalten, welche zwischen den Flanschen der Steigleitung

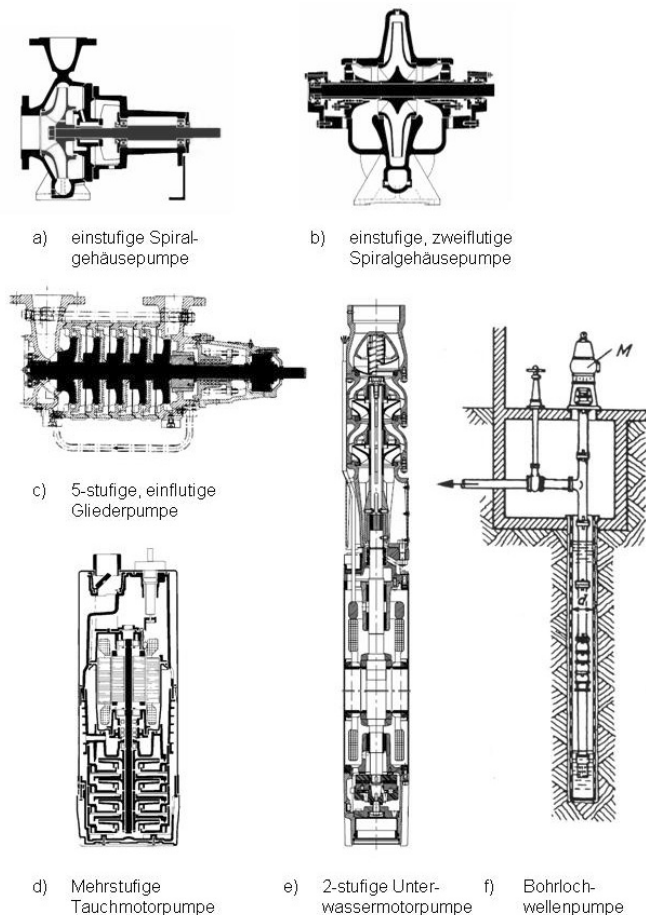


Abb. 5-3: Verschiedene Bauarten von Kreiselpumpen (Skizzen teilw. Fa. KSB)

eingesetzt sind. Die Wellenstücke werden durch Hülzen gekuppelt. Der Motor ist auf eine Traglaterne aufgelagert, in deren seitlicher Öffnung die Kupplung sichtbar und zugänglich ist. Unterhalb der Traglaterne geht die Druckleitung seitlich ab. Für Brunnen finden sie heute jedoch kaum mehr Verwendung.

5.1.2.3 Saugverhalten von Kreiselpumpen

Die Möglichkeit des Ansaugens von Pumpen ist darauf zurückzuführen, dass auf dem Wasserspiegel des Vorratsbehälters, aus dem die Pumpen Wasser entnehmen, der atmosphärische Luftdruck lastet und das Wasser in die Pumpengehäuse drückt, in denen ein Vakuum geschaffen worden ist. Die größte theoretische Saughöhe entspricht daher dem jeweils herrschenden Luftdruck.

Diese theoretische Saughöhe kann aber nicht ausgenützt werden, weil das Wasser – abhängig von der Temperatur – bei Erreichen des Verdampfungsdruckes Dampfblasen bildet, die nicht nur die gleichmäßige Förderung stören, sondern bei Druckanstieg spontan kondensieren (Kavitation!) und damit eine hohe mechanische Beanspruchung der Laufräder, des Gehäuses, der Leiteinrichtungen usw.

verursachen, die bis zum Metallabtrag und Zerstörung führen kann. Kavitation ist durch starke Geräusche erkennbar.

Dies lässt sich vermeiden, wenn die Haltedruckhöhe (Net Positive Suction Head) der Pumpe kleiner ist als diejenige der Anlage.

$NPSHR < NPSHA$ ($NPSHR$: früher $NPSH_p$ bzw. $NPSH_{eff}$; $NPSHA$: früher $NPSH_A$ bzw. $NPSH_{vorh.}$)

Das Saugverhalten einer Förderanlage ist bei der Auslegung zu überprüfen!

Die Haltedruckhöhe der Anlage $NPSHA$ ergibt sich aus

$$NPSHA = z + \frac{p_e + p_b - p_D}{\rho \cdot g} + \frac{v_e^2}{2 \cdot g} - H_v \text{ in m}$$

- z in m

Abstand Saugwasserspiegel-Pumpenwelle für horizontale Kreiselpumpe
Abstand Saugwasserspiegel-Oberkante 1. Laufrad für vertikale Kreiselpumpe
z ist positiv, wenn die Pumpe niedriger steht als der Saugwasserspiegel, und negativ im umgekehrten Fall. Bei + z kleinstes, bei - z größtes mögliches Maß für z berücksichtigen! (**Abb. 5-4**)
- p_e in N/m^2

Überdruck (über Luftdruck), der auf dem Saugwasserspiegel ruht; bei freiem WSp ist $p_e = 0 \text{ N/m}^2$ (meistens).
- p_b in N/m^2

Mittlerer (absoluter) Luftdruck am Aufstellungsort
- p_D in N/m^2

Verdampfungsdruck, von der Temperatur des Wassers abhängig
- ρ in kg/m^3

Dichte des Wassers, von der Temperatur des Wassers abhängig
- g in m/s^2

Fallbeschleunigung = $9,81 \text{ m/s}^2$
- v_e in m/s

Wassergeschwindigkeit im Einlaufbauwerk $\approx 0 \text{ m/s}$
- H_v in m

Widerstandshöhe (auch Verlusthöhe) in der Saugleitung.

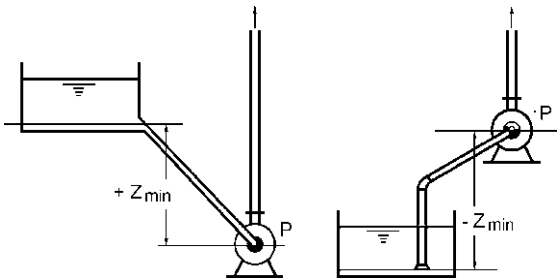


Abb. 5-4: Abstand des saugseitigen Wasserspiegels zur Pumpenachse (+ z und - z)

Mit der Annahme, dass der mittlere Luftdruck, die Höhenlage und die Wassertemperatur sowie z einer Anlage konstant bleibt, ist die Gleichung nur von H_v abhängig. Mit zunehmendem Förderstrom wird auch v und damit H_v größer, so dass dann $NPSHA$ kleiner wird. Damit vereinfacht sich die Formel zu

$$NPSHA = z + \alpha - H_v \text{ in m mit } \alpha \text{ aus Tab. 5-1}$$

Tab. 5-1: α -Werte für $NPSHA$ -Berechnung

Höhe + NN	Temp. °C				
	5	10	15	20	
0	10,24	10,19	10,16	10,11	
250	9,95	9,90	9,87	9,81	
500	9,65	9,60	9,57	9,51	
1 000	9,08	9,04	9,00	8,94	
2 000	8,02	7,97	7,94	7,88	

Die *Haltedruckhöhe der Pumpe NPSHR*, die in jedem Betriebspunkt kleiner als die der Anlage sein soll, ändert sich mit den Pumpentypen, ist innerhalb dieser von Q abhängig und wird auf dem Prüfstand ermittelt und im Kennlinienblatt der Pumpe dargestellt (**Abb. 5-2**). Sie liegt bei horizontalen Kreiselpumpen mit Radialrädern im günstigen Betriebsbereich in der Regel nicht höher als 6 m, kann aber bei schlank gebauten UP mit gekrümmten Laufrädern 8 bis 9 m erreichen. Dies ist für deren Einbautiefe zu beachten! *Betriebsfeld*: Die beiden Kurven für NPSHA und NPSHR laufen also gegeneinander und schließen das zulässige Betriebsfeld (punktirt in **Abb. 5-5**) ein. Ihr Schnittpunkt zeigt das zulässige $Q_{\max}$ an.

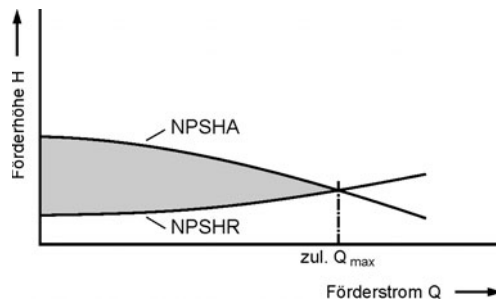


Abb. 5-5: NPSH-Betriebsfeld

In neu zu bauenden Pumpwerken sollten Kreiselpumpe so aufgestellt werden, dass das Wasser zufließt, schon weil der automatische Betrieb sicheres „Ansaugen“ verlangt; damit wird man auch den Forderungen wegen der NPSH-Werte gerecht.

5.1.2.4 Zusammenhang zwischen Kennlinie einer Kreiselpumpe und der Anlagenkennlinie

Die Anlagenkennlinie setzt sich aus der Kennlinie der Rohrleitung (Reibungsverluste nach DVGW-Arbeitsblatt W 302), der örtlichen Verluste an Armaturen, Formstücke und dgl. sowie aus der statischen Förderhöhe H_{stat} zusammen. Die jeweilige Gesamtförderhöhe H ist abhängig vom Förderstrom Q . Der Betriebspunkt einer Kreiselpumpe stellt sich am Schnittpunkt zwischen Pumpenkennlinie und Anlagenkennlinie ein. Eine Berechnung für die Anlage aus **Abb. 5-6** ist in **Tab. 5-2** angegeben. Die Werte sind im Diagramm dargestellt.

In das Diagramm ist weiterhin die Pumpenkennlinie Q - H der U-Pumpe des Brunnens eingetragen. Der Schnittpunkt der beiden Kennlinien stellt den Betriebspunkt B dar, hier also bei $Q = 9,3 \text{ l/s}$ Förderstrom und $H = 40 \text{ m}$ Förderhöhe.

Will man nur $6,3 \text{ l/s}$ zum Hochbehälter pumpen, kann entweder eine andere Pumpe gewählt werden, deren Kennlinie diejenige der Anlage bei $6,3 \text{ l/s}$, also im Punkt B' schneidet (strichpunktierte Linie), oder man verringert die Drehzahl der vorhandenen Pumpe, bis sie ebenfalls auf dem gewünschten Betriebspunkt B' arbeitet (Drehzahlregelung).

Alternativ müsste der Anlagenwiderstand so erhöht werden, dass die Anlagenkennlinie die Q - H -Kennlinie der Pumpe im Betriebspunkt B" schneidet (gestrichelte Anlagenkennlinie). Dies kann durch Drosseln des Druckschiebers erreicht werden (Drosselregelung).

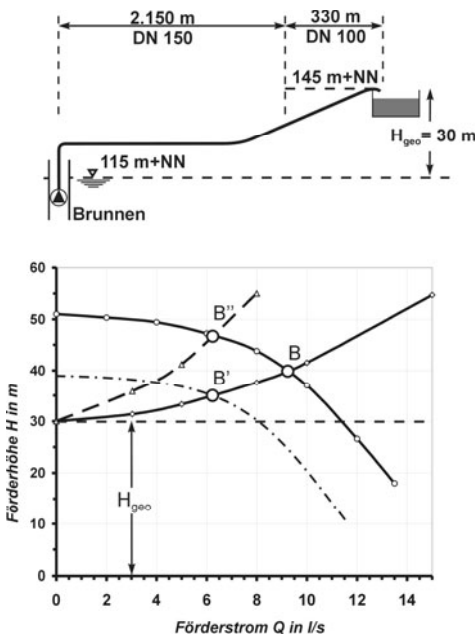


Abb. 5-6: Anlagenkennlinie und Q-H-Kennlinie

Tab. 5-2 Berechnung der Druckhöhenverluste (vgl. Abschnitt 7.5)

Förder-Strom	Druckhöhenverlust in den Lei-tungsabschnitten der Längen		Druckhöhenverluste in Armaturen usw.	Druckhöhenver-luste, gesamt	statische Förderhöhe	Anlagen-kennlinie
	2150 m	330 m		Summe		
	DN 150	DN 100				
l/s	m	m	m	m	m	m
3	0,56	0,64	0,16	1,36	30,00	31,36
5	1,44	1,64	0,18	3,26	30,00	33,26
8	3,41	3,97	0,21	7,59	30,00	37,59
10	5,19	6,06	0,25	11,50	30,00	41,50
15	11,05	13,16	0,50	24,71	30,00	54,71

Liegen, wie in **Abb. 5-7**, zwischen Pumpe und Wasserspeicher (Hochbehälter) Verbraucher, so sinkt bei Entnahme und gleichzeitigem Pumpbetrieb die Pumpenförderhöhe, da ein Teil des Wassers örtlich abgegeben und nicht mehr bis zum Hochbehälter gepumpt werden muss, womit sich die Rohr-reibungsverluste vermindern. Dabei ändert sich also die Anlagenkennlinie z. B. von a–b nach c–d, und die Pumpe, die vorher in Punkt B mit 6 l/s auf 46 m arbeitete, fördert nun im Punkt B' mit 8,6 l/s auf 40 m. Diese Schwankungen der Förderhöhe haben bei gleichbleibender Drehzahl der Kreisel-pumpe Schwankungen des Förderstromes zur Folge. Der Leistungsbedarf an der Pumpenwelle ist ebenfalls nicht konstant.

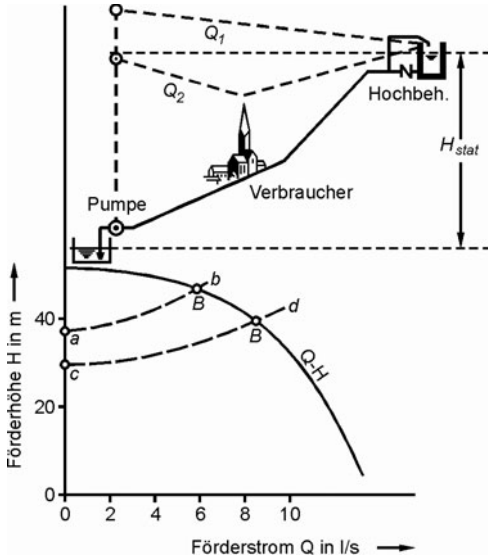


Abb. 5-7: Veränderliche Anlagenkennlinie durch zwischenliegende Wasserabgabe

5.1.2.5 Regelung von Kreislumpen

5.1.2.5.1 Drehzahlregelung von Kreislumpen

Die Q-H-Kennlinie einer Kreislumppe gilt für eine ganz bestimmte Drehzahl des Laufrades. Mit steigender Drehzahl erhöht sich die Förderung und die Q-H-Kennlinie nach oben (Abb. 5-8). Gleichzeitig nimmt die Leistungsaufnahme zu. Das Affinitätsgesetz beschreibt die Drehzahlabhängigkeit der Förderkenngrößen von Kreislumpen. Es lässt sich aus den allgemeinen Ähnlichkeitsbeziehungen als Sonderfall herleiten. Es gelten folgende Beziehungen, wenn die Drehzahl von n auf n_1 geändert wird:

$$Q_1 = Q \cdot \frac{n_1}{n} \quad H_1 = H \cdot \left(\frac{n_1}{n}\right)^2 \quad P_1 = P \cdot \left(\frac{n_1}{n}\right)^3$$

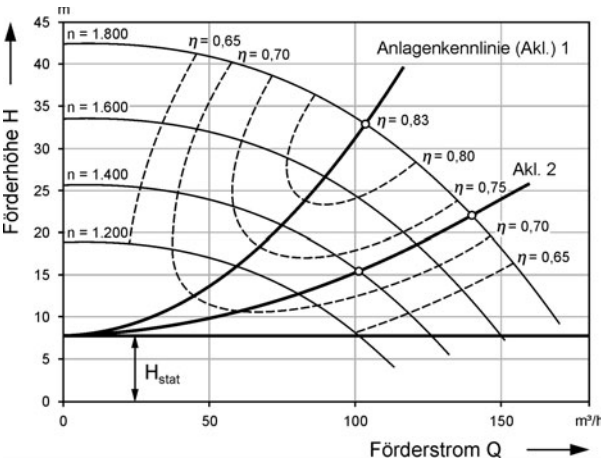


Abb. 5-8: Kennlinien einer Kreislumppe bei unterschiedlichen Drehzahlen

Wird eine Kreiselpumpe mit mehreren Drehzahlen betrieben, so entsteht ein „Kennfeld“ aus Q-H-Kennlinien gleicher Drehzahlen und Linien gleicher Wirkungsgrade η_{Pumpe} . Es ist anzustreben, die Kreiselpumpe immer im „Kern“ des Kennfeldes d. h. bei möglichst hohen Wirkungsgraden zu betreiben. Bei $n = 1.400 \text{ min}^{-1}$ fördert die Pumpe nach dem Diagramm (**Abb. 5-8**) $100 \text{ m}^3/\text{h}$ auf $15,5 \text{ m}$; mit der 1,3-fachen Drehzahl $n_1 = 1.800 \text{ min}^{-1}$ fördert sie (unter Anwendung der Ähnlichkeitsbeziehungen) $130 \text{ m}^3/\text{h}$ $25,6 \text{ m}$ hoch.

Drehzahlregelungen sind besonders wirtschaftlich, wenn der statische Förderanteil einer Anlagenkennlinie gering ist. Bei flachen Anlagenkennlinien mit hohem statischem Anteil sind der Drehzahlregelung Grenzen gesetzt.

5.1.2.5.2 Parallelbetrieb von Kreiselpumpen

Bei Förderanlagen mit stark schwankendem Förderstrom ist es zweckmäßig mehrere Pumpen unterschiedlicher Förderleistung zu installieren. Bei geringem Bedarf genügt jeweils der Förderstrom der Einzelpumpen. Für den Höchstbedarf können die Pumpen für einen Parallelbetrieb ausgelegt werden. Sie fördern gemeinsam auf die gleiche Druckleitung. Die Pumpen sind je nach der Häufigkeit des erforderlichen Betriebszustandes gezielt auf Einzel- oder Parallelbetrieb auszulegen, da der optimale Betriebspunkt im Einzelbetrieb nicht identisch mit demjenigen im Parallelbetrieb ist.

Grundsätzlich gilt, dass bei der Parallelschaltung von Kreiselpumpen sich die Förderströme der Einzelpumpen bei gleicher Förderhöhe zum Gesamtförderstrom addieren. Für einen stabilen Betrieb sollten die Nullförderhöhen der eingesetzten Pumpen nach Möglichkeit identisch sein und stabile Kennlinien aufweisen. Der Parallelbetrieb von Förderpumpen ist sehr sorgfältig zu untersuchen, um unwirtschaftliche Betriebszustände zu vermeiden.

Abb. 5-9 zeigt die resultierende Q-H-Kennlinie der beiden Förderpumpen und die drei möglichen Betriebspunkte am jeweiligen Schnittpunkt mit der Anlagenkennlinie.

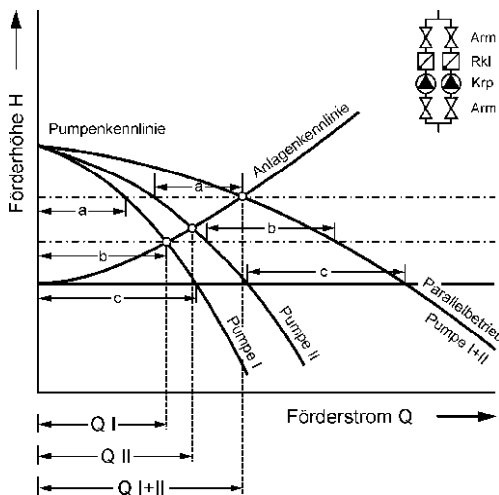


Abb. 5-9: Parallelbetrieb von Kreiselpumpen

(Krp. = Kreiselpumpe,
Arm. = Armatur;
Rkl. = Rückschlagklappe)

5.1.2.5.3 Hintereinanderschalten von Kreiselpumpen

Beim der Hintereinanderschaltung von Kreiselpumpen addieren sich die Förderhöhen der Einzelpumpen bei gleichem Förderstrom zur Gesamtförderhöhe. **Abb. 5-10** zeigt die resultierende Q-H-Kennlinie der beiden Förderpumpen und die drei möglichen Betriebspunkte am jeweiligen Schnittpunkt mit der Anlagenkennlinie. Dieser Systemaufbau ist nur dann sinnvoll, wenn eine Drehzahlregelung unwirtschaftlich ist.

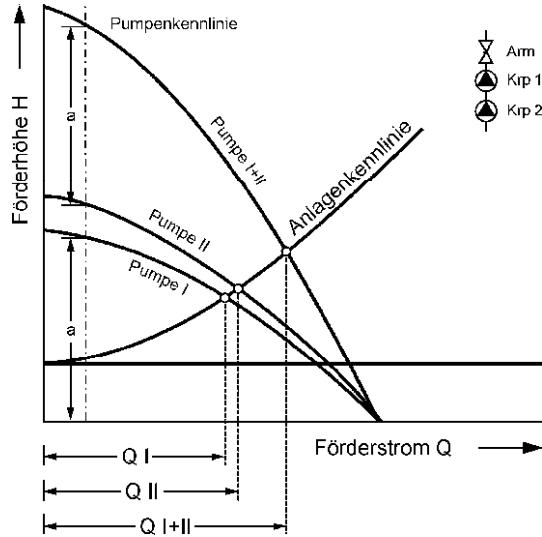


Abb. 5-10: Hintereinanderschaltung von Kreiselpumpen

5.1.2.5.4 Drosselregelung von Kreiselpumpen

Bei der Drosselregelung wird der Förderstrom durch eine Regelarmatur in der Rohrleitung gedrosselt. Durch diesen erhöhten Systemwiderstand stellt sich im neuen Schnittpunkt von Pumpen- und Anlagenkennlinie der gewünschte Betriebspunkt B_{II} mit geringerer Fördermenge ein. Der maximale Förderstrom liegt im Betriebspunkt B_I . Der Zusammenhang ist in **Abb. 5.11** dargestellt. Diese Art der Regelung ist bei Kreiselpumpen kleiner und mittlerer Leistungsgröße anzutreffen, ist einfach umzusetzen und schafft die gewünschte Variabilität hinsichtlich unterschiedlicher Förderströme. Aus energetischen Gesichtspunkten hat diese Art der Regelung deutliche Nachteile: In der Regelarmatur wird die von der Pumpe aufgebrachte Druckenergie in nutzlose Wärmeenergie umgesetzt. Gleichzeitig entfernt sich der Betriebspunkt bei der Drosselung vom optimalen Auslegungspunkt der Pumpe und des Motors und führt so zu einer Verschlechterung des Wirkungsgrades. Ein derartiger Betrieb ist unwirtschaftlich und kritisch zu prüfen.

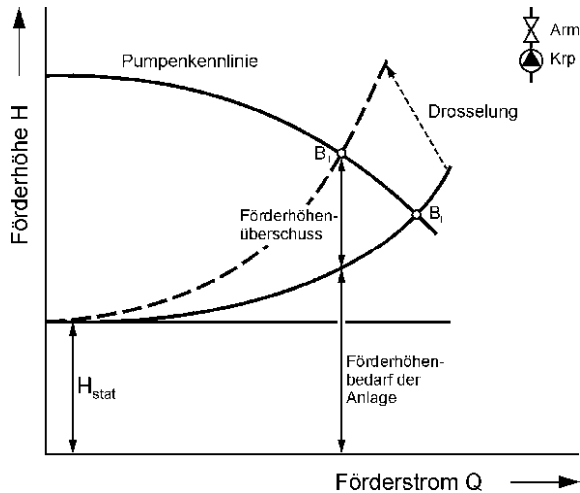


Abb. 5-11: Drosselregelung von Kreiselpumpen

5.1.2.5.5 Bypassregelung von Kreiselpumpen

Bei einer Bypass-Regelung wird ein Teil des Förderstroms von der Druckseite auf die Saugseite der Pumpe, z. B. in den Vorlaufbehälter, zurückgeführt. Damit wird der Nutzförderstrom im neuen Betriebspunkt B_{II} gegenüber dem optimalen Betriebspunkt B_I reduziert (**Abb. 5-12**). Die Menge der zurückgeführten Fördermenge kann durch eine Regelarmatur oder bei Konstantdruck-Regelung durch ein Überströmventil bestimmt werden.

Nachteilig sind der bei großen Förderströmen hohe Platzbedarf für Rohrleitung und Armaturen und die komplette Umwandlung der hydraulischen Energie im Bypass in nutzlose Wärmeenergie. Durch die Rückführung über die Bypassleitung wird der Gesamtwirkungsgrad des Systems erheblich gemindert. Daher ist die Bypass-Regelung bei Kreiselpumpen meistens energetisch und wirtschaftlich noch ungünstiger als die Drosselregelung. Der Einsatz der Bypassregelung beschränkt sich daher auf wenige Spezialfälle (z. B. intermittierende Förderströme).

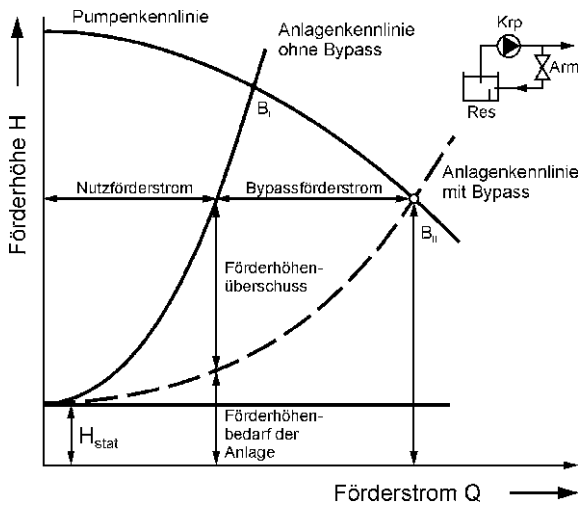


Abb. 5-12: Bypassregelung von Kreiselpumpen

5.1.3 Abnahmeprüfung von Kreiselpumpen

5.1.3.1 Werkstoffprüfung

Auf eine chemisch-technische Werkstoffprüfung wird meist verzichtet, da sie am Aufstellungsort kaum möglich ist. U. U. wird sie im Herstellerwerk vereinbart. Jedoch sind Gussstücke (Pumpengehäuse) zu untersuchen, ob sie Risse oder Lunkerbildungen aufweisen.

5.1.3.2 Hydraulische Abnahmeprüfung

Abnahmeprüfungen von Kreiselpumpen erfolgen nach DIN ISO 9906 „Kreiselpumpen - Hydraulische Abnahmeprüfung Klasse 1 und 2“. Die Norm definiert feste Regeln und vereinfacht somit die Verständigung zwischen Hersteller/Lieferer und Besteller. Die in der Norm verwendeten Begriffe „Garantie“ und „Abnahme“ sind im technischen und nicht juristischen Sinne zu verstehen. Allerdings bedeutet der Bezug auf diese Norm im Kaufvertrag bereits Vertragssicherheit. Jegliche Abweichungen bedürfen der bewussten Vereinbarung im Kaufvertrag.

Die Norm

- enthält die Definition aller relevanter Größen,

- enthält die Festlegung der technischen Garantien und deren Erfüllung,
- enthält Empfehlungen für die Vorbereitung und Durchführung von Abnahmeversuchen,
- macht Vorgaben für die Auswertung der Prüfergebnisse,
- macht Empfehlungen zur Abfassung des Versuchsberichtes und
- beschreibt die gebräuchlichen Messverfahren.

Kreiselpumpen werden unter Beachtung zulässiger Guss- und Fertigungstoleranzen gefertigt. Jede Pumpe ist daher während der Fertigung zulässigen geometrischen Abweichungen von den Sollmaßen der Fertigungszeichnung unterworfen. Beim Vergleich der Prüfergebnisse mit den garantierten Werten müssen daher Toleranzen erlaubt sein.

Die Prüfungen haben den Zweck, die Leistung der Pumpe zu ermitteln und sie mit der Garantie des Herstellers/Lieferers zu vergleichen.

5.1.3.2.1 *Garantiewerte*

Die hydraulische Abnahmeprüfung von Pumpen wird i. d. R. beim Hersteller auf dessen Prüfstand vorgenommen. Für kleinere Maschinensätze hat es sich als zweckmäßig erwiesen, Pumpe und Motor durch ein und dieselbe Firma liefern und sich mit dem Angebot Gewährleistung für den ganzen Maschinensatz geben zu lassen. Besondere Vereinbarungen sind erforderlich für hydraulische Abnahmeprüfungen in der Anlage, wobei vorausgesetzt werden muss, dass die Festlegungen nach DIN ISO 9906 eingehalten werden können.

Ein Garantiepunkt wird definiert durch einen Garantievolumenstrom Q_G und eine Garantieförderhöhe H_G . Der Hersteller/Lieferer garantiert, dass bei der vereinbarten Drehzahl die gemessene Q-H-Linie in einem Toleranzbereich verläuft, der den Garantiepunkt umgibt.

Zusätzlich können eine oder mehrere der folgenden Größen unter festgelegten Bedingungen und bei der festgelegten Drehzahl garantiert werden:

- Wirkungsgrad der Pumpe η_G oder
- Wirkungsgrad für eine Motor/Pumpenaggregat η_{grG}
- Erforderlicher NPSH-Wert (NPSHR) beim garantierten Volumenstrom

Während der Prüfung kann festgestellt werden, ob das Verhalten der Pumpe in Bezug auf Packungs- und Lagertemperatur, Leckagen, den Geräuschpegel und Schwingungen zufriedenstellend ist. Der Pumpenhersteller/-lieferer ist für die Festlegung des Garantiepunktes nicht verantwortlich.

5.1.3.2.2 *Prüfergebnisse und Toleranzfaktoren*

Alle Messwerte der Prüfung, die bei einer von der vereinbarten Drehzahl n_{sp} abweichenden Drehzahl n ermittelt wurden, müssen auf die vereinbarte Drehzahl n_{sp} umgerechnet werden.

Es gelten folgende Zusammenhänge

$$Q_T = Q \cdot \frac{n_{sp}}{n} \quad H_T = H \cdot \left(\frac{n_{sp}}{n}\right)^2 \quad P_T = P \cdot \left(\frac{n_{sp}}{n}\right)^3 \cdot \frac{\rho_{sp}}{\rho} \quad \eta_T = \eta$$

Die Norm enthält zwei Messgenauigkeitsklassen. Es gelten folgende Werte:

Tab. 5-3: Werte der Toleranzfaktoren nach DIN EN 9906

Größe	Formelzeichen	Klasse 1 %	Klasse 2 %
Volumenstrom	t_Q	$\pm 4,5$	± 8
Förderhöhe	t_H	± 3	± 5
Pumpenwirkungsgrad	t_η	-3	-5

Die Betriebsdaten von in Serie hergestellten Pumpen mit in Katalogen veröffentlichten Kennlinien und Pumpen mit einer Leistungsaufnahme von weniger als 10 kW können untereinander variieren. Für die Toleranzfaktoren dieser Pumpen gilt:

Tab. 5-4: Werte der Toleranzfaktoren für Serienpumpen und für Pumpen mit einem Leistungsbedarf des Motors zwischen 1 und 10 kW nach DIN EN 9906

Größe	Formelzeichen	bei Serienpumpen	Pumpen mit Motorleistungsbedarf 1 bis 10 kW
Toleranzfaktoren			
Volumenstrom	t_Q	± 9	± 10
Förderhöhe	t_H	± 7	± 8
Leistungsbedarf der Pumpe	t_p	± 9	
Leistungsbedarf des Motors	$t_{p\ gr}$	± 9	
Pumpenwirkungsgrad	t_η	-7	

Die Messergebnisse werden in Abhängigkeit vom Volumenstrom Q aufgezeichnet. Durch die Garantiepunkte Q_G , H_G , wird ein Toleranzkreuz entsprechend den Toleranzfaktoren gelegt. Die Garantie für Förderhöhe und Volumenstrom ist erfüllt, wenn die Q - H -Linie den vertikalen und/oder den horizontalen Balken des Toleranzkreuzes schneidet oder zumindest berührt.

Der Wirkungsgrad wird abgeleitet aus dem Schnittpunkt der gemessenen Q - H -Linie mit der durch den vereinbarten Betriebspunkt Q_G , H_G und den Nullpunkt der Q / H -Achse verlaufenden Geraden sowie aus dem Schnittpunkt einer Vertikalen mit der Q - H -Linie. Die Erfüllung der Garantiebedingungen für den Wirkungsgrad liegt innerhalb der Toleranzgrenzen, wenn der Wert des Wirkungsgrades an diesem Schnittpunkt höher oder zumindest gleich $\eta_G \cdot (1 - t_\eta)$ ist.

Die Zusammenhänge sind in **Abb. 5-13** dargestellt.

Nachfolgend ist ein Beispiel für Werte aus einer Abnahmeprüfung für eine horizontale Kreiselpumpe mit den Garantiewerte $Q_G = 360\text{ m}^3/\text{h}$, $H_G = 57\text{ m}$ und $\eta_G = 0,8$; Abnahme nach Klasse 2 zusammenfassend dargestellt. Die Gewährleistung ist erfüllt (**Abb. 5-14**).

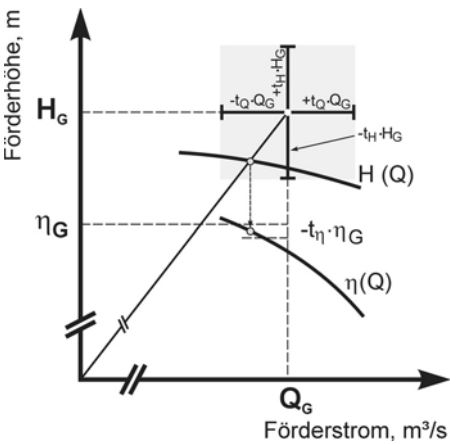


Abb. 5-13: Garantienachweis für Volumenstrom, Förderhöhe und Wirkungsgrad nach DIN EN 9906

Garantiewerte		Toleranzfaktoren			
		ist	zul.		
Drehzahl n_{sp}	1/min			1.480	
Fördermenge Q_G	m³/h	-0,32%	+/- 8%	360	
Förderhöhe H_G	m	1,14%	+/- 5%	57	
Dichte ρ	kg/m³			998	
Wellenleistung P	kW			69,8	
Wirkungsgrad η_G		-1,50%	- 5%	0,8	
Versuchsbedingungen					
Drehzahl n	1/min	1.483,8	1.482,9	1.481,9	1.481,2
Fördermenge Q	m³/h	181,55	287,25	359,3	433,24
Förderhöhe H	m	72,99	66,41	57,8	45,26
Dichte ρ	kg/m³	996,6	996,6	996,6	996,6
Wellenleistung P	kW	53,327	64,917	71,146	74,772
Wirkungsgrad η		0,675	0,798	0,793	0,712
Garantiebedingungen					
Fördermenge Q_T	m³/h	181,09	286,69	358,84	432,89
Förderhöhe H_T	m	72,62	66,15	57,65	45,19
Wellenleistung P_T	kW	52,99	64,63	70,97	74,70
Wirkungsgrad η_T		0,675	0,798	0,793	0,712

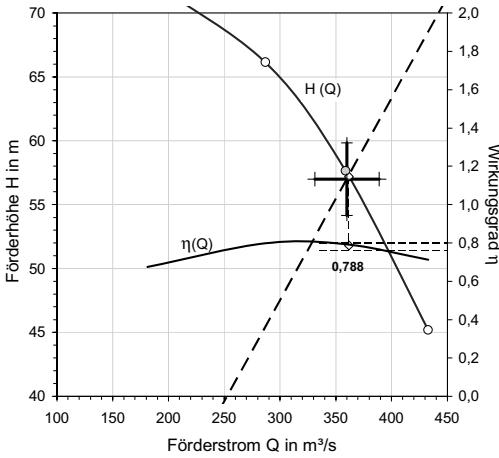


Abb. 5-14: Beispiel einer Abnahmeprüfung nach DIN EN 9906, Klasse 2

5.1.3.2.3 Nichterreichen vereinbarter Kennwerte

Ergibt die Prüfung, dass die Pumpenkennwerte über den vereinbarten Werten liegen, wird im Allgemeinen der Laufraddurchmesser verringert.
Ansonsten muss schon bei der Ausschreibung als Vertragsstrafe für nicht erreichte Gewähr ein Abzug von den Vertragspreisen oder die gänzliche Zurückweisung der Maschine als Bedingung für die Lieferung festgelegt werden.

5.1.4 Sonstige Wasserhebevorrichtungen

5.1.4.1 Kolbenpumpen

5.1.4.1.1 Anwendungsgebiet

Kolbenpumpen finden sich noch in Kleinwasserwerken für

- die Hebung kleiner Wasserströme auf große Förderhöhen, wenn das Verhältnis Q/h kleiner als etwa 1 : 50 ist (mit Q in l/s und h in m),
- langsam laufende oder nicht mit ständig gleicher Drehzahl laufende Antriebsmaschinen, z. B. Wasserräder, Wasserturbinen ohne Feinregler,
- Anlagen, bei denen der Förderstrom unabhängig von einer schwankenden Förderhöhe konstant gehalten werden muss.

5.1.4.1.2 Bauarten und Förderstrom

Kolbenpumpen sind Verdrängerpumpen und wurden als Scheiben- und Tauchkolben-(Plunger-)pumpen für den Einsatz zur Wasserförderung gebaut. Bei ersteren ist ein Kolben gegen die Zylinderwand abgedichtet, bei letzteren ragt ein Plunger frei in den Zylinderraum hinein, die Dichtung befindet sich am Plungereintritt (Stopfbüchse). **Abb. 5-15** zeigt den Schnitt einer stehenden, einzylindrigen und einfach wirkenden Plungerpumpe mit Riemenantrieb.

Daneben gab es mehrzylindrige einfach- oder doppelt wirkende Kolbenpumpen (beide Seiten des Kolbens beaufschlagt) in verschiedensten Ausführungen.

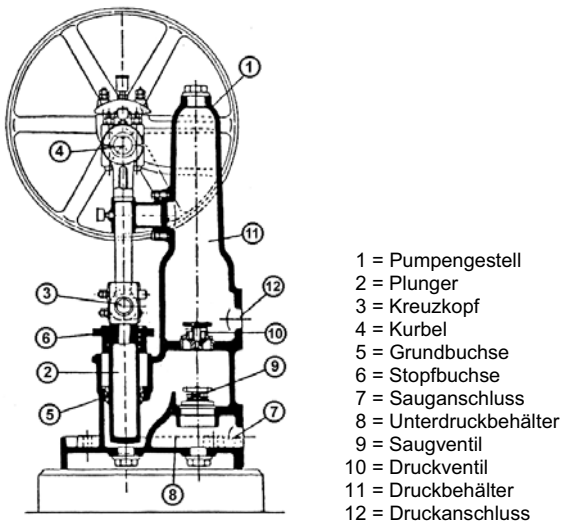


Abb. 5-15 Stehende, einzylindrige, einfach wirkende Plungerpumpe mit Riemenantrieb

Der Förderstrom ist abhängig vom Durchmesser der Zylinder d in m, dem Hub des Kolbens h in m, der Hubzahl = Wellendrehzahl n in min^{-1} , dem Liefergrad λ (ohne Dimension, Füllgrad des Zylinders beträgt etwa 0,93–0,98) und der Zahl der Zylinder z (ebenfalls ohne Dimension) und errechnet sich nach folgender Formel.

$$Q = \frac{d^2 \cdot \pi}{4} \cdot h \cdot \lambda \cdot n \cdot 60$$

5.1.4.1.3 Technische Eigenschaften

Einzylinderpumpen mit ihrer stoßweisen Förderung und ihren größeren hin- und hergehenden Massen werden kaum über die Drehzahl $n = 100 \text{ min}^{-1}$ gefahren. Bei Dreizylinder- oder Drillingspumpen bis zu etwa $4 \text{ l/s} \approx 15 \text{ m}^3/\text{h}$ kann maximal bis 400 min^{-1} gehen. Der Wirkungsgrad η (ca. 0,6 bis 0,8) ist bei allen Drehzahlen gleich groß. Wenn ein Unterdruckbehälter vorhanden ist (meist im Pumpengestell), lässt sich für Wasser eine Saughöhe (= geodät. + Widerstandshöhe) von 6,9 (bei 20°C Wassertemperatur) bis 7 m (bei 8°C) verwirklichen (bis etwa 1000 m ü. NN). 6 m sollten nicht überschritten werden, um eine Förderung sicher zu gewährleisten.

Die Druckhöhe ist nur durch die Werkstofffestigkeit (Sicherheitsventil erforderlich!) und die Leistung der Antriebsmaschine begrenzt. Im Augenblick des Einschaltens beginnt die Förderung in vollem Umfang, die gesamte Masse des in der Leitung stehenden Wassers muss aber erst beschleunigt werden. Die Antriebsmotoren sind also auf diesen „Schwerlastanlauf“ auszulegen (Überdimensionierung!).

5.1.4.2 Mischluftheber

Mischluftheber sind mehr unter der Bezeichnung Mammutpumpe bekannt (Abb. 5-16). Bei ihnen wird Druckluft eines Kompressors durch ein enges Rohr R in den Brunnen geführt und strömt dort in ein erweitertes Steigrohr S ein. Das Luft-Wasser-Gemisch ist leichter als das umgebende Wasser und steigt daher hoch (kein Saugen möglich!). Die Mischdüse F muss mindestens ebenso weit unter Wasser liegen, wie das Wasser über den Betriebswasserspiegel hochsteigen soll. Aus wirtschaftlichen Gründen soll das Verhältnis von Eintauchtiefe t zu Förderhöhe h zwischen 1 : 1 und 1 : 3 liegen (h_{max} etwa 10 m).

Ihr Wirkungsgrad liegt zwischen 20 und 40 %. Mischluftheber werden in der Wasserversorgung nicht mehr angewandt. Sie können bei Pumpversuchen in sandhaltigen und schlammigen Brunnen zur Schonung anderer Pumpen oder zur Entschlammung von Brunnen anlässlich Instandhaltungsarbeiten (Regenerieren) eingesetzt werden. In Betracht kommen die Mischluftheber u. U. für Notwasserversorgungsanlagen (bis etwa 6 l/s), weil Pressluftaggregate leichter zu beschaffen sind, während es an Stromerzeugern zum Antrieb von UP mangeln kann.

5.1.4.3 Widder

Widder werden für die Versorgung von Weilern, Einöden und Berghütten eingesetzt. Ein Widder ist eine stromlose Wasserhebevorrichtung. Voraussetzung für die Möglichkeit des Widderbetriebes ist, dass die verfügbare Wassermenge ein Vielfaches des Wasserbedarfes darstellt und dass geeignete Gefälleverhältnisse vorhanden sind. Das Wasser fließt über eine Rohrleitung dem Widder zu, passiert ein geöffnetes Stoßventil und geht verloren. Ab einer bestimmten Fließgeschwindigkeit schließt sich das Stoßventil und es kommt zu einem plötzlichen Druckstoß (Joukowskystoß, vgl. Abschnitt 5.4.3) vor dem Ventil. Dieser Druckstoß öffnet ein Steigventil, das vor dem Stoßventil liegt, und ein Teilstrom des Wassers schießt über einen Druckausgleichskessel in die weiterführende Steigleitung zur Entnahmestelle. Nach Abklingen des Druckstoßes schließt das Steigventil und das Stoßventil öffnet sich wieder. Der nächste Fördertakt schließt sich an.

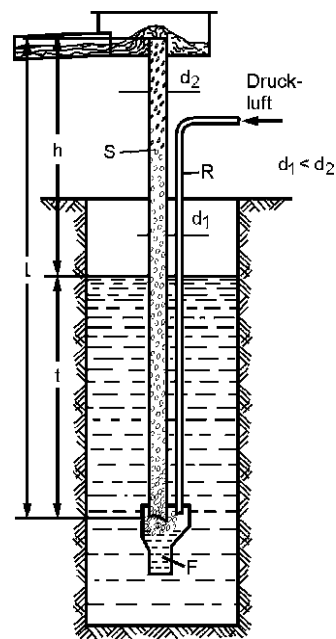


Abb. 5-16: Mischluftheber

5.1.4.4 Dosierpumpen

Sie werden für den Zusatz von flüssigen Chemikalien eingesetzt. Für viele Fälle sind Kolben- oder Membranpumpen geeignet. Die Stopfbuchse der einfachen Kolbenpumpe (Abb. 5-17a) kann unter dem Einfluss von längs des Kolbens durchgesickerten Säuren leiden; das vermeidet die Ausführung mit Faltenbalg (b) oder die Membran- (c), Doppelmembran- (d) und Kolbenmembran- (e) Pumpe. Letztere beide übertragen die Kolbenbewegung über ein Ölpolster auf die Membrane. Die Regelung kann über Verstellgetriebe (Hubverstellung) oder Elektromotoren mit Drehzahlregelung vorgenommen werden.

Für größere Zugabemengen kommen auch Rotations-Dosierpumpen in Betracht, die als Verdränger- (z. B. Zahnrad-) Pumpen durch Änderung des Gegendruckes nicht beeinflussbar sind. Hersteller von Wasseraufbereitungsanlagen geben über die zweckmäßige Wahl der Dosierpumpen Auskunft.

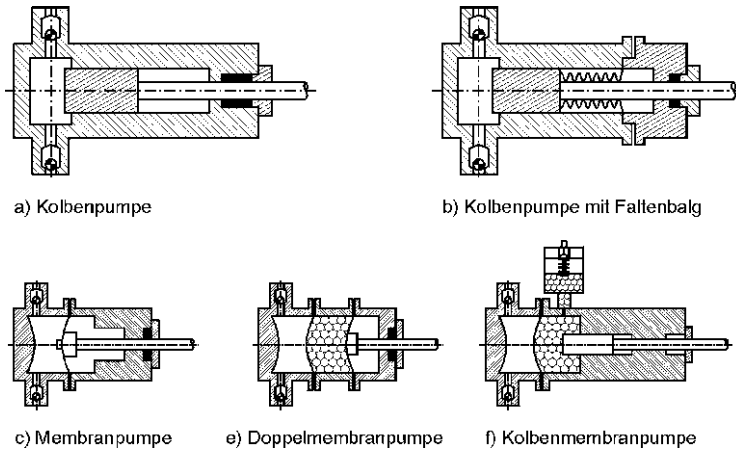


Abb. 5-17 a-e:
Dosierpumpen

5.1.5 Nichtelektrische Antriebsmaschinen

Pumpwerke für WV-Anlagen werden meistens durch Elektromotoren angetrieben. Dieselmotoren dienen vielfach als Antriebe für Stromerzeuger während des Ausfalls elektrischer Energie, nur selten als Hauptantriebe. In einigen Wasserwerken sind Gasmotoren vorhanden.

5.1.5.1 Verbrennungsmotoren

5.1.5.1.1 Dieselmotoren

Dieselmotoren sind schnell einsatzbereit und zeigen günstiges Teillastverhalten bei gutem Wirkungsgrad. Eine Aufladung (d. i. Verbrennungsluftzufuhr mit Überdruck) bringt höhere Leistung bei gleicher Motorgröße. Um die Sicherheit der WV bei Stromunterbrechung zu gewährleisten, verfügen die meisten Pumpwerke über eine Diesel-Ersatz- (früher Not-)Stromerzeugungsanlage (EStA); unmittelbarer Antrieb einer Kreiselpumpe durch einen Dieselmotor ist, trotz der dann möglichen Drehzahlregelung und des besseren Wirkungsgrades (Umsetzung mech.-elektr.-mech. entfällt) selten und nur auf kleine Leistungen beschränkt. Grund: Das Ersatzstromerzeugungsaggregat liefert auch den Strom für alle Neben- und Hilfsantriebe sowie für die Beleuchtung. In sehr großen Werken kann die Unterteilung in ein großes Aggregat für den Pumpenstrom (bes. den Anlaufstrom!) und ein kleines für den „Hausbedarf“ – ähnlich dem „Haustrafo“ in Umspannstationen – vorteilhaft sein.

Ersatzstromerzeugungsaggregate sind bei den Herstellern weitgehend standardisiert, ebenso dazugehörige Schaltanlagen für Handbedienung oder mit vollautomatischer Anlauf-, Überwachungs- und Abstellsteuerung. Dieselmotor und Stromerzeuger sind zu einer festen Einheit verbunden. Sie werden unter Zwischenschaltung von Schwingmetall-Elementen auf das Fundament oder einen gemeinsamen Grundrahmen aufgesetzt. Für Drehstrom von 50 Hz können Drehzahlen von 1.500 und 3.000 min⁻¹ gewählt werden; hohe Drehzahlen bedeuten geringere Abmessungen und niedrigere Investitionskosten, entwickeln aber mehr Geräusch; das Aggregat muss immer (auch bei niedriger Drehzahl) in einem besonderen Raum mit Schalldämmung aufgestellt werden; dies gilt besonders für bebaute Gebiete.

Die Motoren besitzen Luft- oder Wasserkühlung. Angewandt wird meist indirekte Luft-Wasserkühlung, wie beim wassergekühlten Kfz-Motor. Für die Zufuhr von Frischluft und die Abfuhr erwärmter Kuhlflut sind eigene Öffnungen des Maschinenraumes nach außen bzw. Abluftkanäle notwendig. Windrichtung ist zu beachten!

In Druckerhöhungsanlagen, in denen der Ausfall der Stromversorgung auch für wenige Minuten nicht hingenommen werden kann, sind selbsttätig anlaufende, u. U. mit thermostatisch geregelter elektrischer Heizung vorgewärmte Motoren erforderlich.

Zum Anlassen dienen Starterbatterien, die über ein selbsttätiges Ladegerät vom Netz her, aber auch über eine am Dieselmotor angebrachte Lichtmaschine aufladbar sind; letzteres scheidet aus, wenn nur Kurzzeitbetrieb vorhanden ist (EStA): Keine Ladeerhaltung! Die Batterie ist reichlich auszulegen und möglichst unmittelbar neben den Motor zu setzen. Große Dieselmotoren (über 600 kW) werden mit Druckluft angelassen (Batterie würde zu groß). Wenn ein Verdichter fehlt, kann man sich mit Druckluft aus Flaschen helfen (kein Sauerstoff! Explosionsgefahr!).

Maßnahmen zur Energieeinsparung durch Abwärmenutzung (Wärmeinhalt von Kühlwasser und Abgas) sind nur bei Dauerbetrieb sinnvoll (kommt in WVU kaum vor).

Tab. 5-5: Ungefähre Größenangaben für Diesel-Ersatzstromerzeugungsaggregate mit $1\,500\,\text{min}^{-1}$

Leistung kVA	Zylinder Zahl	Länge m	Breite m	Höhe m	Masse kg
20	2	1,6	0,8	1,1	500
35	3	1,7	0,8	1,1	550
45	4	1,9	0,8	1,1	700
70	6	2,3	0,9	1,4	900
10	6	2,6	0,9	1,4	1 600
150	12	3,1	0,9	1,4	2 300
200	12	3,5	0,9	1,5	2 700

5.1.5.1.2 Benzinmotoren

Neben hohem Wartungsaufwand weisen Benzinmotoren eine verhältnismäßig geringe Lebensdauer auf. Außerdem verlangt die Bevorratung des Kraftstoffs besondere feuerpolizeiliche Sicherheitsmaßnahmen (Explosionsgefahr), so dass sie im ständigen Wasserwerksbetrieb nicht oder nur für sehr kleine, ggf. auch für fahrbare Ersatzantriebe benützt werden.

5.1.5.1.3 Gasmotoren

Gasmotoren mit Leistungen bis 600 kW können zur elektrischen Energieerzeugung und zum unmittelbaren Kreispumpenantrieb eingesetzt werden. Größere Einheiten, d. s. Langsamläufer (300 und $500\,\text{min}^{-1}$) mit großen Abmessungen und Gewichten, erfordern Übersetzungsgetriebe und kommen in der WV praktisch nicht vor.

Es werden Gas-Otto-Motoren (Arbeitsweise wie Benzinmotoren) als reine Gasverbraucher und Gas-Diesel-Motoren (wie Dieselmotoren) als Zweistoffmotoren (Gas und Dieseldieselkraftstoff!) gefertigt. Letztere sind dann vorteilhaft, wenn eine dauernde Gasversorgung nicht gesichert ist. Gasmotoren sind nur im Vollastbetrieb einigermaßen wirtschaftlich, da (im Gegensatz zum Dieselmotor) bei Teillast der an sich hohe Wirkungsgrad stark abfällt. Für Kühlung, Schalldämpfung, Aufladung und Abwärmenutzung gelten die gleichen Gesichtspunkte wie für Dieselmotoren.

5.1.5.2 Wasserkraftmaschinen

5.1.5.2.1 Wasserräder

Vorteil: Unempfindlichkeit gegen stark schwankende Triebwasserführung und gegen Laubführung im Triebwasser (keine Rechenreinigung nötig). Die Räder wurden bis zu Gefällen von 4 m gebaut und mit langsam laufenden Kolbenpumpen unmittelbar – manchmal auch mit Pumpen mittlerer Drehzahl durch Riemen oder Zahnräder – gekuppelt. Drehzahl der Wasserräder 4 bis $12\,\text{min}^{-1}$; Wirkungsgrad bei

guter Lagerung und richtiger Wasserführung bis 0,7; Leistungen bis etwa 4 kW, selten mehr, da bei Triebwassermengen über 100 l/s Turbinen bevorzugt werden.

5.1.5.2.2 Wasserturbinen

Direktantriebe von Pumpen durch Wasserturbinen sind äußerst selten.. Die bei geringeren Höhen verhältnismäßig große Wassermengen verarbeitenden Francis- und Kaplan-turbinen werden fast ausschließlich zur Stromerzeugung eingesetzt, womit dann auch Pumpen betrieben werden können. Durchströmturbinen („Oßberger Turbinen“), sog. Kleinturbinen (höchstens 200 kW), sind unempfindlich gegen Triebwasserverschmutzung (Laub, Heu) und geeignet für Drehzahlen von 60 bis 2 000 min⁻¹ sowie für stark schwankende Triebwassermengen von 20 % bis zur vollen Nennleistung. Peltonräder, für große Fallhöhen geeignet, lassen sich mit Kreiselpumpen auch unmittelbar kuppeln.

5.1.6 Luftverdichter und Gebläse

Luftverdichter und Gebläse werden in WV-Anlagen zum Rückspülen von Filtern für eine kombinierte Luft-Wasser-Spülung und zur Wasserbelüftung für die Oxidation störender Wasserbeimengungen (Eisen, Mangan) aufgestellt; außerdem dienen sie zur Erhaltung des Luftpolsters in Druckstoßausgleichs- und Druckbehältern. Seltener ist der Bedarf an Druckluft zum Steuern von Armaturen, für (pneumatische) Messeinrichtungen und zum Anlassen von großen Dieselmotoren. Je nach Verwendungszweck werden unterschiedliche Austrittsdrücke und Luftströme benötigt und danach die Maschinentypen bestimmt (vergl. Förderhöhe und Förderstrom bei Pumpen). Die erforderlichen Luftströme werden im Ansaugzustand angegeben, d. h. ihr Durchsatz bezieht sich auf den mittleren barometrischen Luftdruck.

Bauarten und Einsatz:

- *Flüssigkeitsringverdichter* sind für Filterrückspülung, Oxidationsverfahren und Druckhaltung in Behältern sowie zur Entlüftung von Pumpensaugleitungen geeignet. Das Flügelrad mit vorwärtsgekrümmten Schaufeln ist so außermittig (exzentrisch) im kreisrunden Gehäuse gelagert, dass sich sichelförmige Hohlräume bilden. Die Schaufeln schleudern die Sperrflüssigkeit (i. allg. Wasser) als Ring gegen das Gehäuse, wodurch sich Saug- und Druckraum ergeben, ihre Öffnungen sind im Gehäusedeckel. Sie werden ein- (bis etwa 2 bar) und mehrstufig (bis 8 bar) ausgeführt und leisten Luftströme von 1 bis 600 m³/h und darüber.
- *Wälz- oder Drehkolbenverdichter* (nach ihrem Erfinder auch Roots-Gebläse genannt) werden fast ausschließlich zum Rückspülen von Filtern eingesetzt und sind einstufige, zweiwellige Verdichter, deren acht-förmige Kolben gegenläufig und berührungsfrei in zwei Halbzylindern aneinander vorbeigleiten. Ihr Austrittsdruck ist auf 2 (höchstens 3) bar begrenzt, übliche Luftströme sind 30 bis 800 m³/h.
- *Vielzellen- oder Lamellenverdichter* finden auch zum Filterrückspülen und als Vakuumpumpen Verwendung. In den Führungsschlitzen einer ebenfalls außermittig gelagerten Walze werden Schieber (auch als Lamellen bezeichnet) durch die Fliehkraft an schmale Laufringe gedrückt (dadurch berührungsfrei zum Gehäuse). Ein- und Auslassöffnungen liegen auf der vollen Breite des ebenfalls sichelförmigen Arbeitsraumes. Üblich sind auch hier ein- (bis 4 bar) und zweistufige (bis 9 bar) Bauarten für Luftströme von 1 bis 500 m³/h.
- *Kolbenkompressoren*, am ehesten geeignet zur Rohwasser- und Druckbehälter-Belüftung und zur Erzeugung von Steuerdruckluft, ähneln in Aufbau und Wirkungsweise den Kolbenpumpen. Sie sind entweder mit dem Antriebsmotor starr verblockt oder auf gemeinsamer Grundplatte, werden durch Keilriemen angetrieben und zur Geräuschkämpfung auf Gummipuffer oder Schwingmetall gelagert. Ein- (bis 10 bar) und zweistufige (bis 15 bar) Ausführungen für 1 bis zu 200 m³/h werden angeboten. Wichtig für alle Verdichter ist das Freihalten der Druckluft oder des Luft-Wasser-Gemisches von Schmieröl und Öldunst.

- *Membrankompressoren* trennen den ölgeschmierten Antrieb vom Luftstrom (vgl. Membrankolbenpumpe **Abb. 5-17 e**, s. o.); die Membrane muss innerhalb gewisser Zeitabstände gewechselt werden (Verschleiß). Ein- (bis 6 bar) und zweistufig (bis 12 bar) ausgeführt liefern sie 0,5 bis 18 m³/h. Die Größe der Kompressoren zur DB-Belüftung wird so festgelegt, dass stündlich etwa 20 % des Luftinhaltes ergänzt werden können, z. B. DB-Inhalt I = 6 m³; Luftraum im DB ungefähr 1/2 I = 3 m³; hiervon 20 % = 0,6 m³. Ausschaltdruck 7,5 bar absolute Verdichtung von 1 auf 7,5 bar, also um 6,5 bar. Ansaugvolumenstrom v = 0,6 m³/h 6,5 = 3,9 m³/h.

5.2 Elektrotechnik

5.2.1 Allgemeine Zusammenhänge

In Anlehnung an die hydraulischen Vorgänge bei der Wasserförderung werden die elektrischen Zusammenhänge erklärt: Dem Förderstrom Q entspricht der elektrische Strom I, der Druckhöhe h die elektrische Spannung U und den Druckverlusten H_v der elektrische Widerstand R. Die wichtigsten Größen und ihre Zusammenhänge zeigen die Tabellen 5-6 und 5-7.

Tab. 5-6: Elektrotechnische Einheiten und Bezeichnungen

Bezeichnung	Formelzeichen	Einheit	Einheit. Kurzzeichen
Spannung	U (E; EMK)	Volt	V
Stromstärke	I	Ampere	A
Widerstand	R	Ohm	Ω
Frequenz	f	Hertz	Hz
Wirkleistung	P	Watt	W
Scheinleistung	S	Voltampere	VA
Blindleistung	Q	Voltampere reaktiv	var
Leistungsfaktor	cos φ	–	–
Arbeit	W	Wattsekunde Kilowattstunde	Ws kWh

Tab. 5-7: Beziehung zwischen Strom, Spannung und Leistung bei Drehstrom

Strom	$I = \frac{P}{1,73 \times U \times \cos \varphi}$
Spannung	$U = \frac{P}{1,73 \times I \times \cos \varphi}$
Wirkleistung	$P = 1,73 \cdot U \cdot I \cdot \cos \varphi$
Scheinleistung	$S = 1,73 \cdot U \cdot I$
Blindleistung	$Q = 1,73 \cdot U \cdot I \cdot \sin \varphi$
Leistungsfaktor	$\cos \varphi = \frac{P}{S}$
Spannungsabfall	$\Delta U = \frac{1,73 \times I \times \cos \varphi}{\kappa \times A}$

Tab. 5-7: Fortsetzung

Leistungsverlust	$P_v = \frac{3 \times l \times I^2}{\kappa \times A}$
Leistungsverlust in Prozent. (bez. auf P)	$P_{\%} = \frac{100 \times l \times P}{\kappa \times A \times U^2 \times \cos \varphi}$
Hierbei ist:	
l in m	einfach gemessene Leitungslänge
κ in $\frac{m}{\Omega \times mm^2}$	spez. el. Leitfähigkeit (Cu 58 $\frac{m}{\Omega \times mm^2}$, Al 35 $\frac{m}{\Omega \times mm^2}$)
A in mm^2	Querschnitt der Leitung
P in W	Leistung

Anm.: $1,73 = \sqrt{3}$: Verkettungsfaktor (Drehstrom ist dreifach verketteter Wechselstrom. Der Wert $\sqrt{3}$ ergibt sich durch vektorielle Addition der phasenversetzten Stromzeiger);
bei Wechselstrom wird der Verkettungsfaktor zu „1“, also: $P = U \cdot I \cdot \cos \varphi$, bei Gleichstrom zusätzlich der Leistungsfaktor $l = \cos \varphi$ ebenfalls zu „1“ also: $P = U \cdot I$.

5.2.1.1 Grundgrößen

5.2.1.1.1 Stromarten

Es gibt Gleichstrom, Wechselstrom (1~, 1-phasig) und Drehstrom (3~, 3-phasig). In öffentlichen Netzen gibt es hauptsächlich Wechsel- und Drehstrom. Zur Energieübertragung über Land kommt Drehstrom bis zu einer Spannung von 400.000 Volt zum Einsatz. Gleichstrom wird im Leistungsbe-
reich nur für besondere Anwendungen eingesetzt. Im Steuerungs- und Automatisierungsbereich wird
sehr häufig Gleichstrom z. B. mit 24 V DC verwendet.
Kennzeichen: auf Gleichstromzählern: =, auf Drehstromzählern: 3~.
Gleichstrom wird auch mit „DC“ (Direct Current) und Wechselstrom mit „AC“ (Alternating Current)
gekennzeichnet.

5.2.1.1.2 Spannung

Maßgebend ist die Betriebsspannung am Aufstellungsort. Genormt sind für Niederspannungs-
Drehstromnetze 230 V AC, 400 V AC, (690 V AC), nach der IEC-Norm 38 (Internationale Elektro-
technische Commission). Für Mittelspannungsnetze 6 kV AC, 10 kV AC oder 20 kV AC, darüber im
Hochspannungsbereich 110 kV, 220 kV oder 380 kV.
Die Leistung der Verbraucher und die Länge der Zuleitungskabelstrecken (z. B. zu Brunnengalerien)
entscheiden über die zu verwendende Spannungsebene. Oberhalb ca. 450 kW werden Mittelspan-
nungsmotoren eingesetzt. Gemessen wird die Betriebsspannung im Drehstromnetz als Spannungs-
unterschied (U_n) zwischen 2 der 3 Außenleiter L1, L2, L3 (nach älterer Norm R, S, T). Zwischen
einem Leiter und dem geerdeten Sternpunkt des Netzes, welcher als Neutralleiter (N) weitergeführt
wird, ergibt sich eine um $U_n / \sqrt{3}$ kleinere Sternspannung U_{STERN} . (Der Neutralleiter wurde nach
älterer Norm als Mittelpunktleiter (Mp) bezeichnet.)
Bei einer Nennspannung von $U_n = 400$ V ergibt sich eine Sternspannung zwischen L1 und N von
$$U_{STERN} = U_n / \sqrt{3} = 230 \text{ V.}$$

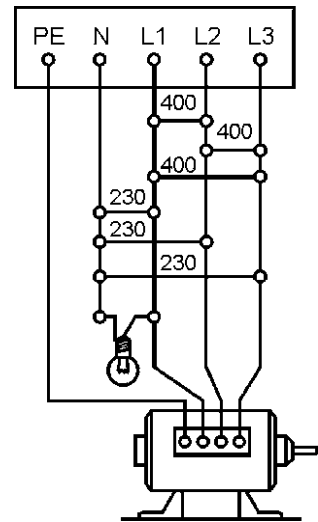


Abb. 5-18: Netzspannungs-Schema

Motoren und andere Leistungsabgänge im Niederspannungsbereich werden nach aktueller europäischer Norm mit 400 V betrieben, Verbraucher mit geringem Energiebedarf wie z. B. Beleuchtung und Steckdosen werden zwischen L1 und N geschaltet und haben deshalb nur 230 V (**Abb. 5-18**).

Hinweis: Bei älteren Motoren wurde häufig die „Stern-Dreieck-Schaltung“ zur Begrenzung des Anlaufstromes genutzt (siehe auch Abschn. 5.2.2.4.2). Diese Motoren haben zwei Spannungsebenen 400 V/690 V (nach älterer Norm 380 V / 660 V). Bei einer Ersatzmotorenbestellung sind die genauen Daten des Motortypschildes zu überprüfen.

5.2.1.1.3 Netzfrequenz in Drehstromnetzen

Üblich ist in Europa die Frequenz 50 Hz (Hertz), d. h. der Drehstrom hat 50 Schwingungen pro Sekunde, wechselt also 100-mal pro Sekunde die Richtung. Gleichstrom hat keine Richtungsänderung („0 Hz“).

5.2.2 Elektromotoren

Elektromotoren besitzen überzeugende Vorteile gegenüber allen anderen denkbaren Pumpenantrieben: hoher Wirkungsgrad, gute Regel- und Bedienbarkeit, einfacher und robuster Aufbau, verbunden mit einem geringen Wartungsaufwand; keine Kraftstoffbevorratung zur Betriebssicherstellung. Um einen Stromausfall zu überbrücken, ist jedoch die Notwendigkeit eines Ersatzstromerzeugungsaggregates zu prüfen. Man kann u. A. folgende Motorarten unterscheiden:

Gleichstrommotoren haben zwar verschiedene Vorteile, wie hohes Anlaufdrehmoment und eine auf einfache Weise stufenlos regelbare Drehzahl, dem steht aber ein schwieriger Aufbau mit Schleifringen, Stromwendern u. ä. gegenüber. Sie sind daher wartungsaufwendig und in der WV nicht mehr anzutreffen.

Beim *Drehstromkurzschlussläufer* (Asynchronmotor) sind die Wicklungen im Läufer kurzgeschlossen und werden nicht über die rotierende Welle herausgeführt. Eine besondere Bauform ist der Käfigläufermotor. Hier wird die Wicklung durch einen Aluminiumkäfig auf dem Läufer ersetzt. Diese Bauform ist äußerst robust und wartungsarm und deshalb sehr häufig anzutreffen.

Beim *Drehstromschleifringläufer* (Asynchronmotor) sind die elektrischen Wicklungen des rotierenden Motorläufers auf der Motorwelle auf drei voneinander unabhängige durchgehende Schleifringe verdrahtet. Auf ihnen liegen die, bei großen Maschinen meistens abhebbaren, Kontaktbürsten auf. *Drehstrom-Synchronmotoren* werden derzeit aufgrund ihres hohen Bauaufwandes (Anlauf, Erregung, Steuerung) und der damit hohen Kosten nur im oberen Leistungsbereich für Kreiselpumpenantriebe (größer 8 bis 10 MW) verwendet. Mit steigenden Energiepreisen und zugleich sinkenden Preisen für Frequenzumrichter kann der Einsatz von Synchronmotoren als Pumpenantrieb aufgrund ihres hohen elektrischen Wirkungsgrades und geringen Instandhaltungskosten zunehmen.

5.2.2.1 Wirkungsgrad

Der Wirkungsgrad von Elektromotoren η_M ist das Verhältnis von abgegebener mechanischer Leistung zu aufgenommener elektrischer Wirkleistung. Er beträgt etwa:

Motorleistung P in kW	1	5	10	20	50	100
Wirkungsgrad η_M in Prozent.	75	85	88	90	92	93

Die Wirkungsgrade von Elektromotoren werden ständig optimiert. In der DIN EN 60034-30 (Drehende elektrische Maschinen - Teil 30: Wirkungsgrad-Klassifizierung von Drehstrommotoren mit Käfigläufern, ausgenommen polumschaltbare Motoren, 2009) werden Wirkungsgrade nach Standard- (IE1), hohem - (IE2) und Premium-Wirkungsgrad (IE3) für einen Teilbereich der Elektromotoren bis zur Leistung von 375 kW klassifiziert.

5.2.2.2 Drehzahl und Drehrichtung

5.2.2.2.1 Feste Drehzahlen

Die *Drehzahl* richtet sich nach den anzutreibenden Maschinen. Bei sonst gleicher Leistung sind Motoren höherer Drehzahl kostengünstiger und kleiner. Bei Drehstrom von 50 Hz ergeben sich, je nach Anordnung von einem oder mehreren Polpaaren im fest stehenden Teil (Ständer) des Motors, Nenn- bzw. Lastdrehzahlen (d. h. unter Belastung) nach der Beziehung

$$n = \frac{f}{p} \times 60,$$

wobei

n in min^{-1}

Drehzahl

f in Hz ($= \text{sec}^{-1}$)

Polpaarzahl (**Abb. 5-19**)

p

Frequenz ($60 \text{ sec} = 1 \text{ min!}$)

Es können immer nur ganze Polpaare, also geradzahlige Polzahlen auftreten. Je nachdem, wie die Statorwicklungen aufgebaut sind, spricht man von zwei-, vier-, sechs oder mehrpoligen Motoren. Ein Synchronmotor dreht exakt mit der Netzfrequenz. Bei einem Asynchronmotor dreht sich der Rotor nicht synchron mit dem Statormagnetfeld, sondern mit etwas geringerer Drehzahl (Nennndrehzahl). Dieser Unterschied wird "Schlupf" bezeichnet und ist abhängig von der Last auf der Motorwelle. Er beträgt bei Asynchronmotoren mittlerer Größe bei Nennlast etwa 3 bis 5 % der Synchronndrehzahl (= Nennschlupf). Üblicherweise kommen nur die Nennndrehzahlen $n = 2.900 \text{ min}^{-1}$ und 1.450 min^{-1} in Betracht.

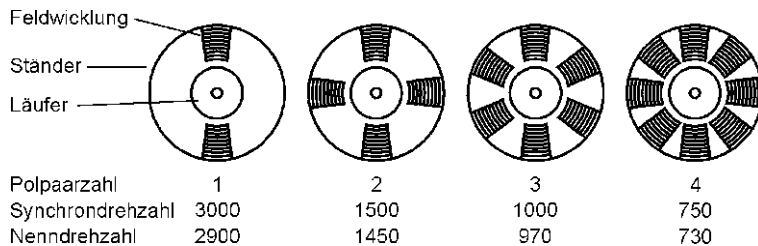


Abb. 5-19: Schema der Polpaare

5.2.2.2 Variable Drehzahlen – Frequenzumrichter

Neben den starren, von der Polpaarzahl abhängigen Drehzahlen lassen sich auch stufenlos veränderbare Drehzahlen erreichen. Dies geschieht meistens durch elektronische Frequenzumrichter. Frequenz und Amplitude der Spannung werden durch diese Geräte beliebig verändert. Dadurch kann, je nach Bauart der Frequenzumrichter, die Drehzahl der Maschine, bei vollem Lastmoment, fast bis zum Stillstand variiert werden.

Dabei wandelt der Frequenzumrichter die Netzwechselspannung zunächst in Gleichspannung und erzeugt danach durch schnell getaktete Impulse, unterschiedlicher Polarität, wieder eine Wechselspannung.

- Takt und Pause steuert die Amplitude (Höhe) also die Spannung (U) des Kurvenverlaufs.
- Die unterschiedliche Breite der Impulse bestimmt die Form des Kurvenverlauf (Annäherung an den Sinus).
- Polarität der Pulse ergibt die Frequenz f .

Abb. 5-20 zeigt im oberen Kurvenverlauf eine hohe Frequenz ($f=50\text{ Hz}$) bei gleichzeitig hoher Spannung ($U=400\text{ V}$) über der Zeit t .

Das mittlere Diagramm zeigt eine Frequenz von 30 Hz bei einer Spannung von 240 V . Der unten dargestellte Kurvenverlauf zeigt eine Frequenz von 10 Hz bei einer Spannung von 80 V .

Da der Motorlüfter im Normalfall direkt auf der Antriebswelle sitzt, wird die Eigenbelüftung unter 25 Hz sehr schwach. Falls erforderlich muss eine Fremdbelüftung eingesetzt werden. Auch die überfrequenten Fahrweise oberhalb 50 Hz ist möglich. Da die Eisenverluste der Maschine, verursacht durch die ständige Ummagnetisierung, hierbei stark ansteigen, muss dies bei der Auslegung der Maschine berücksichtigt werden. Für Pumpenbetrieb ist der Bereich von 25 Hz bis 55 Hz gebräuchlich. Grundsätzlich muss ein Abgleich zwischen Umrichter, Motor und Pumpenkennlinie erfolgen.

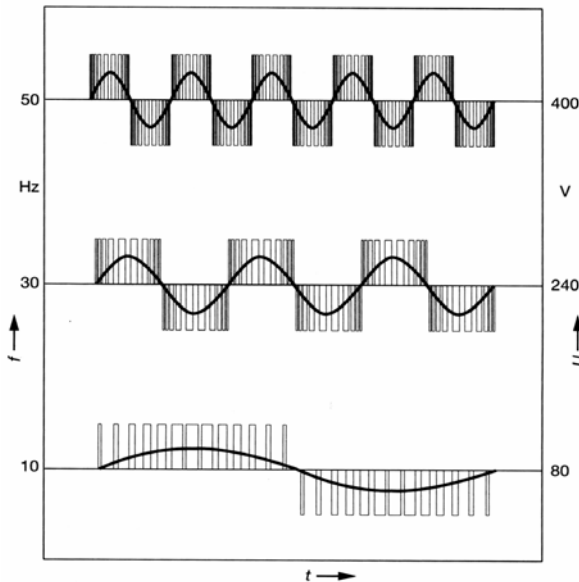


Abb. 5-20: Pulsdiagramm eines Frequenzumrichters

Eigenverluste und Verluste durch Oberwellen, die auch das übrige Netz stören können (Abhilfe: Netz-drosseln), drücken den Wirkungsgrad auf bis zu 85 % (Antrieb sollte auf etwa 118 % ausgelegt werden!). Moderne Antriebssysteme erreichen wesentlich bessere Werte. Bei der Auslegung sind die Herstellerangaben zu beachten. Neben der stufenlosen Drehzahländerung sind als Vorteile zu nennen: Verlängerung der Hochlaufzeit, dadurch Vermeidung hoher Anlaufströme (siehe Abschn. 5.2.2.4) und Druckstöße (s. Abschn. 5.4.2), sowie Verlängerung der Auslaufzeit zur Druckstoßvermeidung. Infolge sinkender Investitions- und steigender Energiekosten wird die Drehzahlregelung zunehmend angewendet.

Gleichstrommotoren, die mittels elektronisch gesteuerten Gleichrichtern aus dem Drehstromnetz gespeist werden, sind wegen des höheren Wartungsaufwandes nur für Sonderfälle im Einsatz. Die Drehzahländerung erfolgt durch Veränderung der Erreger- oder Ankerkreisspannung. Als noch keine zuverlässigen, preiswerten Frequenzumrichter zur Verfügung standen, wurde diese Antriebsart häufiger für drehzahlveränderbare Antriebe eingesetzt.

5.2.2.2.3 Drehrichtung

Die *Drehrichtung* lässt sich bei Drehstrom durch Vertauschen von 2 Außenleitern ändern. Zu beachten ist, dass besonders Motoren höherer Leistung wegen der dann verringerten Kühllüfterleistung nicht für Betrieb in Gegenrichtung geeignet sind. Frequenzumrichter können elektronisch umgeschaltet werden. Bei Gleichstrom wird die Drehrichtung durch Umklemmen der Ständer- oder der Läuferwicklung erreicht.

5.2.2.3 Kraftübertragung

Kreiselpumpen werden mit Elektromotoren in der Regel durch Kupplungen verbunden, die sowohl starr als auch nachgiebig ausgeführt werden können. Starre Kupplungen setzen gut fluchtende Wellen von Elektromotor und Pumpe voraus, da schon geringste Abweichungen (Fluchtfehler) erhebliche mechanische Zusatzbeanspruchungen verursachen. Bei nachgiebigen Wellenkupplungen handelt es sich um ein elastisches, schlupffreies Verbindungselement zwischen Motor und Pumpe, das Fluchtfehler ausgleichen und Stoßbelastungen abbauen kann. Darüber hinaus eignen sich nachgiebige

Wellenkupplungen zur Dämpfung von Schwingungen (auch Resonanzschwingungen) zwischen Pumpe und Motor.

5.2.2.4 Anlassen von Elektromotoren

Drehstrommotoren sind i. A. Kurzschlussläufer, d. h. der sich drehende Läufer des Motors hat keine Verbindung mit dem Stromnetz, seine Wicklungen sind nicht aus der Maschine herausgeführt, sondern in seinem Inneren „kurzgeschlossen“. Eine generelle Übersicht der Anlassschaltungen zeigt **Abb. 5-21**. Gleichstrommotoren werden durch langsames Ausrücken vorgeschalteter Widerstände oder elektronisch angelassen.

Im Einzelnen gibt es für das Anlassen von Drehstrommotoren folgende Möglichkeiten:

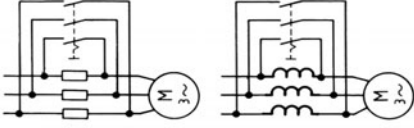
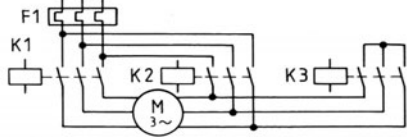
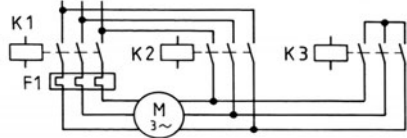
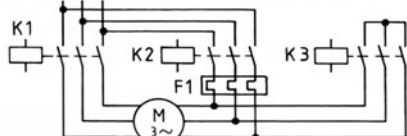
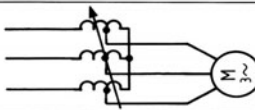
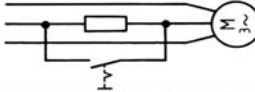
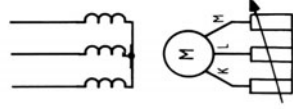
Motorart	Anlaßart	Schaltung	Eigenschaften	Anwendung
Kurzschlußläufermotor	Vorwiderstände		$I_A \sim U$ $M_A \sim U^2$	Selten
	Stern-Dreieck-Schaltung		$I_{AY} = \frac{1}{3} \cdot I_{A\Delta}$ $M_{AY} = \frac{1}{3} \cdot M_{A\Delta}$ Einstellstrom = Nennstrom I_n	Schwer-Anlauf
			$I_{AY} = \frac{1}{3} \cdot I_{A\Delta}$ $M_{AY} = \frac{1}{3} \cdot M_{A\Delta}$ Einstellstrom = $0,58 \cdot I_n$	Normaler Anlauf
				Überlanger Anlauf
	Anlaßtransformator		$I_A \sim U$ $M_A \sim U^2$ relativ teuer	Leistungen, Hochspannungsmotoren
	Kusa-Schaltung		Nur das Drehmoment wird verringert	Textilmaschinen
Schleifringläufermotor	Läuferanlasser		Niedriger Anlaufstrom, hohes Anlaufdrehmoment, Drehzahlsteuerung mit den Widerständen möglich	Große Werkzeugmaschinen, Pumpen, Hebezeuge
1) Technische Anschlußbedingungen für den Anschluß an das Niederspannungsnetz, herausgegeben von der Vereinigung Deutscher Elektrizitätswerke e. V. – VDEW –.				

Abb. 5-21: Übersicht verschiedener Anlassschaltungen nach VDEW

5.2.2.4.1 Direktanlauf

Kleine Motoren – meist bis zu 3 kW (u. U. 5 kW) Leistungsaufnahme – sind von den EVU in der Regel für direkte Einschaltung zugelassen, da der Einschaltstromstoß, der die 4,5- bis 6-fache Nennstromstärke des Motors beträgt, noch in Kauf genommen wird. Dies ist der Fall, wenn der Motor ohne oder mit nur geringer Last hochläuft, wie das bei Kreislaspumpen gegeben ist. In Betracht kommen hier Kurzschlussläufermotoren mit Stromdämpferwicklung, auch als Stromverdrängungsläufer bezeichnet. Sie besitzen in der Regel nur 3 Klemmen L1, L2, L3 und eine Schutzleiterklemme.

5.2.2.4.2 Stern-Dreieck-Anlauf

Größere, nicht unter Vollast anlaufende Motoren werden durch Stern-Dreieck-Schaltung angelassen. Hier sind die Enden der Feldwicklungen des Ständers zu einem, in der Regel 6-poligen, Klemmbrett geführt, und zwar so, dass die Wicklungen entweder an einer Seite mit den 3 Zuleitungen L1, L2, L3 und auf der anderen Seite mit dem Mittelpunkt (auch „Sternpunkt“) verbunden sind – Sternschaltung – oder dass zwischen je 2 Zuleitungen eine Motorwicklung liegt – Dreieckschaltung – (Abb. 5-22 und 5-23).

Ist z. B. ein Motor für eine Spannung von 400 V gewickelt, dann herrscht zwischen je 2 Außenleitern im Netz eine Spannung von 400 V. In der Sternschaltung liegen zwischen 2 Außenleitern je 2 Motorwicklungen, so dass jede Wicklung nur die Spannung zwischen Klemme und Sternpunkt, also 230 V, erhält. Sie nimmt also weniger Strom auf und bringt daher auch nur weniger (Anlauf-) Moment auf. Der Anlaufstrom beträgt dabei nur etwa 1/3 desjenigen bei Direktschaltung, also etwa das 1,5- bis 2-fache des Nennstromes.

In der Dreieckschaltung dagegen liegt nur eine Wicklung zwischen je 2 Außenleitern, sie erhält damit die volle Spannung von 400 V.

Um den Motor beim Anlauf zuerst in die Stern-, dann in die Dreieckschaltung zu bringen, sind die Enden der Ständerwicklung einzeln zum Klemmkasten geführt. Diese Klemmen werden durch 6 Leitungen mit einem Sterndreieckschalter verbunden, der 3 Stellungen besitzt: Nullstellung (ausgeschaltet), Anlassstellung (Sternschaltung Y), Betriebsstellung (Dreieckschaltung Δ). Beim Anfahren muss der Schalter solange in Sternstellung stehen bleiben, bis der Motor nahezu auf seine Drehzahl hochgelaufen ist, erst dann darf auf Dreieck umgeschaltet werden (Abb. 5-22).

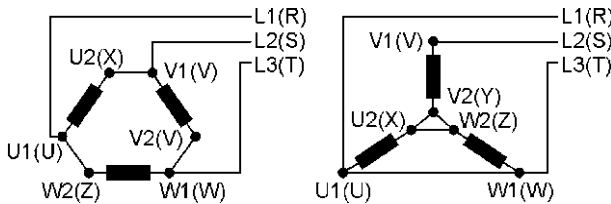


Abb. 5-22: Schema der Dreieck- (links) und der Stern-Schaltung (rechts)

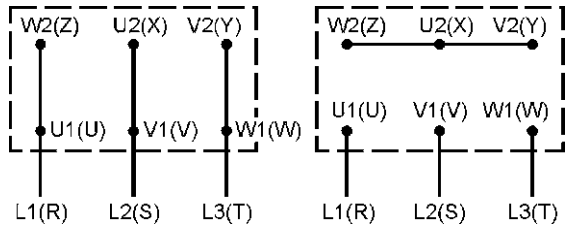


Abb. 5-23: Klemmbrett am Drehstrom-Motor-Ständer (links Dreieck-, rechts Stern-Schaltung)

Von einer Stern-Dreieck-Schützschtaltung wird dieser Schaltvorgang zeitgesteuert, automatisch abgewickelt. Ein Motor, der für Y-Δ-Schaltung gebaut ist, also 6 Klemmen besitzt, kann auch direkt eingeschaltet werden, also ohne Y-D-Schaltung, wenn das EVU den Stromstoß zulässt. Man kann die Maschine auf Y oder Δ schalten, wenn man die Klemmen gemäß **Abb. 5-23** verbindet, muss aber auf folgendes achten:

Ist der Motor für 230 V gewickelt, so darf man ihn an ein übliches Netz mit 400 V Betriebsspannung nur in Y-Schaltung anschließen.

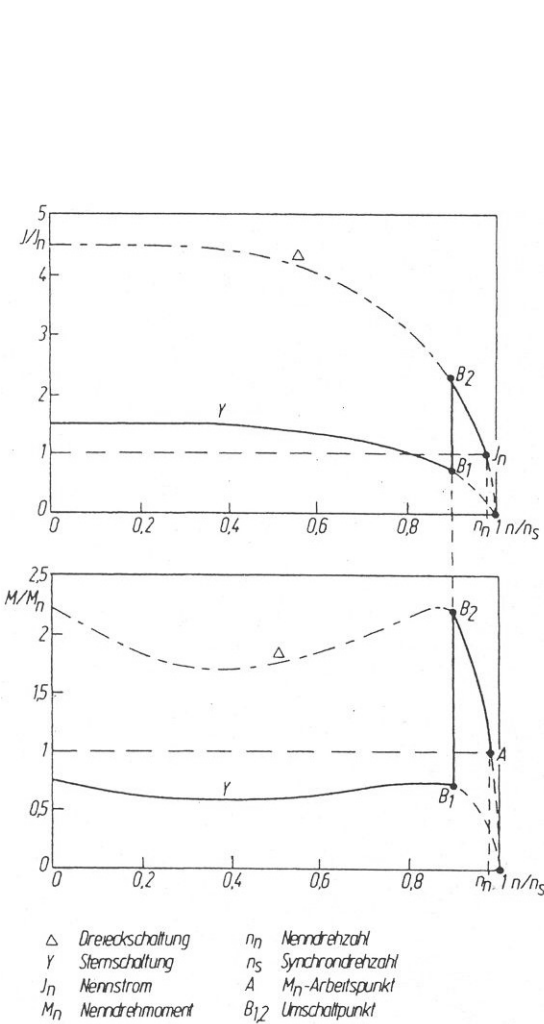
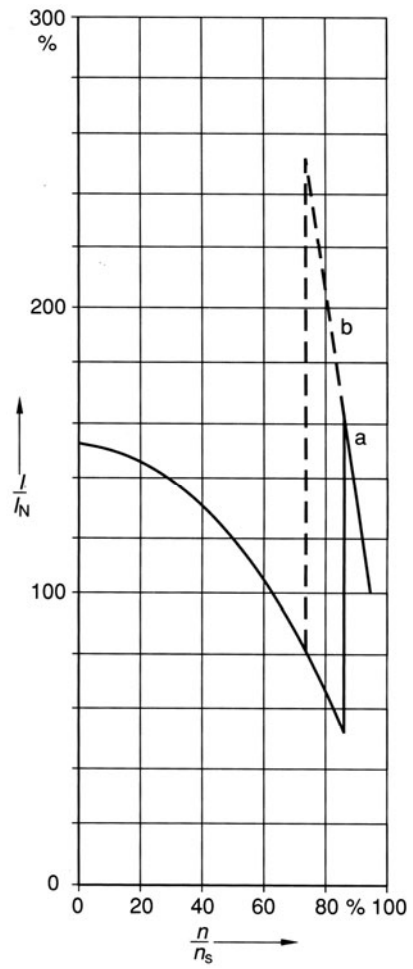


Abb. 5-24: Strom- und Momentenverlauf bei Stern-Dreieck-Schaltung



a = Bei Anlauf gegen 40...50 % Drehmoment
 b = Bei Ventilator- oder Verdichterantrieben

Abb. 5-25: Stromaufnahme eines Käfigläufers bei richtig ausgeführtem Stern-Dreieck-Anlauf

Voraussetzung für die Einschaltung eines Motors mit Y-Δ-Schaltung: Die Ständerwicklung muss für die Betriebsspannung in Δ geschaltet sein. Es gilt also:

Normalfall				
Motorschildbezeichnung:	230/400	230/400	400/690	400/690
Betriebsspannung:	230 ¹⁾	400	400	690
Y-Δ-Anlauf möglich?	ja	nein	ja	Nein
Grund:	230	400	400	690
	in Δ	in Y	in Δ	in Y

¹⁾ Netze mit 230 V Außenleiterspannung sind äußerst selten!

Beim Y-Δ-Anlauf gibt der Motor während des Anlaufens selbst nur etwa ein Drittel des Nennmoments (**Abb. 5-24**) ab, daher ist kein Anlauf unter Volllast möglich. Die Stromaufnahme eines Käfigläufermotors bei Stern-Dreieckanlauf ist in **Abb. 5-25** dargestellt.

5.2.2.4.3 Elektronischer Sanftanlaufstarter

Zunehmend wird ein elektronischer Motor-Sanftanlauf eingesetzt. Ein steuerbarer Halbleiter (Thyristor) bewirkt durch Anschneiden eines Teils der Sinushalbwellen (**Abb. 5-26**), dass erst ab einem bestimmten, beliebig einstellbaren Zeitpunkt ein Teilbetrag der Spannung (schraffierte Fläche) an den Motor weitergegeben wird. In dem Augenblick, in dem die Phase negativ werden will, schließt das Halbleiterventil und lässt keine Spannung mehr durch. Daher ist ein zweiter, entgegengesetzt gepolter Halbleiter nötig, welcher mit der negativen Halbwelle ebenso verfährt. Wird nun jede Halbwelle in der beschriebenen Art „angeschnitten“, so ist am Motor nur noch eine geringere Effektivspannung wirksam. Verschiebt man den Öffnungszeitpunkt α allmählich nach links gegen Null, so steigt die Spannung an, bis der Thyristor durchgesteuert ist und die volle Netzspannung zum Einsatz kommt.

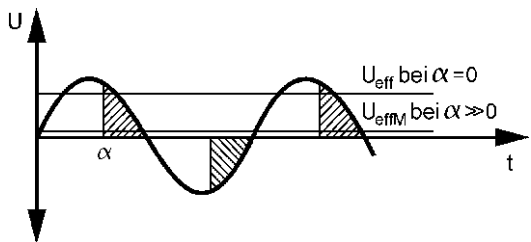


Abb. 5-26: Phasenanschnitt

Die Anlaufstrombegrenzung lässt sich bis auf etwa 2,0 bis 3,0 · I_N festlegen. Außerdem werden Sanftauslaufsätze angeboten. Von Vorteil ist die Reduzierung von Druckstößen.

Es sollten möglichst solche Geräte eingesetzt werden, die nach dem Hochlaufen des Motors durch einen Bypassschütz überbrückt werden. So verhindert man dauerhafte zusätzliche Verlustleistung. Da Schwierigkeiten bei niedriger Drehzahl bei der Gleitlagerung von U- und Tauchmotorpumpen bekannt sind, sollte der untere Drehzahlbereich schnell durchfahren werden.

Die Sanftanlaufgeräte werden zunehmend immer preisgünstiger und haben trotz der genannten Vorteile einen geringeren Platzbedarf als eine Stern-Dreieck-Schützkombination. Der elektronische Sanftanlasser ist deshalb aktuell die am meisten eingesetzte Lösung. Für Dauerbetrieb mit einer niedrigeren Drehzahl als der Nenndrehzahl ist dieses Verfahren nicht geeignet.

5.2.2.4.4 Frequenzumrichter

Ein Frequenzumrichter kann die Strombegrenzung beim Anlauf übernehmen. Als reine Anlasssteuerung, ohne Erfordernis der Drehzahlsteuerung, ist diese Lösung jedoch zu teuer (siehe Abschn. 5.2.2.2.2).

5.2.2.4.5 Anlasstransformator

Der Anlasstransformator ersetzt den Y-Δ-Schalter. Es wird zwischen Anzapfungen bei etwa 70 % und 100 % der Netzspannung umgeschaltet, so dass der Anlaufstrom auf 49 % desjenigen bei direkter Einschaltung sinkt. Er beträgt dann etwa das 2 fache des Motoren-Nennstromes. Wartungsarm, jedoch sehr viel Platzbedarf.

5.2.2.4.6 Anlasswiderstände (Nur bei Schleifringläufermaschinen)

Für Vollastanlauf, der in Wasserwerken kaum vorkommt, werden Schleifringläufermotoren verwendet. Bei diesen sind 3 Wicklungsenden des Läufers zu den 3 Schleifringen auf der Motorwelle geführt, auf welchen die Stromabnehmer (Bürsten) aufliegen. Diese sind mit stufenweise ausrückbaren Anlasswiderständen oder einem Anlasstransformator verbunden. Nach dem Hochlauf werden die Schleifringe kurzgeschlossen und bei großen Maschinen die Bürsten abgehoben.

5.2.2.5 Bauformen und Schutzarten der Elektromotoren

Häufigste Bauform sind Elektromotoren mit horizontaler Welle, freiem Wellenende und mit Fußaufstellung = Bauform IM B3, seltener sind Motorgehäuse ohne Füße für Flanschanbau z. B. Bauform IM B5. Diese Bauformen und ihre Aufstellungen sind gemäß (DIN EN 60034-7) genormt. Anbau- und Hüllmaße sowie Zuordnung der Leistungen für die Motoren der genannten Bauformen sind genormt. Die Schutzarten beziehen sich auf Berührungs-, Fremdkörper- und Wasserschutz und sind durch die Buchstabenfolge „IP“ sowie zwei Kennziffern festgelegt. Die erste gibt den Schutzgrad von Berührungs- und Fremdkörperschutz, die zweite den gegen Eindringen von Wasser an. Steigende Ziffern bedeuten steigenden Schutzgrad. In Maschinenräumen ist „IP 23“ üblich (Schutz gegen Sprühwasser, das in einem beliebigen Winkel bis 60° zur Senkrechten fällt), in Rohrkellern und Brunnenschächten „IP 44“ (Schutz gegen Spritzwasser, aus allen Richtungen) und in Räumen mit Überflutungsgefahr „IP 56“ (Schutz gegen Überfluten). Für U-Pumpenantriebe ist der höchste Schutzgrad – „IP 58“ (geeignet zum dauernden Untertauchen) – erforderlich (DIN EN 60034-5).

5.2.2.6 Blindstromkompensation

Die meisten Elektrizitätswerke verlangen die Bezahlung der Blindleistung (ab 50 % der Wirkleistung), die durch die Phasenverschiebung φ zwischen Strom und Spannung in Drehstromnetzen auftritt und die die magnetischen Felder aufbaut und erhält. Man kann den $\cos \varphi$ eines Motors, der in der Regel zwischen 0,8 und 0,85 liegt, dadurch verbessern, dass man einen (Leistungs-)Kondensator parallel zum Motor legt. Es wird nicht ganz bis $\cos \varphi = 1,0$ kompensiert, sondern auf 0,96 bis 0,98. Die Auslegung ist mit dem EVU abzustimmen. Die Anschaffungskosten für einen Blindstromkondensator werden oft schon durch die Senkung der Stromkosten während eines Jahres ausgeglichen. In kleineren WV-Anlagen kommt fast immer „Einzelkompensation“ in Frage, d. h. jedem Pumpenmotor wird ein eigener Kondensator zugeordnet. Um auch das Motorkabel von der Blindleistung Q zu entlasten, setzt man den Kondensator möglichst nahe an den Motor.

Die Kondensator-Leistung ist aus **Tab. 5-8** zu entnehmen (Zwischenwerte geradlinig interpolieren!). Hat z. B. ein Motor 60 kW Leistungsaufnahme bei einem Leistungsfaktor von 0,82, so braucht man, um ihn auf $\cos \varphi = 0,96$ zu verbessern, einen Kondensator von $0,40 \cdot 60 \text{ kvar} = 24 \text{ kvar}$.

Tab. 5-8: Kondensatorleistungen:

vorh. $\cos \varphi$	gewünschter $\cos \varphi$		
	0,90	0,93	0,96
0,74	0,43	0,52	0,6
0,82	0,22	0,31	0,40
0,88	0,06	0,15	0,25

Durch die zunehmende Zahl leistungsstarker Oberschwingungserzeuger, z. B. Frequenzumrichter, kommt es zu kritischen Resonanzsituationen welche zu extrem hohen Oberschwingungsströmen führen können. Es ist deshalb gemeinsam mit dem Energieversorger zu prüfen, ob eine verdrosselte, d. h. mit Induktivitäten beschaltete, Ausführung der Kondensatoren erforderlich ist.

5.2.2.7 Motorerwärmung

Nach Einsetzen einer Belastung erwärmt sich der Motor durch diese nach einer e-Funktion. Damit wird sich nach längerer Zeit eine ziemlich unveränderliche Temperatur einstellen, wenn sog. Dauerbetrieb vorliegt. Wird der Motor entlastet, sinkt die Temperatur, d. h. dass bei Betrieb mit (entsprechend langen) Pausen (Aussetzbetrieb) nur eine niedrigere Motortemperatur erreicht wird oder, während der kurzen Betriebszeiten, eine höhere Leistung abgegeben werden kann. Bei der Auslegung von WV Anlagen ist aber normalerweise von „Dauerbetrieb“ auszugehen.

Eine Erhöhung der Lebensdauer erzielt man, wenn man höhere Isolierstoffklassen verwendet, die die zulässige Grenzübertemperatur W_G (der eingesetzten Isolierstoffe) und damit die höchstzulässige Dauertemperatur W_D (des Motors) bestimmen (VDE 0301/1 bzw. DIN EN 60085):

$W_D = 40\text{ °C} + \text{Zuschlag (etwa 5 bis 15 K)} + W_G$

Die frühere Klasse C für alle Temperaturen über 180 °C ist ersetzt worden durch die entsprechende Zahlenangabe, z. B. 200 = 200 °C.

Klasse	Y	A	E	B	F	H
W_D in °C	90	105	120	130	155	180

Zur Motorkühlung wird i. A. Luft verwendet, die durch den Motor (Innenkühlung) oder, bei geschlossener Bauart, über seine Oberfläche (Oberflächenkühlung) geführt wird.

Schutz vor unzulässiger Erwärmung bieten Motorschutzschalter mit thermischer Auslösung; als Kurzschlussschutz werden Sicherungen oder Leistungsschalter mit Kurzschlussschnellauslösern eingesetzt.

Bei großen Motoren werden zur Temperaturüberwachung in den Lagern Kontaktthermometer und in den Wicklungen Widerstandselemente, z. B. Kaltleiter, vorgesehen.

Bei Ansprechen der Schutzeinrichtungen muss ein Alarmsignal abgehen, bzw. nach einiger Zeit ein selbsttätiges Stillsetzen der Maschine erfolgen.

5.2.3 Energieverteilung

5.2.3.1 Schaltgeräte

Schaltgeräte verbinden oder unterbrechen Stromwege. Ihre Auswahl wird hauptsächlich bestimmt von Betriebsspannung und -strom, Schaltvermögen und -häufigkeit sowie Betätigungsart. Hochspannungsschaltgeräte mit Betriebsspannungen über 20 kV sind im Allgemeinen in der Verfügungsgewalt der EVU, dagegen können Mittelspannungsschaltgeräte im WVU-Bereich liegen.

5.2.3.1.1 Schaltgeräte für Mittelspannungsanlagen

In Mittelspannungsanlagen werden als Schaltgeräte eingesetzt:

Leistungsschalter zum Schalten großer Betriebs- und Kurzschlussströme im Fehlerfall. Bei hoher Schaltfähigkeit (z. B. Motoren) haben sich gasgefüllte SF₆-(Schwefelhexafluorid-) und Vakuum-Schalter bewährt. Bei Schalten von Vakuumschaltern können Überspannungen entstehen. Motoren sollten deshalb eine geeignete Schutzschaltung erhalten.

Lasttrennschalter zum Schalten nur begrenzter Betriebsströme (keine Kurzschlussströme!); sie stellen ausgeschaltet eine Trennstrecke dar (Erhöhung der Sicherheit),

Trennschalter zum stromlosen Schalten, d. h. ohne Last; sie stellen eine sichtbare Trennung ausgeschalteter Anlagenteile dar und werden bes. bei Wartungsarbeiten betätigt.

5.2.3.1.2 Schaltgeräte für Niederspannungsanlagen

Bei den Niederspannungsschaltgeräten handelt es sich im Allgemeinen um Einrichtungen zum Ein- und Ausschalten von Motoren, Lampen u. ä. und um solche, die ihre Zuleitungen gegen Überlast schützen.

Schütze sind magnetisch betätigte Leistungsschaltkontakte. Die Schaltkontakte liegen in freien Lichtbogenlöschkammern. Zur Kontrolle der Schaltstellung gibt es zusätzliche Hilfskontakte. Abhängig vom Schaltvermögen variiert die Bauart und Baugröße der Schütze.

Leistungsschalter sind manuell oder motorisch angetriebene Schalter zum Schalten großer Leistungen. Im Gegensatz zum Schütz bleibt die Schaltstellung ohne Hilfsenergie erhalten. Abhängig vom Schaltvermögen variiert die Bauart und Baugröße der Leistungsschalter.

Motorschutzschalter werden in die Stromzuleitung eines Motors eingebaut. Sie erkennen über Bimetalle eine schleichende Überlastung und über Spulen den Kurzschluss. Bei großen Motorströmen wird der Motorschutzschalter über Stromwandler geführt. Die Abschaltung des Motors erfolgt durch Schütze oder Leistungsschalter. Der Motorschutzschalter wird für abgestufte Bereiche gefertigt und muss bei der Inbetriebnahme auf den Nennstrom des Motors eingestellt werden.

Hochleistungsicherungen, vor die Schütze gesetzt, dienen als Schutz gegen thermische und dynamische Überbeanspruchung. Je nach Auslegung und Betriebsklasse sichern diese den Kurzschluss und/oder den Überlastbereich ab. In Deutschland verbreitet ist das NH-Sicherungssystem (Niederspannungs-Hochleistungs-Sicherungssystem nach DIN VDE 0636 bzw. DIN EN 60269) bis 1.250 A sowie das Diazed- und Neozet- Sicherungssystem bis 100 A.

Stern-Dreieck-Schütze ermöglichen das Einschalten der Motoren in Stern- und das Umschalten in Dreieckschaltung. Die zeitliche Abfolge wird über eine Hilfsschaltung realisiert.

Thermistorgeräte schützen häufig schaltende ($i > 60/h$) oder schwer belastete Motoren. Es sind werkseitig Temperaturfühler in die Motor-Ständerwicklungen eingebettet, die über ein Auslösegerät bei zu großer Erwärmung auf das Motorschütz wirken. Sie werden im Allgemeinen als Kaltleiter, das sind Halbleiter, deren elektrische Leitfähigkeit im kalten Zustand größer ist als im heißen Zustand, oder mit Widerstandstemperaturfühler (PT100) ausgeführt.

5.2.3.2 Leitungen und Zubehör

5.2.3.2.1 Stromleitungen

Die vom Netz des EVU zu den Wasserwerken verlaufenden Stromleitungen werden als Freileitungen oder Kabel erstellt; sie sind bestimmt durch Festigkeit (bei Freileitungen), Erwärmung und Spannungs- bzw. Leistungsverlust. In der Regel ist nur der letztere von Bedeutung. Wegen der größeren Betriebssicherheit sollen Stromzuführungen zu Wasserwerken nur als Kabel verlegt werden.

Üblicherweise werden vom Trafo des EVU bis zum Pumpwerk 4% Leistungsverlust zugelassen. Mindestquerschnitt für Niederspannungs-Freileitungen: Cu 10 mm², Al 16 mm², Mastabstände: Holzmasten 35 m, bei größerem Leitungsquerschnitt Stahlbeton- oder Stahlrohrmasten: 40 bis 50 m. Mastlänge 9 bis 11 m. Zopfstärke (d. i. das obere Ende) der Holzmasten bis 4 · 70 mm². Leitungsquerschnitt: 16/18 cm. Eingrabetiefe 1/6 der Mastlänge, mindestens 1,6 m. Abstände der Leitungen untereinander 40 bis 50 cm, von Gebäuden 1,25 m, von OK Eisenbahnschienen 7,0 m, seitlich von Gleismitte 5,0 m, stets bei größtem Durchhang gemessen (gilt nur für Leitungen unter 1 000 V). Bahnen mit elektrischer Oberleitung dürfen nur mit Erdkabeln gekreuzt werden.

Müssen Leistungen über 25 bis 30 kW auf längere Strecken als 1000 m übertragen werden, so würden die Querschnitte von Niederspannungsleitungen zu groß werden, wenn der Leistungsverlust im erträglichen Rahmen bleiben soll. In diesem Fall ist Mittelspannungsübertragung zweckmäßig. Im oder neben dem Wasserwerk muss dann Raum für Schaltgeräte und Transformatoren bereitgestellt werden. Die Strombelastbarkeit von Kabeln ist in **Tab. 5-9** und **Tab. 5-10** in Abhängigkeit der Ausführung zusammengefasst.

Tab. 5-10: Strombelastbarkeit I_z von Kabeln 0,6/1 kV (EVU-Last) bei Verlegung in Luft nach oder DIN VDE 0276-603

Isolierwerkstoff	Papier-Masse						PVC						VPE						
Metallmantel	Blei			Aluminium			—			Blei			—						
zulässige Betriebstemperatur	80 °C						70 °C						90 °C						
Bauart-kurzzeichen	NK-BA	NKA		NKLEY		NYY		NYCWY		NYKY		N2XY N2X2Y		N2CWY N2XCW2Y					
Anordnung																			
Anzahl der belasteten Adern	3	3	3	3	3	3	1	3	3	3	3	2	3	1	3	3	3		
Querschnitt in mm ²	Strombelastbarkeit <i>I_z</i> in A																		
Kupfleiter Verlegung in Luft	1,5	—	—	—	—	—	27	19,5	21	19,5	22	20	18,5	33	24	26	25	27	
	2,5	—	—	—	—	—	35	25	28	26	29	27	25	43	32	34	33	36	
	4	—	—	—	—	—	47	34	37	34	39	37	34	57	42	44	43	47	
	6	—	—	—	—	—	59	43	47	44	49	48	43	72	53	56	54	59	
	10	—	—	—	—	—	81	59	64	60	67	66	60	99	74	77	75	81	
	16	—	—	—	—	—	107	79	84	80	89	89	80	131	98	102	100	109	
	25	114	138	167	114	136	163	144	106	114	108	119	118	106	177	133	138	136	146
	35	140	168	203	139	166	199	176	129	139	132	146	145	131	217	162	170	165	179
	50	169	203	246	168	200	239	214	157	169	160	177	176	159	265	197	207	201	218
	70	212	255	310	213	251	299	270	199	213	202	221	224	202	336	250	263	255	275
	95	259	312	378	262	306	361	334	246	264	249	270	271	244	415	308	325	314	336
	120	299	364	439	304	354	412	389	285	307	289	310	314	282	485	359	380	364	388
	150	343	415	500	350	403	463	446	326	352	329	350	361	324	557	412	437	416	438
	185	397	479	575	402	462	522	516	374	406	377	399	412	371	646	475	507	480	501
240	467	570	678	474	545	594	618	445	483	443	462	484	436	774	564	604	565	580	
300	533	654	772	542	619	657	717	511	557	504	519	—	492	901	649	697	643	654	
400	611	783	912	628	726	734	843	597	646	577	583	—	563	1060	761	811	737	733	
500	—	893	1023	—	809	786	994	669	747	626	657	—	—	1252	866	940	807	825	
630	—	—	—	—	—	—	1180	—	858	—	744	—	—	1486	—	1083	—	934	
800	—	—	—	—	—	—	1396	—	971	—	—	—	—	1751	—	1228	—	—	
1000	—	—	—	—	—	—	1620	—	1078	—	—	—	—	2039	—	1368	—	—	
Bauart-kurzzeichen	NA-KBA	NAKA		NAKLEY		NAYY		NAYCWY		—		NA2XY NA2X2Y		NA2CWY NA2XCW2Y					
25	89	—	—	88	—	—	110	82	87	83	91	—	—	136	102	106	104	112	
35	108	130	157	107	128	154	135	100	107	101	112	—	—	166	126	130	128	137	
50	131	157	191	130	155	186	166	119	131	121	137	—	—	205	149	161	152	169	
70	165	198	240	166	195	234	210	152	166	155	173	—	—	260	191	204	194	214	
95	201	243	294	203	238	284	259	186	205	189	212	—	—	321	234	252	239	263	
120	233	283	343	237	277	328	302	216	239	220	247	—	—	376	273	295	278	308	
150	267	323	390	272	316	370	345	246	273	249	280	—	—	431	311	339	316	349	
185	310	374	450	314	363	421	401	285	317	287	321	—	—	501	360	395	365	401	
240	366	447	535	372	432	489	479	338	378	339	374	—	—	600	427	472	430	469	
300	420	515	613	428	494	548	555	400	437	401	426	—	—	696	507	547	506	535	
400	488	623	733	503	589	627	653	472	513	468	488	—	—	821	600	643	575	615	
500	—	718	833	—	669	687	772	539	600	524	556	—	—	971	695	754	682	700	
630	—	—	—	—	—	—	915	—	701	—	628	—	—	1151	—	882	—	790	
800	—	—	—	—	—	—	1080	—	809	—	—	—	—	1355	—	1019	—	—	
1000	—	—	—	—	—	—	1258	—	916	—	—	—	—	1580	—	1157	—	—	

^{*)} Bemessungsstrom in Gleichstromanlagen mit weit entferntem Rückleiter

5.2.3.2.2 Motoranschlüsse und Sicherungen

Die in dem internationalen Standard IEC 60364-5-523 gemachten Aussagen bezüglich der Strombelastbarkeit von Leitungen finden sich inhaltlich wieder in der nationalen Norm DIN VDE 0298-4. „Verwendung von Kabeln und isolierten Leitungen für Starkstromanlagen; Empfohlene Werte für die Strombelastbarkeit von Leitungen“. Sie enthält Regeln für die Wahl des Leiternennquerschnitts bei:

- Belastung der Leitungen im ungestörten Betrieb
- Belastung der Leitungen im Kurzschlussfall

Laut aktueller Norm DIN VDE 0298 müssen beide Belastungsarten getrennt betrachtet werden. Die Absicherung und Belastbarkeit von Leitungen und Kabeln ist jeweils einzeln zu berechnen unter Beachtung folgender Rahmenbedingungen:

- Bestimmungsgemäße Verwendung der Starkstromleitungen
- Nur Betriebsstrom führende Leiter werden berücksichtigt
- Es wird symmetrische Belastung angenommen (ungünstigster Fall)
- Es werden die ungünstigsten Betriebsbedingungen vorausgesetzt, bei gleichzeitig ungünstigstem Leitungsverlauf

Bemessungstabellen, welche sich in älterer Literatur finden, berücksichtigen u. A. die Verlegebedingungen und daraus resultierende Reduktionsfaktoren nicht. Diese veralteten Tabellen dürfen deshalb nicht mehr angewandt werden! **Tab. 5-9** und **Tab. 5-10** zeigen die Strombelastbarkeit von Kabeln bei unterschiedlichen Verlegebedingungen. Für stärkere Kabel (etwa ab 120 mm²) werden, wegen der besseren Biegsamkeit, meist Einzelleiter vorgezogen.

5.2.3.3 Transformatoren (Umspanner)

Transformatoren sind genormt, deshalb ist die Bestimmung der erforderlichen Leistungsgrößen nicht besonders schwierig. Bei der Auswahl von Transformatoren ist Folgendes zu beachten: Nach dem Kühlmittel unterscheidet man Trocken- und Öltransformatoren. Die unbrennbaren (!), PCB-haltigen Kühlmittel (Askarel, Chlophen o. Ä. Bezeichnungen) haben sich als äußerst gefährlich im Brandfall erwiesen (durch Brandlast von außen). Aufgrund dieser Umweltunverträglichkeit werden sie nicht mehr hergestellt, der Austausch eines noch vorhandenen PCB-haltigen Transformators muss über Spezialfirmen erfolgen, eine Abstimmung mit den zuständigen Umweltschutzbehörden muss geprüft werden. Einfacher Austausch der Füllung gegen Öl ist höchst gefährlich und daher unzulässig.

Normalerweise kommt, d. h. wenn keine Gefährdung des Grundwassers zu befürchten ist, ein mit Mineral- oder Silikonöl (etwas teurer) gefüllte Transformator in Betracht. Bei seiner Aufstellung sind verschiedene bauliche Auflagen und Vorkehrungen zu erfüllen. Diese entfallen bei dem im Fassungs-bereich und in der engeren Schutzzone vorgeschriebenen Trockentransformator. Bei Neuanschaffung empfiehlt sich die Gießharzausführung; sie ist zwar etwa doppelt so teuer wie die mit Lacktränkung, aber, im Gegensatz zu dieser, nicht überspannungsempfindlich, für Freiluftaufstellung (gekapselt) geeignet und ohne Wartungsansprüche. Wegen der elektrischen Auslegung bezüglich Kurzschlussbeanspruchung, Schaltgruppen, ggf. Parallelbetrieb (Grund- und Spitzenlastaufteilung, Erweiterung u. ä.) und der gegebenen Netzspannung ist eine Abstimmung mit dem EVU erforderlich. Aus betriebswirtschaftlichen Gründen sollten Transformatoren passend ausgelegt werden (quadratischer Anstieg der Kupfer- oder Kurzschlussverluste). Es gibt auch sog. „Transformatoren mit verringerten Verlusten“, die aber teurer sind (Rückfrage beim Hersteller).

Eine Sonderbauart der Transformatoren stellen die Messwandler dar, die es erlauben, hohe bis höchste Betriebsspannungen oder -ströme in einem bestimmten Übersetzungsverhältnis auf Werte herabzusetzen, die für Messgeräte (s. Abschn. 5.3.2.1.4) geeignet sind.

5.2.3.4 Ersatzstromerzeugungsanlagen

Wie bereits dargelegt, werden Ersatzstromerzeugungsanlagen (EStA) im Allgemeinen durch Dieselmotoren angetrieben. Als Stromerzeuger haben sich selbstregelnde Innenpolsynchron-Maschinen in Sternschaltung mit herausgeführtem Sternpunkt bewährt. Meistens genügt Selbsterregung, nur bei sehr großen Maschinen wird Fremderregung (durch gesonderte Erregermaschine) vorzusehen sein; auch der Einsatz von Mittelspannungsgeneratoren (z. B. 6 kV) ist dann zu überlegen.

Für stationäre Ersatzstromanlagen gelten andere Anforderungen als für mobile Geräte, welche z. B. bei Rohrleitungsreparaturen zum Einsatz kommen. Die genaue Spezifikation ist deshalb im Einzelfall zu prüfen (hierzu auch DVGW-Merkblatt GW 308 „Mobile Ersatzstromerzeuger für Rohrleitungsbaustellen“).

Die Schaltanlagen sind so auszurüsten, dass Hand-, Automatik- und Probetrieb möglich sind. Bewährt haben sich elektronische Synchronisierereinrichtungen die im Probetrieb unterbrechungsfrei im Nulldurchgang einer Sinuswelle umschalten können. Bei Netzwiederkehr wird automatisch, unterbrechungsfrei auf das Netz zurück geschaltet, nach einer Nachlaufzeit schaltet sich die EStA automatisch ab.

Die Anlagengröße sollte so bemessen sein, dass bei Druckerhöhungsanlagen mit Druckbehälter 1/6 bis 1/8 von Q_{dmax} (maximaler Tagesbedarf) je Stunde gefördert werden kann; bei Zwischenpumpwerken mit nur einseitigem Netzanschluss oder zweiseitigem Anschluss aber nur geringem Speicher- raum sowie bei Gewinnungsanlagen ist 1/16 von Q_d (mittlerer Tagesverbrauch) je Stunde zugrunde zu legen.

5.2.4 Schutzmaßnahmen in elektrischen Anlagen

Schutzmaßnahmen schützen Mensch und Tier gegen Berührung spannungsführender Teile und gegen zu hohe, u. U. tödliche Berührungsspannung (DIN VDE 0100/410). Sie sind mit dem EVU abzustimmen.

5.2.4.1 Schutz gegen direktes Berühren

Vollständigen Schutz gegen direktes Berühren „aktiver“, d. h. unter Spannung stehender Teile erreicht man durch Isolierung und Abdeckung oder Umhüllung derselben. Hindernisse oder Abstand bieten dagegen nur teilweisen Schutz, d. h. Schutz gegen zufälliges Berühren. Räume mit aktiven Teilen müssen gekennzeichnet werden (Warnschild), dürfen nur mit Schlüssel oder Werkzeug zu öffnen sein und dürfen nur durch Elektrofachkräfte oder elektrotechnisch unterwiesene Personen betreten werden.

5.2.4.2 Schutz bei indirektem Berühren

Unter dem Schutz bei indirektem Berühren sind Maßnahmen zu verstehen, die gegen Gefahren durch Berührung im Fehlerfall gerichtet sind.

5.2.4.2.1 Schutzisolierung

Zur sog. Grund- oder Betriebsisolierung wird eine zusätzliche isolierende Umhüllung geschaffen, durch die weder leitfähige Teile hindurchgehen noch an Schutzleiter angeschlossen werden dürfen. Ihre Anschlussleitungen sind deshalb ohne Schutzleiter, die Stecker ohne Schutzkontakt (Zeichen ).

5.2.4.2.2 Schutztrennung

Durch schutzisolierte Trenntransformatoren, die außerhalb des gefährdeten Bereichs aufgestellt sein müssen, werden Gefahren vermieden, die beim Berühren von Geräten mit fehlerhafter Betriebsisolierung entstünden.

Setzt man ausgangsseitig die Spannung auf höchstens 24 V ~ („24 VAC“) herab (z. B. für Handleuchten), spricht man von Schutzkleinspannung. Stecker für Kleinspannung dürfen nicht in Steckdosen für höhere Spannungen passen!

5.2.4.2.3 Schutzeinrichtungen im TN-Netz

Der Schutzleiter PE oder der Neutraleiter mit Schutzfunktion PEN muss mit dem Erdungspunkt des speisenden Netzes (üblicherweise der geerdete Sternpunkt) verbunden sein, wobei der Gesamterdungswiderstand R_{GE} höchstens $2\,\Omega$ betragen darf (ggf. zusätzliche Erdungsstellen vorsehen). Alle Metallteile und Geräte werden an PE bzw. PEN angeschlossen, so dass im Fehlerfall das Abschalten durch Überstrom-Schutzeinrichtungen (Sicherungen, Sicherheitsautomaten,) gewährleistet ist. Es wird unterschieden zwischen TN-C-Netz, TN-S-Netz und TN-C-S-Netz (**Abb. 5-27**). Ein TN-C-Netz ist ein Netz mit einem kombinierten Schutz-/Neutraleiter (PEN-Leiter) und darf nur bei Leiterquerschnitten von mindestens 10 mm^2 Cu oder 16 mm^2 Al gewählt werden. Bei Querschnitten unter 10 mm^2 Cu (16 mm^2 Al) kommt am häufigsten das TN-CS-Netz mit Auftrennung des PEN-Leiters in Schutzleiter PE und Neutraleiter N innerhalb der Elektroanlage zur Anwendung. Es gibt auch das TN-S-Netz mit Auftrennung in PE und N ab Sternpunkt der Spannungsquelle.

5.2.4.2.4 Schutzeinrichtungen im TT-Netz

Beim TT-Netz sind Transformator-Sternpunkt (ersatzweise ein Außenleiter) und PE getrennt geerdet, damit müssen auch PE und N getrennt sein (**Abb. 5-28**). Alle nicht zum Stromkreis selbst gehörenden, leitfähigen Teile sind mit dem Schutzleiter gemeinsam geerdet. Auch hier darf R_{GE} höchstens $2\,\Omega$ betragen; das Abschalten wird ebenfalls durch Überstrom-Schutzeinrichtungen erreicht. Die Maßnahme ähnelt der früheren Schutzerdung.

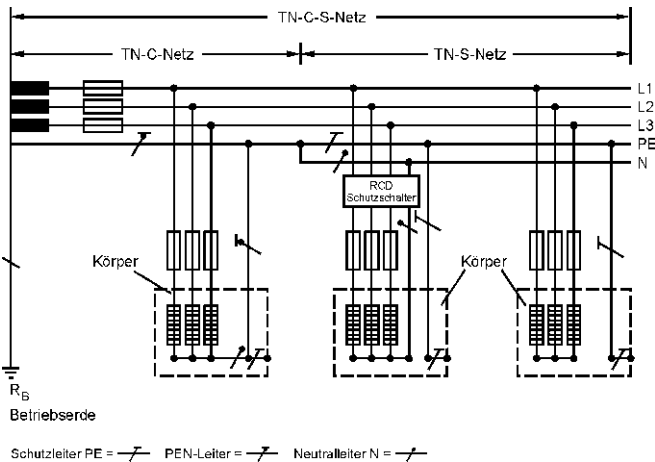


Abb. 5-27: Aufbau des TN-Netzes

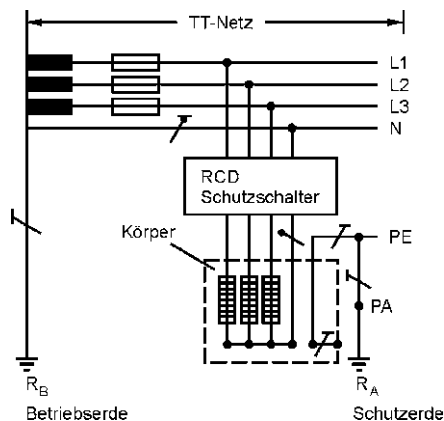


Abb. 5-28: Aufbau des TT-Netzes

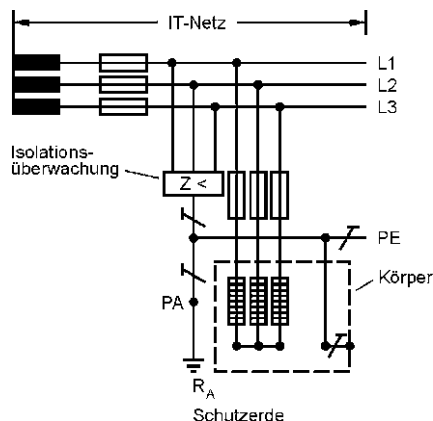


Abb. 5-29: Aufbau des IT-Netzes

5.2.4.2.5 Schutzeinrichtungen im IT-Netz

Im IT-Netz (**Abb. 5-29**) fehlt der Neutraleiter N, die aktiven Leiter L1, L2, L3 sind nicht geerdet, der die einzelnen leitfähigen Teile verbindende Schutzleiter PE natürlich schon. Beim IT-Netz, das kein EVU- sondern nur ein abnehmereigenes Netz (ab Trafo-Sekundärseite oder bei EStA-Versorgung) ist, wird als Schutzmaßnahme die Isolation überwacht. Es erfolgt keine selbsttätige Abschaltung, sondern nur eine Meldung; die Bedienungsfachkräfte haben dann entsprechend zu handeln!

5.2.4.2.6 Fehlerstrom-Schutzeinrichtung (RCD)

RCD = Residual Current protective Device (auch FI-Schutzeschalter)

Die Fehlerstrom-Schutzeinrichtung wird beim Anstieg über den Nennfehlerstrom (z. B. 30 mA) innerhalb von 0,2 s, beim fünffachen Nennfehlerstrom sogar innerhalb von 0,04 s, abgeschaltet; sie kann in Netzen mit PEN-Leitern (TN-C-Netz) nicht verwendet werden (kein Abschalten bei Fehler!). Sind PE- und N-Leiter getrennt (TN-S-Netz), ist sie dagegen von Nutzen. Hinweis: Die einwandfreie Funktion der Schutzeinrichtung muss regelmäßig überprüft und dokumentiert werden!

Bei der Fehlerstrom-Schutzeinrichtung handelt es sich um eine Schutzmaßnahme gegen indirekte Berührung. Sie ist, außer der Schutzkleinspannung, die beste Schutzeinrichtung, ersetzt aber nicht die für den Kurzschlusschutz notwendigen Sicherungen.

Die Fehlerspannungs-(FU-) Schutzeinrichtung ist mit einem Schalter ausgerüstet, der dann innerhalb 0,2 s fällt, wenn die Berührungsspannung die Nennfehlerspannung (z. B. 24 V ~) übersteigt; sie ist auf Sonderfälle beschränkt.

5.2.4.3 Weitere Sicherheitsregeln

Der Betrieb elektrischer Einrichtungen umfasst Bedienen und Arbeiten.

Laien ist nur das Bedienen gestattet, d. h. Schalten, Steuern, Stellen und Beobachten. Durch eine zusätzliche Qualifikation können Laien zur „elektrotechnisch unterwiesenen Person“ geschult werden und dürfen dann speziell unterwiesene Handlungen im Elektrobereich durchführen wie z. B. Wechseln von Sicherungen bis 25 A oder Austausch von Leuchtmitteln und Reinigungsarbeiten. Zum Arbeiten gehören: Reinigen, Instandhalten, Beseitigen von Störungen, Ändern und Erweitern; hierfür sind Elektrofachkräfte einzusetzen (s. BGV A3).

Beim Arbeiten sind grundsätzlich die 5 Sicherheitsregeln (s. DIN VDE 0105/1) zu beachten:

- Freischalten
- Gegen Wiedereinschalten sichern
- Spannungsfreiheit feststellen
- Erden und Kurzschließen
- Benachbarte, unter Spannung stehende Teile abdecken oder abschränken!

Auf strikte Trennung von EVU- (meist Mittelspannungs-)Teil und WVU-Teil ist zu achten, die Zuverlässigkeit für Schalthandlungen muss eindeutig festgelegt werden (s. **Abb. 5-49**).

5.3 Prozessleitsysteme und Fernwirktechnik

5.3.1 Aufgaben

5.3.1.1 Allgemeines

Großräumige Wasserversorgungsanlagen mit weit auseinander liegenden Anlagenteilen werden mit Hilfe von Prozessleitsystemen geordnet und wirtschaftlich betrieben. Auch bei kleineren Anlagen mit geringerer Ausdehnung sind Prozessleitsysteme wirtschaftlich gerechtfertigt

An die Prozessführung von Wasserversorgungsanlagen sind folgende Anforderungen zu stellen:

- bestmögliche Nutzung des Wasserdargebotes
- Sicherung und Überwachung der Wassergüte
- Erhöhung der Betriebs- und Versorgungssicherheit (Erkennen von Störungen, Schäden)
- Erhöhung der Wirtschaftlichkeit des Betriebsablaufs
- ergonomische Arbeitsabläufe

Dem *Prozessleitsystem* obliegt die Sicherstellung des Zusammenwirkens aller technischen Komponenten auf der Basis aktueller Zustände und Anforderungen und das Herbeiführen von erforderlichen oder gewünschten Zuständen. Die Funktionen eines Prozessleitsystems lassen sich unterteilen in Grundfunktionen (z. B. Prozessüberwachung, Prozesssteuerung, Berichtswesen) mit Dialogfunktionen (z. B. Anzeigen, Bedienen, Registrieren, Protokollieren, Archivieren) sowie Zusatzfunktionen (z. B. Schutzfunktionen, Plausibilitätskontrollen, Erstellung von Prognosen).

Die *Fernwirktechnik* umfasst alle Geräte und Funktionen zur Erfassung, Verarbeitung, Übertragung und Darstellen des Prozessgeschehens. Ihre Hauptaufgaben sind

- Istwerterfassung durch Messen und Zählen,
- Ist- und Sollwertvergleich durch Melden und Überwachen,
- Sollwertherstellung durch Steuern und Regeln.

Auf den Unterschied zwischen Messen und Zählen wird im Abschn. 5.5 eingegangen; Melden bedeutet reines Istwert-Mitteilen, während Überwachen bereits den Sollwertvergleich beinhaltet. Beim Steuern beeinflussen die Eingangsgrößen aufgrund einer eingepägten Gesetzmäßigkeit die Ausgangsgrößen. Der Ablauf wird über offen aneinander gereihte Übertragungsglieder als Steuerkette vollzogen. Beim Regeln dagegen wird eine (Regel-) Größe fortlaufend erfasst, mit der Führungsgröße (Sollwert) verglichen und bei Abweichung wieder nachgeführt. Der Wirkungsablauf ist geschlossen: Regelkreis. Die Ampel steuert den Verkehr, der Polizist soll ihn regeln! – Vertiefende Details sind den DVGW-Arbeitsblättern W 645 "Überwachungs-, Mess-, Steuer- und Regeleinrichtungen in Wasserversorgungsanlagen" – Teile 1–3 zu entnehmen.

5.3.1.2 Messwerte und Meldungen

Eine übersichtliche Betriebsführung verlangt die Feststellung der wichtigsten Werte der Anlage, um deren Wirkungsweise prüfen zu können. Für die Fernbedienung ist eine ausreichende Übersicht über die Anlagenzustände vor Ort eine wesentliche Bedingung. Folgende Signaltypen können unterschieden werden:

Steuerbefehle – sind Teile des Programmlaufs; sie können entweder direkt vom Bedienpersonal oder indirekt von anderen Steuerungen oder übergeordneten Prozessleittechniksystemen kommen.

Betriebsmeldungen – dienen zur Kontrolle der Steuerbefehle und zur Übersicht über den Anlagenzustand z. B. Öffnen einer Armatur (Übergang), Endstellung einer Armatur (Beharrung).

Messwerte – sind die zu ermittelnden Werte der Messgröße. Sie setzen sich aus Zahlenwert und Einheit der Messgröße zusammen. Messwerte sind die Grundlage für die Beurteilung des Betriebszustandes einer Anlage.

Warnmeldungen – signalisieren das Über- bzw. Unterschreiten vorgegebener Werte. Sie bedingen erhöhte Aufmerksamkeit des Personals und ggf. Einleiten von Abhilfemaßnahmen.

Störmeldungen – signalisieren Funktionsausfälle und das Über- bzw. Unterschreiten vorgegebener Werte. Sie erfordern Abhilfemaßnahmen.

Gefahrmeldungen oder Alarmmeldungen – signalisieren schwere Betriebsstörungen und erfordern unverzüglich Gegenmaßnahmen.

Objektschutzmeldungen – signalisieren das Öffnen und Schließen von Zugangseinrichtungen im Prozess und weiterer zu überwachender Einheiten.

Ist die Ursache derartiger Meldung nicht bekannt, sind vorgeschriebene Aktionen zur Klärung einzuleiten. Im Einzelfall muss entschieden werden, welche Meldungen den Prozess beeinflussen bzw. welche nur weitergemeldet werden.

In Tab. 5-11 sind einige gebräuchliche Messwerte und Meldungen für verschiedene Anlagen in Wasserwerken zusammengestellt.

Tab. 5-11: Messwerte und Meldungen zur Prozessüberwachung in Anlehnung an W 645-2

Anlagenteil	Messwerte und Meldungen
Gewässer, Brunnen, Behälter	Höhenstand, Pegel (min., max), Quellschüttungen, Fördermengen, Inhalt
Pumpen (siehe auch Tab. 5-12 u. 5-17)	Trockenlaufschutz, Volumenstrom (min., max) Druck (min., max), Temperaturen (Lager; max.)
Elektromotoren (siehe auch Tab. 5-12 u. 5-17)	Betriebsbereitschaft, Anlauf/Auslauf, Betrieb Überstrom, Überlast Motorlüftung Temperatur (Lager, Wicklung, Kühlwasser; max.)
Verbrennungsmotoren	Betriebsbereitschaft, Betrieb, Anlauf/Auslauf, Temperatur (Abgas, Kühlwasser; max.) Drehzahl (max.) Füllstand Kraftstoffbehälter (min., max.) Öldruck (min.), Druckluft (min.) Batteriespannung, Ladegeräteausfall
Energieversorgung einschließlich Ersatzstromversorgung (siehe auch Tab. 5-12 u. 5-17)	Betriebsbereitschaft Schalterstellung (ein, aus) Strom (max.) Spannung (min., max.), Leistungsbezug (max.) Erdschluss, Isolierungsüberwachung Netz fehlt, Sicherungsauslösung
Armaturen und Stellantriebe	Stellungsmeldung (Auf, Zu, Zwischenstellung) Auf- und Zulauf Überstrom, Drehmoment (max.), Laufzeit überschritten
Aggregate mit Hilfs- und Nebeneinrichtungen	Betriebsbereitschaft, Betrieb, Anlauf/Auslauf, Störung
Schutz gegen unbefugten Zugang	Alarmmeldung verschiedener Art
Gebäude	Raumtemperatur (min., max.), Rel. Luftfeuchte (max.) Überflutung, Brand Gasaustritt (Ozon, Chlor)
Dosiereinrichtung	Volumenstrom (min., max.), Druck (max.) Füllstand (min., max.)
Filter	Volumenstrom (min., max.), Differenzdruck (max.) Betriebszustand (Filterbetrieb; Spülbetrieb)
Wassergüte	Chlorgehalt, Ozongehalt, Sauerstoffgehalt, pH-Wert, elektr. Leitfähigkeit, Trübung, Ölwarnung
Rohrnetz	Netzdrücke, Durchflüsse

5.3.1.3 Besondere Sensoren und Geräte für selbsttätige Steuerungen und zur Fernüberwachung

Wasserstandsgeber sind Kontaktaufnehmer, welche aus einer Schwimmervorrichtung oder aus einem Druckaufnehmer bestehen und welche an die Grundablassleitung eines Trinkwasserbehälters angeschlossen werden, um den Wasserstand anzuzeigen, die Schaltung der Pumpen zu bewirken und/oder eine Meldung abzusetzen.

Druckschalter schalten bei bestimmten Drücken ein bzw. aus und werden z. B. in DB-Anlagen zur Steuerung der Luftkompressoren benötigt.

Kontaktmanometer sind Manometer mit einem vom Wasserdruck bewegten und einem von Hand einstellbaren Zeiger, deren Kontakte sich berühren, wenn sich die Zeiger decken. Beim Berühren schließen sie einen Hilfsstromkreis, der z. B. den Motorschutz steuert.

Elektronische Druckaufnehmer nehmen den Druck über eine Membrane aus z. B. V2A oder Keramik auf und wandeln diesen in ein analoges Messsignal um. Sie können den Druckwert anzeigen, mit Schalt-

punkten vergleichen und Schaltbefehle ausgeben und stellen den aktuellen Druckistwert als analoges oder digitales Ausgabesignal zur weiteren Verarbeitung zur Verfügung. El. Druckaufnehmer gibt es für unterschiedliche Messbereiche in vielfältiger Ausführung. Sie werden zur Überwachung des Leitungsdrucks und zur Höhenstandsüberwachung eingesetzt.

Durchflussmengenmessgeräte sind zum einen Wasserzähler mit Impulskontakten oder magnetisch induktive Durchflussmengenmessgeräte (siehe Abschn. 5.5)

Endlagenschalter werden zur Stellungsüberwachung z. B. an Schiebern oder Ventilen eingesetzt. Sie können kontaktbehaftet über Stößel und Hebel oder berührungslos über Magnetfelder (Induktiver Näherungsschalter, Initiator) schalten.

Speicherprogrammierbare Steuerungen (SPS) sind die zentralen Geräte der Automatisierungstechnik. Sie besitzen Ein- und Ausgänge für digitale und analoge Größen, also z. B. für Schaltkontakte und Messwerte auf der Eingangsseite und für Befehle in Form von z. B. potenzialfreien Kontakten auf der Ausgangsseite. Über ein Programm sind Ein- und Ausgangssignal miteinander verknüpft.

Bussysteme ermöglichen die Kopplung zwischen den Automatisierungsgeräten und ermöglichen die Datenübertragung zu einer Leitwarte. Zunehmend werden auch Sensoren oder Aktoren, z. B. Stellantriebe durch Feldbussysteme angesteuert.

Bei den mit dem Wasser in Verbindung stehenden Sensoren ist zu beachten, dass Turbulenzen im Medium zu Fehlmessungen führen können. Der Einbauort sollte deshalb immer so gewählt werden, dass nur geringe Turbulenzen vorhanden sind oder eine laminare Strömung vorliegt.

5.3.2 Technischer Aufbau

5.3.2.1 Anlagenformen und -bestandteile

5.3.2.1.1 Anlagenformen

Je nach Größe der WV wird auch der Umfang der Prozessleitsysteme verschieden sein. So wird eine Kleinanlage nur aus Zentrale mit Leitsystem und angeschlossenen Außenstellen bestehen (**Abb. 5-30**), während größere Anlagen zusätzliche Unterstationen aufweisen (**Abb. 5-31**). Bei ausgesprochenen Großanlagen sind zusätzlich mehrere, u. U. miteinander verknüpfte, Bezirkszentralen mit Leitsystem einzurichten.

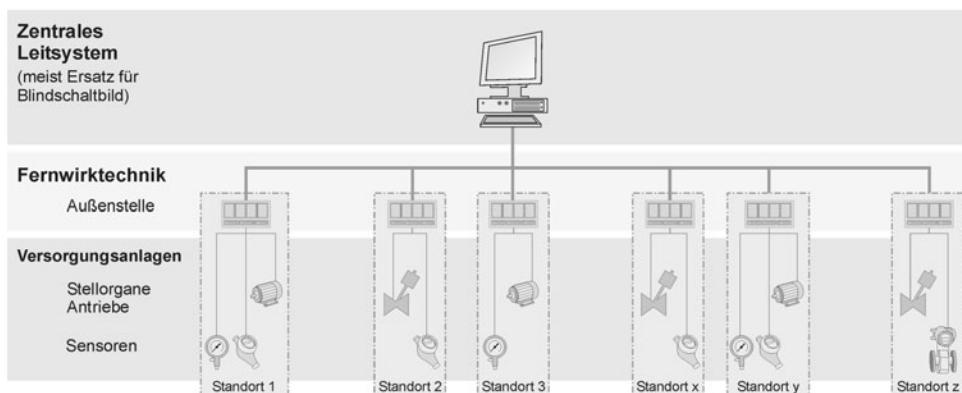


Abb. 5-30: Kleinanlage ohne Unterstationen und Bezirkszentralen

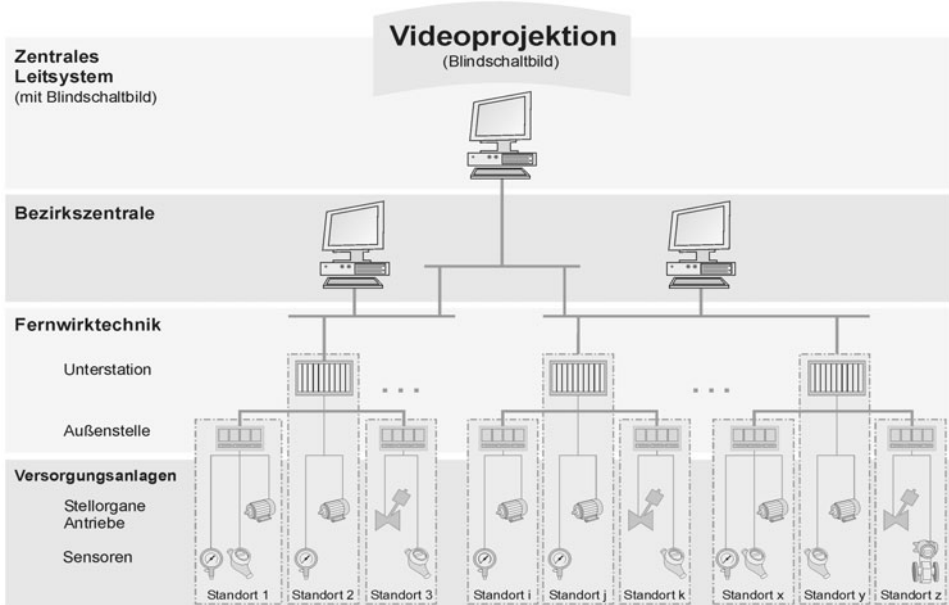


Abb. 5-31: Großanlage mit Bezirkszentralen und Unterstationen (Bündelung des Datenverkehrs)

5.3.2.1.2 Zentrale

Der Zentrale fällt die gesamte Abstimmung des Betriebsablaufes zu; von hier aus muss jederzeit Einblick in den Betriebszustand möglich sein und in die Anlage eingegriffen werden können. Das Betriebsgeschehen ist selbsttätig festzuhalten. Es ist Stand der Technik, dass die lückenlose Aufzeichnung des Betriebsgeschehens sichergestellt wird.

5.3.2.1.3 Unterstationen

In den Unterstationen werden Prozessdaten für die Fernübertragung zusammengefasst. Besonders in Störfällen muss in das örtliche Betriebsgeschehen eingegriffen werden können. Durch den Einsatz von Bedienmonitoren mit grafischem Bildschirm werden Schaltpult und Wartentisch mehr und mehr verdrängt.

5.3.2.1.4 Messumformer

Aufgabe der Messumformer ist die Umformung der vor Ort durch einen Sensor (Messfühler) gemessenen Größen (Durchflüsse, Mengen, Drücke, Temperaturen usw.) in elektrisch übertragbare Größen (Spannung, Stromstärke, Frequenz), i. A. in das Einheitssignal „4 bis 20 mA“ Gleichspannung (keine induktiven oder kapazitiven Störmöglichkeiten); ebenfalls gängig ist das Signal „0 bis 20 mA“, das einen größeren Messbereich bietet, aber den Nachteil aufweist, dass „Null“ Messwert und Stromausfall sein kann.

Die Güte der Messung hängt auch von der richtigen Wahl des Messortes (Störeinflüsse?!) und der Erfassungs-, Übertragungs- und Ausgabegeräte ab. Oft sind Messwertverstärker erforderlich. Wegen ihres geringen Energieverbrauchs können die Messgeräte meistens aus 24-V wartungsfreien Pb-Batterien 2 Stunden (Bedingung!) versorgt werden. Die Eingänge sind potenzialfrei auszuführen; die damit erreichte Leitungsentkopplung bringt zusätzlich eine gute Voraussetzung für eine einfache aber wirksame Blitzschutzmaßnahme.

5.3.2.2 Übertragungsrichtung

5.3.2.2.1 Fernüberwachungseinrichtungen zur Übertragung von Messwerten und Meldungen

Sie gehen vom Objekt aus, z. B. vom Betriebszustand einer Maschine, eines Schaltgerätes, einer Mess- oder Zählvorrichtung und führen – für Messwerte über Messumformer – zu einem Sammelpunkt (Zentrale, Schaltwarte) hin und lösen dort eine Signaldarstellung aus.

5.3.2.2.2 Fernsteuereinrichtungen zur Übertragung von Stellwerten und Befehlen

Sie gehen von einer Steuerstelle aus zum Objekt hin und beeinflussen dort – über einen Umformer (Relais, Motor, Magnet) – eine Apparatur, z. B. ein Schaltgerät oder ein Absperrorgan.

5.3.2.3 Übertragungsverfahren

5.3.2.3.1 Zeit-Multiplex-Übertragung (ZM)

Die auf der Senderseite vorliegenden Informationen werden zeitlich nacheinander (seriell) in immer gleicher Reihenfolge mit festgelegtem Übertragungsplatz abgefragt, vom Empfänger synchron zum Sender aufgenommen und je einem Informationsspeicher zugeleitet, von dem aus sie weiterverarbeitet werden. Übertragbar sind nur digitale Informationen; beim Sender analog anfallende Informationen, z. B. Messwerte, müssen erst in digitale umgewandelt werden (Analog-Digital-Umsetzer), was nur in Stufen möglich ist. Der Fehler ist gering, wenn die Stufenzahl groß genug ist. Eine Rückumwandlung beim Empfänger ist möglich. Im ZM-System lassen sich mehrere 1.000 Informationen auf einem Adernpaar übertragen; eine Einschränkung ist u. U. gegeben durch die „Telegrammlänge“, die sich neben den eigentlichen Messwerten usw. aus Adresse-, Start- und Schluss- sowie verschiedenen Prüfzeichen zur Vermeidung von Fehlern zusammensetzt. Aufgrund des hohen technischen Standards, seiner Flexibilität sowie des anhaltenden Preisverfalls elektronischer Systeme hat sich dieses Verfahren in der Fernübertragung durchgesetzt.

Die ZM-Übertragung hat infolge der dynamischen Entwicklung der Mikroelektronik die übrigen Ansätze fast völlig verdrängt. Neben wirtschaftlichen Vorteilen bietet die ZM-Übertragung auch technische Vorteile. Die ohnehin große Zahl der übertragbaren Einzelsignale ist abhängig von der Änderungsgeschwindigkeit und wird durch geeignete Vorverarbeitung noch optimiert. Weiterhin lassen sich in der Unterstation (Sender) Prozessdaten speichern oder zu Zählwerten summieren und in Zeitabständen von der Zentrale (Empfänger) abfragen. Auch bei zeitweise unterbrochenem Übertragungsweg gehen die Zählwerte nicht verloren.

Die ZM-Übertragung bietet eine hohe Übertragungssicherheit und ist nahezu unbeschränkt erweiterungsfähig. Die ZM-Anlage eignet sich am besten für die Zusammenschaltung mit speicherprogrammierbaren Steuerungen (SPS) und digitalen Leitsystemen.

5.3.2.3.2 Ältere Übertragungsverfahren

Frequenz-Multiplex-Übertragung (FM). Jede Information wird durch ein bestimmtes Tonfrequenzband dargestellt. Alle Frequenzen gehen gleichzeitig nebeneinander (simultan) über ein einziges Adernpaar vom Sender zum Empfänger, werden dort entmischt und wieder in die einzelnen Informationen aufgelöst. Für die Sicherheit der Übertragung sorgen besondere Schaltungen (Fehlersicherung), wobei die Sicherheit für Befehle die höchste Priorität besitzt. Übertragbar sind bis etwa 30 Informationen je Adernpaar, weitere Frequenzen sind für Zwischenräume (zur Vermeidung gegenseitiger Beeinflussung) und Fehlersicherung nötig. Die FM-Übertragung findet ihre Anwendung heute allenfalls in unterlagerten Übertragungseinrichtungen, mit dem Ziel der Kapazitätssteigerung.

Raum-Multiplex-Übertragung (RM). Je Information (Messwert, Meldung, Befehl) wird ein Adernpaar benötigt. Die Übertragungsentfernung kann in der Regel 10 bis 15 km betragen. Für die Fernübertragung ist diese Technik nur noch von untergeordneter Bedeutung. Selbst in den räumlich eng begrenzten Anlagen vor Ort verliert die RM-Übertragung immer mehr an Bedeutung.

Kombination des RM-, FM- und ZM-Systems. Eine Kombination ist grundsätzlich möglich. Innerhalb einer Unterstation und ihrer engeren Umgebung kann z. B. das RM-System (geringe Kabellängen) noch Verwendung finden. Zur Weitergabe an die entfernte Zentrale wird das ZM-System angewandt.

5.3.2.4 Übertragungswege

5.3.2.4.1 Betriebseigene Übertragungswege

Wegen der Gefahr durch Überspannungen infolge Blitzeinschlags sind Freileitungen keine zweckmäßige Lösung. Nahezu ausschließlich werden Erdkabel angewendet, die mit Kleinspannung betrieben werden.

Regelausführung der Kabel: Cu-Adern, 0,8 mm 1, unbedingt längswasserdicht und ggf. zugbewehrt mit höchstens 30 Doppeladern. Überspannungsableiter an beiden Kabelenden, Geräteblitzschutz für die i. allg. teuren und empfindlichen Geräte und Kabelüberwachung sind erforderlich.

Die Kabel sollten zusammen mit der Rohrleitung verlegt werden (Neubau).

Bei der Neuverlegung sehr langer Strecken, auf denen ein großer Datenverkehr betrieben werden soll, sind Lichtwellenleiter wirtschaftlich und die beste technische Alternative. Wesentliche Vorteile der Lichtwellenleiter sind größere Bandbreite, kleinere Dämpfungswerte und Unempfindlichkeit gegenüber Störfeldern.

Alternativ zur leitungsgebundenen Übertragungstechnik ist der Aufbau eigener Funknetze bzw. -strecken zu prüfen. Sollen verhältnismäßig wenige Daten übertragen werden, bietet sich die sogen. Zeitschlitztechnik im Bereich 447 bis 448 MHz an. Bei größeren Datenmengen kann der teurere digitale Richtfunk (21,2 bis 23,6 GHz) eingesetzt werden (s. u.).

5.3.2.4.2 Öffentliche Übertragungswege

Von verschiedenen Ansätzen zur Datenübertragung über öffentliche Telekommunikationsnetze haben sich folgende Angebote in der Praxis bewährt:

- Wählverbindungen im öffentlichen Festnetz mit Fernsprechkreis, die nur im Bedarfsfall aufgebaut werden;
- Festverbindungen (früher Standleitungen) der Gruppen 0 bis 2 für analoge und digitale Übertragung und Datendirektverbindungen, früher HfD (Hauptanschluss für Direkttruf).
- Funkverbindungen können auf der Grundlage der Bündelfunkdienste der Deutschen Telekom AG (Chekker 410 bis 418 MHz) eingerichtet werden, die aber bisher nicht flächendeckend verfügbar sind! Eine wirtschaftliche Alternative stellt die Nutzung der GSM-Mobilfunknetze dar. Sie können zur bedarfsorientierten bzw. zyklischen Datenübertragung über Wählverbindungen oder für Internet-Verbindungen, basierend auf der GPRS-Technologie genutzt werden. Die Nutzung des digitalen Richtfunks im Bereich 21,2 bis 23,6 GHz erfordert dagegen höhere Investitions- und Betriebskosten.
- Funkrufdienste z. B. SMS (Short Message Service) in GSM-Mobilfunknetzen zur Weiterleitung von Störungsmeldungen an den Bereitschaftsdienst, der mit Mobiltelefon auszurufen ist.

Bei der Auswahl geeigneter Dienste ist zunächst zu klären, ob eine ständige Nachrichtenverbindung erforderlich ist oder ob eine nur zeitweise vorhandene ausreicht. Bei Festverbindungen entfallen Wählvorgang und damit verbundene Nachteile, wie eingeschränkte Netzverfügbarkeit (Silvester-nacht: Privatgespräche blockieren Leitungen).

Ein weiterer wichtiger Gesichtspunkt ist natürlich die benötigte Übertragungsgeschwindigkeit; dies ist mit dem Telekommunikationsanbieter zu klären.

5.3.2.4.3 Vergleich der Übertragungswege

Bei kurzen Wegen und großen Datenmengen und/oder wenn hohe Übertragungsgeschwindigkeit und -sicherheit gefordert werden, kommen eigentlich nur betriebseigene Leitungen in Frage. Ob u. U. Übertragungswege kommerzieller Anbieter wirtschaftlicher sind, hängt vom Einzelfall ab. Entscheidend sind die Gebühren und deren Entwicklung aber auch die zu erwartende Verfügbarkeit der Übertragungskapazitäten. Für jede einzelne Baumaßnahme ist deshalb ein genauer Kostenvergleich unter Beteiligung potenzieller Netzbetreiber zu erstellen. Grundsatz ist, dass es bei Fernwirkanlagen in der Wasserwirtschaft nicht auf Schnelligkeit des Verbindungsaufbaus, sondern auf günstige Investitions- und Betriebskosten ankommt.

5.3.3 Datenbehandlung

5.3.3.1 Datenerfassung und -verarbeitung

Zunächst stellt man in Frage kommende Messorte und von dort einzuholende Werte in Signallisten zusammen. Die so erfassten Größen werden vor Ort angezeigt, in wenigen Fällen gespeichert und, bei entsprechender Bedeutung, an die Zentrale weitergeleitet. Hier werden sie angezeigt, ggf. gespeichert und u. U. zur Summenbildung oder Feststellung von Grenzwertüberschreitungen herangezogen. Andere Werte dienen für die Steuerung der Anlage. Ein Beispiel für eine Anlage zur Wasserförderung zeigt **Tab. 5-12**.

5.3.3.2 Datendarstellung und -speicherung und elektronische Verarbeitung

Die in der Zentrale ankommenden Daten (Messwerte, Zählwerte, Betriebsmeldungen und Störmeldungen) müssen zunächst angezeigt werden (Visualisierung). Dies erfolgt gewöhnlich über das Prozessleitsystem, das je nach Ausprägung auf einem oder mehreren Bildschirmen den Anlagenzustand zur Darstellung bringt. Diese Darstellung basiert auf folgenden drei Grundprinzipien:

- *Zustandsdarstellungen* dienen der Anzeige der augenblicklichen Messwerte, Betriebszustände usw. und basieren auf frei konfigurierbaren Anlagenbildern die sich meist an RI-Schemen orientieren. Über Anwahlfelder kann zwischen den Anlagenbildern, ggf. in unterschiedlicher Detaillierung, gewechselt werden. Die Bedienung der Anlagen erfolgt ebenfalls über geeignete Anwahlfelder der Anlagenbilder.
- *Listendarstellungen* dienen der fortlaufenden Protokollierung betrieblicher Ereignisse sowie der Meldungen von aktiven Komponenten der Datenübertragung und -verarbeitung.
- *Kurvendarstellungen* dokumentieren den zeitlichen Verlauf von Messwerten und ggf. weiterer Prozesssignale in einem Koordinatensystem (Messwert über Zeit). Handelt es sich um archivierte Messwerte, so lassen sich auch Verläufe aus der Vergangenheit darstellen.

Über die genannten Grundfunktionen hinaus bieten Prozessleitsysteme viele Möglichkeiten zur Weiterverarbeitung der gemeldeten Daten. Durch die Archivierung umfangreicher Prozessdaten sind statistische Auswertungen (Laufzeiten, Mengen, Durchflüsse, Spitzenwerte, Terminüberwachungen für Betrieb und Unterhalt) und Verbrauchsvorhersagen sowie Optimierung der Fahrweise (Verbrauchsspitzen begrenzen!) möglich. Ansonsten dient das Leitsystem in erster Linie dem Beobachten oder dem übergeordneten Eingreifen in die sonst selbsttätig ablaufenden Vorgänge mittels Schaltbefehlen oder durch Vorgabe von Sollwerten.

Ergänzend können mit Hilfe eines Übersichtsschaltbildes (Blindschaltbild) ohne Bedienelemente oder in großen Systemen mittels Großbildprojektion die wichtigsten Prozessdaten übersichtlich zur Anzeige gebracht werden. Im Blindschaltbild werden die Messwerte und Zählwerte über Digitalinstrumente, Betriebs- und Störmeldungen durch Leuchten angezeigt.

Normale Steuerungsaufgaben (Hochbehälterbewirtschaftung), werden dagegen in der Regel unmittelbar vor Ort, z. B. durch eine SPS, abgearbeitet. Auch vor Ort sind grafisch gestützte Bediengeräte

auf dem Vormarsch. Sie dienen der Beobachtung und Bedienung der örtlichen Steuerungen und bieten zusätzlich Möglichkeiten zur Alarmierung und Archivierung der Prozessdaten. Für die Speicherung von Daten eignen sich optische und auch magnetisch-optische (CD- oder MO-) Speicher.

Wichtig ist die Verarbeitung der Störmeldungen. Gleichzeitig zur Anzeige ist ein Alarmsignal erforderlich. Bei nicht besetzter Zentrale muss der Alarm an den Bereitschaftsdienst weitergemeldet

Tab. 5-12: Datenerfassung und Datenverarbeitung

	vor Ort		Zentrale		
	Anzeige	Einbeziehung in Steuerung und Regelung	Anzeige	Speicherung für Protokolle	Fernbedienung (Einschaltbefehle)
Zeichenerklärung: S = Störungsmeldung (Warnmeldung) Ss = Sammelstörungsmeldung B = Betriebsmeldung M = Messwert Z = Zählwert Be = Befehl () = wenn notwendig					
Wasserförderung					
Behälter					
Wasserstand	M, B	B	(M)		
Min-Max-Wasserstand	S	S	S	S	
Pumpen					
Betriebszustand (ein-aus)	B		(B)	(B)	(Be)
Ort-Fern	B	B	B		
Hand-Teilautomatik-Autom.	B	B	B		Be
Druck	M				
Vordruck (DPW) + (UPW)	M, S		S	S	
Strömungsschalter	S		S	S	
Durchfluss	M		M	M	
Volumen	Z		Z	Z	
Betriebszeit	Z				
Energieversorgung					
(Transformator)	S		Ss	Ss	
Netz	S		S	S	
Steuerspannung 230 V AC	S, M		S	S	
Steuerspannung 24 V DC	S, M		S	S	
Stromaufn. d. Pumpen	M				
Netzspannung	M				
Leistungsfaktor	M				
Arbeit (kWh)	M				
Ersatzstromaggregat					
Betriebszustand (ein-aus)	B		B		
Kraftstofffüllstand	M Ss				
Öldruck	S Ss				
Kühlwassertemperatur	M		Ss	Ss	
Spannung	M Ss				
Strom	M Ss				
Frequenz	M Ss				
Gebäudeschutz/Objektschutz					
Störung	S		S	S	
Scharf-unscharf	B		B	B	
Einbruch	B		B	B	

werden. Das kann über Telefon-Wählgeräte, über Funkdienste oder über Mobilfunktelefone verwirklicht werden.

Bei der Planung der Prozessleittechnik („Hard- und Software“) ist darauf zu achten, dass genau festgelegt wird, welche Anforderungen an Darstellung und Verarbeitung der Daten zu stellen sind.

5.3.4 Betriebsweise der Anlagen

Je nachdem, ob die in einer Anlage erfassten Messwerte und Meldungen für Bedieneingriffe zum Betrieb der Werkanlagen rückwirkungsfrei sind, ob sie im Rahmen einer Schrittsteuerung zur Unterstützung des manuellen Betriebs wirken oder ob sie die Steuerung der Werkanlagen ganz selbsttätig bewirken, spricht man von Hand-, halbautomatischem oder vollautomatischem Betrieb.

5.3.4.1 Handbetrieb

Handbetrieb liegt vor, wenn beliebige Bedieneingriffe vollständig unabhängig von aktuellen Betriebszuständen möglich sind. Lediglich Verriegelungen des Maschinenschutzes sind wirksam. Diese Betriebsart erfordert eine zutreffende Beurteilung des Anlagezustands durch das Betriebspersonal und sollte auf die Vor-Ort-Bedienung beschränkt sein.

5.3.4.2 Halbautomatischer Betrieb

Beim halbautomatischen Betrieb reagieren Teile der Anlage ohne Handeingriff auf ankommende Messwerte oder Meldungen, z. B. wird nach Einschalten einer Pumpe die zugehörige Pumpendruckarmatur selbsttätig geöffnet, nachdem die Pumpe angelaufen ist. Neben dieser zustandsabhängigen Steuerung, bei der der nächste Programmpunkt erst nach Erreichen eines bestimmten Zustandes eingeleitet wird, gibt es noch die zeitabhängige. Die Verbindung von beiden ist zwar aufwendiger, aber erheblich sicherer. Der halbautomatische Betrieb bedarf eines manuellen Stellbefehls als Anstoß einer Befehlskette und dient der Unterstützung und Absicherung von Bedieneingriffen insbesondere von Fern. Ein selbsttätiges Wiederanlaufen nach Stillsetzen der Anlage darf nicht eintreten.

5.3.4.3 Vollautomatischer Betrieb

Vollautomatischer Betrieb erfordert keine Bedieneingriffe durch das Personal, weder vor Ort noch in der Zentrale. Störungsmeldungen müssen jedoch mit Sicherheit an einen Diensthabenden weitergegeben werden. Teil- und vollautomatischer Betrieb erfordern Fernwirkanlagen. Abgelegene Außenstellen (Unterstationen) sollen, auch wenn eine Fernwirkanlage zwischen ihnen und der Zentrale vorhanden ist, mit einer „Lokalautomatik“ (SPS) versehen sein, die ein Eingreifen der Zentrale nur in Störfällen erforderlich macht.

Hierzu werden die zusammengehörenden Betriebsabläufe in „Steuerkreise“ zusammengefasst, die sich auch dann gegenseitig weitersteuern, wenn die Verbindung zur Zentrale abgerissen ist.

Beispiel: (**Abb. 5-32**): Eine von der Zentralstelle abgelegene Unterstation mit 2 Brunnen und 2 U-Pumpen (UP), einer Wasseraufbereitungsanlage (WA) mit nachgeschaltetem Reinwasserbehälter und anschließendem Pumpwerk zum Hochbehälter ist mit einer einfach aufgebauten Lokalautomatik ausgerüstet. Das dargestellte Anlagenschema orientiert sich an den einschlägigen Normen zur prozessbezogenen Erstellung von Fließschemata (DIN EN ISO 10628 u. A.). Zur Erklärung sind in **Tab. 5-13** die verwendeten Kennbuchstaben für EMSR-Technik (Elektro-, Mess-, Steuer- und Regeltechnik) auszugsweise aufgeführt. In der unteren Zeile der EMSR-Stellen-Kreise sind die EMSR-Stellen-Kennzeichnungen eingetragen. Dieses alpha-numerische Kennzeichnungssystem zur Identifizierung der Messstellen ist frei wählbar und orientiert sich hier an der Werksnorm eines industriellen Großunternehmens.

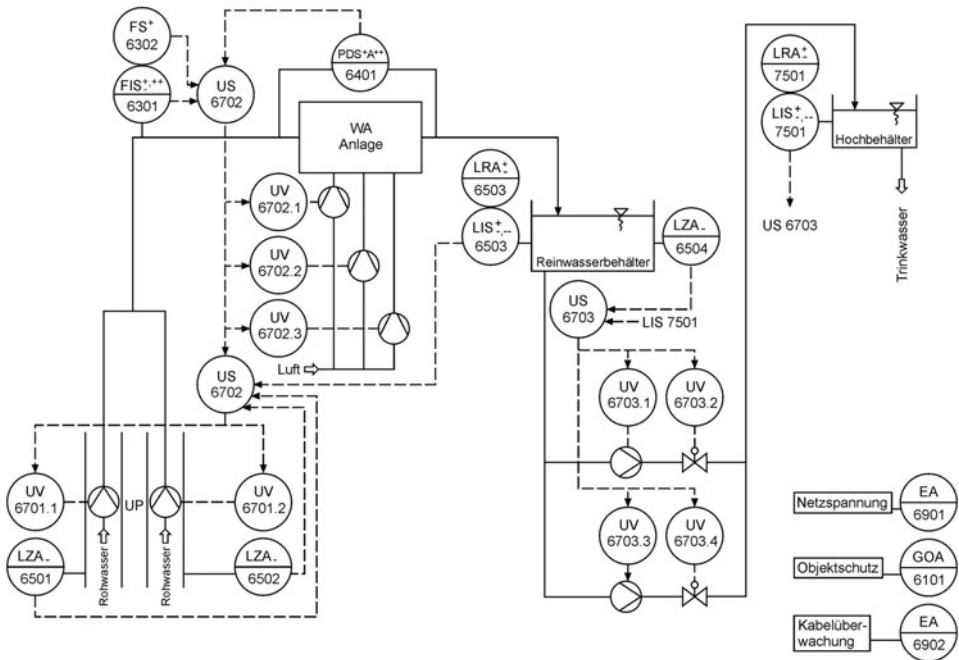


Abb. 5-32: Beispiel einer Lokalkontrolle

Steuerung US 6701: Wasserstand im Reinwasserbehälter (LIS 6503) steuert die Unterwassermotorpumpe (UP), die gestaffelt anlaufen (erster Schaltpunkt S-, zweiter Schaltpunkt S-) bzw. abgeschaltet (Schaltpunkt S+) werden.

Steuerung US 6702: Wasseraufbereitungsanlage (WA) ist, sobald die UP laufen, in Betrieb, Kompressor für Voroxidator läuft parallel zu den UP mit. Abhängig vom Filterwiderstand (PDSA 6401) wird die Anlage samt UP abgeschaltet und der Reihe nach eine Spülung des Filters mit entsprechender Bedienung der Schieber und der Motoren für Spülpumpe und -gebläse durchgeführt. Nach Spülung steht die WA wieder in Betriebsstellung und die Schieber vor und hinter ihr werden geöffnet; anschließend ist der Betrieb der UP wieder freigegeben.

Steuerung US 6703: Der Wasserstand im Hochbehälter (LIS 7501) steuert die Kreislumpumpe (KrP) abhängig vom Wasserspiegel, ggf. gestaffelt. Diese KrP werden aber auch bei fast leerem Reinwasserbehälter abgeschaltet – Trockenlaufschutz (LZA 6504) – Koppelung von Regelkreis 1 und 3.

Alarm in die Zentrale wird gegeben, wenn

- Wasserstand im Reinwasserbehälter zu niedrig oder zu hoch ist (LRA 6503)
- Wasserstand im Hochbehälter zu niedrig oder zu hoch ist (LRA 7501)
- Filterwiderstand ein Maximum überschreitet [Spülung ausgefallen oder ungenügend] (PDSA 6401)
- Strom ausfällt (EA 6901)
- die Räume durch Unbefugte betreten werden – Objektschutz – (GOA 6101)
- die Kabelverbindung unterbrochen ist (EA 6902).

Tab. 5-13: Kennbuchstaben für EMSR-Technik

Kennbuchstabe	Gruppe 1: Messgröße oder andere Eingangsgröße, Stellglied		Gruppe 2: Verarbeitung
	als Erstbuchstabe	als Ergänzungsbuchstabe	als Folgebuchstabe Reihenfolge: I,R,C
A			Störungsmeldung
D	Dichte	Differenz	
E	Elektrische Größe		
F	Durchfluss, Durchsatz	Verhältnis	
G	Abstand, Länge, Stellung, Dehnung, Amplitude		
I			Anzeige
L	Stand (auch von Trennschicht)		unterer Grenzwert (Low)
O	Frei verfügbar		Sichtzeichen, Ja/Nein-Anzeige (nicht Störungsmeldung)
P	Druck		
R	Strahlungsgrößen		Registrierung
S	Geschwindigkeit, Drehzahl, Frequenz		Schaltung, Ablaufsteuerung, Verknüpfungssteuerung
U	Zusammengesetzte Größen		zusammengefasste Antriebsfunktionen
V	Viskosität		Stellgerätefunktion
Z			Noteingriff, Schutz durch Auslösung, Schutzeinrichtung, sicherheitsrelevante Meldung
+			oberer Grenzwert
-			unterer Grenzwert

5.3.4.4 Allgemeines zum Eingreifen in Betriebsabläufe

Jeder Eingriff bedarf einer Rückmeldung, die das wirkliche Betriebsgeschehen wiedergibt und nicht nur einen Einschaltbefehl. So muss auf den Befehl „Schieber zu“ zuerst die Meldung „Schieber schließt“ und erst entsprechend später „Schieber geschlossen“ kommen. Ferner sind gewisse Abhängigkeiten von der Steuereinrichtung selbsttätig zu vollziehen; z. B. hat der Befehl „Pumpe ein“ den Befehl „Schieber öffnen“ zu beinhalten. Falsche oder ungewollte Befehle sollen zurückgewiesen werden, besonders dann, wenn Schäden an der Anlage entstehen können; so darf z. B. eine Drehzahl-erhöhung, die zur Beschädigung des Pumpenlauftrades führen würde, nicht angenommen werden.

5.3.5 Leittechnische Einrichtungen

5.3.5.1 Zentrales Prozessleitsystem

Die Bedienung und Beobachtung der räumlich verteilten Anlagen von Wasserversorgungsbetrieben erfolgt vorzugsweise über zentrale Prozessleitsysteme dem verantwortlichen Wartenpersonal jederzeit einen Überblick über den aktuellen Betriebszustand der Anlagen gibt und die Steuerung von Maschinen und Aggregaten erlaubt. In dieser zentralen Schaltwarte bietet die Darstellung der wichtigsten Prozesszustände eine Gesamtübersicht (**Abb. 5-33**).

Zentraler Bestandteil des Prozessleitsystems ist der Datenbankserver, der den Datenaustausch mit den angeschlossenen Fernwirkssystemen organisiert sowie alle Prozessdaten und Bedienaktionen strukturiert verarbeitet. Bei Überwachung kleinerer Anlagen oder begrenzter Anlagenbereiche läuft der Datenbankserver als integrierter Prozess auf einer Bedienstation. Bei hohem Datenaufkommen, z. B. in komplexen Anlagen, läuft der Datenbankserver als ausgelagerter Prozess auf einem Server-



Abb. 5-33: Arbeitsplatz in der zentralen Schaltwarte einer Fernwasserversorgung
(Quelle: Zweckverband Bodensee-Wasserversorgung, Stuttgart)

system. Bei erhöhten Anforderungen an Verfügbarkeit und Datensicherheit wird das Serversystem in abgeschlossenen Räumen installiert und gegebenenfalls als Doppelrechnersystem mit kontinuierlichem Datenabgleich ausgeführt. Für kleinere Anlagen mit erhöhtem Anspruch an die Verfügbarkeit bietet der Parallelbetrieb von zwei integrierten Bedienstationen gleicher Konfiguration eine wirtschaftliche Alternative zum Doppelrechnersystem.

Die Visualisierung der Prozessdaten in Listendarstellung oder als Prozessgrafik erfolgt über Bedienstationen, die als sog. Client vom Datenbankserver bedient werden. Über eine Ethernet-Datenverbindung können grundsätzlich beliebig viele Bedienstationen, ggf. mit unterschiedlichen Zugriffsberechtigungen, am Datenbankserver angeschlossen werden. Dabei ist allerdings die Leistungsfähigkeit des Datenbankservers zu beachten. Hinsichtlich des Aufstellungsorts einer Bedienstation bietet das Ethernet und die Internettechnologie eine hohe Flexibilität. Bei Öffnung des Systems für das weltweite Netz (www) lässt sich praktisch an jedem beliebigen Ort eine Bedienstation betreiben. Allerdings müssen die Risiken und mögliche Schutzmaßnahmen für den offenen Betrieb eines Leitsystems im Internet sehr sorgfältig geprüft und konsequent gehandhabt werden.

5.3.5.2 Vor-Ort-Bedienung

Mess- und Anzeigeeinstrumente sind übersichtlich auf der Vorderseite von Schaltschränken oder in einem eigenen Bedienungsraum unterzubringen. Zum Schutz gegen Feuchtigkeit und Staub sollten die Schaltschränke in geschlossener Bauweise (Schutzart IP54) gebaut sein. Skalenmessinstrumente und die bausteinartig aus kleinen Quadraten aufgebaute Mosaik-Systemtechnik werden zunehmend durch elektronische Anzeigegeräte, Bedienmonitorsysteme und Videoprojektionssysteme bei größeren Anlagen abgelöst.

Höherwertige Bedienmonitorsysteme erlauben die Langzeitdatenspeicherung und machen den Einsatz von papiergebundenen Linienschreibern entbehrlich. Bei den elektronischen Geräten kann die Skalierung der Messwerte frei definiert werden und zusätzlich können weitere Parameter wie z. B. Grenzwerte oder Messsignalfehler überwacht werden.

Anlagenerweiterungen oder kleinere Korrekturen können beim Bedienmonitorsystem relativ einfach und kostengünstig über eine Änderung der Software realisiert werden. Die Oberfläche zeigt meistens eine schematische Darstellung der Anlage. Bei komplexen Anlagen kann auf Detailbilder weitergeschaltet werden. Die Bedienung erfolgt durch in die Bilder integrierte Taster, so genannte „Smart-Keys“. Grundsätzlich ist auf die autarke Arbeitsweise der Systeme zu achten. Die Energieversorgung sollte batteriegepuffert und über eine automatische Ersatzstromanlage erfolgen.

Abb. 5-34 zeigt einen Bedienmonitor (touch-screen) einer Behälteranlage, der den Höhenstand des Behälters, die vorgeschalteten Zulaufarmaturen (ZA), eine Überlaufsicung (ULS) sowie eine Zulaufmessung (MGQ) anzeigt. Die Anlage ist darüber hinaus mit einer Turbine (PT) zur Stromerzeugung und einer Drucksteigerungspumpe (P01) im Auslauf des Behälters mit nachgeschalteter Pumpendruckarmatur (PDA) versehen. Im oberen Bildteil befinden sich Bedienelemente. (Anmerkung: Die Abkürzungen sind unternehmensspezifisch und entsprechen nicht den gängigen Normen.)

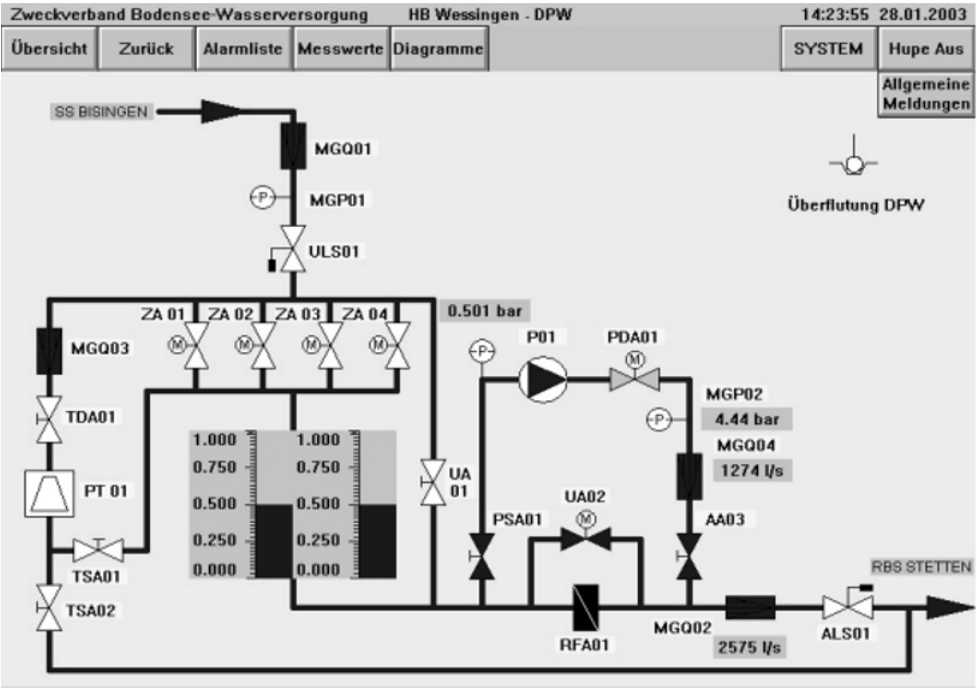


Abb. 5-34: Bedienmonitorsystem für die Vor-Ort-Bedienung

5.4 Förderanlagen

5.4.1 Systemvarianten von Förderanlagen

5.4.1.1 Förderanlagen zur Gewinnung und Aufbereitung

Hierzu zählen alle Anlagen zur Rohwasserförderung aus Grund- und Oberflächenwässern. Die Förderanlagen werden nach den Betriebsbedingungen der Wassergewinnungsanlage (z. B. Vermeidung einer Überlastung von Brunnen, Einhaltung der wasserwirtschaftlichen Bedingungen, Entnahmerecht) und der ggf. sich anschließenden Aufbereitung (z. B. Filtergeschwindigkeit) ausgelegt. Nach der Gewinnung und Aufbereitung ist i. d. R. ein Zwischenbehälter (Reinwasserbehälter) angeordnet, der die Schwankungen zwischen Vorförderung und Hauptförderung für den Wassertransport und die Wasserverteilung ausgleicht (siehe auch Abschn. 6.1).

5.4.1.2 Förderanlagen für Wassertransport und Wasserverteilung

Eine Förderanlage innerhalb des Wasserversorgungssystems dient der Sicherstellung eines ausreichenden Druckes und Durchflusses. Nach DIN EN 805 (**Abb. 5-35**) werden Hauptpumpwerke, Zwischenpumpwerke und Druckerhöhungsanlagen unterschieden. Eine Förderanlage besteht i. d. R. aus mehreren Pumpen, den dazugehörigen Antrieben und allen zum Betrieb erforderlichen Nebeneinrichtungen (hydraulische Einrichtungen, Energieversorgung, etc.). Im gewöhnlichen Sprachgebrauch wird eine Förderanlage als Pumpwerk bezeichnet.

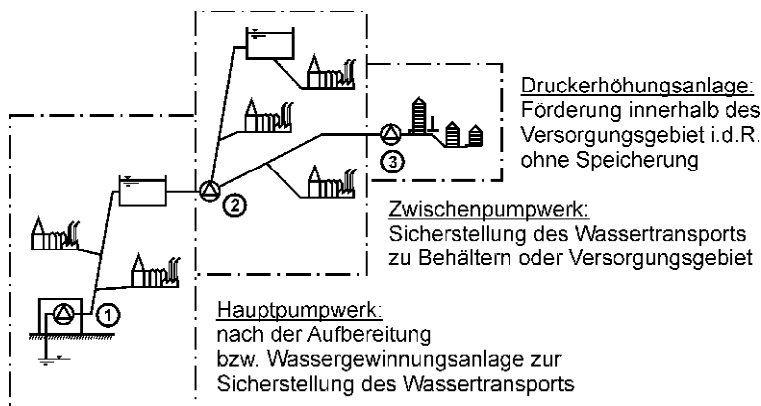


Abb. 5-35: Förderanlagen und Druckerhöhungsanlagen nach DIN EN 805

5.4.1.2.1 Hauptpumpwerk

Ein Hauptpumpwerk ist eine Förderanlage, die der Aufbereitung bzw. einer Wassergewinnungsanlage nachgeschaltet ist. Es dient vorrangig dem Wassertransport und ist damit dem Verteilsystem vorgelagert. Ein Hauptpumpwerk fördert im Regelfall aus einem Reinwasserbehälter. Die höhenmäßige Anordnung der Pumpensätze sollte so erfolgen, dass ein Zulaufbetrieb möglich ist. Zumindest muss die Haltedruckhöhe der Anlage (NPSHA) bei jedem Betriebszustand größer sein als die Haltedruckhöhe der Pumpen (NPSHR). Ein Hauptpumpwerk transportiert das Trinkwasser i. A. in ein größeres offe-

nes Versorgungssystem mit weiteren Trinkwasserspeichern. Daraus ergibt sich eine gleichmäßige Fahrweise, die von den ausgeprägten Bedarfsschwankungen im Tagesgang abgekoppelt ist.

Die Pumpwerke sind mit mehreren Pumpen ausgerüstet, deren Fördermengen so gestaffelt sind, dass der jeweilige Bedarf optimal gedeckt werden kann. Ausreichend große, nachgeschaltete Behälter erhöhen die Versorgungssicherheit bei kurzzeitigen betrieblichen Unterbrechungen und bieten die Möglichkeit durch eine Behälterbewirtschaftung den Energieeinsatz zu optimieren.

In der Regel überwiegt beim Betrieb von Hauptpumpwerken der statische Förderanteil.

5.4.1.2.2 Zwischenpumpwerk

Zwischenpumpwerke stellen den Wassertransport im übergeordneten Leitungssystem (Hauptleitungen, Zubringerleitungen) sicher. Hierzu zählen u. A. Drucksteigerungspumpwerke, Vor- oder Zubringerpumpwerke, Zonenpumpwerke (Überhebeumpumpwerke) etc. Bei Zwischenpumpwerken überwiegt der statische Förderanteil. Die Drücke im anschließenden Leitungssystem sind i. A. höher als diejenigen, die in der örtlichen Verteilung zulässig sind. Zur anschließenden Einspeisung in ein örtliches Verteilsystem sind Druckminderer, Druckbrechschächte oder Behälter vorzusehen.

5.4.1.2.3 Druckerhöhungsanlagen (DEA)

Druckerhöhungsanlagen sind Förderanlagen innerhalb eines Trinkwasserversorgungssystems. Sie sind den vorstehend beschriebenen Förderanlagen (Hauptpumpwerke und Zwischenpumpwerke) nachgelagert und fördern innerhalb des Versorgungsgebietes in Versorgungszonen, die aus dem vorhandenen Versorgungssystem nicht mit ausreichendem Druck versorgt werden können. DEA erfordern eine sehr sorgfältige Planung, insbesondere bezüglich der zu installierenden Pumpenleistung. Für die Bemessung ist eine ausführliche Rohrnetzanalyse des Versorgungssystems Voraussetzung. Bei der ausschließlichen Versorgung eines Netzbereiches über eine DEA sind Vorkehrungen zu treffen um eine vergleichbare Versorgungssicherheit zu erreichen, die der Versorgung dieses Bereiches über einen Trinkwasserbehälter mit ausreichendem Speichervolumen entspricht.

Weitere Hinweise sind dem Abschnitt 5.4.2.2 und dem DVGW-Arbeitsblatt W 617 „Druckerhöhungsanlagen in der Trinkwasserversorgung“ (November 2006) zu entnehmen.

5.4.2 Aspekte einzelner Förderanlagen

5.4.2.1 Grundwasserpumpwerk (GPW)

Zur Rohwasserförderung aus Brunnen werden nahezu ausschließlich Unterwassermotorpumpen (UP) verwendet, die in einer Vielzahl von Baureihen, je nach Anforderung angeboten werden.

Da in einem Brunnen nur eine UP eingehängt werden kann, sollte eine redundante Versorgung z. B. durch einen zweiten Brunnen angestrebt werden; wenigstens ist aber eine weitere gleichartige Maschine so betriebsbereit zu halten, dass sie in kürzester Zeit ausgewechselt werden kann.

Bei der Auslegung von Grundwasserpumpwerken muss die Ergiebigkeit der Brunnen berücksichtigt werden. Brunnen dürfen nicht überlastet werden. Ggf. ist eine Anlage mit Vorpumpwerken (UP in den Brunnen) und einem Hauptpumpwerk mit vorgelagertem Zwischenbehälter auszulegen. Für Vor- und Hauptpumpwerk können dann unterschiedliche Betriebszeiten gewählt werden.

Beim Einbau der U-Pumpen in einen Brunnen ist folgendes zu beachten (**Abb. 5-36**):

Die Pumpe soll so eingesetzt werden, dass sie im Bereich vollwandiger Aufsatzrohre hängt, um das unmittelbare Beiziehen von Sand zur Pumpe zu verhindern. Maßgebend für die Dimensionierung des Filterrohres sind die hydraulischen Verhältnisse bei der Anströmung der Fördereinrichtung (siehe DVGW-Arbeitsblatt W 118 „Bemessung von Vertikalfilterbrunnen“).

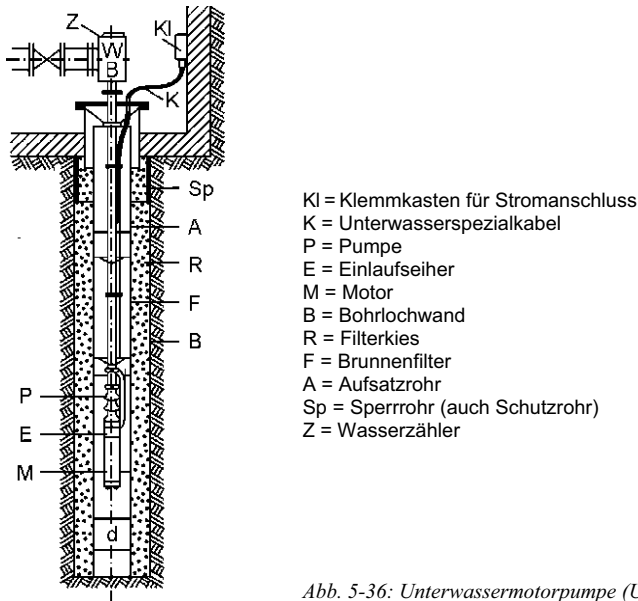


Abb. 5-36: Unterwassermotorpumpe (UP) im Brunnen

Bei radialer Zuströmung, wie bei Unterwassermotorpumpen, sollte die Anströmgeschwindigkeit im Ringspalt Ausbauperrohrung/Fördereinrichtung kleiner als 2 m/s sein, da ansonsten Kavitationseffekte an den Laufrädern der Pumpe nicht ausgeschlossen werden können. Die Anströmgeschwindigkeit ergibt sich aus folgender Formel:

$$v_{\text{Ringspalt}} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot (d_i^2 - d_p^2)}$$

mit:

Q = Förderrate in m^3/s

d_i = Innendurchmesser der Ausbauperrohrung

d_p = Außendurchmesser des Pumpendurchmessers

Um einen sicheren Ein- und Ausbau sowie Betrieb zu gewährleisten, sollte der Ringspalt zwischen Ausbauperrohrung und Fördereinrichtung nicht zu klein gewählt werden.

Beim Einbau der Pumpe oberhalb des Filterrohres umströmt das zu fördernde Wasser den Pumpenmotor und dient damit der Kühlung. Die Strömungsgeschwindigkeit sollte daher größer als 0,2 m/s sein. Ist dies nicht der Fall, so ist der Einsatz eines Kühlmantels zu prüfen. Dies gilt auch im Falle des Einbaus der Pumpe unterhalb der Filterverrohrung.

Da Brunnen nicht immer ganz lotrecht gebohrt sind, müssen zur Schonung von UP und Brunnenrohren dämpfende Zentriervorrichtungen an Pumpe oder/und Steigleitung angebracht werden. Weiter ist zu berücksichtigen, dass der Brunnenkopf passend zur Steigleitung gewählt wird. Für die Anfrage einer UP ist die Einbaulage der Pumpe, die Tiefen des Ruhe- und Betriebswasserspiegels sowie die Nennweite der Förderleitung ergänzend zu den Angaben gemäß Abschn. 5.1.2.6 anzugeben.

Ersatz-Unterwassermotorpumpen sind (ebenfalls mit Rückschlagorgan und Stromkabel in voller Einbaulänge) trocken und geschützt liegend (etwa in haltbarer Holzkiste) zu lagern. Vielstufige Pumpen müssen u. U. stehend aufbewahrt werden (Wellenverbiegung!); Angaben des Herstellers beachten! Konservierung ab Herstellerwerk ist zweckmäßig.

5.4.2.2 Druckerhöhungsanlagen (DEA) in Versorgungssystemen

Der Wasserbedarf in den Versorgungszonen eines Versorgungssystems schwankt in der Regel stark. Wird eine Druckerhöhungsanlage infolge unzureichender Versorgungsdrücke erforderlich sind folgende Bedarfswerte zur Bemessung erforderlich:

- Q_{hmin} = minimaler Stundenbedarf am Tag des geringsten Wasserbedarfs
- Q_{hm} = mittlerer Stundenbedarf am Tag des mittleren Wasserbedarfs
- Q_{hmax} = maximaler Stundenbedarf am Tag des größten Wasserbedarfs
- Q_L = Löschwasserbedarf nach DVGW Arbeitsblatt W 405 „Bereitstellung von Löschwasser durch die öffentliche Trinkwasserversorgung“
- Q_{dmax} = maximaler Tagesbedarf
- Q_{dm} = mittlerer Tagesbedarf

Es sind unterschiedliche Systemvarianten zu unterscheiden:

Unmittelbarer Anschluss: Direkte Verbindung der DEA mit der vorgelagerten Hauptleitung; Vordruck kann zur Energieeinsparung genutzt werden; gegenseitige hydraulische Beeinflussung von DEA und vorgelagertem System.

Mittelbarer Anschluss: indirekte Verbindung mit der vorgelagerten Hauptleitung über einen Trinkwasserbehälter; nahezu konstanter Vordruck;

Beide Anschlussvarianten können mit und ohne Gegenbehälter ausgeführt werden:

DEA mit Gegenbehälter – Die Spitzenbedarfsdeckung erfolgt gemeinsam durch DEA und Gegenbehälter. Der Versorgungsdruck in der angeschlossenen Versorgungszone wird durch die Höhenlage des Behälters und durch den Betrieb der DEA bestimmt. Soweit der Gegenbehälter auf den Tagesausgleich am Spitzentag (Q_{dmax}) ausgelegt ist (siehe Kap. 6), entspricht die maximale Fördermenge der DEA dem mittleren Stundenbedarf: $Q_{DEA} = Q_{dmax}/24$. Die Pumpenschaltung erfolgt in Abhängigkeit vom Behälterwasserstand. Auf eine Regelung kann im Allgemeinen verzichtet werden.

DEA ohne Gegenbehälter – Die Verbrauchsschwankungen am Spitzentag müssen in vollem Umfang von der DEA überbrückt werden. Die maximale Förderleistung der DEA ist im Regelfall auf die Stundenspitze Q_{hmax} der Versorgungszone auszulegen. Zwar können kurzzeitig noch höhere Durchflüsse z. B. innerhalb eines 15-Minutenintervalls auftreten, jedoch sind die aus dem Mehrdurchfluss resultierenden zusätzlichen Druckverluste und die geringere Förderhöhe der DEA bei einer fachgerechten Druckzonenfestlegung und Pumpenauswahl praktisch kaum von Bedeutung. In Einzelfällen kann jedoch eine Betrachtung kürzerer Bezugszeiten von Interesse sein. Die DEA ist für einen Minimalbetrieb bei Q_{hmin} als untere Betriebsgrenze auszulegen.

Für die angeschlossenen Versorgungszonen sind der Löschwasserbedarf und der erforderliche Mindestdruck im Löschwasserfall, soweit die Löschwasserbereitstellung über das Trinkwassernetz erfolgt, zusätzlich zu berücksichtigen. Hinsichtlich des Druckes in der Versorgungszone gelten ansonsten die Planungsvorgaben nach DVGW-Arbeitsblatt W 400 Teil 1 mit einem empfohlenen Ruhedruck in der Versorgungszone von 6 bar (siehe Kapitel 7).

Die Versorgungssicherheit in der Versorgungszone kann insbesondere wenn kein Behälterraum in der Versorgungszone zur Verfügung steht durch Stromausfall, Unterbrechungen im vorgelagerten Leitungssystem oder durch hohe Verbrauchsschwankungen beeinträchtigt sein. Hierbei ist ergänzend die Abnehmerstruktur zu beachten (z. B. Krankenhäuser, Industrie). Folgende Maßnahmen sind zu prüfen: zweiseitige Energieeinspeisung, stationäre Ersatzstromversorgung ggf. mit selbsttätigem Anlauf, mobile Ersatzstromversorgung, Noteinspeisemöglichkeiten über angrenzende Versorgungszonen oder über das vorgelagerte Transportnetz, ausreichender Speicherraum in vorgelagerten Zonen, Druckdifferenz zwischen Saug- und Druckniveau oder vergleichbare Maßnahmen.

Druckbehälter in DEAs dienen zur Pufferung bei sehr geringen Abnahmen, der Reduktion von Schaltspielen der Pumpen, der Minderung von Druckstößen und der Vergleichmäßigung des Druckes bei schlagartigem Mehrverbrauch. Sie werden auf der Vordruckseite zur Vermeidung unzulässiger

Druckschwankungen im vorgelagerten Leitungssystem eingesetzt. Die Anordnung auf der Nachdruckseite reduziert insbesondere die Schaltspiele der Pumpen (siehe auch Abschnitt 5.4.2.2.2). DEAs werden als vollautomatische Anlagen mit den entsprechenden Steuerungs- und Überwachungsmöglichkeiten ausgeführt.

Grundsätzlich kann zwischen Kaskadenregelung und variabler Regelung unterschieden werden (siehe **Tab. 5-14**). Weitere Anlagenkonfigurationen sind möglich.

Tab. 5-14 Gegenüberstellung von Kaskadenregelung und variabler Regelung einer DEA

Kaskadenregelung (DBPW)	Variable Regelung
Zwei und mehr Pumpen werden durch die Steuerung bedarfsgerecht ein- und abgeschaltet.	Zwei oder mehr Pumpen werden durch die Steuerung bedarfsgerecht ein- und abgeschaltet. Jede Schaltkonfiguration kann zusätzlich stufenlos geregelt werden (Drehzahlregelung)
2 oder mehr baugleiche Pumpen in paralleler Anordnung: Pumpenkennlinien entsprechen der Schaltkonfiguration mit jeweils konstanten Drehzahlen, kleiner Betriebsbereich	2 oder mehr baugleiche Pumpen in paralleler Anordnung: Pumpenkennlinien entsprechen der Schaltkonfiguration bei jeweils momentan erforderlichen Drehzahlen, großer Betriebsbereich
Regelgüte gering; Solldruck schwankt zwischen Einschalt- (PE) und Ausschalt- (PA) Druck; großes Druckbehältervolumen, geringe Variabilität der Förderung	Regelgüte hoch; geringes Druckbehältervolumen, hohe Variabilität der Förderung

Eine DEA muss mindestens mit 2 Maschinensätzen ausgerüstet sein. Um nicht ständig ein und dieselbe Pumpe als Grundlastmaschine zu fahren, ist durch die Steuerung ein wechselweiser Betrieb vorzusehen.

5.4.2.2.1 Druckerhöhungsanlagen mit drehzahlgeregelten Antriebsmotoren

Druckerhöhungsanlagen werden häufig nach einem Anlagenschema gemäß **Abb. 5-37** ausgeführt. Auslegungskriterien sind: Pumpenanzahl (Betriebssicherheit), Druckbereich (Schalthäufigkeit, Druckbehältergröße) hoher Wirkungsgrad in allen Lastbereichen, geringer Platzbedarf, Regelgüte und einstellbare Regelparameter. Entscheidend für die optimale Auslegung ist ein möglichst realitätsnahes Lastprofil des Wasserbedarfs bzw. des Förderstroms (siehe Abschn. 5.4.4). Danach werden die Pumpen so ausgewählt, dass bei den am häufigsten vorkommenden Bedarfswerten die günstigsten Wirkungsgrade erreicht werden.

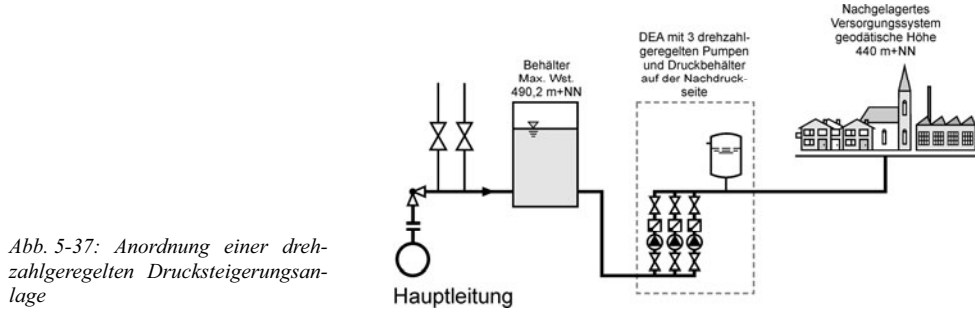


Abb. 5-37: Anordnung einer drehzahlgeregelten Drucksteigerungsanlage

Die in **Abb. 5-37** dargestellte Anlage ist für eine Fördermenge von 20 m³/h bis 150 m³/h ausgelegt. Sie versorgt ca. 10.000 Einwohner. Die drei baugleichen Pumpen haben jeweils eine Leistungsaufnahmen 11 kW; der Wirkungsgrad beim Betrieb eines Einzelaggregats liegt bei ca. 80 % und geht beim Betrieb der Gesamtanlage auf 70% zurück. Die vollautomatische Kompakt-Druckerhöhungsanlage wurde werksseitig komplett mit Pumpen, Verrohrung und Armaturen, Frequenzumrichtern, Membransteuerbehälter (8 l), Schaltanlage, Trockenlaufschutz und Temperaturüberwachung der Motoren ausgerüstet und montiert.

In diesem Fall liegt der Standort der Anlage vergleichsweise nahe am Verbrauchsschwerpunkt. Die Istwert-Messung des Versorgungsdruckes kann daher unmittelbar ausgangsseitig der DEA erfolgen. Liegt eine DEA weit vom Verbrauchsschwerpunkt entfernt, ist der Netzdruck dort zu messen, um die geforderte Regelgüte einzuhalten (Minimierung des Einflusses hydraulischer Druckverluste).

Die Betriebsergebnisse der Anlage über einen Tagesverlauf sind in **Abb. 5-38** dargestellt. Die geforderte Regelgüte des Drucks wird in hohem Maße eingehalten. Die Umschalthysterese (Differenz zwischen Zuschaltung und Abschaltung der jeweils zusätzlichen Pumpe) beträgt 15 m³/h oder 6 % von Q_{hmax} . Bei der Zuschaltung jeweils einer weiteren Pumpe erfolgt die Druckregelung durch Drehzahlregelung aller Pumpen. Bei maximalem Bedarf und zusätzlichem Löschwasserbedarf (Q_L) werden alle Pumpen in Volllast gefahren ($Q_{hmax} + Q_L$).

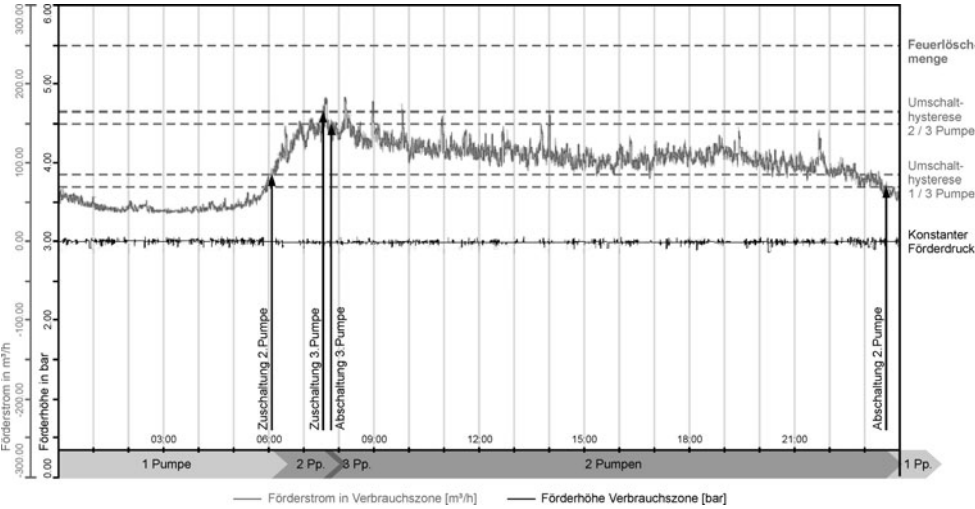


Abb. 5-38: Förderstrom- und Druckverlauf einer Druckerhöhungsanlage (Quelle: EnBW Regional AG, Stuttgart)

5.4.2.2 Druckerhöhungsanlagen als Druckbehälterpumpwerke (DBPW)

In der Vergangenheit haben sich Druckbehälterpumpwerke (auch Hydrophor- oder früher Druckwindkesselanlagen) als Druckerhöhungsanlagen bewährt. Druckbehälter dienen in diesem Fall der Pufferung bei sehr geringer Abnahme, der Vergleichmäßigung des Druckes, durch die Reduktion der Schaltspiele der Lebensdauer der Gesamtanlage und der Druckstoßdämpfung.

Größe der Pumpen bei Druckbehälterpumpwerken – Eine gestaffelte Auslegung der Kreiselpumpen ist bei großen Schwankungen der Fördermenge zu prüfen. Der nutzbare Inhalt des DB bedeutet nur eine sehr kleine Reserve, in der Regel nicht mehr als 30 % des DB-Inhaltes. Die Förderhöhe ist so auszulegen, dass im Moment des Einschaltens, wenn also der Netzdruck den geringsten zugelassenen Wert erreicht hat, die Abnehmer noch ausreichend versorgt werden. An diesem Einschaltpunkt P_E muss die Förderanlage den oben bezeichneten Förderstrom liefern können. Der Ausschalt-
druck P_A muss etwa 1,5 bar über dem Einschalt-
druck liegen. Je kleiner die Differenz, desto größer muss der DB-Inhalt sein. Die Scheitelförderhöhe der Pumpen sollte noch um wenigstens 1 bar über dem Ausschalt-
punkt liegen.

Erforderliches Volumen der Druckbehälter in DBPW – Das Volumen der Druckbehälter auf der Nachdruckseite der Pumpen ist abhängig vom Förderstrom der Grundlastpumpe Q_F , dem Ein- und Ausschalt-
druck und der Anzahl der in einer Stunde zugelassenen Schaltungen. Eine Begrenzung schützt die elektrischen Schaltgeräte vor übermäßiger Erwärmung. Als Richtwert können etwa 10 bis 15 Schaltspiele pro Stunde angenommen werden. Das Volumen der Druckbehälter (Wasser- und Luftraum) errechnet sich aus:

$$V_k = \frac{1}{(1-k_s)} \cdot \frac{Q_F}{4 \cdot Z} \cdot \frac{p_a}{(p_a - p_e)}$$

V_k in m^3	Gesamtinhalt des Druckbehälters
k_s	Minimales Wasservolumen (Mindestfüllung) im Druckbehälter, i. d. R. 0,25 (25 %)
p_e in bar	absoluter Einschalt- druck (Überdruck + Luftdruck ca. 1 bar)
p_a in bar	absoluter Ausschalt- druck
Q_F in m^3/h	mittlerer Förderstrom der Pumpe
Z in h^{-1}	stündliche Schaltzahl (4–12/h)

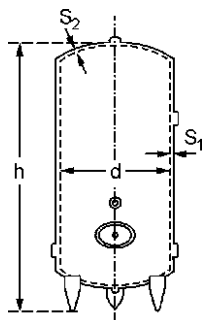


Abb. 5-39: Druckbehälter nach DIN 4810

Druckbehälter für Betriebsdrücke von 4, 6 bzw. 10 bar und 150 bis 3000 l Inhalt sind nach DIN 4810 genormt (**Abb. 5-39**). Bei höheren Betriebsdrücken sind Sonderanfertigungen mit größerer Blechstärke s_1 und s_2 erforderlich. Größere Druckbehälter erhalten den Rohranschluss am Boden. Die Durchmesser d der Zylindermäntel sind gestuft, die Zylinderhöhe h kann beliebig gewählt werden. Druckbehälter mit Gaspolster unterliegen bezüglich Zulassung, Betrieb und Überwachung der Betriebssicherheitsverordnung. Wegen des schwankenden Wasserspiegels ist dem Korrosionsschutz im Feuchtebereich besondere Aufmerksamkeit zu widmen (z. B. trinkwassergeeignete Kunststoffauskleidung). Der Einsatz von Druckbehältern mit vorgespannten Membranblasen, die mit Stickstoff gefüllt sind und einen direkten Kontakt zwischen Gaspolster und Trinkwasser unterbinden, ist zu prüfen.

Tab. 5-15: Maße von Druckbehältern (Auszug aus DIN 4810)

Inhalt l	d mm	h mm	s ₁ mm		s ₂ mm		Masse kg	
Betriebsdruck in bar			4	10	4	10	4	10
150	450	1 275	2,5	3	2,5	3,6	40	50
300	550	1 625	2,5	3,5	2,8	4,2	62	85
500	650	1 875	2,5	4	3	4,7	85	130
1 000	800	2 385	2,5	4,5	3,4	5,5	135	230
2 000	1 100	2 535	3,5	5,5	4,2	7	304	470
3 000	1 150	3 305	3,5	6	4,4	7,3	395	649

Erforderliches Zubehör – Zur Belüftung der DB werden ölfreie Kompressoren benötigt, die es ab etwa 1 m³/h Ansaugvolumen für jede gewünschte Druckstufe gibt. Die Belüftung soll in mittleren und größeren DEA vollautomatisch durch Steuerung des Kompressors in Abhängigkeit vom Wasserstand im DB geschehen. Luftsperrventile verhindern das Entweichen der Luft, falls die Förderanlage ausfällt. Sie schließen den Ablauf vom Druckbehälter, sobald der Wasserspiegel im Druckbehälter das Zu- und Ablaufrohr fast erreicht hat. Sicherheitsventile sind nötig, wenn die Scheitelförderhöhe der Pumpen über dem Betriebsdruck der Druckbehälter liegt.

5.4.2.3 Drucksteigerungspumpwerke

Drucksteigerungspumpwerke stellen eine wirtschaftliche Möglichkeit dar, die Leistungsfähigkeit von Fallleitungen zu erhöhen. Prinzipiell können folgende Anordnungen von Drucksteigerungspumpwerken unterschieden werden:

- am Beginn der Leitung, d. h. Anordnung an einem Behälter (Abb. 5-40 a)
- im Verlauf einer Leitung (Abb. 5-40 b)
- Drucksteigerungsketten (Abb. 5-40 c)

Voraussetzung für einen Drucksteigerungsbetrieb ist generell eine günstige Führung der Leitung im Höhenprofil. An kritischen Hochpunkten kann es durch instationäre Vorgänge bei Notabschaltungen oder Pumpenausfällen zu Unterdruckbildungen kommen. Eventuelle Gegenmaßnahmen, wie Be- und Entlüftungen, sind zu berücksichtigen. Neben der Haupttransportleitung müssen alle hiervon abgehenden Zubringerleitungen für die zusätzlichen Beanspruchungen durch den Drucksteigerungsbetrieb ausgelegt sein.

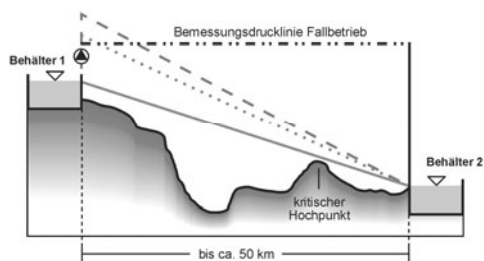
Wenn Drucksteigerungspumpen am Beginn von Fallleitungen mit dem dortigen Behälter kombiniert werden, ist darauf zu achten, dass die zulässige Bemessungsdruckhöhe der Leitung nicht überschritten wird. Es ist zweckmäßig, eine Leitung in diesen Bereichen von vornherein auf einen späteren Drucksteigerungsbetrieb hin auszulegen. Vorteile der behälternahen Anordnung sind günstiges hydraulisches Verhalten, begrenzter Bauaufwand für das Pumpwerk und gemeinsamer Betriebspunkt für Behälter/Drucksteigerungspumpwerk bei Bedienung und Wartung.

Werden Drucksteigerungspumpwerke im Verlauf einer Leitung angeordnet, so wird in der Regel die zulässige Bemessungsdrucklinie nicht überschritten. In diesem Fall ist das Pumpwerk vorzugsweise an einem Tiefpunkt anzuordnen, so dass stets ein ausreichender Zulaufdruck vorhanden ist.

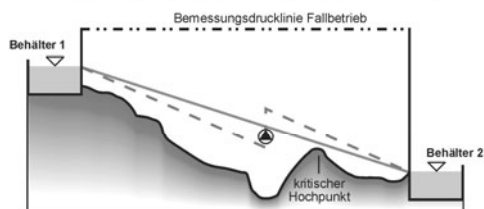
Längere Transportstrecken, die durch Zwischenbehälter in einzelne Abschnitte unterteilt werden, können durch eine abgestimmte Kette von Drucksteigerungspumpwerken in ihrer Leistungsfähigkeit erhöht werden. Leistungsfähige Fallbetriebsabschnitte, die im Normalbetrieb gedrosselt gefahren werden, können dann mit ihrer maximalen Transportkapazität berücksichtigt werden.

Wirtschaftlich nachteilig ist die erforderliche Vorhaltung der elektrischen Leistung für die Aggregate über das ganze Jahr, da sie nur beim Spitzenbetrieb, d. h. für wenige Wochen oder Tage im Jahr, eingesetzt werden. Insbesondere bei Drucksteigerungsketten muss abgewogen werden, ob nicht jede

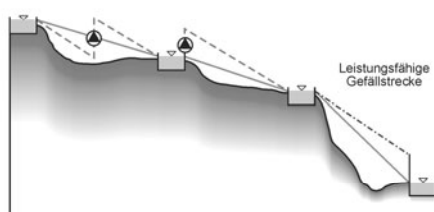
a) Drucksteigerung am Beginn der Leitung



b) Drucksteigerung im Verlauf der Leitung



c) Drucksteigerungskette



- Drucklinie im Gefällebetrieb, max. Durchsatz
- - - Drucklinie im Gefällebetrieb, Drosselbetrieb
- - - Drucklinie im Drucksteigerungsbetrieb, max. Durchsatz
- Drucklinie im Drucksteigerungsbetrieb, Drehzahlregelung
- - - Bemessungsdrucklinie

Abb. 5-40: Anordnung eines Drucksteigerungspumpwerkes

Pumpstation doppelt bestückt wird, da beim Ausfall einer einzelnen Pumpe die gesamte Kette unterbrochen ist. Das Einhalten einer konstanten Druckhöhe nach der Drucksteigerung erfordert wiederum eine Drehzahlregelung, womit für den folgenden Betriebsabschnitt die gleichen hydraulischen Voraussetzungen wie beim Vorhandensein eines Hochbehälters gegeben sind.

5.4.2.4 Druckerhöhungsanlagen in Grundstücken

Für die Wasserversorgung der oberen Stockwerke höherer Gebäude, aber auch bei größeren Gebäudekomplexen wie Kaufhäuser, Krankenhäuser, Hotels, Industrie, Bürogebäude und weiteren Einsatzfällen können die erforderlichen Mindestfließdrücke je nach den örtlichen Voraussetzungen (geodätische Höhen, Dimensionierung des vorhandenen Rohrnetzes, Wasserbedarf, etc.) nicht immer vom Versorgungssystem erreicht und eingehalten werden. In diesen Fällen wird eine Druckerhöhungsanlagen (DEA) in der Trinkwasserinstallation von Gebäuden und Grundstücken erforderlich.

Die DIN 1988 Teil 5 „Technische Regeln für Trinkwasserinstallationen – Druckerhöhung und Druckminderung“ fasst die wichtigsten Kriterien für den Einbau, die Bemessung und den Betrieb derartiger Anlagen zusammen.

Im Regelfall ist die Anlage so auszulegen, dass der statische Druck an keiner Verbrauchsstelle 1,5 bar unter- oder 6 bar überschreitet.

Nach DIN 1988 werden folgende 6 Anschlussarten unterschieden:

Tab. 5-16: Anschlussarten für Druckerhöhungsanlagen in Gebäuden an die öffentliche Wasserversorgung

	Verbindung zur Hausanschlussleitung / zur Wasserversorgungs- leitung außerhalb des Gebäudes/Grundstückes	Druckbehälter auf der Enddruckseite	Druckbehälter auf der Vordruckseite
1.	unmittelbar	–	–
2.	unmittelbar	–	×
3.	unmittelbar	×	–
4.	unmittelbar	×	×
5.	mittelbar	–	–
6.	mittelbar	×	–

Definitionen nach DIN 1988 Teil 5 (auszugsweise!):

Unmittelbarer Anschluss: Der unmittelbare Anschluss ist die direkte Verbindung der DEA mit der von der Versorgungsleitung abzweigenden Anschlussleitung.

Mittelbarer Anschluss: Der mittelbare Anschluss ist die indirekte Verbindung der DEA mit der von der Versorgungsleitung abzweigenden Anschlussleitung über einen Vorbehälter (**Abb. 5-40**), der mit der Atmosphäre ständig in Verbindung steht. Diese Ausführung ist zwingend erforderlich, wenn Trinkwasser der öffentlichen Wasserversorgung mit Wasser einer Eigenwasserversorgungsanlage in gemeinsamen Leitungen zusammengeführt werden soll oder Kontakte des Trinkwassers mit anderen Stoffen auftreten kann. Diese Trennung verhindert eine qualitativ nachteilige Rückwirkung auf das öffentliche Versorgungssystem.

Die Funktion der Druckbehälter als Steuerbehälter auf der Enddruckseite (Anschlussarten 3., 4. und 6. nach **Tab. 5-16**) entspricht den Ausführungen gemäß Abschnitt 5.4.5.2. Alternativ bietet sich der Einsatz drehzahl geregelter Drucksteigerungspumpen mit druck- oder durchflussmengenabhängiger Steuerung (Anschlussarten 1., 2., u. 5. nach **Tab. 5-16**) bzw. kombinierte Lösungen an. Grundsätzlich müssen störende Druckstöße vermieden werden. Es wird eine Vielzahl von komplett funktionsfähigen Druckerhöhungsanlagen von der Industrie angeboten.

Entnimmt aber die Druckerhöhungsanlage das Wasser unmittelbar aus dem Netz, so ist die Anschlussleitung für den Spitzenvolumenstrom (=größter Förderstrom der Pumpen) zu bemessen (**Abb. 5-39**). Zu prüfen ist, ob dieser Durchsatz an der Anschlussstelle aus der Versorgungsleitung entnehmbar ist, ohne dass deren Druck so weit abfällt, dass Störungen eintreten.

Zur Vermeidung von Wasserschlägen und Störgeräuschen durch den (negativen) Einschaltstoß empfiehlt es sich bei Ausführung nach **Abb. 5-39**, auch vor die Druckerhöhungsanlage Druckbehälter als Dämpfungsorgane einzuschalten. Der maximale Unterschied der Fließgeschwindigkeit in der Anschlussleitung zur DEA darf beim Ein- und Ausschalten der DEA 0,15 m/s bei Normalbetrieb und 0,5 m/s bei Pumpenausfall nicht unterschreiten. Gleichzeitig soll sichergestellt sein, dass beim Anlauf der Pumpen der Mindestversorgungsdruck am abnehmerseitigen Ende der Anschlussleitung um nicht mehr als 50 % unterschritten und größer 1 bar bleibt und beim Abschalten der Pumpen der Druckanstieg nicht über 1 bar über dem Ruhedruck der Anschlussleitung liegt. Für Luftsatz ist in beiden DB zu sorgen.

Der Spitzenvolumenstrom kann aus Kap. 2 entnommen werden.

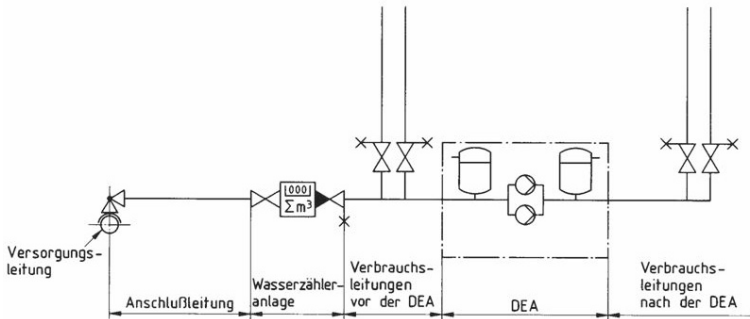


Abb. 5-41: Druckerhöhungsanlage mit unmittelbarer Netzentnahme nach DIN 1988/5 mit Druckbehältern auf der Vor- und Enddruckseite der Pumpen

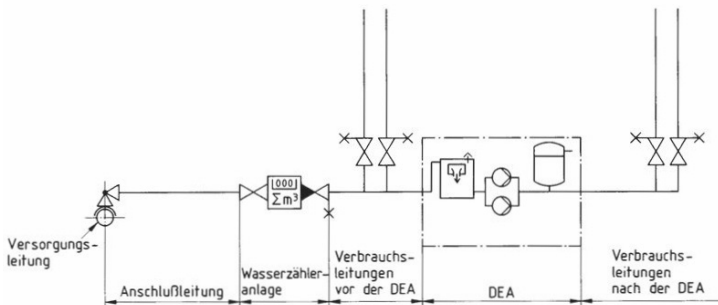


Abb. 5-42: Druckerhöhungsanlage mit drucklosem Vorspeicher nach DIN 1988/5 und Druckbehälter auf der Enddruckseite der Pumpen

5.4.2.5 Pumpen als Turbinen (PAT)

Energie muss in Zukunft sparsamer und rationeller eingesetzt werden. Die Energiegewinnung- und -rückgewinnung aus Wasserversorgungssystemen trägt seit langem hierzu bei und gewinnt weiter an Bedeutung. In WV-Systemen in denen durch die gegebenen topografischen Verhältnisse größere Wasserströme dauernd oder wenigstens für längere Zeit im Gefälle transportiert werden, ist die Wirtschaftlichkeit von Energiegewinnungsanlagen gegeben. Beispiele hierfür sind Wasserabgaben aus Scheitelbehältern (Bodensee-Wasserversorgung) und Talsperren (Wasserversorgung Bayer. Wald, Harzwasserwerke). Der Einsatz von rückwärtslaufenden Serienpumpen als Turbinen zur Energie-rückgewinnung lohnt bereits bei erzielbaren Leistungen ab ca. 10 kW und hat sich bewährt. Bei kleineren Anlagen ist der wirtschaftliche Einsatz je nach Einzelfall zu bewerten. Erst in Betriebsbereichen über 400 kW werden i. d. R. klassische Turbinen (Pelton-, Francis-, und Kaplan-turbinen) eingesetzt.

Die Leistung errechnet sich nach der Formel $P = p \cdot g \cdot Q \cdot H \cdot \eta_G$. Der Gesamtwirkungsgrad η_G derartiger Anlagen kann mit rund 70 % angenommen werden. Die Q-H-Kennlinien einer Kreiselpumpe im Pump- bzw. Turbinenbetrieb sind in Abb. 5-43 gegenübergestellt.

Der Wirkungsgrad im Turbinenbetrieb ist beachtlich und ist mit demjenigen spezieller Wasserturbinen vergleichbar. Wegen des engen Betriebsbereiches der Turbine und ihres starken Wirkungsgradabfalles bei Teillast sind genaue hydraulische Auslegung und möglichst gleichmäßige Betriebsweise bei Volllast anzustreben. Zu beachten ist, dass die Pumpe im Turbinenbetrieb durch die sich ergebende höhere Leistungsdichte größeren hydraulischen und mechanischen Belastungen ausgesetzt ist als im

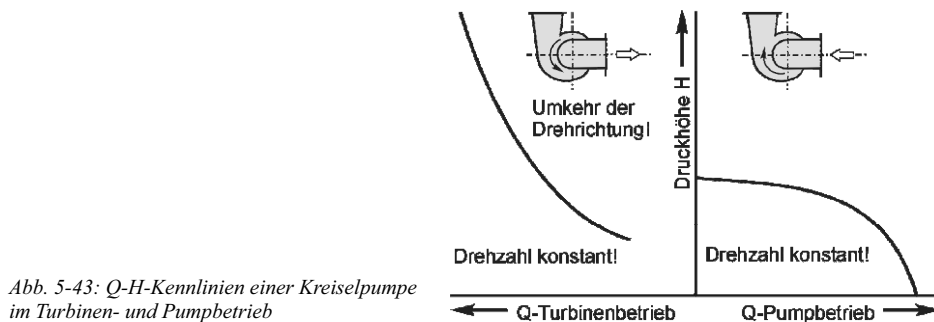


Abb. 5-43: Q-H-Kennlinien einer Kreiselpumpe im Turbinen- und Pumpbetrieb

Normalbetrieb. Zusätzlich sind Randbedingungen, wie z. B. Lastabwurf (Stromunterbrechung) des Generators zu berücksichtigen. Die sich dann einstellende Durchgangsdrehzahl, die der 1,4 bis 1,7-fachen Nenndrehzahl entspricht, muss bei der Dimensionierung der Anlage berücksichtigt werden. Als Stromerzeuger wird ein Normmotor umgepolt als Asynchron-Generator verwendet. Die gemeinsame Drehzahl des Asynchron-Generators und der mit ihm gekuppelten, rückwärtslaufenden Kreiselpumpe wird durch das elektrische Netz bestimmt. Auf eine gesonderte Drehzahlregelung kann i. d. R. verzichtet werden. Jedoch kann zur Anpassung der Anlage an schwankende Betriebsverhältnisse u. U. mit einer Drehzahlregelung des Generators ein wirkungsgradoptimierter und damit noch wirtschaftlicherer Betrieb erreicht werden.

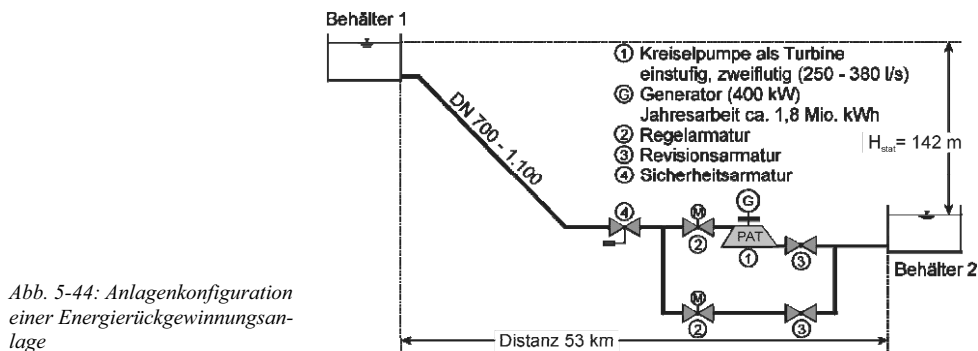


Abb. 5-44: Anlagenkonfiguration einer Energierückgewinnungsanlage

Eine typische Anlagenkonfiguration ist in **Abb. 5-44** dargestellt. Die max. Leistung im Gefällebetrieb zwischen zwei Behältern ohne Zwischenabgaben beträgt $Q_{\text{opt}} = 0,58 Q_{\text{max}}$. Die tatsächlichen Gegebenheiten ermöglichen jedoch im Allgemeinen keine Bemessung nach diesem theoretischen Optimum. Für die Auslegung einer Turbine ist daher der am häufigsten vorkommende Volumenstrom zugrunde zu legen. Da Standardpumpen keine regelbaren Leitapparate besitzen, sind sie im Turbinenbetrieb mit einer Regelsamatur zur Steuerung der Anfahr- und Abfahrvorgänge auszustatten. Die An- und Abfahrzeiten sind unter Berücksichtigung der dynamischen Druckänderungen festzulegen. Der erzeugte elektrische Strom kann selbst verbraucht oder ins Netz des zuständigen EVU eingespeist werden. Eine Vergütung nach den Sätzen des Erneuerbaren-Energien-Gesetzes (EEG, s. Abschn. 14.8.5) ist nur dann möglich, wenn der erzeugte Strom ausschließlich durch Ausnutzung eines natürlichen Gefälles erzeugt wird. Energie aus Wasser, das vor der Energiegewinnung auf ein höheres Niveau gepumpt wurde, z. B. in Hochbehälter, kann nicht nach dem EEG vergütet werden. Weitere Details können dem DVGW-Merkblatt W 613 „Energierückgewinnung durch Wasserkraftanlagen in der Trinkwasserversorgung“ entnommen werden.

5.4.3 Dynamische Druckänderungen in Wasserversorgungsanlagen

5.4.3.1 Ursachen dynamischer Druckänderungen

In Rohrleitungen werden Änderungen der Strömungsgeschwindigkeit auf Grund der Massenträgheit der Flüssigkeit und der Elastizität der Flüssigkeit und Rohrwand dynamische Druckänderungen hervorgerufen. Solche Änderungen sind infolge von Anfahr- und Abstellvorgängen insbesondere auch von Förderanlagen grundsätzlich unvermeidbar. Die resultierenden dynamischen Druckänderungen müssen aber in zulässigen Grenzen gehalten werden, um Schäden (z. B. Rohrbrüche) und betriebliche Nachteile (z. B. Einsaugen von Luft und Schmutz an Rohrverbindungen, Mobilisieren von Ablagerungen und Inkrustierungen) zu vermeiden.

Insbesondere die rasche Änderung des Durchflusses und dadurch der Geschwindigkeit in einer Druckleitung, z. B. durch schnelles Schließen oder Öffnen von Absperrorganen oder durch plötzlichen Pumpenstillstand, erzeugt in den Leitungen Druckstöße. Der neue, höhere Druck pendelt dann um den Ausgangsdruck nach oben und unten. Am Leitungsende wird die Druckwelle reflektiert, kommt als negative Welle zum Anfangspunkt zurück und schwingt in mehrfachem Hin- und Rücklauf allmählich aus. Hierbei kann es infolge Unterdrucks sogar zu einem Abreißen der Wassersäule kommen. Der darauf folgende Zusammenprall der beiden nun unabhängig voneinander schwingenden Strömungen führt zu besonders gefährlichen Druckstößen. Öffnungs- und Schließzeiten von Absperrorganen lassen sich zwar so lange ausdehnen, dass die Geschwindigkeitsänderung in einer unschädlichen Weise verläuft; für Betriebsfälle wie plötzlicher Pumpenstillstand durch Stromausfall oder NOT-AUS müssen jedoch zusätzliche Vorkehrungen getroffen werden. Dieser Betriebsfall ist bei fast allen Anlagen der maßgebende Belastungsfall für die Auslegung von Maßnahmen zur Druckstoßdämpfung. Das DVGW-Arbeitsblatt W 303 fasst alle Aspekte dynamischer Druckänderungen systematisch zusammen und gibt Anforderungen für die erforderlichen Berechnungen und die Auslegung von Maßnahmen zur Begrenzung von dynamischen Druckänderungen sowie für die betriebliche Praxis vor. Die Planung und Auslegung von Anlagen zur Begrenzung dynamischer Druckänderungen soll ausgewiesenen Fachleuten übertragen werden.

5.4.3.2 Größe der Druckstöße

Der Druckstoß Δh in m beträgt nach Joukowsky

$$\Delta h = \frac{a}{g} (v_1 - v_2) \text{ mit } a = \text{Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Druckwelle in m/s}$$

v_1 und v_2 = Strömungsgeschwindigkeiten vor und nach der Geschwindigkeitsänderung in m/s

Die Druckwellengeschwindigkeit a in m/s wird nach folgender Formel berechnet

$$a = \sqrt{\frac{1}{\rho_w \cdot \left(\frac{1}{E_w} + \frac{D_{RL}}{s_{RL} \cdot E_{RL}} \right)}}$$

darin sind:

ρ_w in kg/m^3	Dichte des Wassers (1.000 kg/m^3)
D_{RL} in m	Durchmesser der Rohrleitung
s_{RL} in m	Wanddicke der Rohrleitung
E_w	Elastizitätsmodul des Wassers = 2.200 N/mm^2
E_{RL}	Elastizitätsmodul des Rohrwerkstoffes
E_{RL} für GG:	170.000 N/mm^2
St:	210.000 N/mm^2

AZ:	25.000 N/mm ²
SpB:	35.000 N/mm ²

Die Laufzeit der Druckwelle T (Sekunden) vom Ausgangspunkt der Geschwindigkeitsänderung (Pumpe, Absperrorgan, etc.) bis zum Reflexionspunkt (Armatur, Behälter etc.) und zurück beträgt bei einer einfachen Leitungslänge L in m:

$$T = \frac{2 \cdot L}{a} \text{ in s}$$

Der volle und daher gefährlichste Druckstoß tritt dann ein, wenn die Schließzeit gegen 0 s geht. Liegt sie innerhalb der Laufzeit T , wird nur der entsprechende Teil der Rohrleitung voll beaufschlagt. Bei plötzlichem Pumpenstillstand wird $v_2 = 0$ m/s und damit der Druckstoß $\Delta h = a/g \cdot v_1$. Da sich die Fortpflanzungsgeschwindigkeit a zwischen 1000 und 1200 m/s bewegt und a/g damit rund 100 beträgt, ergibt sich als Druckstoßhöhe etwa $\Delta h = 100 \cdot v_1$. Bei der häufig vorliegenden Geschwindigkeit von 0,8 m/s kommt also eine Druckstoßhöhe von 80 m zustande. Würde die Rohrleitung mit 60 m Förderhöhe und mit Rohren für einen zulässigen Betriebsdruck von 10 bar betrieben, so würde hier der zulässige Druck von 100 m um $(60 + 80 - 100) \text{ m} = 40 \text{ m}$ überschritten. Sind Schließ- und Reflexionszeit gleich, entsteht die volle Druckwirkung nur an der auslösenden Stelle. Bei Schließzeiten, die länger als die Reflexionszeit sind, liegt der tatsächlich auftretende Druckstoß unter dem Joukowsky-Stoß (siehe auch Abschn. 7.5.9.2).

5.4.3.3 Abhilfemaßnahmen

Stellgesetze von Absperr- und Regelarmaturen: Pumpen mit radialen Laufrädern werden gegen ein druckseitig geschlossenes Absperrorgan angefahren. Nach Erreichen der Betriebsdrehzahl, wird nach einem definierten Stellgesetz geöffnet. In gleicher Weise wird beim Abstellen zuerst das Absperrorgan geschlossen und dann erst Pumpe ausschalten. Es ist zu berücksichtigen, dass bei Schiebern und Absperrklappen erst etwa die letzten 10 % des Schließweges eine wirksame Drosselung und damit Geschwindigkeitsänderung verursachen. Günstigere Verhältnisse werden bei Verwendung von Ringkolbenventilen erzielt. Die zulässigen Stellgeschwindigkeiten für das Öffnen und Schließen des Absperrorgans sind unter Berücksichtigung der Armaturenkennlinie und der Anlagenkennlinie durch eine Druckstoßberechnung zu ermitteln. Die Einhaltung des Stellgesetzes ist durch Betriebsanweisung (handbetätigte Armaturen), durch Wahl der Öffnungs- und Schließgeschwindigkeit bei gleichförmigem, elektromotorischem Armaturenantrieb, durch Abstufung der Stellgeschwindigkeit (drehzahlverstellbare Abtriebe der Armaturen, öhydraulische Steuerung) oder vergleichbare Verfahren zu gewährleisten.

Rückflussverhinderer bei Pumpenabschaltung: Druckseitige Rückflussverhinderer mit Schließverzögerung oder kombiniert mit einem Bypass bremsen eine Rückströmung. Alternativ werden gesteuerte Absperrarmatur eingesetzt. Kann eine Rückströmung der Entlastungswassermenge durch die Pumpe zugelassen werden, ist das Verhalten der Pumpe im Bremsbetrieb zu berücksichtigen. Ist auch die Umkehr der Drehrichtung zugelassen, muss das Verhalten der Pumpe im Turbinenbetrieb für die Druckstoßberechnung bekannt sein.

Schwungmassen: Schwungräder kommen bei horizontalachsigen Kreiselpumpen zum Einsatz. Sie gelten als besonders betriebssichere Maßnahme zur Druckstoßdämpfung. Sie werden bei großen und mittleren Förderhöhen aber bei vergleichsweise kurzen Förderleitungen eingesetzt. Sie eignen sich weniger bei Rohrleitungen mit ungünstigem Höhenprofil. Einsatzgrenzen ergeben sich durch zusätzliche Lager, Fliehkräfte, i. d. R. keine Direkteinschaltung möglich.

Druckbehälter mit Gaspolster (DB) sind Energiespeicher, die bei einem Druckabfall in der Hauptleitung Wasser nachspeisen oder bei einem Druckanstieg Wasser aus dieser aufnehmen. Das Gaspolster dient der Dämpfung der resultierenden Druckpendelung. Sie werden i. d. R. im Nebenschluss zur Hauptleitung angeordnet. Die DB sind in Fließrichtung gesehen hinter diesem Rückschlagorgan anzu-

schließen. Die Dämpfung kann durch zusätzliche Drosselung des Rückflusses in den DB (Düsen, Rückflussverhinderer mit Bypass) optimiert werden. DB werden fast ausschließlich in Pumpwerken eingesetzt. Die Verbindungsleitung zum DB ist so zu bemessen, dass sich, bezogen auf den maximalen Durchfluss in der Druckleitung, eine Fließgeschwindigkeit von 1,0 bis 1,5 m/s ergibt. Der Inhalt des Druckbehälters liegt etwa bei 1 bis 2 % des Volumens der Rohrleitung. Bei Pumpwerken mit langen Zulaufleitungen werden DB auch auf der Saugseite eingebaut. Eine Aufteilung des erforderlichen Druckbehältervolumens in mehrere Behälter ist betrieblich zweckmäßig (Teillastbetrieb bei Revisionen). Es werden Druckbehälter mit und ohne Trennmembran verwendet. Bei entsprechender Überwachung ist die Betriebssicherheit derartiger Anlagen hoch. Eine genaue Berechnung der instationären Vorgänge zur Auslegung der Anlage unter Berücksichtigung aller örtlichen Faktoren ist erforderlich.

Wasserschloss (Standrohr): In Wasserschlossern reflektiert die freie Wasseroberfläche die einlaufende Druckwelle. Die Druckwellen können sich somit nicht weiter fortpflanzen. In WV-Anlagen werden Wasserschlosser allerdings selten angewendet. Praktischer Anwendungsfall: Das PW steht unmittelbar neben einem Wasserturm.

Nachsaugebehälter (Einwegwasserschloss): Druckloser Behälter, der mit einer kurzen Leitung großer Nennweite mit Rückflussverhinderer an die Hauptleitung angeschlossen ist. Bei Abfall der Druckhöhe in der Hauptleitung unter das Behälterniveau wird Wasser in die Hauptleitung nachgespeist, womit Unterdruck und Belüftung vermieden wird. Sehr günstige Wirkung zur Vermeidung von Druckabfällen.

Be- und Entlüftungsventile: Automatische Belüftungsventile ermöglichen das Einstromen von Luft in die Rohrleitung sobald der Druck in der Leitung unter den Atmosphärendruck abfällt. Damit können stärkere Unterdrücke an Hochpunkten und Gefälleknickpunkten vermieden werden. Eine Belüftung sollte nur im Störfall ansprechen, wenn andere Maßnahmen zur Vermeidung unerwünschter Druckabsenkungen nicht möglich sind, da ein Lufteintrag in Trinkwasserleitungen aus hygienischen Gründen unerwünscht ist. Auf eine ausreichende Entlüftungsfunktion ist daher zu achten.

Nebenauslass: Die Betriebssicherheit hängt ab von der Einstellung der Öffnungs- und Schließzeiten; relativ großer Aufwand für hydraulische und elektrische Einrichtungen.

Prozessleittechnik: Durch Fernüberwachung und spezielle Einrichtungen der Leittechnik ist es möglich instationäre Strömungszustände rechtzeitig zu erkennen und durch Gegenmaßnahmen zu dämpfen und zu begrenzen, wie z. B. durch eine druckabhängige Steuerung von Armaturen.

Alle Einrichtungen zur Begrenzung dynamischer Druckänderungen bedürfen einer regelmäßigen Überwachung und Instandhaltung.

5.4.4 Planung und Ausführung von Pumpwerken

5.4.4.1 Hydraulische Anforderungen

Die Auswahl der Förderströme als wesentliche Bestimmungsgröße von Pumpensystemen erfordert eine integrale Betrachtung von Wasserbedarfsverteilung, Speicherbewirtschaftung, verfügbarem Speicherraum und geplanter Förderung.

Der Förderstrom, auf den eine Förderanlage auszulegen ist, hängt ab

- vom Bedarf des Versorgungsgebietes (höchste und mittlere tägliche Wasserförderung, siehe auch Kap.2 u. 6), bei Druckerhöhungsanlagen vom geforderten Spitzenvolumenstrom (siehe Abschn. 5.4.2.2);
- vom zulässigen Förderstrom; dieser kann abhängen von der zulässigen Belastung der Druckleitung und vom Wasserdargebot auf der Saugseite des PW;
- von der höchstzulässigen täglichen Betriebszeit; wird ein Vergleich angestellt zwischen kleineren Pumpen mit längerer Betriebszeit und größeren Pumpen mit kürzerer Betriebszeit, so müssen neben den Tarifstrukturen für den Strombezug (Leistungs- und Arbeitspreis) für die Motoren auch die Mehrkosten größerer Maschinen und Rohrleitungen in die Rechnung einbezogen werden;

- von der möglichen *Speicherbewirtschaftung* vor oder hinter der Förderanlage;
- vom *technisch und wirtschaftlich zulässigen Druckhöhenverlust* in der Druckleitung;
- von den *Strombezugsbedingungen* nach Niedertarif- und Hochtarifzeiträumen; diese variieren heute in einer großen Bandbreite. In der Praxis stellt sich daher laufend die Frage nach der optimalen Fahrweise, um geänderte Rahmenbedingungen zu berücksichtigen;
- von der *maximalen täglichen Betriebszeit* der Einzelpumpen.

Pumpsysteme sollen anpassungsfähig sein. Durch Ausführung der Anlagen in Modulen, die für einen Bezugszeitraum von 10 bis 15 Jahren ausgelegt sind, kann eine Anpassung an die Bedarfsentwicklung erreicht werden. Zur optimalen Auslegung von Förderanlage ist es zweckmäßig die Lebenszykluskosten zu berücksichtigen (DVGW-Arbeitsblatt W 618). Ausführlich ist dieser Zusammenhang in [2] dargestellt.

Erweitert man die Gleichung für den Leistungsbedarf eines Pumpenaggregates (Abschn. 5.1.1.4) um die Druckhöhenverluste im angeschlossenen Förderleitungssystem (Details siehe Abschn. 7.5.3.3) wird die exponentielle Abhängigkeit des Leistungsbedarfs vom Förderstrom Q deutlich.

$$P = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot H_{\text{stat}} + \frac{8 \cdot L \cdot \lambda}{\pi^2 \cdot g \cdot D^5} Q^2}{\eta_g(f(Q))}$$

mit

λ = dimensionsloser Widerstandsbeiwert, Reibungsziffer von Röhren [-]

L = Länge der Förderleitung in m

D = Durchmesser der Förderleitung

Eine möglichst gleichmäßige Fahrweise einer Förderanlage ist aus energetischen Gründen daher anzustreben. Das DVGW-Arbeitsblatt W 610 "Pumpsysteme in der Trinkwasserversorgung" empfiehlt die nachfolgenden zwei Verfahren zur Ermittlung einer bedarfsgerechten, energetisch optimierten Betriebsweise einer Förderanlage.

5.4.4.1.1 Verbundenes Gang- und Summenlinienverfahren

Dieses Verfahren dient der Abstimmung von Förderung und Speicherbewirtschaftung in einem Versorgungsgebiet und entspricht der in Abschn. 6.3.1 vorgestellten rechnerischen und grafischen Ermittlung des fluktuierenden Wasservolumens in der Wasserspeicherung unter besonderer Berücksichtigung der Betriebsweise der Förderanlage. In **Abb. 5-45** ist aus der diskretisierten Bedarfsganglinie (stündlicher Wasserbedarf in % der Tagesabgabe, entsprechend Beispiel Tab. 6-3) die Bedarfssummenlinie (ΣQ_A) bestimmt worden. Dieser sind drei Betriebsvarianten einer Förderanlage als Fördersummenlinien gegenübergestellt. Die Steigung der Fördersummenlinien entspricht dem jeweiligen Fördervolumenstrom (stündliche Fördermenge $Q_{F,h}$ in % des Tagesbedarfs).

Unter der Berücksichtigung der exponentiellen Abhängigkeit der erforderlichen Pumpleistung und des spezifischen Energieaufwands von der Fördermenge Q stellt sich die optimale Fahrweise bei einer gleichmäßigen Förderung ein. Je nach den örtlichen Randbedingungen (Förderhöhe, Durchmesser, Rauheit und Länge der Förderleitung, sonstige Verluste, Tarifstruktur für den Energiebezug) können deutliche Energieeinsparungen erzielt werden.

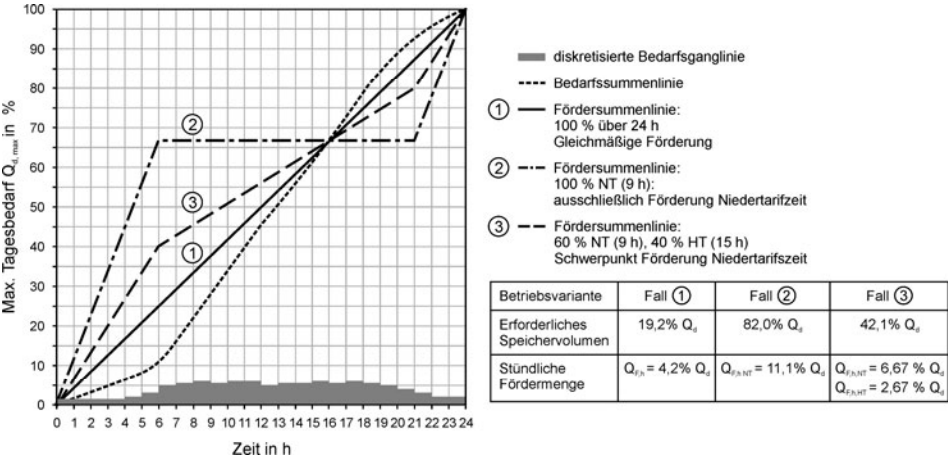


Abb. 5-45: Verbundenes Gang- und Summenlinienverfahren

5.4.4.1.2 Verbundenes Gang-Dauerlinienverfahren

Mit dem verbundenen Gang-Dauerlinienverfahren wird das gesamte Spektrum des Bedarfs bzw. der Förderung über ein repräsentatives Jahr untersucht. Aus der Jahresganglinie des Tagesbedarfs wird die Förderstromdauerlinie abgeleitet, die einer Ordnung statistisch gleicher Werte nach der Größe ihres Auftretens entspricht. Hieraus lässt sich die Verteilung wesentlicher Förderströme nach Basisförderstrom, repräsentativem mittleren Förderstrom und extremer Ereignisse zusammenfassen. Die Definition der einzelnen Bereiche ist in **Abb. 5-46** dargestellt.

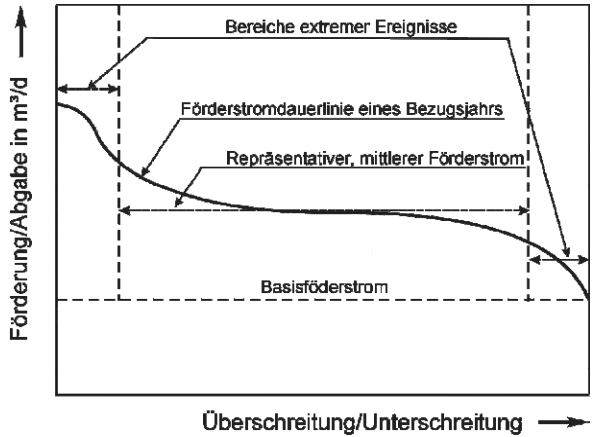


Abb. 5-46: Förderstromdauerlinie eines Bezugsjahres mit Ableitung der wesentlichen Förderströme

Das verbundene Gang-Dauerlinienverfahren stellt ein wichtiges Instrument für die Einordnung des Förderstroms und für die Ableitung eines wirtschaftlichen und energieoptimierten Betriebs einer Förderanlage dar. Es ist Grundlage zur Festlegung der Fahrbereiche der einzelnen Pumpen einer Förderanlage bzw. für deren gestaffelte Auslegung im Zuge der Planung einer Anlage.

Unterliegt im Einzelfall die Förderhöhe deutlichen Schwankungen im Jahresgang so lässt sich über die Förderhöhendauerlinie die Leistungsdauerlinie ermitteln. Hieraus kann der optimale Energieeinsatz abgeleitet werden. Der Zusammenhang der genannten Dauerlinien ist in **Abb. 5-47** anhand eines

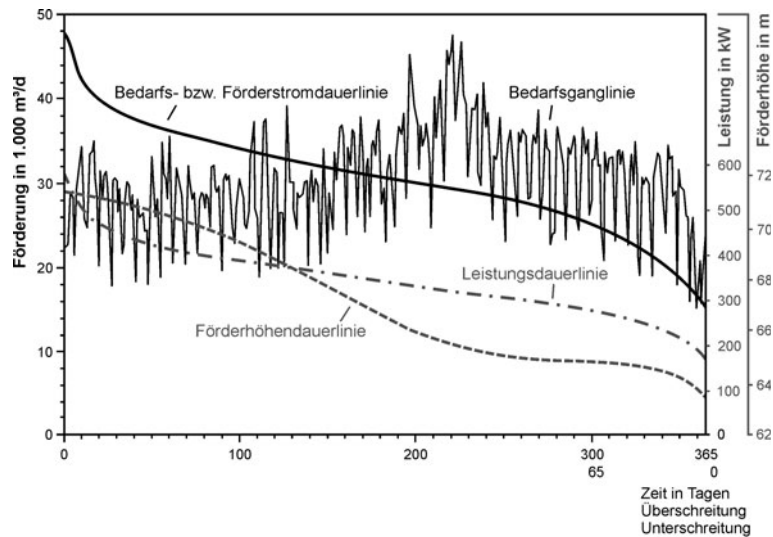


Abb. 5-47: Beispiel eines Jahresgangs des Förderstroms sowie der Dauerlinien von Förderstrom Förderhöhe und Leistungsbedarf nach [2]

Beispiels nach [2] dargestellt. Bei der Bemessung der einzelnen Pumpen einer Förderanlage müssen die zeitlich häufigsten Betriebsbereiche jeweils in den Bereichen des besten Wirkungsgrades liegen. Zur weiteren Vertiefung dieser technisch ökonomischen Aufgabenstellung wird auf [3] verwiesen.

5.4.4.2 Pumpenbauart und Größe der Pumpensätze

5.4.4.2.1 Horizontale Kreiselpumpen

Bei der Verwendung von Spiralgehäusepumpen ist die horizontale Aufstellung üblich. Der Platzbedarf ist etwas höher als bei vertikaler Aufstellung, was jedoch andererseits die Zugänglichkeit vereinfacht und die Übersichtlichkeit des Maschinensatzes fördert. Mehrstufige Gliederpumpen gibt es sowohl für eine horizontale, wie auch vertikale Aufstellung. Kreiselpumpen sollten nach Möglichkeit so aufgestellt werden, dass ein Zulaufbetrieb möglich ist. Andernfalls muss der in Strömungsrichtung hinter der Kreiselpumpe eingebaute Rückflussverhinderer mit einer Umgehungsleitung versehen sein; dann steht der Druck bis zum Fußventil an und verhindert das Eindringen von Luft in die Pumpe über die Stopfbuchsen.

5.4.4.2.2 Vertikale Kreiselpumpen

Mit vertikalen Kreiselpumpen, lässt sich das Tiefstellen der Kreiselpumpe unter den Zulaufwasserspiegel auf der Saugseite erreichen, wobei der Motor vergleichsweise geschützt untergebracht werden kann. Dies ist bei Schachtentleerungspumpen der Fall. Weiterhin können vertikalachsige Pumpen direkt in einen Zulaufbehälter eintauchen. Unterwassermotorpumpen und Tauchmotorpumpen werden im Regelfall vertikal eingebaut. Die vertikale Aufstellung wird auch häufig bei Druckerhöhungspumpen gewählt, was Vorteile hinsichtlich des Platzbedarfs z. B. in vorhandenen Behältern hat. Die Zweckmäßigkeit einer vertikalen Aufstellung ist im Einzelfall zu prüfen. Der Platzbedarf ist i. d. R. geringer als bei einer horizontalen Aufstellung, die Zugänglichkeit kann erschwert sein.

5.4.4.2.3 Unterteilung der Pumpensätze

Eine Unterteilung der Pumpensätze ist aus Gründen der Betriebssicherheit und der Wirtschaftlichkeit notwendig. Bei geringem Bedarf ergeben sich dann kleinere Förderströme und damit kleineren Druckverlusten, womit sich geringere Energiekosten ergeben.

Während kleinere Pumpwerke mit zwei gleichartigen Pumpensätzen auskommen, kann in größeren Förderanlagen nach weiteren Förderstufen unterteilt werden, um diese dem schwankenden Bedarf anpassen zu können. Diese Anpassung kann durch den Einsatz drehzahl geregelter Pumpen optimiert werden. Diese Pumpen sollten auch für einen Parallelbetrieb geeignet sein. Zu berücksichtigen ist, dass jede weitere Unterteilung auch zusätzliche Saug- und Druckanschlüsse sowie Steuereinrichtungen und u. U. zusätzlichen umbauten Raum erfordert. Eine gestaffelte Ausstattung einer Förderanlage mit drei drehzahl geregelten Pumpen ist in **Abb. 5-48** dargestellt. Ein Parallelbetrieb ist nicht vorgesehen.

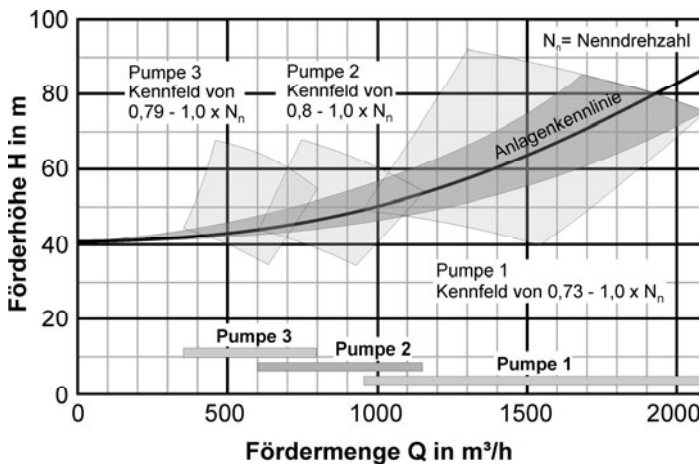


Abb. 5-48: Betriebsbereiche einer Förderanlage mit drei drehzahl geregelten Pumpen

5.4.4.3 Standort einer Förderanlage

Hydraulische Verhältnisse: Zunächst geben die hydraulischen Voraussetzungen den Standort vor (geodätische Höhe, Brunnenstandorte, Längsschnitt der Rohrleitung, erforderliches Druckniveau etc.).

Erreichbarkeit der Förderanlage: Förderanlagen sollen gut erreichbar sein (Heranbringung der Bau- und Betriebsstoffe, der elektrischen Energie, Geräten, Bedienung). Sie sollen möglichst an befestigten Straßen oder Wegen liegen. Ungeeignet sind Hochwassergebiete oder Stellen mit hohem Grundwasserstand.

Energieversorgung: Bei elektrischem Betrieb ergibt sich ein Standortvorteil, wenn die Versorgung über zwei unabhängige Stromnetze oder durch ein geschlossenes Ringnetz erfolgt. Ansonsten ist die Versorgung, abhängig vom Einzelfall, über eine Ersatzstromerzeugungsanlage oder direkt gekuppelte Verbrennungsmotoren sicherzustellen (siehe auch DVGW-Merkblatt W 635).

In diesen Fällen muss der Standort wegen der Kraftstofflagerung außerhalb des Fassungsgebietes und der Engeren Schutzzonen von Wassergewinnungsanlagen gelegen sein. Lassen sich in besonders gelagerten und begründeten Fällen diese Einrichtungen in der Engeren Schutzzone nicht umgehen oder ersetzen, sind verschiedene bauliche Vorkehrungen zu treffen: Die Kraftstoffbehälter müssen in dauernd dichten (d.h. ohne Ablauf) ölbeständigen Auffangwannen für die gesamte Lagermenge aufgestellt werden. Doppelwandbehälter mit Leckwarngeräten benötigen keine Wanne. Da immer eine Sichtkontrolle möglich sein muss, ist eine unterirdische Lagerung verboten. Besonderes Au-

genmerk ist auch auf die Füll- und Zuleitungen zu richten, Leck- und Bruchsicherungen sind vorzusehen. Tropf- und Restmengen müssen aufgefangen werden können.

Bagrund: Die Tragfähigkeit des Baugrundes ist zu prüfen. Abwasser darf nicht in den Untergrund versickern, sondern muss in druckfesten, dichten Rohrleitungen abgeführt und am besten einem Entwässerungsnetz zugeleitet werden. Werden Abwasserleitungen in Schutzgebieten verlegt, sind besondere Schutzmaßnahmen gem. ATV-Merkblatt A 142 vorzusehen.

5.4.4.4 Raumprogramm

Es ist zweckmäßig ein Raumprogramm zu erstellen. Die Größe und Form der einzelnen Räume lässt sich abschätzen aufgrund der Informationen von Herstellern der einzelnen Maschinen und Apparate, sowie nach Angaben des EVU, soweit für dessen Einrichtungen Platz vorzusehen ist. Die Größe von Nebenräumen (z. B. Werkstätten) ist ihrem Zweck entsprechend festzulegen.

5.4.4.4.1 Lage der Räume zueinander

Die einzelnen Gebäude oder Räume sollen zueinander eine funktionsgerechte Lage erhalten, gut zugänglich sein und leichte Wartung und Bedienung ermöglichen. Lange Wege sind zu vermeiden. Hydraulischer und elektrischer Teil – ausgenommen die Antriebsmotoren – sollen möglichst voneinander getrennt sein. Für schwere Maschinen sind elektrisch angetriebene Hebezeuge vorzusehen und ausreichende Transportöffnungen einzuplanen, die ein Einbringen der Maschinen von außen her ermöglichen.

5.4.4.4.2 Raumhöhen

Die Raumhöhe hängt von der Größe der Maschinen ab und beträgt bei kleinen und mittleren Förderanlagen 3,5 bis 4,5 m; sobald Hebezeuge vorgesehen werden, ist die Raumhöhe zu vergrößern (Laufkranhöhe bis 6 m Spannweite etwa 1,5 m ab oberster Hakenstellung). Bei der Gestaltung des Baukörpers ist oft auf Gesichtspunkte des Landschaftsschutzes zu achten.

5.4.4.4.3 Platzbedarf für die Pumpensätze

Die Maschinen werden auf Betonfundamente gelagert, und zwar so, dass die Wellenmitte kleiner und mittelgroßer Aggregate etwa 0,8 m über dem Fußboden liegt.

Zwischen den Maschinensätzen soll mindestens 0,8 m Zwischenraum frei bleiben, gemessen an den am meisten vorstehenden Teilen (Handräder, Flansche), Hauptwege sollen wenigstens 1,5 m breit sein. Die Aggregate stehen im allg. mit ihrer Längsachse senkrecht zur Wand, zwischen Fundament und Wand soll noch etwa 0,5 m Platz bleiben und eine allseitige gute Zugänglichkeit sichergestellt werden. Die Druckleitung darf nicht in Pumpenlängsachse weitergeführt werden, damit über den Motoren keine Leitungen liegen (Tropfwasser!).

5.4.4.4.4 Anordnung der Rohrleitungen

Saugleitungen sollen möglichst kurz und müssen absolut dicht sein und zur Pumpe hin stetig steigen, damit sich keine Luftsäcke bilden. Beim Übergang auf andere Nennweiten sind deshalb exzentrische Übergangsstücke einzubauen. Wenn möglich, soll für jede Pumpe eine eigene Saugleitung angeordnet werden. Müssen mehrere Pumpen aus ein und derselben Saugleitung das Wasser entnehmen, so sind die Trennschieber nahe an den Abzweig zu setzen. Keilschieber in Saugleitungen sind, zur Vermeidung von Luftansammlungen in der Schieberhaube, waagrecht zu legen; Absperrklappen sind vorzuziehen. Die Wassergeschwindigkeit in Saugleitungen soll bis DN 100 höchstens 1,0 m/s, über DN 100 höchstens 1,2 m/s betragen. Es ist zu prüfen, ob nicht wegen des Druckhöhenverlustes größere Rohrleitungsdurchmesser nötig werden.

Druckleitungen sind innerhalb der Pumpwerksanlagen für eine Fließgeschwindigkeit von 1,0 bis 2,0 m/s zu bemessen, vor allem, um an Kosten für Armaturen und Formstücke zu sparen.

Zur Anordnung von Rückflussverhinderern (RV) sei auf folgendes hingewiesen: Häufig wird ihr Einbau auf der Druckseite empfohlen (s. DVGW-Merkblatt W 610), um bei Stillstand der Anlage den Hauptdruck von der Pumpe fernzuhalten. Dies setzt aber voraus, dass das Wasser der Pumpe saugseitig zuläuft; andernfalls sind Betriebsstörungen durch Luftansammlungen im Scheitel der Pumpenstufen zu erwarten. Dem kann vorgebeugt werden, indem die RV (mit möglichst geringem Widerstand) in die Saugleitung eingebaut werden; dadurch kann sich der von der Druckseite her anstehende Druck durch die Pumpe bis zum RV aufbauen und mögliche Lufteinschlüsse verdrängen.

Rohrleitungen in Bauwerken werden mit Guss- oder Stahl-Flanschverbindungen eingebaut. Sie sind in zweckmäßiger Zahl und Anordnung vorzusehen (Ein- und Ausbau!). Alle Verbindungen müssen längskraftschlüssig sein.

Für Schrauben, Muttern und Beilagscheiben empfiehlt sich als Werkstoff nichtrostender Stahl, für wasserberührte Teile (z. B. Steigleitungen von UP) z. B. Nr. 1.4571 oder 1.4301, für die nicht benetzten Flanschverbindungen galvanisch verzinkter und gelb chromatierter Stahl.

Der Innenschutz ist über die Schweißverbindungen sorgfältig hinwegzuführen. Rohrleitungen ohne Schweißverbindungen können im Lieferwerk mit einer äußeren Spritzverzinkung versehen werden, auf welche nach der Montage ein Deckanstrich aufgebracht wird.

Im Maschinenraum oder Rohrkeller sind die Rohrleitungen durch Betonfundamente oder Halterungen aus nichtrostendem Stahl zu unterstützen. Durch Mauern geführte Rohrleitungen werden einbetoniert; ein Mauerflansch ist zweckmäßig, aber nicht zwingend notwendig.

Ist das Gebäude in zwei Ebenen getrennt, so eignet sich das Untergeschoss häufig zur Unterbringung der Rohrleitungen. Vorteil: Der eigentliche Maschinenraum im Erdgeschoss bleibt vom unvermeidbaren Schwitzwasser frei. Die Kellersohle ist mit Gefälle herzustellen, für Ableitung von Wasser ist zu sorgen.

5.4.4.5 Unterbringung der elektrischen Anlagen

Schaltanlagen können in kleinen Förderanlagen in Schaltkästen, in mittelgroßen Förderanlagen in Schaltschränken unmittelbar im Maschinenraum untergebracht werden. Große Förderanlagen verlangen eigene Räume für Schaltanlagen.

Die Schaltanlagen für UP in Brunnen, die abseits einer Zentrale liegen, lassen sich in einem Freiluftschrank aus Edelstahl oder glasfaserverstärktem Kunststoff mit eingebauten ISO-Kästen auf Betonsockel unterbringen. Gegen Feuchte ist eine elektrische Heizung kleiner Leistung erforderlich.

Inwieweit das EVU Räume für Mittel- und Niederspannungsanlagen benötigt, ist mit diesem zu klären; bei Niederspannungsanschluss (etwa bis 160 u. U. auch 220 kVA) genügt meist ein Raum für Einführung und Tarifzähler. Bei Mittelspannungsversorgung sind Schalt- und Umspannerzellen bereitzustellen. In Trafohäusern mit (ausreichend großer!) Luftzuleitung sind die Einführungen und Hochspannungsschalter im Obergeschoss, sonst in eigenen Zellen neben dem Trafo selbst unterzubringen. Einführungs- und Messzelle sowie Schalt- und Trafzellen größerer Stationen müssen von außen zugänglich (Abtransport) sowie mit Luftzu- und -abführöffnungen und einer Ölgrube versehen sein. Bei größeren Förderanlagen und Wasserwerken werden die Hochspannungs- und Traforäume in WVU-eigene Gebäude einbezogen. Wegen der Sicherheit des Betriebes ist eine Ringeinspeisung anzustreben; sie muss so ausgelegt werden, dass jeder Ast für sich den Energiebedarf des Wasserwerkes decken kann; die Trennung der Stromwege ist so auszuführen, dass auch bei Störung einer Schiene der Betrieb auf der anderen aufrechterhalten werden kann.

Ersatzstromerzeugungsanlagen können in diesem Falle als sog. „dritte Einspeisung“ vorgesehen und aufgebaut werden. Um lange Wege (Übertragungsverluste!) zu vermeiden, sollten sie möglichst nahe der Mittel- bzw. Niederspannungsverteilung aufgestellt werden. Die Schalter der einzelnen Einspeisungen müssen gegeneinander verriegelt sein! (**Abb. 5-49**)

Pumpenmotoren sehr großer Leistung erhalten in der Regel getrennte Transformatoren, falls sie nicht unmittelbar aus einem Mittelspannungsnetz gespeist werden.

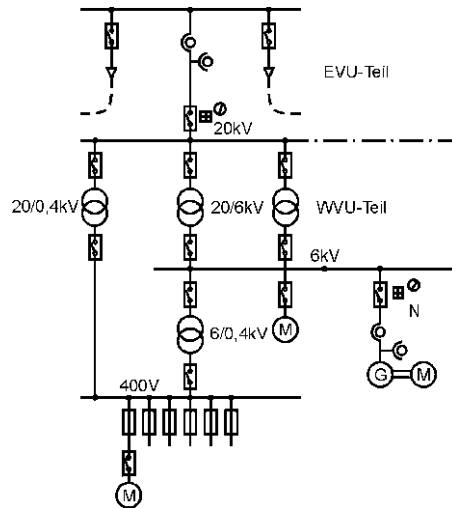


Abb. 5-49: Einspeisung aus EVU-Netz und Ersatzstromerzeugungsanlage

5.4.4.4.6 Belichtung und Beheizung

Für guten Tageslichteinfall in den Betriebsräumen ist zu sorgen, sofern dem nicht Gesichtspunkte des Objektschutzes entgegenstehen. Als Kunstlicht haben sich Leuchtstofflampen, ggf. hinter Rastern, bewährt. Aus Sicherheitsgründen ist eine Notbeleuchtung vorzusehen. Auf die Beheizung von Förderanlagen kann i. d. R. verzichtet werden, Frostgefährdete Anlagenteile sind gut zu isolieren und ggf. örtlich zu beheizen. Nur größere Gebäude mit Arbeits- und Personalräumen erhalten zentrale Heizungsanlagen.

(Fahrbare) Lufttrockengeräte zur Unterdrückung einer Schweißwasserbildung haben sich gut bewährt.

5.4.4.6 Sicherheit gegen Einbruch und Brand

Anlagen der Wasserversorgung stehen oft in abgelegenen Gegenden. Sie sind daher gegen unbefugte Eingriffe zu sichern.

Der passive Objektschutz umfasst hierbei alle einbruchhemmenden Maßnahmen. Erdgeschossfenster sind zu vermeiden oder wenigstens zu vergittern. Die Türen sollen keine Glasscheiben haben und aus Stahl bestehen. Schallanlagen sollen von außen nicht sichtbar sein. Als aktiver Objektschutz dienen Alarmanlagen, die bei unbefugtem Betreten der Räume ansprechen. Alarmer sind zu einer Zentrale weiterzuleiten.

Rauchmelder in Räumen mit größeren elektrotechnischen Einrichtungen und wichtigen, kostspieligen Steuer- und Schaltorganen vervollständigen die Sicherheit.

Bei der Bereitstellung von Löscheräten ist zu beachten, dass hier kein Wasser und, wegen der Trinkwassergefährdung, keine synthetischen Löschmittel eingesetzt werden dürfen (Kohlensäurelöscher verwenden!). Die Feuerwehr ist über Gefahrenpunkte (Schaltanlagen u. ä.) aufzuklären! Dabei ist die Spannung zu beachten (über oder unter 1000 V)!

Ergänzend sei noch auf Maßnahmen zum Schutz elektrischer und bes. elektronischer Einrichtungen gegen Überspannung durch äußeren und inneren Blitzschutz hingewiesen. Der äußere Blitzschutz umfasst alle außerhalb eines Gebäudes verlegten Einrichtungen zum Auffangen, Ableiten und Erden des Blitzstromes (Blitzableiter). Innerer Blitzschutz beinhaltet Vorkehrungen gegen Blitzauswirkungen auf metallene Installationen, Mess-Steuer-Regel-Einrichtungen und elektrische Anlagen. Größte Bedeutung hat dabei ein einwandfreier Potenzialausgleich (Beseitigen von Potenzialunterschieden) durch einwandfreie Verbindung von Fundamentierern (Anschlüsse an die Bauwerksbewehrung).

Schutzleitern der Netzstromversorgung, Rohrleitungen und anderen leitenden Einrichtungen sowie der Blitzschutzanlage. Dabei ist bes. bei Fernwirkanlagen über die Anforderungen des sonstigen „normalen“ Potenzialausgleichs (nach DIN VDE 0100/540) hinauszugehen. Dies wird durch den Einsatz von Überspannungsschutzgeräten und geschirmten Leitungen sowie durch die Vermeidung von „Näherungen“ (Blitzableiter – Wasser- bzw. Elektroleitung) erreicht. Werden Versorgungsleitungen mit der Blitzschutzanlage verbunden, sind gut sichtbare Trennfunknstrecken vorzusehen. Isolierstücke, aber auch Messeinrichtungen (z. B. Zähler), müssen durch Verbindungsleitungen überbrückt werden.

5.4.4.7 Anforderungen an die Entwurfsplanung

Ein vollständiger Entwurf hat zu beinhalten:

Allgemeine Erläuterung: Sie soll in knapper, klarer Form erschöpfend Auskunft geben über das Vorhaben, dessen Veranlassung, Art, Zielsetzung und Umfang, mögliche Erweiterungen, ggf. weitere Lösungen (Alternativen) sowie über die Genehmigung und rechtliche Beurteilung.

Untersuchung von Betriebsvarianten: Die Betriebsvarianten werden in Abhängigkeit von Wasserbedarf, Wasserständen, Drücken, Energiekosten, Tarifgestaltung usw. festgelegt. Hieraus ergibt sich die erforderliche Anzahl der Pumpen, die Aufteilung nach verschiedenen Förderstufen, Parallelbetrieb von Pumpen, Drehzahlregelung, etc.

Rohrnetzanalyse und Rohrnetzberechnung werden zur Festlegung aller hydraulischen und betrieblichen Anforderungen benötigt.

Dynamische Druckänderungen: Berücksichtigung der dynamischen (instationären) Druckänderungen, Druckstoßuntersuchungen und Druckstoßberechnung sowie Festlegung von technischen Maßnahmen.

Energieversorgung: Berechnung des Leistungsbedarfs, Festlegung der Art Energieversorgung, Redundanz der Energieversorgung, Ersatzstromversorgung.

Anlagenbetrieb: Festlegung der Anforderungen an die Mess-, Regel- und Steuerungstechnik, Fernwirktechnik, Leitechnik, Fernbedienung (siehe Abschn. 5.4 und 5.4.6)

Anforderungen an das Gebäude: Neu- oder Änderungsplanung der Gebäude zur Unterbringung der Maschinen- und Elektroanlagen.

Festlegung besonderer Anforderungen für *Werkstoffe*.

Kostenberechnung als Grundlage für die Ausschreibung: Sie ist nach Gewerken und Bauteilen zu gliedern, die ermittelten Massen sind anzugeben und Liefer- und Montage- bzw. Herstellungskosten auszuweisen.

Wirtschaftlichkeitsberechnung: Berechnung der Gesamtkosten der Anlage (Betriebskosten, Investitionen, Kapitaldienst etc.). Förderanlagen in der Trinkwasserversorgung sind langlebige Wirtschaftsgüter mit einem hohen Anteil an Energie-, Betriebs- und Instandhaltungskosten. Basis einer Entscheidung für den Neubau oder die Erneuerung von Förderanlagen dürfen daher nicht nur die reinen Investitionskosten sein, vielmehr müssen die Gesamtkosten über die Lebensdauer einer Anlage berücksichtigt werden. Bewertungskriterien sind im DVGW- Merkblatt W 618 „Lebenszykluskosten für Förderanlagen in der Trinkwasserversorgung“ (2006) zusammengestellt.

Planbeilagen und Entwurfszeichnungen: Übersichts- und Lagepläne, Bauwerkszeichnungen einschl. Erweiterungsmöglichkeiten, Schaltbilder sowie Schema- und Funktionspläne.

Die Entwurfsplanung ist Grundlage für die Ausführungsplanung und die anschließende Ausschreibung der verschiedenen Gewerke.

5.4.4.8 Ausschreibung von Förderanlagen

5.4.4.8.1 Allgemeines

Beim Neubau oder der Erneuerung einer Förderanlage ist es i. d. R. zweckmäßig die ganze Pumpenanlage einschließlich der Rohrleitungen im Maschinenhaus mit allen Armaturen durch einen Anlagenbauer liefern und montieren zu lassen. Damit hat man dann i. A. die Gewähr dafür erreicht, dass

die Einzelteile einheitlich sind und funktionell zueinander passen. Es ist sinnvoll auch Lieferung und Montage der Schaltanlagen in den Auftrag zu integrieren.

Bei größeren Förderanlagen kann eine getrennte Vergabe von Lieferung und Montage von Rohrleitungen, Armaturen und Pumpen wirtschaftlich vorteilhaft sein. Hier empfiehlt es sich auch die elektrotechnische Ausrüstung getrennt zu vergeben (z. B. bei komplizierten Schaltanlagen). Außerdem wird in hydraulische und elektrische bzw. dieselektrische Ausrüstung getrennt.

5.4.4.8.2 Anfragen für Kreiselpumpen

Bei Anfragen nach Kreiselpumpen und ihren Antriebsmaschinen sind folgende Angaben zu machen:

- *Gewünschter Betriebspunkt*: Förderstrom Q in l/s oder m^3/h und Gesamtförderhöhe H (einschließlich aller Reibungsverluste) in m, Anlagenkennlinie(n), sonstiges z. B. niedrigste möglicherweise auftretende Gesamtförderhöhe H .
- *Vordruckverhältnisse*
- *Größe eintretende Saughöhe*: Abstand tiefster Saugwasserspiegel bis Pumpenwelle bei horizontalen Pumpen bzw. unterste Stufe bei vertikalen Pumpen, dazu Reibung in der Saugleitung. Beigabe einer Skizze ist zu empfehlen.
- *Förderung*: in einen Behälter, Druckkessel, unmittelbar in ein Versorgungsnetz
- *Chemische Eigenschaften des Wassers (Werkstoffauswahl)*: insbes. Gehalt an aggress. Kohlensäure, Sauerstoff, Eisen, Chlor, Mangan oder Fehlen von Sauerstoff
- *Art der Anlage*: Brunnen, Schacht, Behälter, sonstige Anlage
Bei Tiefbrunnen: Tiefe Erdoberfläche bis Brunnensohle, Lichte Weite in Einbautiefe der U-Pumpe, Filterrohr Einbautiefe und Länge
 Aufstellungsraum für die Maschinen: trocken, feucht, staubig.
- *Antriebsart*: unmittelbar, durch Kupplung oder durch Riemen
- *Stromverhältnisse*: Einphasen-Wechselstrom, Drehstrom, Netzspannung, Frequenz, falls mit Spannungsabfall zu rechnen ist: Mindestspannung
- *Schaltgerät*: Handschaltung, Fernsteuerung, Selbststeuerung durch Schwimmerschalter, Druckschalter oder Trockenlaufschutzvorrichtung, Drehzahlregelung, andere Schaltgeräte
- *Einschaltart*: direkt d.h. ohne/mit Anlasstransformator bzw. mit Sanftanlaufgerät oder Stern-Dreieck-Schaltung

Die gemeinsame Lieferung von Pumpe und Antriebsmotor durch ein und dieselbe Firma ist aus Gründen der technischen Abstimmung und der Gewährleistung sehr zu empfehlen.

5.4.5 Dokumentation und Abnahme von Förderanlagen

Dokumentation – Vor der Inbetriebnahme haben die beauftragten Unternehmer dem Betreiber alle betriebsnotwendigen Dokumente vollständig zu übergeben. Hierzu gehören: Lagepläne, Baupläne mit erforderlichen Grundrissen und Gebäudeschnitten, Aufstellungs- und Rohrleitungspläne, Rohrleitungs- und Instrumentierungsschemata (R+I-Schemata), Schaltpläne, sämtliche Betriebsanleitungen, Instandhaltungsanleitungen.

Abnahme – Den liefernden und ausführenden Firmen ist durch rechtzeitige Mitteilung Gelegenheit zur Teilnahme an der Abnahmeprüfung zu geben. Vom Abnahmebeauftragten ist eine Niederschrift zu fertigen. Diese soll folgendes enthalten:

Allgemeines – Tag der Prüfung, Teilnehmer seitens der Bauherrschaft und der Lieferfirma, Prüfender, Liefer- und Leistungsvertrag vom ... Fertigstellungsmeldung der Lieferfirma vom ... Liefer- und Einbaufrist eingehalten?

Ist die Lieferung vollständig? Prüfung des Lieferumfanges und der Werkstoffe; hier sind die Einzelteile mit Angabe von Type, Größe, Drehzahlen, Leistung usw. wie sie im Angebot stehen, auf dessen Grundlage zu prüfen und festzustellen, ob sie nicht oder nur unwesentlich vom Angebot abweichen. Die angelieferten Teile sind schon vor dem Zusammenbau aufgrund der Versandanzeige (Lieferliste)

auf Vollständigkeit zu prüfen. Entspricht die Lieferung nach Werkstoffen und Ausmaßen dem Angebot? Müssen Teile ausgetauscht oder nachgeliefert werden?

Prüfung der Aufstellung - Die Aufstellung der Maschinen und sonstigen Teile muss mit den Bauplänen übereinstimmen. Sind die Teile fachgerecht aufgebaut?

Die Wellenausrichtung von Pumpe, Kupplung und Motor kann sehr zuverlässig mit laseroptischen Methoden durchgeführt werden. Ein Ausrichtprotokoll ist zu erstellen. Eine Prüfung ist auch nach dem Untergießen der Grundplatte und Abbinden des Betons vorzunehmen.

Ist die Sicherheit von mechanischen (z. B. Kupplungsschutz) und elektrischen Einrichtungen (Erdung, Abstände in Hoch- und Mittelspannungsräumen usw.) gewährleistet? Sind die einschlägigen UVV und VDE-Bestimmungen beachtet? Sind die elektrischen Geräte im Einklang mit dem Schalt-schema beschriftet?

An Hebezeugen muss die Tragfähigkeit gut sichtbar angeschrieben sein.

Druckbehälter mit Gaspolster unterliegen bezüglich Zulassung und Betrieb der EG-Druckgeräterichtlinie und der Betriebssicherheitsverordnung.

Prüfung im Rahmen der Inbetriebnahmen – Funktionstüchtigkeit aller Bauteile; leichte Beweglichkeit entsprechender Teile? Spricht die Fehlerstromschutzeinrichtung an? Arbeitet die Schaltanlage gemäß den Forderungen des Leistungsverzeichnisses bzw. des Angebotes?

Im Einzelnen ist zu prüfen: Dichtheits- und Druckprüfungen, Überprüfung der elektrischen Antriebe, Öffnungs- und Schließzeiten von Armaturen, Probeläufe der einzelnen Pumpenaggregate, Anfahren aller Betriebspunkte, Testläufe bei ungünstigen Betriebsbedingungen

Leistungsprüfung von Pumpensätzen – Zweckmäßig werden die Werte der Gewährtabellen und die bei der Prüfung gemessenen tabellarisch verglichen; Bezugsgröße ist die garantierte Förderhöhe (siehe Abschn. 5.1.3)

Vereinbarung eines Probebetriebs – ein Probebetrieb bis zur endgültigen Abnahmen ist zu vereinbaren.

Prüfungsergebnis – Das Prüfungsergebnis ist schriftlich festzuhalten und von den Beteiligten zu unterzeichnen.

Je nach Baufortschritt sind für die verschiedenen Gewerke Zwischenabnahmen durchzuführen. bei vormontierten Anlagenkomponenten wie Pumpenaggregaten und Schaltschränken sind Zwischenabnahmen beim Hersteller zweckmäßig.

5.4.6 Überwachung von Förderanlagen

Sicherheit und Zuverlässigkeit der Förderanlagen sind wesentliche Planungs- und Betriebsgrundsätze in der Wasserversorgung. Um ihre ständige Verfügbarkeit sicherzustellen, sind eine regelmäßige Überwachung und eine geregelte Instandhaltung erforderlich.

Die zustandsorientierte Instandhaltung hat sich hierbei als kostengünstige und wirtschaftliche Strategie im Vergleich zu einer schadensorientierten oder einer intervallabhängigen Instandhaltung bewährt. Voraussetzung ist jedoch die laufende Kenntnis über den Maschinen- und Anlagenzustand. Hierzu ist eine weitergehende laufende Betriebsdatenerfassung (z. B. Schwingungsmessungen) und deren Auswertung zur Feststellung der Abnutzung und der Restlaufzeit erforderlich, womit der „Abnutzungsvorrat“ optimiert wird.

Tab. 5-17: Überwachung von Förderanlagen (kontinuierliche Überwachung) nach DVGW W 614 und W 617

Bauteil	Überwachungsgröße	Tätigkeit	Anmerkung
Einzelpumpe und Förderanlage gesamt	Vordruck	Grenzwertüberwachung	Kontrollfunktion,
	• Enddruck	Bei Grenzwert-über- oder -unterschreitung wird ein Alarm ausgelöst, die Anlage in einen unkritischen Betriebszustand gesteuert o. geregelt o. die Anlage ganz abgeschaltet.	gestaffeltes Ein- und Ausschalten der Pumpen (kleine und große Pumpen bzw. Parallelbetrieb) bei automatisiertem Betrieb (DEA)
	• Förderstrom		DEA: Abschalten aller Pumpen bei $Q = 0 \text{ l/s}$
			DEA: Alarm bei $Q \gg$ Feuerlöschbedarf
	• Strömungswächter	Trockenlaufschutz	DEA: Abschalten aller Pumpen bei fehlender Strömung, Trockenlaufschutz
Lager	• Temperatur	Warnung und Abschaltung bei Grenzwertverletzungen	Stoßimpuls im Einzelfall bei großen Förderanlagen
• Wälzlager	• Stoßimpuls o. Schwingungsmessung		
• Gleitlager	• Temperatur	Lagerschaden vermeiden	Druckölschmierung: Öldruck u. Strömung
	• Ölstand		
Wellendichtungen			
• Stopfbuchse (Packungen)			
• Gleitringdichtungen	• Lecküberwachung		
Motor			
Wicklung	• Strom	Motorschutz	Motorschuttschalter für kleinere Motoren. Bei größeren Motoren werden Temperaturfühler in der Wicklung und ggf. ergänzende elektronische Überwachungseinheiten verwendet.
	• Temperatur		
Lager	• Temperaturfühler	Lagerschutz	Stoßimpuls im Einzelfall bei großen Motoren
• Wälzlager	• Stoßimpuls		
• Gleitlager	• Temperatur	Lagerschutz	Bei Druckölschmierung Temperatur, Druck und Strömung überwachen
	• Ölstand		
Elektrische Betriebsdaten			
Spannungsverteilung	• Spannung, Strom, Leistungsaufnahme	Kontrolle der elektrischen Betriebsdaten	
	• Betriebsstundenzähler	Information für Wartungsintervalle	
	• Elektrische Arbeit	Energiekostenabrechnung, Energieverbrauch von Nebenaggregaten	
Frequenzumrichter	• Frequenz/Drehzahl	Kontrolle Betriebsdaten	

Damit kann eine Schadensfrüherkennung erreicht werden. Wartungen und Reparaturen werden dadurch planbar, und das Ausfallrisiko sowie die damit verbundenen Kosten bleiben niedrig, was zu einer insgesamt sehr wirtschaftlichen Betriebsweise führt.

Diese Vorgehensweise wird im Detail im DVGW-Merkblatt W 614 „Instandhaltung von Förderanlagen“ beschrieben. Kontinuierlich zu erfassende Messgrößen sind in **Tab. 5-17** zusammengestellt. Die über Sensoren zu überwachenden Größen werden zu einer Leitwarte (siehe auch Abschnitt 5.3) übertragen, permanent gespeichert und laufend rechnergestützt ausgewertet. Sobald ein Wert einen

kritischen Zustand erreicht, können Warnungen („erhöhte Schwingung“) oder Alarme ausgegeben, eine automatische Bewertung vorgenommen („Schwingung an der Messstelle erhöht, jedoch nicht kritisch“) und eine Wartungsempfehlung vorgegeben werden.
Die laufende Überwachung wird ergänzt durch regelmäßige, diskontinuierliche Inspektionen, wie Sichtkontrolle (Leckagen) und akustische Kontrollen auf mechanische oder hydraulische Fremdgeräusche (Kavitation).

5.4.7 Ausführungsbeispiele

Abkürzungen in den Plänen

A	Aufbereitungsanlage	El	Schaltanlage
M	Motor	SB	Saugbehälter
B	Batterieraum	Gbl	Gebläse
N	Ersatzstromanlage	WR	Werkstätte
Ch	Chlorgasanlage	L	Lagerraum
Ö	Kraftstoffbehälter	WZ	Wasserzähler (WB, WP, WPV)
DB	Druckbehälter	LV	Luftverdichter
P	Pumpe	Z	Elektrozähler

Einfacher Schacht mit Leitereinstieg für Brunnen mit UP (**Abb. 5-50**):
WB-Wasserzähler. Schaltanlage nicht in, sondern auf dem Schacht (Edelstahlschrank mit Isolierstoff-Verteilung). Kommt in Betracht, wenn es sich um mehrere Brunnenpumpwerke in der Nähe eines Haupt-PW handelt. Schachtöffnung über dem Brunnen größer als Brunnenkopfdurchmesser; Decke und Einstiege mit Porenbetonplatten gegen Frost verkleidet.

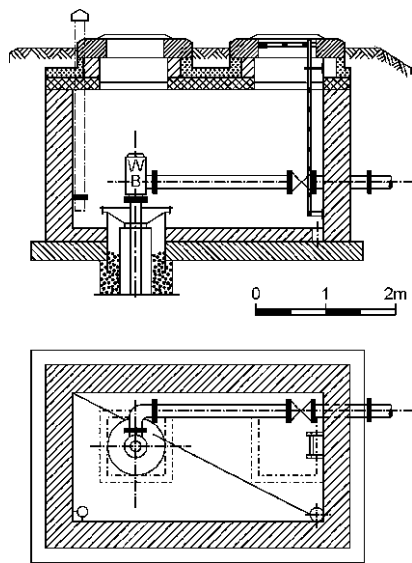


Abb. 5-50: Einfacher Brunnenschacht für UP

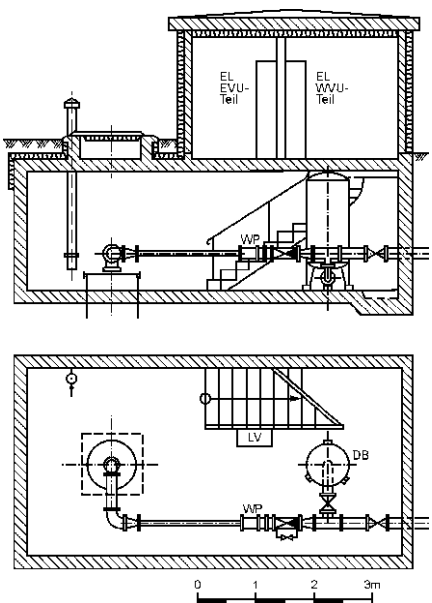


Abb. 5-51: Brunnenschacht für UP mit Treppenzugang

Schacht mit Eingang über Treppe für Brunnen mit UP (Abb. 5-51):

Elektroanlage im Erdgeschoss des Gebäudes, eigener Raum für EVU von außen zugänglich. Wärmedämmung des Gebäudes.

Zwischenpumpwerk zur Versorgung einer Stadt mit zusätzlichem Fernwasser (Abb. 5-52):

Förderablage mit 2 Kreispumpen; das Pumpwerk fördert aus einer Hauptleitung mit einem Vordrucke von 2,8 bis 4 bar zu einem 82 m (H_{stat}) höher gelegenen, ca. 1,1 km entfernten Übergabebehälter. Die Steuerung der Pumpen deckt 3 Betriebsfälle ab:

1. Pumpe 1 Normalbetrieb Fernwasserförderung, Mischung Eigenwasser-Fernwasser; $Q_d = 5 \text{ l/s}$, $H = 59 \text{ m}$, feste Drehzahl,
2. Pumpe 2 Spitzenbetrieb Fernwasserförderung $Q_{\text{dmax}} = 10 \text{ l/s}$, Mischung Eigenwasser-Fernwasser, Drehzahlregelung,
3. Pumpe 2 ausschließliche Notversorgung über Fernwasser: $Q_{\text{dmax}} = 35 \text{ l/s}$, $H = 83 \text{ m}$, Drehzahlregelung,

Die Pumpen können über die Betriebsarten „Automatik“, „Teilautomatik“ von „FERN“ und von „ORT“ aus und über die Hand“ und „Aus“ nur von „ORT“ aus betrieben werden. Jede Pumpe ist mit einer Pumpendruckarmatur und einem Rückflussverhinderer ausgestattet. Nach Druckstoßberechnung kann auf eine Druckstoßsicherung verzichtet werden.

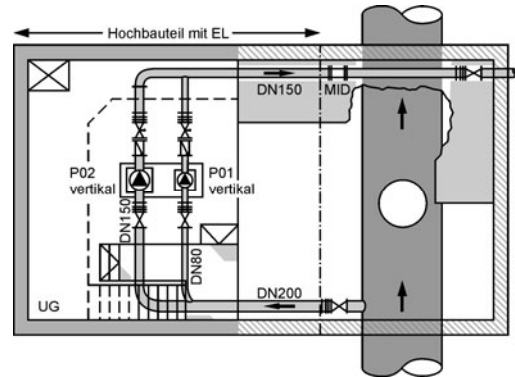


Abb. 5-52: Zwischenpumpwerk zur Versorgung einer Stadt mit zusätzlichem Fernwasser

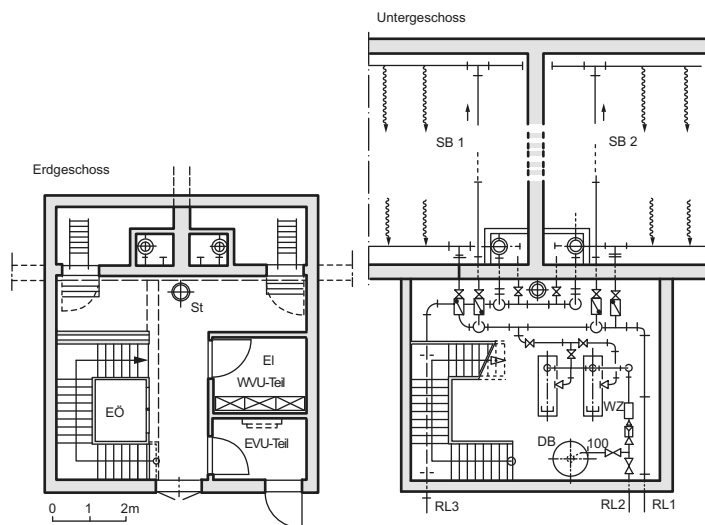


Abb. 5-53: Zwischenpumpwerk in Schieberkammer

Überwachung Pumpenaggregate (neben elektrischem Leistungsteil): Lager- und Wicklungstemperaturen, Gleitringdichtung, Wassertemperatur (Druckseite), Durchfluss, Druck (Saug- und Druckseite) und Anfahr- und Abfahrzeit; Überwachung Pumpendruckarmaturen: Drehmomentstörungen, Wicklungstemperaturen, Stellmotoren und Öffnungs- und Schließzeiten; Betriebsdatenerfassung: Höhenstand Übergabebehälter an die Pumpensteuerung und die Schaltwarte übertragen.

Zwischenpumpwerk für eine Versorgungszone, in das Bedienungshaus eines Niederzonen-Behälters eingebaut ist (**Abb. 5-53**):

2 gleiche KrP (etwa 12 l/s) mit eigenem Schalt- und Stromzählerraum des EVU. RL 1 Zu- und Entnahmeleitung der Niederzone, RL 2 Druckleitung zur Hochzone, RL 3 Überlauf- und Entleerungsleitung. EÖ Einbringöffnung, darüber Haken für Flaschenzug.

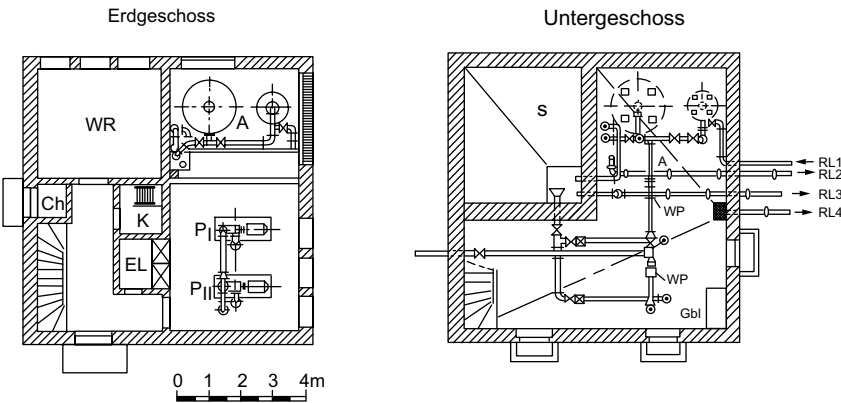


Abb. 5-54: Pumpwerk mit Aufbereitungsanlage

Pumpwerk mit Aufbereitungsanlage (**Abb. 5-54**):

Rohwasser von Br durch RL 1 zum Voroxidator und Filter (dessen Rückspülung aus dem Netz in Verbindung mit Gbl besorgt wird) und Entspannungsbehälter S. Zugang zu S durch Einsteigkammer K. – 2 gleiche KrP. RL 2 Schlammwasser aus A, RL 3 Überlauf und Entleerungsleitung für S, RL 4 Kellerentwässerung, RL 5 Druckleitung zum Netz und Hochbehälter. Im EG über S befindet sich WR (ggf. ArbStättV beachten; s. Abschn. 14.8.9).

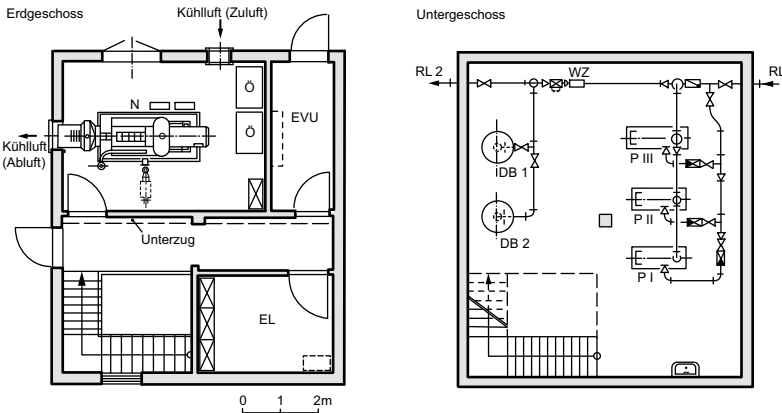


Abb. 5-55: Pumpwerk mit Ersatzstromanlage

Druckbehälter-PW mit Ersatzstromanlage (Abb. 5-55):

Wasser läuft durch RL 1 unter Druck aus einem Behälter zu. Im Untergeschoß 2 gleiche Kreisel-pumpen für den Normalbedarf, eine größere für Spitzen, statt Parallelbetrieb der kleinen Kreisel-pumpen. Im Erdgeschoss Ersatzstromanlage 55 kVA mit Luft-Wasser-Kühlung. 2 Kraftstoffbehälter mit je 1000 l, EVU- und betriebseigener (WVU-) Schaltraum El.

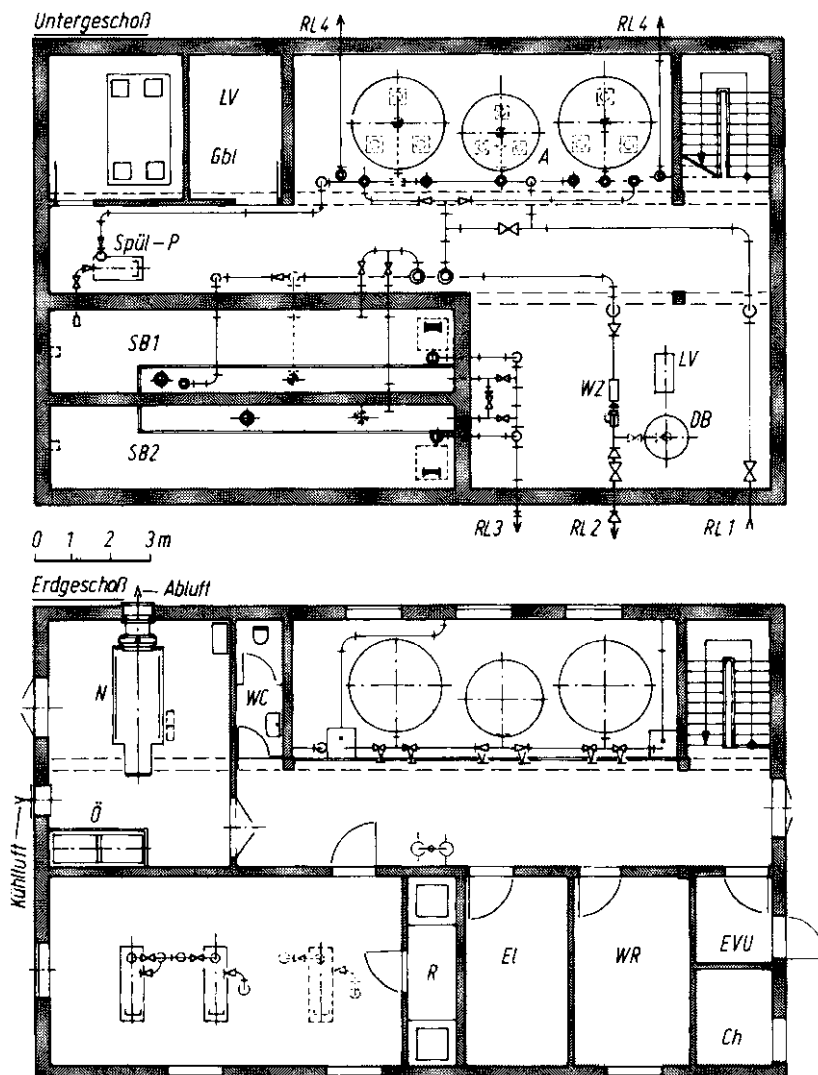


Abb. 5-56: Mittelgroßes Pumpwerk mit Aufbereitungsanlage

Mittelgroßes Pumpwerk mit Aufbereitungsanlage (Abb. 5-56):

Einstiege zu den SB in abgeschlossenem Raum R und mit Deckeln verschlossen. Weil das PW wegen der Bedienung der A öfter gewartet wird, ist ein auf Zimmertemperatur heizbarer Aufenthalts- und Werkraum vorgesehen (ArbStättV), die übrigen Räume nur mäßig beheizt. RL 2 zum Netz und Hochbehälter, RL 3 Überlauf und Entleerungsleitung, RL 4 Schlammwasser aus A.

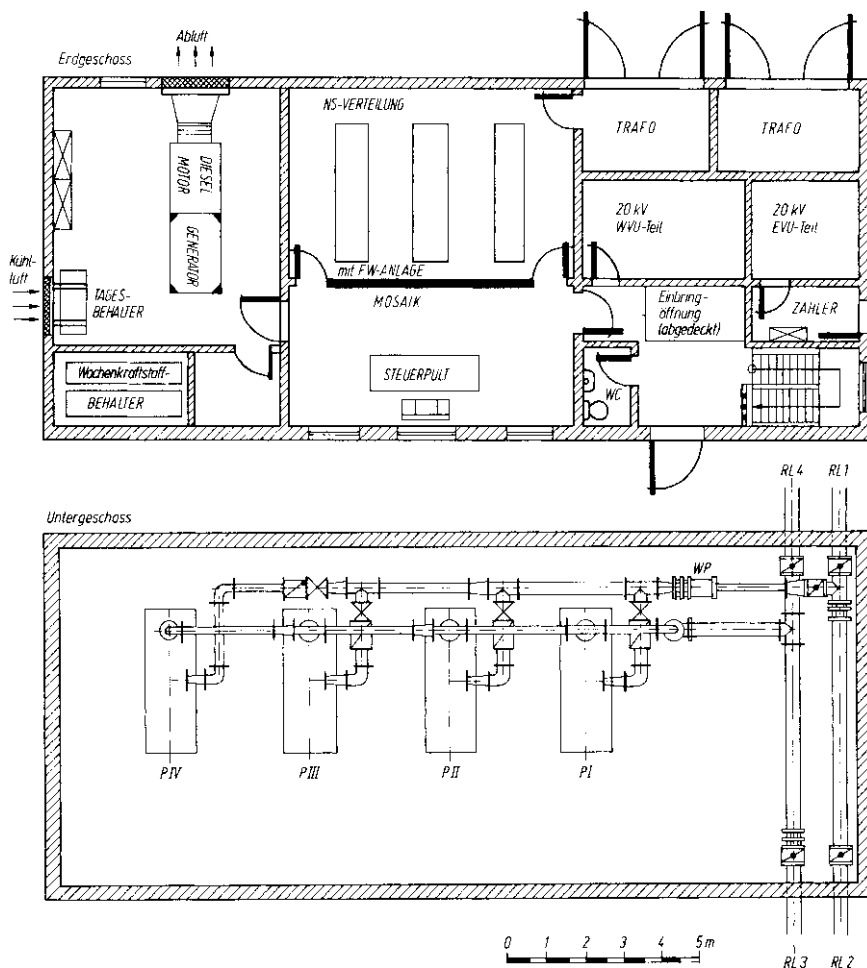


Abb. 5-57: Großes Zwischenpumpwerk einer Fernwasserversorgung

Großes Zwischenpumpwerk einer Fernwasserversorgung (Abb. 5-57):

RL 1 und RL 2 durch das PW verlaufende Fernleitung DN 400 mit 2 fernbedienten Absperrklappen, RL 3 Druckleitung DN 250 zum Zonenbehälter, RL 4 Spülleitung. 4 KrP je 12,5 l/s auf 45 bar, für Parallelbetrieb geeignet. 2 Trafos 20/0,4 kV, Niederspannungs-(NS-) und Fernwirk-(FW-)anlage. Ersatzstromanlage 230 kVA im Erdgeschoss, daneben Tages- und Wochenkraftstoffbehälter in Wanne. Kein Druckstoßausgleichsbehälter: Da die Druckseite auf MDP 64 ausgelegt wurde, keine Bruchgefahr. Im Normalbetrieb Anfahren und Abstellen bei geschlossenen Schiebern der Pumpen.

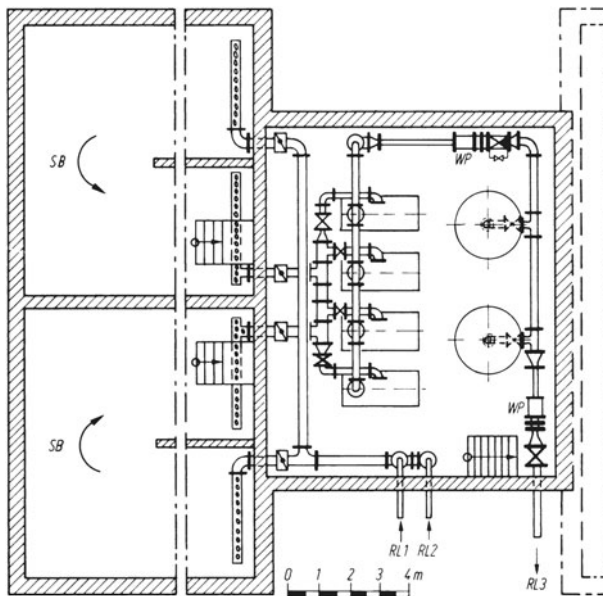


Abb. 5-58: Pumpwerk zur Versorgung einer Gemeinde für bis zu 120 l/s

Gemeindliches DB-Pumpwerk (**Abb. 5-58**):

2 Br liefern durch RL 1 und RL 2 Wasser in 2 Saugbehälter je 1000 m^3 ; Staffelung der KrP: $1 \cdot 10 \text{ l/s}$ und $3 \cdot 40 \text{ l/s}$. Eine Pumpe wird druck-, die anderen werden durchflussabhängig geschaltet. Der Zähler vor den Druckbehälteranschlüssen dient zur Wasserzählung, der dahinter zur durchflussabhängigen Steuerung.

5.5 Wasserzählung und Wassermessung

5.5.1 Allgemeines

Mit Inkrafttreten der Europäischen Messgeräte-richtlinie (MID, s. Abschn. 14.8) sollen die einschlägigen nationalen europäischen Vorschriften harmonisiert, ein vereinheitlichtes, neues Zulassungsverfahren für Messgeräte eingeführt und ihr Inverkehrbringen neu geregelt werden. Zur Umsetzung in das deutsche Recht wird auf Abschnitt 5.5.5 verwiesen. Das DVGW-Arbeitsblatt W 406 „Volumen- und Durchflussmessungen von kaltem Trinkwasser in Druckrohrleitungen“ geht bereits auf diese Entwicklung ein. Technische Details werden in DIN EN 14154 „Wasserzähler“ - Teil 1 „Allgemeine Anforderungen“, - Teil 2 „Einbau und Voraussetzung für die Verwendung“ und - Teil 3 „Prüfverfahren und -einrichtungen“ geregelt. Einschlägige frühere Normen wurden zurückgezogen oder befinden sich in Überarbeitung [4].

Die Begriffe Volumenmessung und Durchflussmessung sind zu unterscheiden.

Bei der Volumenmessung wird eine Wassermenge innerhalb eines beliebigen Zeitabschnittes gemessen (gezählt). Dagegen wird bei der Durchflussmessung eine Wassermenge in einem definierten Zeitabschnitt erfasst (Volumenstrom, Volumendurchfluss).

Zähler sind daher nur auf ein Mengenmaß geeicht, z. B. l , m^3 , kWh. Die Anzeige eines Zählers oder eines Rollenzählwerks (z. B. beim Elektrizitäts- oder Kilometerzähler) läuft immer in der gleichen

Richtung weiter. Die Anzeige eines Durchflussmessers jedoch pendelt je nach Durchfluss. Ein Durchfluss kann in l/s, l/min oder m³/h angezeigt werden.

5.5.1.1 Volumenmessungen (Wasserzähler)

Wasserzähler werden zur Abrechnung der Wasserlieferung an Privat- und Großkunden sowie an Weiterverteiler (Übergabemessung zwischen Vorlieferant und örtlicher Verteilung) eingesetzt. Ein weiterer Einsatzbereich ist z. B. die Messung der Rohwasserförderung zur Festsetzung von Wasserentnahmeentgelten. Messgeräte, die im geschäftlichen oder amtlichen Verkehr verwendet werden, müssen vom Gesetzgeber vorgegebene Rahmenbedingungen einhalten. In Wasserwerken sind Zähler für einen ordnungsgemäßen technisch-wirtschaftlichen Betrieb notwendig. Sie dienen der Überwachung und Fernsteuerbarkeit von Wasserversorgungsanlagen. Volumenmessungen an Werks- und Behälterausgängen und ggf. an Zonentrennstellen dienen zur Ermittlung von Wasserverlusten.

5.5.1.2 Durchflussmessungen

Durchflussmesser werden dort eingebaut, wo der Durchfluss z. B. in Aufbereitungsanlagen (Filterbelastung) kontrolliert werden muss oder die Momentanabgabe ins Rohrnetz erfasst werden soll. Schließlich sind Kombinationen von Durchflussmessern mit Zählern möglich. Das Gerät zeigt in diesem Falle sowohl den Momentandurchfluss als auch die durchgeflossene Menge an. Eine Übersicht der verschiedenen Arten von Volumen- und Durchflussmessgeräten für Wasser in Druckrohrleitungen zeigt **Abb. 5-59**.

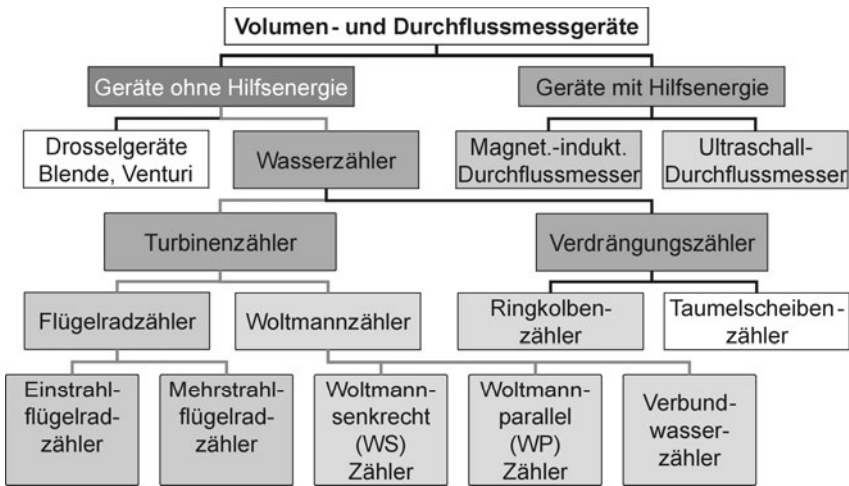


Abb. 5-59: Übersicht über Volumen- und Durchflussmessgeräte in der Wasserversorgung (nach Stefanski)

5.5.2 Wasserzählung

5.5.2.1 Bauarten der Zähler

5.5.2.1.1 Flügelradzähler

Flügelradzähler gehören zu den Turbinenzählern und sind meist Mehrstrahlapparate. Das Wasser tritt durch mehrere am Umfang des Flügelbechers tangential angebrachte Löcher ein (E), trifft auf den – dadurch voll beaufschlagten – Flügel und tritt durch eine zweite, höher liegende Öffnungsreihe (A)

wieder aus (Abb. 5-60). Einstrahlzähler als Wohnungszähler für $1,5 \text{ m}^3/\text{h}$ Durchfluss besitzen nur eine Ein- und eine Austrittsöffnung. Da das Flügelrad von der dynamischen Wirkung des Wassers (kinetische Energie = Geschwindigkeitsenergie) angetrieben wird, spricht man hier auch von Geschwindigkeitszählern. Die Flügelraddrehung wird über Zahnräder so umgesetzt, dass auf dem Zifferblatt des in das Gehäuse eingesetzten „Messbechers“ die durchgeströmte Wassermenge durch ein Rollenzählwerk, zum Teil ergänzt durch Zeiger, angezeigt wird. Flügelradzähler werden hauptsächlich als Hauswasserzähler bis zu einem Durchfluss von $15 \text{ m}^3/\text{h}$ eingesetzt.

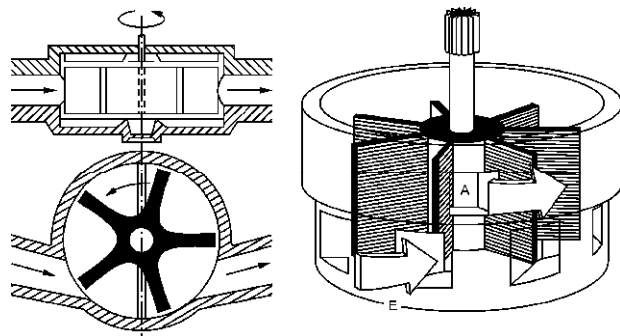


Abb. 5-60: Flügelradzähler (nach Fa. Sensus)

5.5.2.1.2 Ringkolbenzähler

Ringkolbenzähler gehören zu den Verdrängungszählern. Bei ihnen bewegt sich ein ringförmiger Kolben in einer runden Messkammer auf einer exzentrischen Umlaufbahn. Der an einer radial in der Messkammer eingebauten Trennwand geführte Ringkolben überstreicht dabei die Ein- und Austrittsöffnungen so dass die Messkammern innerhalb und außerhalb des Ringkolbens wechselweise gefüllt und entleert werden. (Abb. 5-61). Es wird also der Inhalt des Ringkolbens aufsummiert. Es gibt daher auch die Bezeichnung „Volumenzähler“. Für sandhaltige Wässer ist er nicht geeignet, da die Gleitflächen sich rasch abnutzen, undicht werden und die Anzeige dann fehlerhaft wird.

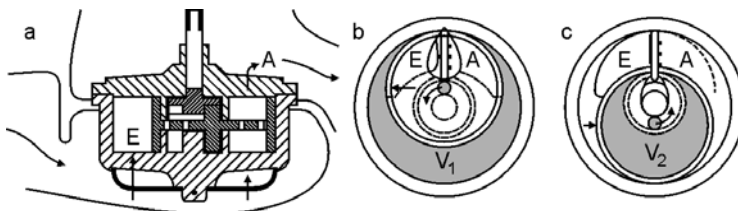


Abb. 5-61: Ringkolbenzähler

5.5.2.1.3 Woltmannzähler

Diese von Prof. Woltmann 1829 berechneten Zähler sind wie Flügelradzähler Turbinenzähler und werden für Anschlussgrößen ab DN 50 bis 500 entsprechend eines Nenndurchflusses $Q_{3(n)}$ von 15 bis $1500 \text{ m}^3/\text{h}$ gebaut (Großwasserzähler). Vorübergehende Mehrbelastung ist zulässig, kurzfristig ($\sim 15 \text{ min/d}$) – z. B. im Brandfall – bis zum Doppelten. Der Flügel aus schraubenflächenartig verwundenen Schaufeln wird parallel zu seiner Achse durchströmt (Abb. 5-62). Der Rohrquerschnitt wird im Woltmannzähler ohne wesentliche Verengung beibehalten. Hierdurch tritt sehr geringer Druckverlust gegenüber dem Flügelradzähler auf (0,1 bis 0,25 bar). Es gibt:

Typ WP: Flügelachse parallel Rohrachse, kleiner Druckhöhenverlust; geeignet in Pumpwerken

Typ WS: Flügelachse senkrecht Rohrachse, größerer Druckhöhenverlust, z. B. Zähler in Abgabeschächten

Typ WB: Brunnenwasserzähler; Einbau in die Steigleitung von Brunnen statt des oberen Abgangskrümmers

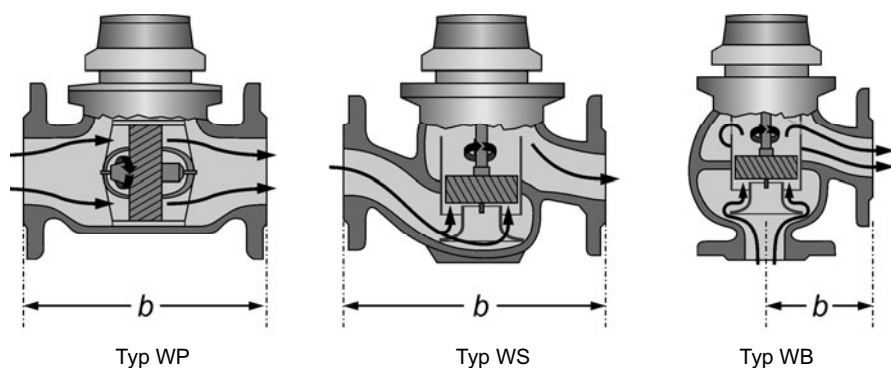


Abb. 5-62: Prinzipdarstellungen Woltmannzähler (nach Fa. Sensus)

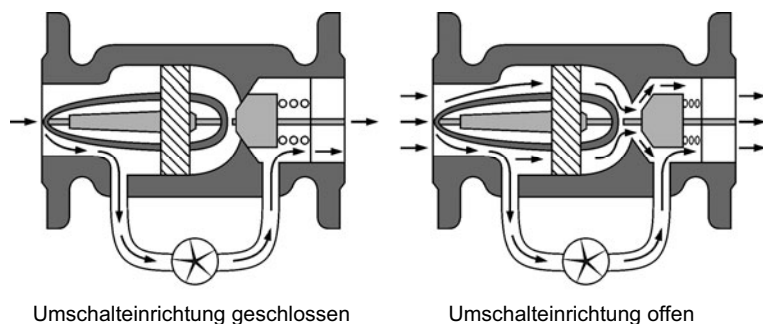


Abb. 5-63: Prinzipdarstellung Woltmannverbundzähler (nach Fa. Sensus)

5.5.2.1.4 Woltmannverbundzähler

Verbundzähler (Bez. WPV bzw. WSV) vereinigen einen Woltmann- und einen Flügelradzähler und sind in der Lage sehr kleine bis zu sehr große Durchflussmengen zu zählen (**Abb. 5-63**). Eine Umschalteneinrichtung sorgt dafür, dass bei kleinen Durchflüssen nur der „Nebenzähler“ beaufschlagt wird, während bei großen Durchflüssen die Umschalteneinrichtung öffnet und zusätzlich den Woltmannzähler beaufschlagt. Die Umschaltung erfolgt bei einer bestimmten Druckdifferenz. Je nach Konstruktion der Umschalteneinrichtung ist ein Mindestdruck von 0,2 bis 0,5 bar am Eingang erforderlich.

5.5.2.1.5 Sonderzähler

Es gibt weiter

- Flügelradzähler und Woltmannzähler in Verbindung mit Standrohren für Wasserentnahme an Baustellen, zur Straßenreinigung, für Ersatzversorgungen und zur Spülung von Rohrleitungen sowie
- Dosierzähler zum Zusetzen bestimmter Wasser- oder Chemikalienmengen.

5.5.2.1.6 Nass- und Trockenläufer

- Nassläufer (für Hauswasserzähler häufigste Ausführung) sind Zähler, bei welchen Zählwerk und Zifferblatt im Wasser liegen (Bezeichnung „N“)
- Trockenläufer sind solche, bei denen nur die Messflügel und die Übersetzungsgetriebe im Wasser liegen, während das Zählwerk im dicht abgeschlossenen Trockenraum durch eine Magnetkuppelung angetrieben wird. Durchgehende, mit Stopfbuchsen oder O-Ringen gedichtete Wellen sind auf Sonderfälle (z. B. bei hohem Drehwiderstand) beschränkt. Verwendung der Trockenläufer (Bezeichnung „T“) generell bei Großwasserzählern.

5.5.2.1.7 Zählwerke und Datenauslesung

Im Anhang A zum DVGW-Arbeitsblatt W 406 wird zusammenfassend ausgeführt:

Alle genannten Zähler können mit einem mechanischen oder elektronischen Zählwerk oder einer Kombination aus beiden ausgestattet werden. Elektrische Komponenten erleichtern den Abgriff der Messwerte zur Fernübertragung und ermöglichen weitere Auslesewerte, wie z. B. Rückwärtsvolumen, Momentandurchfluss, Stichtagsdurchfluss. Sie sind in der Lage, die gewünschten Daten zu speichern und abrufbereit vorzuhalten.

Die Datenauslesung von Wasserzählern mit elektronischen Zählwerken kann vor Ort durch Ablesen des LC-Displays, Datenleitung oder über Funk erfolgen.

Beispiele für Zählwerksausführungen sind:

- Zählwerke als Kombination voneinander unabhängiger Bestandteile (mechanisch und elektronisch) mit eigener Energieversorgung durch eine Batterie, die Fernübertragung ist über Impulsgeber verschiedener Ausführung oder serielle Schnittstelle möglich.
- Zählwerke zur Verwendung von Handauslesegeräten, die keine Batterie benötigen, da die Energie über induktive berührungslose Kopplung zugeführt wird (z. B. Vor-Ort-Schachtauslesung)
- Zählwerke mit rein elektronischer Ausstattung (Batteriebetrieb) mit vielfältigen Anzeige- und Auslesemöglichkeiten.

Die elektronische Datenerfassung von Zählwerten, die Fernauslesung der Wasserzähler und Datenübertragung, sowie die Datenauswertung und die automatisierte Übernahme der Verbrauchsdaten in eine Abrechnungssoftware sind in der Wasserversorgung zunehmend von Bedeutung. Zuverlässigkeit, Erhöhung der Effizienz der Zählerauslesung, Gesamtkosten für das System, Installations- und Inbetriebnahmedauer sowie die Kompatibilität mit zukünftigen Anforderungen sind hierbei zu berücksichtigen. Aus Gründen der Kompatibilität werden durch die Normung u. a. Kommunikationssystemstandards (DIN EN 13757, Teil 1 bis 3 „Kommunikationssysteme für Zähler und deren Fernablesung“) geschaffen (z. B. M-Bus).

5.5.2.2 Begriffe und Anforderungen

Begriffe und Anforderungen werden nach DIN EN 14154-1 bzw. nach der EG-Messgeräte-Richtlinie (Measuring Instruments Directive, MID = Richtlinie 2004/22/EG des europäischen Parlaments und des Rates vom 31.03.2004 über Messgeräte) definiert (ergänzende Erläuterungen unter Abschn. 5.5.5.1). Sie ersetzen die bisherigen Definitionen nach der EWG – Kaltwasserrichtlinie (75/33/EWG).

5.5.2.2.1 Maßgebende Begriffe

Die durch die MID vorgegebenen Änderungen werden ersichtlich durch die CE- und Metrologiekennzeichnung (CE-M) anstelle der bisherigen Bauartzulassung. Die wesentlichen Durchflüssen sind nach der MID wie folgt definiert (bisherige Bezeichnungen in Klammern):

$Q_1 (Q_{\min})$ in m^3/h	Minstdurchfluss (bisher Kleinsten Durchfluss): Der kleinste Durchfluss, bei dem der Wasserzähler Anzeigen liefert, die den Anforderungen hinsichtlich der Fehlergrenzen genügen..
$Q_2 (Q_t)$ in m^3/h	Der Übergangsdurchfluss ist der Durchflusswert, der zwischen dem Dauer- und dem Minstdurchfluss liegt und den Durchflussbereich in zwei Zonen, den oberen und den unteren Belastungsbereich, unterteilt, für die jeweils verschiedene Fehlergrenzen gelten.
$Q_3 (Q_n)$ in m^3/h	Dauerdurchfluss (bisher Nenndurchfluss): Der größte Durchfluss, bei dem der Wasserzähler unter normalen Einsatzbedingungen, d. h. unter gleichförmigen oder wechselnden Durchflussbedingungen, zufrieden stellend arbeitet. Die Zahlen Q_n und Q_3 können nicht gleichgesetzt werden.
$Q_4 (Q_{\max})$ in m^3/h	Der Überlastdurchfluss (bisher) größter Durchfluss) ist der größte Durchfluss, bei dem der Zähler für einen kurzen Zeitraum ohne Beeinträchtigung zufrieden stellend arbeitet.
Δp	Der maximale Druckverlust darf einschließlich aller Filter und Siebe unter Bemessungsbedingungen 0,63 bar nicht übersteigen. Es werden insgesamt 5 Druckverlustklassen DP 63, DP 40, DP 25, DP 16 und DP 10 entsprechend der maximal zulässigen Druckverluste im Belastungsbereich 0,63 bis 0,10 bar definiert.

Der Messbereich (Belastungsbereich) eines Zählers wird durch den Minstdurchfluss Q_1 und den Überlastungsdurchfluss Q_4 definiert.

5.5.2.2.2 Anforderungen

- *Fehlergrenzen (MPE)* – Der maximal zulässige Eichfehler beträgt
 - 5 % im unteren Belastungsbereich von Q_1 bis $< Q_2$ ($Q_{\min}$ bis $< Q_t$)
 - 2 % im oberen Belastungsbereich von Q_2 bis Q_4 (Q_t bis $Q_{\max}$)
 - Die Verkehrsfehlergrenzen betragen das Doppelte der Eichfehlergrenzen
- *Bisherige Klasseneinteilung* (künftig wegfallend!) – Die metrologischen Klassen A–B–C stehen in Beziehung zu den jeweiligen Werten $Q_{\min}/Q_n$ und Q_t/Q_n . Bei „Standardausführung“ (Klasse B) gilt
 - für $Q_n < 15 \text{ m}^3/\text{h}$: $Q_{\min} = 0,02 Q_n$; $Q_t = 0,08 Q_n$;
 - für $Q_n \geq 15 \text{ m}^3/\text{h}$: $Q_{\min} = 0,04 Q_n$; $Q_t = 0,20 Q_n$;

In der Klasse A liegen die Verhältniszahlen höher, in der Klasse C tiefer.

- *Nennbetriebsbedingungen* nach der MID (Europäische Messgeräte-richtlinie)

Die Werte für den Durchflussbereich müssen folgenden Bedingungen genügen:

$Q_3/Q_1 \geq 10$	Nach der MID werden die Leistungsbereiche neu festgelegt. Die Leistungsbereiche folgen der Normzahlreihe R10, ISO3, 1973 wenn das Verhältnis > 10 ist: <table><tr><td>10</td><td>12,5</td><td>16</td><td>20</td><td>25</td><td>31,5</td><td>40</td><td>50</td><td>63</td><td>80</td></tr><tr><td>100</td><td>125</td><td>160</td><td>200</td><td>250</td><td>315</td><td>400</td><td>500</td><td>630</td><td>800</td></tr></table> Die Leistungsbereiche werden nunmehr z. B. durch R40, R80, R160 gekennzeichnet. Für das bisherige Verhältnis $Q_n/Q_{\min}$ waren 6 verschiedene Verhältnisse über die metrologische Klassen A, B und C definiert, die jetzt entfallen.	10	12,5	16	20	25	31,5	40	50	63	80	100	125	160	200	250	315	400	500	630	800
10	12,5	16	20	25	31,5	40	50	63	80												
100	125	160	200	250	315	400	500	630	800												
$Q_2/Q_1 = 1,6$	Gilt zukünftig für alle Leistungsbereiche, Bisher waren 3 verschiedene Verhältnisse für $Q_t/Q_{\min}$ über die metrologische Klassen definiert.																				
$Q_4/Q_3 = 1,25$	bisheriges Verhältnis $Q_{\max}/Q_n = 2$																				

Messbereiche und Fehlergrenzen (MPE) sind in **Abb. 5-64** dargestellt.

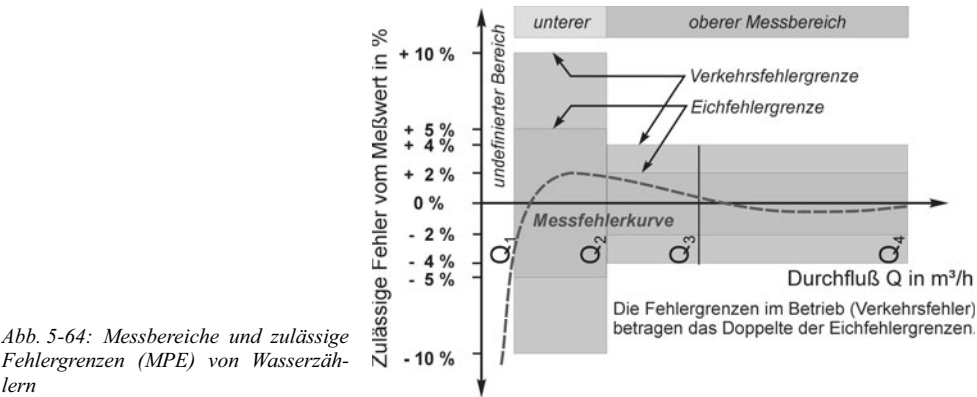


Abb. 5-64: Messbereiche und zulässige Fehlergrenzen (MPE) von Wasserzählern

Durch die neuen Q_3 -Werte und die neuen Durchfluss-Verhältnisse Q_2/Q_1 und Q_4/Q_3 wird der obere Belastungsbereich in dem die engere Fehlergrenze von 2 % gilt wesentlich größer, wenn man sich an den bisherigen Mindestdurchflüssen der metrologischen Klassen A, B oder C orientiert.

Folgendes Beispiel zeigt die Unterschiede von neuen und alten Nennbetriebsbedingungen:

Tab. 5-20: Vergleich der Leistungsdaten eines Zählers nach neuer und alter Definition

Leistungsdaten nach bisheriger Definition	Leistungsdaten nach neuer Definition bei gleichem Belastungsbereich
$Q_n = 2,5 \text{ m}^3/\text{h}$, Klasse B	$Q_3 = 4 \text{ m}^3/\text{h}$, R80
$Q_{\min} = 0,02 \cdot Q_n = 50 \text{ l/h}$	$Q_1 = Q_3/80 = 50 \text{ l/h}$
$Q_t = 0,08 \cdot Q_n = 200 \text{ l/h}$	$Q_2 = 1,6 \cdot Q_1 = 80 \text{ l/h}$
$Q_{\max} = 2 \cdot Q_n = 5 \text{ m}^3/\text{h}$	$Q_4 = 1,25 \cdot Q_n = 5 \text{ m}^3/\text{h}$

5.5.2.3 Zählergrößen und Dimensionierung

5.5.2.3.1 Zählergrößen und Hauptmaße

Zählergrößen und Hauptmaße werden in der DIN EN 14154-1 definiert. Die Zählergröße wird mit der Nennweite (DN) angegeben. Die Zählergrößen werden durch einen Quader bestimmt, in den der Wasserzähler hineinpasst. Es sind Maße für Rohreinbauzähler und Verbundzähler festgelegt. Zusätzlich werden Maße für konzentrische Zähler definiert. Für die Zähleranschlüsse an die Rohrleitung wird nach Anschlüssen mittels Außengewinde (siehe **Abb. 5-65** und **Abb. 5-66**), Flanschen, konzentrischen Rohrverteilstücken und Bolzenverschraubungen zwischen zwei Flanschen unterschieden.

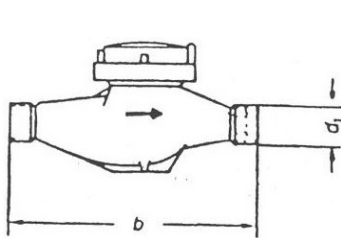


Abb. 5-65: Zähler mit Gewindeanschluss

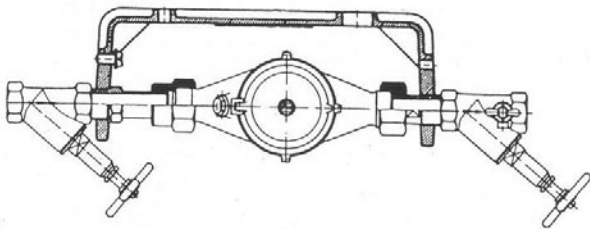


Abb. 5-66: Anschluss des Hauswasserzählers

5.5.2.3.2 Dimensionierung von Wasserzählern

Die fachtechnische Dimensionierung von Wasserzählern ist im DVGW-Arbeitsblatt 406 festgelegt. Als Rahmenbedingungen gelten die Festlegungen der AVBWasserV, das Eichgesetzes und die Eichordnung. Sie sehen u. a. vor [5]:

- richtige, einwandfreie, präzise Messung der entnommenen Wassermenge
- keine einseitige Abweichung und planmäßige Ausnutzung von Fehlergrenzen
- Zähler sollen eine ausreichende Empfindlichkeit und niedrige Ansprechschwelle haben.

Ein Wasserzähler gilt als überdimensioniert, wenn die tatsächlichen Durchflüsse den Übergangsdurchfluss $Q_{2(n)}$ kaum oder gar nicht überschreiten. Der Haupteinsatzbereich sollte mindestens bis $Q_{3(n)}$ reichen, wobei ein häufigeres Überschreiten zulässig ist. Auch $Q_{4(max)}$ darf im Regelbetrieb vereinzelt überschritten werden.

Die Bemessung von Wasserzählern für Wohngebäude erfolgt nach den Vorgaben gemäß (Tab. 5-21). Bei der Zahl der anzuschließenden Wohneinheiten ist hierbei zu unterscheiden, ob in den Wohnungen Druckspüler oder Spülkästen eingebaut sind. Sind in einem Wohngebäude über 1/3 Spüleinrichtungen Druckspüler, so ist der Zähler so auszuwählen, als wären alle Spüleinrichtungen Druckspüler. Aufgrund des geänderten Verbraucherverhaltens mit zurückgehendem Wasserbedarf [7] und den neuen Definitionen der maßgeblichen Durchflüsse (Abschn. 5.5.2.2) werden die Dimensionierungsgrundlagen überarbeitet [8].

Tab. 5-21: Dimensionierung von Wasserzählern für Wohngebäude (W 406)

Anzahl der anzuschließenden Wohnungseinheiten (WE) mit		
Druckspüler WE	Spülkästen WE	Nenndurchfluss Q_n des Zählers in m^3/h
bis 15	bis 30	2,5
16–85	31–100	6
86–200	101–200	10

5.5.3 Wassermessung

5.5.3.1 Durchflussmessung mittels Wasserzähler mit Zusatzeinrichtungen

Diese Art wird am häufigsten verwendet. Sie ist auch für Datenerfassung und -auswertung sowie für Steuerungsaufgaben geeignet.

5.5.3.2 Durchflussmessung nach dem magnetisch-induktiven Messverfahren

Magnetisch-induktive Durchflussmessgeräte arbeiten nach dem Faradayschen Induktionsgesetz. Der magnetisch-induktive Durchflussmesser (MID) besteht aus einem nicht-ferromagnetischen Messrohr mit innen isolierter Oberfläche (Innendurchmesser D). Durch zwei auf dem Rohr montierte, fremderregte Feldspulen wird ein Magnetfeld mit der Induktion B senkrecht zur Rohrachse erzeugt. Aufgrund seiner Leitfähigkeit wird im durchströmenden Wasser eine elektrische Spannung U_i induziert. Diese Signalspannung ist der Durchflussgeschwindigkeit v proportional. Sie wird durch Elektroden abgegriffen, die mit dem Wasser in Kontakt stehen und isoliert durch die Rohrwand durchgeführt werden. Weiterer Bestandteil einer MID-Messanlage (siehe **Abb. 5-67**) ist der Messumformer, entweder in den Messaufnehmer integriert oder als externes Gerät ausgeführt. Die Signalspannung wird verstärkt, in einen Durchflusswert Q_i umgerechnet und für die Prozessführung in geeignete Standard-Signale umgesetzt. Es gilt vereinfacht:

$$Q_i = U_i \cdot \frac{\pi \cdot D}{4 \cdot k \cdot B} \quad k = \text{konstant}$$

Die Mindestleitfähigkeit des Wassers sollte 20 mS/cm nicht unterschreiten. Sie ist bei natürlichem Wasser gegeben (für destilliertes Wasser ist das Gerät nicht geeignet). Die Vorteile sind: freier Rohrdurchgang, kein Druckhöhenverlust, keine mechanisch bewegten Teile, also kein Verschleiß und sehr hohe Messgenauigkeit. Die Fließgeschwindigkeit soll möglichst nicht unter 1,0 m/s liegen, der Messbereichsendwert für das einzusetzende Gerät sollte nicht unter 3 m/s liegen, um zuverlässig über den gesamten Messbereich die Fehlergrenzen einhalten zu können. Es sind Größen bis DN 3000 lieferbar und Auskleidungen für aggressive Flüssigkeiten möglich. Das eichrechtlich zugelassene Messverfahren wird mehr und mehr für die Großwasserdurchflussmessung eingesetzt. Die u. U. vorhandene Drallströmung ist besonders bei Messanlagen, die auch zu Steuerzwecken herangezogen werden, zu beachten. Das DVGW-Arbeitsblatt W 420 „Magnetisch-Induktive Durchflussmessgeräte (MID-Geräte)“ definiert Anforderungen und Prüfbedingungen für MID.

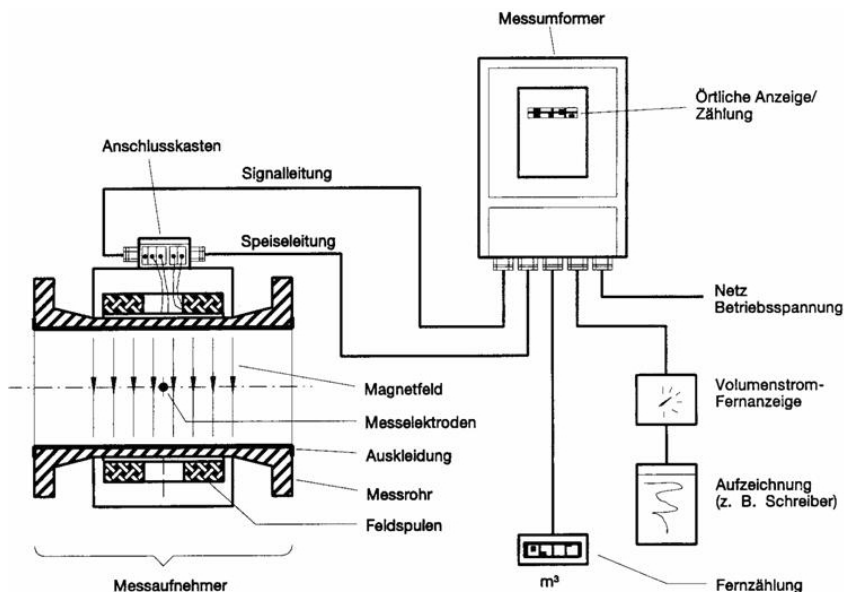


Abb. 5-67: Prinzipieller Aufbau einer MID-Messanlage (nach DVGW-Arbeitsblatt W 420)

5.5.3.3 Durchflussmessung mittels Ultraschallgeräten

Das Prinzip beruht auf der Messung der Schallgeschwindigkeit im strömenden Wasser mit und entgegen der Strömungsrichtung. Durch die Messung in beiden Richtungen wird der Einfluss von Störquellen im Wasser (Verunreinigungen, Ausgasungen u. ä.) ausgeschaltet. Dadurch ist dieses Verfahren auch zur Abwassermessung geeignet; anstelle vom Laufzeitverfahren, das für Reinwassermessungen besser geeignet ist, wird dann aber das Doppler-Prinzip eingesetzt (Reflexion an Feststoffteilen). Vorteile sind: keine Einengung der Rohrleitung, also kein Druckhöhenverlust, keine mechanisch bewegten Teile, also auch kein Verschleiß, und sehr hohe Messgenauigkeit; nachträglicher Einbau ist möglich und, bei Anordnung mehrerer Messstellen, auch in offenen Gerinnen verwendbar. Eine elektrische Leitfähigkeit des Wassers ist hier nicht erforderlich. Die Messung ist für Rohrnennweiten von 0,2 bis 6 m und Kanalbreiten bis 10 m geeignet. Nachteilig sind die erheblichen Ein- und Auslaufstrecken (bis 15-facher Rohrdurchmesser), da die Messwerte nur bei rotationssymmetrischen Strömungsverläufen gültig sind. Sind diese Beruhigungsstrecken nicht zu verwirklichen, kann man sich mit zwei oder mehr Messebenen helfen.

5.5.3.4 Weitere Verfahren

5.5.3.4.1 Durchflussmessung nach dem Wirkdruckverfahren

In geschlossenen und völlig mit Wasser gefüllten Rohrleitungen wird der Durchfluss in bestehenden Anlagen gelegentlich noch nach dem Wirkdruckverfahren gemessen. Dieses beruht darauf, dass bei einer örtlichen Verengung des Rohrquerschnittes die Wassergeschwindigkeit steigt und dadurch der Druck an dieser Stelle sinkt. Die Größe dieser Druckabsenkung Δp ist ein Maß für den Durchfluss Q :

$$Q = \mu \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (p_1 - p_2) / (\rho \cdot g)} \quad \mu = \text{Einflussfaktor der Form}$$

Die Herleitung erfolgt über die *Bernoullische* Gleichung (Abschn. 7.3.3.1.4). Die Differenz zwischen dem Druck vor der Einschnürung und dem Druck an der engsten Stelle ($p_1 - p_2$) wird als Wirkdruck bezeichnet und mittels eines Differenzmanometers gemessen.

Eine Durchfluss-Messeinrichtung besteht demnach aus dem Wirkdruckerzeuger, den Verbindungsleitungen und dem Wirkdruckmesser (Abb. 5-68).

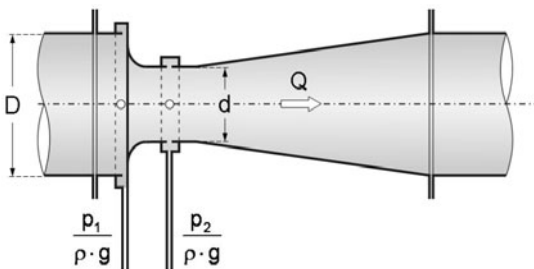


Abb. 5-68: Venturidüse zur Durchflussmessung nach dem Wirkdruckverfahren

Wirkdruckerzeuger sind Normblenden, Normdüsen und Normventuridüsen. Nachteilig ist, dass der Wirkdruck keine durchflussproportionale Messgröße ist (Umrechnung erforderlich) und der Messbereich relativ klein im Vergleich zu den anderen in der Wasserversorgung eingesetzten Messverfahren ist (weiteres Einsatzgebiet ist die Verfahrenstechnik).

5.5.4 Hinweise für Einbau, Inbetriebnahme und Wartung von Zählern und Messvorrichtungen

In Teil 2 der DIN EN 14154 werden Kriterien für die Auswahl von Wasserzählern, Bedingungen für deren Einbau und die Bedingungen für die Inbetriebnahme von neuen und reparierten Zählern festgelegt, um eine genaue konstante Messung und zuverlässige Ablesung der Zähler zu gewährleisten.

5.5.4.1 Hauswasserzähler

5.5.4.1.1 Einbau

Der Flügelradzähler wird in der Regel für waagerechten Einbau geliefert. Für Bedarfsfälle, die einen waagerechten Einbau nicht zulassen, gibt es auch Zähler zum Einbau in senkrechte Steigleitungen und solche für senkrechte Fallleitungen. Der Ringkolbenzähler kann waagerecht, senkrecht (Steig- oder Fallleitung) und schräg eingebaut werden.

Die waagerechten Zähler werden mittels Anschlussbrücken an der Wand befestigt. Diese verbinden die Anschlussverschraubungen miteinander. Sie sind fest oder auch, zur Veränderung des Zählerabstandes zur Wand, verschiebbar anzubringen. Der Bügel, der durch eine Messing-Erdungsschraube auch mit der allgemeinen Erdung des Hauses verbunden wird, bildet auch beim Zählerwechsel eine elektrische Brücke zwischen Hausinnen- und Anschlussleitung – falls noch mittels metallischer Anschlussleitungen geerdet werden sollte (**Abb. 5-70**).

Hauswasserzähler besitzen ein Mantelsieb vor dem Messwerk, damit dieses nicht durch mitgeführte Ablagerungen im Rohrnetz gestört wird. Ein zusätzliches Sieb (Schmutzfänger) ist daher nicht nötig. Der vorgeschriebene Rückflussverhinderer in der Hausleitung wird zweckmäßig unmittelbar hinter dem Zähler in die Hausleitung eingesetzt. Wasserzählerausgangsventile mit integriertem Rückflussverhinderer sind auf dem Markt.

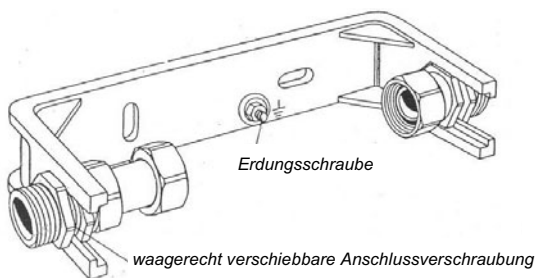


Abb. 5-70: Anschlussbrücke

5.5.4.1.2 Einbauort

Der Zähler sollte an einer frostgeschützten, gut beleuchteten und für die Ablesung möglichst leicht zugänglichen Stelle eingebaut werden (etwa 0,8 bis 1,2 m über Fußboden). Steht kein Kellerraum zur Verfügung, ist ein entwässerter Zählerschacht vorzusehen (wenigstens 1 m Ø, 1,5 m tief). Ferner ist zu beachten, dass die Rohrleitung über eine Nachgiebigkeit von etwa 3 mm verfügen muss, um den Zähler an dem überstehenden Dichtungs-Führungsbund des Gewindestutzens vorbeiführen zu können (ggf. Längenausgleichsschraubung). Vor und hinter dem Zähler wird je ein Absperrventil eingebaut, wobei das hinter dem Zähler angeordnete mit einem Ablassventil für die Entleerung der Hauswasserleitung versehen sein soll. Eine gerade Rohrstrecke vor oder hinter dem Zähler ist nicht notwendig.

Das vor dem Zähler angeordnete Ventil ist vom Wasserwerk in geöffnetem Zustand zu plombieren, damit Unbefugte den Wasserzufluss vor dem Zähler nicht drosseln und damit seine Genauigkeit beeinflussen können.

5.5.4.1.3 Inbetriebnahme

Neu verlegte oder geänderte Leitungen müssen vor dem Einbau des Zählers gründlich durchgespült werden, um alle Installationsrückstände (Späne usw.) zu entfernen. Zu diesem Zweck wird an Stelle des Zählers vorübergehend ein Zählerpassstück in die Rohrleitung eingesetzt. Die Durchkühlung soll mit möglichst großem Durchfluss erfolgen. Anschließend kann der Zähler, unter Beachtung des aufgegossenen Pfeils, in Durchflussrichtung eingebaut werden, und zwar mit nach unten stehendem Zifferblatt zur Entlüftung des Einsatz- und Zählwerksraumes. Die Absperrvorrichtung ist langsam zu öffnen, um eine Überbelastung des anfänglich trocken laufenden Zählers zu vermeiden (durch eventuell in der Rohrleitung vorhandene größere Luftmengen kann Trockenlauf hervorgerufen werden). Nach Durchlauf einer Menge von 100 bis 200 l bringt man den Zähler wieder in die normale Lage. Der Zähler muss dabei immer mit Wasser gefüllt bleiben.

5.5.4.1.4 Wartung

Praktisch werden Hauswasserzähler – seit die Nacheichung im Abstand von höchstens 6 Jahren (s. Abschn. 5.5.5.2) gesetzlich gefordert ist – erst kurz vor Ablauf dieser Frist ausgewechselt. Nur bei Wasser mit stark absetzenden Stoffen, welche die Anzeigenauigkeit schon in kürzerer Frist beeinträchtigen, kann ein früheres Auswechseln erforderlich sein. Da die lohnintensive Instandsetzung durch Austausch einzelner Teile (Wellen, Zahnräder usw.) nicht mehr wirtschaftlich ist, werden Messwerke i. d. R. komplett getauscht.

5.5.4.1.5 Lagerung und Beförderung

Die Zähler sind in frostgeschützten und staubfreien Räumen zu lagern. Der Lagerplatz muss die Gewähr bieten, dass die Zähler nicht über eine Temperatur von 30 bis 40 °C erwärmt werden (Heizkörper), da sonst eine Verformung der Kunststoff-Einsatzteile eintreten kann.

Die Zähler sind vorsichtig zu befördern; sie dürfen nicht fallen, damit die empfindlichen Messorgane nicht beschädigt werden.

5.5.4.2 Woltmannzähler

Die Bauart WP kann senkrecht, waagrecht, schräg und um die Längsachse gedreht, eingebaut werden. Bei Bestellung ist die Einbaulage anzugeben, damit das Zifferblatt des Zählers für die Ablesung günstig angeordnet werden kann. Bauart WS kann nur waagrecht eingebaut werden. Bauart WB kann nur in Steigleitungen mit waagrechtem Abgang eingebaut werden (Brunnenköpfe). Weicht die Rohrnennweite von der Zählernennweite D ab und müssen vor und hinter dem Zähler Übergangsstücke (FFR) gesetzt werden, ist zwischen Zähler und Übergangsstück eine gerade Rohrstrecke der Nennweite D und der Länge $L = 3 D$ zu legen. Zur Erleichterung des Ein- und Ausbaues der Zähler sind kraftschlüssige Ausbaustücke zweckmäßig.

Trotz weitgehender Unempfindlichkeit der Woltmannzähler gegen Verschmutzung empfiehlt es sich, vor Einbau die Leitung zu spülen. Bei Einbau von Woltmannzählern unmittelbar hinter Pumpen ist auf ausreichende Beruhigungsstrecken zu achten.

Wegen der unmittelbaren Wasserbeaufschlagung des Messflügels ist der Woltmannzähler auch gegen unsymmetrisches Strömungsprofil empfindlich. Wirbelbildung, Drall und Spritzstrahl können durch unmittelbar vor dem Zähler eingebaute Armaturen und Formstücke hervorgerufen werden. Es sind daher bei den verschiedenen Einbaufällen folgende Richtlinien zu beachten:

Einbau hinter Schieber oder Rückschlagklappe:

Bleibt der Schieber mit vollem Durchgang stets ganz geöffnet, so kann der Zähler unmittelbar hinter diesem eingebaut werden. Bei Drosselstellung des Schiebers muss zwischen diesem und dem Zähler eine gerade Rohrstrecke L von mindestens $12 D$ (D = Zählernennweite) bei den Bauarten WP und WB, und $2 D$ bei der Bauart WS vorgesehen werden.

Einbau hinter Krümmern und/oder T-Stücken:

Hinter einem Krümmer oder T-Stück soll die gerade Rohrstrecke vor einem WP-Zähler mindestens $10 D$, vor einem WS-Zähler mindestens $3 D$ sein. Bei 2 Krümmern oder einem T-Stück mit Krümmer – wenn die Krümmer nicht in einer Ebene liegen – soll die gerade Rohrstrecke mindestens $25 D$ bei den Bauarten WP und WB und $2 D$ bei der Bauart WS betragen.

Freier Auslauf hinter dem Zähler:

Der Auslauf ist so hoch zu führen bzw. der Zähler so tief einzubauen, dass letzterer stets mit Wasser gefüllt ist.

Zähler an Leitungshochpunkt:

Luftansammlungen verfälschen die Zählwerte. Deshalb muss der Zähler vor dem Leitungshochpunkt eingebaut werden. Hinter dem Zähler soll eine gerade Rohrstrecke von $2 D$ vorhanden sein.

Die jeweils genannten geraden Rohrstrecken sind Mindestlängen!

5.5.4.3 Ultraschall- und Venturi-Messanlagen

Ultraschall-Messgeräte und Venturi-Messvorrichtungen sind empfindlich gegen Unregelmäßigkeiten der Zulaufströmung. Vor der Messeinrichtung ist daher, ähnlich wie bei Zählern, eine gerade Rohrstrecke einzubauen, die zwischen $5 d$ und $80 d$ schwankt. Hinter der Messeinrichtung soll die gerade Anschlussstrecke nicht unter $4 d$ sein. ($d = \varnothing$ des Leitungsrohres.)

Da die Differenzdruckmessung (Venturi) empfindlich gegenüber Ablagerungen ist, erfordert sie neben Sorgfalt bei Planung und Einbau auch eine regelmäßige Wartung.

5.5.4.4 Magnetisch-induktive Messeinrichtungen

Beim Einbau eines für den geschäftlichen Verkehr zugelassenen Gerätes ist vor dem Durchflussmesser wenigstens eine gerade Rohrstrecke von mindestens der fünffachen Nennweite (besser größer) vorzusehen; nach dem Messgerät ist mindestens eine gerade Auslaufstrecke mit einer Länge von mindestens der zweifachen Nennweite einzuhalten.

Da im Trinkwasserbereich nur Geschwindigkeiten von 1 bis maximal 2 m/s zur Vermeidung von übermäßigen Reibungsverlusten sinnvoll sind, bedeutet dies, dass bei Einhaltung einer Geschwindigkeit von 3 m/s als Messbereichsendwert (siehe Abschn. 5.5.3.2) eine Querschnittsreduktion erfolgen muss. Um übermäßige Druckverluste zu vermeiden wird ein Einschnürwinkel $\varphi/2$ kleiner 8° ($\tan 8^\circ = 0,1405$) empfohlen.

Beispiel zur Dimensionierung nach Schmitt:

Rohrleitung DN 400:	$D_1 = 400 \text{ mm}, A_1 = 0,12566 \text{ m}^2$
Maximaler Durchfluss	$\max Q = 145,3 \text{ l/s} = 0,1453 \text{ m}^3/\text{s}$
Geschwindigkeit	$v = 0,1453 \text{ m}^3/\text{s} / 0,12566 \text{ m}^2 = 0,1453 \text{ m/s}$
Festlegung:	$\max Q$ bei $v = 3 \text{ m/s}$
Erforderlicher Querschnitt:	$\text{erf } A = 0,1453 \text{ m}^3/\text{s} / 3 \text{ m/s} = 0,04843 \text{ m}^2$
Erforderlicher Durchmesser:	$\text{erf } D = 0,248 \text{ m} = 248 \text{ mm}$
Gewählt:	MID DN 250
Erforderliches Formstück:	$L = (400 - 250) / (2 \times 0,1405) = 533,8 \text{ mm}$
Gewählt:	$L = 600 \text{ mm}$ (FFR-Stück DN 400/DN 250)
Durchmesserverhältnis:	$250/400 = 0,625$
Resultierender Druckverlust:	ca. $0,008 \text{ mWS} = 0,0008 \text{ bar}$

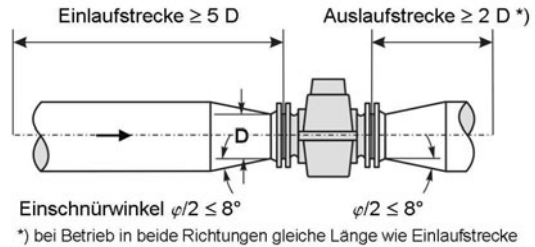


Abb. 5-71: Einschnürung und Ein- und Auslaufstrecken beim Einbau magnetisch-induktiver Durchflussmesser (nach DVGW-Arbeitsblatt W420)

Beim Einbau von magnetisch-induktiven Durchflussmessern ist zu beachten, dass keine der Elektroden im höchsten Punkt steht, weil ggf. vorhandene Gasblasen die elektrische Verbindung zwischen Elektroden und Messstoff unterbrechen. Der Einbau kann in vertikalen, horizontalen und steigenden Leitungen erfolgen. Aus Sicherheits- und Funktionsgründen ist die Erdung des Aufnehmers vorzusehen, wobei Schutzleiter- und Rohrleitungspotenzial gleich sein sollen (s. DIN VDE 0100/540). Für Kunststoffleitungen bzw. nicht leitend ausgekleidete Rohre sind Erdungsscheiben oder -elektroden vorzusehen (weitere Hinweise DVGW-Arbeitsblatt W 420).

5.5.5 Zulassung, Eichung und Prüfung der Zähler

5.5.5.1 Technische und rechtliche Grundlagen

Die technischen Eigenschaften und der Betrieb von Wasserzählern, die im geschäftlichen oder amtlichen Verkehr verwendet werden, mussten bislang dem seitherigen Eichgesetz und der EWG – Kaltwasserrichtlinie (75/33/EWG) entsprechen.

Die EG-Messgeräterichtlinie (MID) hat die Vereinheitlichung der einschlägigen nationalen Vorschriften zum Ziel. Seit dem 31.10.2006 müssen die Mitgliedsstaaten der Europäischen Union die MID anwenden und in nationales Recht umgesetzt haben.

Die messtechnischen Eigenschaften und der Betrieb von Wasserzählern, die im geschäftlichen oder amtlichen Verkehr verwendet werden, müssen national dem Gesetz über das Mess- und Eichwesen (Eichgesetz vom 3.7.2008) sowie den Anforderungen der Eichordnung (13.12.2007) entsprechen, die die Vorgaben der MID berücksichtigen. Das Mess- und Eichgesetz regelt national die Beschaffenheit und Kennzeichnung der Messgeräte, die Bauartzulassung, die Gültigkeit und Erneuerung der Eichung (Nachweis Eichfehlergrenzen) sowie die Befundprüfung (Nachweis Verkehrsfehlergrenzen).

Wasserzähler werden seit 2006 gemäß den in der MID festgelegten Konformitätsbewertungsverfahren zugelassen. Diese sind für neue bzw. erheblich veränderte Messgeräte anzuwenden. Wasserzähler werden danach vor dem Inverkehrbringen nicht zwingend einer 100 %-igen Stückprüfung (Ersteichung) unterzogen [4]. Bis zum 31.10.2016 gilt eine Übergangsfrist, sodass in diesem Zeitraum sowohl Zähler nach dem alten und nach dem neuen Zulassungsverfahren in Verkehr gebracht werden dürfen. Diese können unbegrenzt nachgeeicht werden.

Für Wasserzähler besteht aufgrund des Eichgesetzes Eichpflicht. Die Eichgültigkeitsdauer ist in der Eichordnung festgelegt und beträgt 6 Jahre für (Kalt-)Wasserzähler. Wird die Messrichtigkeit der Messgeräte vor Ablauf der Gültigkeitsdauer der Eichung durch eine Stichprobenprüfung [9] nachgewiesen, verlängert sich die Gültigkeitsdauer um weitere 3 Jahre.

Zur Eichung kommen derzeit in Betracht:

- Prüfbeamte bei den Eichämtern, die auf eigenen Prüfständen arbeiten,
- große Versorgungsunternehmen mit eigenen Prüfständen,
- Zählerhersteller mit eigenen Prüfständen und vereidigten Prüfern.

Mit der Einführung der neuen Regelungen findet ein Wechsel vom bisherigen Präventivsystem (Bauartzulassung und Ersteichung) zum Repressivsystem (Nachschau, Marktüberwachung und Überwachung des richtigen Messens) statt.

5.5.5.2 Prüfung und Überwachung durch das Wasserversorgungsunternehmen

Die richtige Anzeige der Wasserzähler ist für die WVU von großer wirtschaftlicher Bedeutung. Das WVU als Messgeräteverwender hat die Verantwortung, dass Wasserzähler so dimensioniert, angeschlossen, bedient und gewartet werden, dass die Messsicherheit, die Einhaltung der gesetzlichen Regelungen und der allgemein anerkannten Regeln der Technik und eine zuverlässige Datenerfassung gewährleistet wird.

Eine Qualitätsüberwachung der Zähler im Netz ist daher sicherzustellen. Hauswasserzähler werden heute von den WVU meist nur in großen Zeitabständen abgelesen. Dazwischen erfolgt eine pauschalierte Abrechnung. Es ist sicherzustellen, dass die betrauten Personen festgelegte Verfahren zur Messwerterfassung und -auswertung anwenden, um Abweichungen vom Verbrauch vergleichbarer vergangener Perioden festzustellen und auffällige Zähler außer der Reihe überprüft werden können.

Weiterhin ist zukünftig darauf zu achten, dass eine sorgfältige Abnahme bei der Beschaffung von Neuzählern gewährleistet ist. Dies gilt vor allem vor dem Hintergrund der geänderten rechtlichen Rahmenbedingungen (siehe Abschn. 5.5.5.1). Anforderungen und Prüfungen von Neuzählern können nach dem DVGW-Arbeitsblatt W 421 erfolgen, das in einem Leitfaden die Vorgehensweise für Wareneingangsprüfungen von Zählern vorschlägt. Darüber hinaus fasst das Arbeitsblatt W 421 sämtliche Anforderungen zusammen, die darauf abzielen, dass der Zähler das Trinkwasser nicht unzulässig beeinträchtigt und dass er allen zu erwartenden dynamischen wie statischen Druckbelastungen hinreichend widersteht. Das Blatt bildet den aktuellen Stand der Technik ab und schafft Prüfgrundlagen für neue Wasserzähler.

Literatur

- [1] Plath, M. u. Wichmann, K.: Energieverbrauch der deutschen Wasserversorgung, Energie Wasser-Praxis 7/8 2009, S. 54 - 55
- [2] Brien, K.-J., Brodersen, S.: Lebenszykluskostenbetrachtung für Förderanlagen in der Trinkwasserversorgung, bbr Fachmagazin für Brunnen- und Leitungsbau 5/2008,
- [3] Haakh, F.: Hydraulische Aspekte zur Wirtschaftlichkeit von Pumpen, Turbinen und Rohrleitungen in der Wasserversorgung, Oldenbourg Industrieverlag, 2009
- [4] Stefanski, F.: Technische Anwendungsgrenzen der Measurement Instruments Directive (MID) für Wasserzähler aus Sicht eines Messgeräteverwenders, bbr, Fachmagazin für Brunnen- und Leitungsbau 4/2006
- [5] DVGW-Rundschreiben W 03/09: „Dimensionierung (Bemessung) und Messgenauigkeit von Wasserzählern
- [6] Stefanski, F.: Dimensionierung von Wasserzählern für Wohngebäude, gwf-Wasser Abwasser, 1/2009 150. Jahrgang
- [7] Hofmann, G.: Berechnungsformel für Hauswasserzähler, Energie Wasser-Praxis 6/2009, S. 27 - 31
- [8] Stefanski, F.: Wassermessung, gwf-Wasser Abwasser, 9/2009 150. Jahrgang
- [9] Physikalisch-Technische Bundesanstalt, Braunschweig: Verfahren zur Stichprobenprüfung von Kaltwasserzählern, PTB-Mitteilungen 102 (1992) Nr. 4 S. 295

Weiterführende Literatur:

zu Maschinenkunde:

- Dubbel, H.: Taschenbuch für den Maschinenbau, 21. Aufl. Berlin u. A.; Springer 2005
- Hütte: Das Ingenieurwissen, 32. Aufl. Berlin u. A., Springer 2004
- KSB Aktiengesellschaft: Auslegung von Kreiselpumpen, 4. überarbeitete und erweiterte Ausgabe 1999/2001, Zentrale Kommunikation (CK), 67225 Frankenthal (Pfalz)
- KSB Aktiengesellschaft: Technik-kompakt, 4/2001
- Pfleiderer, C., Petermann, H.: Strömungsmaschinen, 7. Aufl., Berlin u. A.; Springer 2005
- Sterling-SIH: Grundlagen für die Planung von Kreiselpumpenanlagen, 7. Aufl., Itzehoe 2000
- Edwin Klein, u. A.: Betriebssicherheit von Unterwassermotoren für den Brunneneinsatz, bbr Fachmagazin für Brunnen- und Leitungsbau, Ausgabe 9, 2005
- Menny, K.: Strömungsmaschinen, 5. Aufl., Wiesbaden, Teubner, 2006

Sulzer-Pumpen: Kreislumpen-Handbuch, 4. Aufl., Essen; Vulkan 1997
Betriebssicherheitsverordnung (BetrSichV) Nr. 70 vom 27. September 2002

zu Elektrotechnik:

Gremmel, H.: ABB Schaltanlagen-Handbuch, 11. Aufl., Essen; Cornelsen 2006
Hösl, A., Ayx, R., Busch, W.: Die vorschriftsmäßige Elektroinstallation, 19. Aufl., Heidelberg; Hüthig 2009
Lindner, H. u. A.: Taschenbuch der Elektrotechnik und Elektronik, 8. Aufl., Fachbuchverlag Leipzig 2004
Hochbaum, A. u. Hof B.: VDE-Schriftenreihe 68 – Kabel und Leitungsanlagen, 2. Auflage 2003
Kiefer, G.: DIN VDE 0100 und die Praxis – 12. Auflage, 2006, VDE Verlag, Berlin
Berufsgenossenschaft der Feinmechanik und Elektrotechnik: Berufsgenossenschaftliche Vorschrift BGV A3
„Elektrische Anlagen und Betriebsmittel“, Köln, Januar 2005
Berufsgenossenschaft der Feinmechanik und Elektrotechnik: Berufsgenossenschaftliche Information BGI 867
„Auswahl und Betrieb von Ersatzstromerzeugern auf Bau- und Montagestellen“, Köln, Mai 2005
Brechmann, Elektrotechnik Tabellen – Industrie-/Industrieelektronik, Westermann Berufsbildung 2005
Brosch, P. F.: Moderne Stromrichterantriebe, 5., überarb. Auflage 2008, Vogel Buchverlag
Peter Hasse, P., Wiesinger, J., Zischank, W.: Handbuch für Blitzschutz und Erdung 5. Aufl., München; Pflaum, Offenbach; VDE 2006

zu Prozessleittechnik und Fernwirkanlagen:

Arnold M., Fernwirktechnische Anbindung - Schaltwarte Stuttgart übernimmt Versorgungsbereich Sinsheim.
Kristallklar Nr. 92, Zweckverband Bodensee-Wasserversorgung (2002)
Arnold M., Datenfernübertragung - Überwachung des Wasserverbrauchs für flexible Betriebsführung. Kristallklar
Nr. 95, Zweckverband Bodensee-Wasserversorgung (2004)
Kurrle H.-P., Arnold, M., Sellmaier G., Einwanger E., Trainingssimulatoren zur Ausbildung von Chemikanten und
Anlagenfahrern, Automatisierungstechnische Praxis 36 (1994) H. 7, S.50-56
Schubert S., Buchweitz G. u. A.: Automatisierungstechnik in der Wasserversorgung, (DVGW-Lehr- und Hand-
buch 7, 1. Aufl., München, Wien; Oldenbourg 1992

zu Wasserzählung und Wassermessung:

Schmitt, P.: Vortrag „Betrieb von Zubringer- und Fernleitungen“, DVGW-Forum Planung, Bau und Betrieb von
Zubringerleitungen und Fernwasserversorgungssystemen, Goslar 2004 (siehe auch www.wasser-schmitt.de)
Hoffmann, F.: „Grundlagen – Magnetisch-Induktive Durchflussmessung“, 3. Auflage, Krohne Messtechnik
GmbH & Co. KG, Duisburg, 2003

6. Wasserspeicherung

bearbeitet von Dr.-Ing. **Gerhard Merkl**

DVGW-Regelwerk, DIN-Normen, Gesetze, Verordnungen, Vorschriften, Richtlinien
siehe Anhang Kap. 14, S. 881 ff
Literatur siehe S. 518 ff.

Einleitende Hinweise:

Für die Wasserspeicherung waren bis 1998 ausschließlich die vom Deutschen Verein des Gas- und Wasserfaches e. V. (DVGW) im damaligen Fachausschuss „Wasserbehälter“ entwickelten folgenden Arbeits- und Merkblätter ausschlaggebend:

- W 311: Planung und Bau von Wasserbehältern; Grundlagen und Ausführungsbeispiele
- W 312: Wasserbehälter; Maßnahmen zur Instandhaltung
- W 315: Bau von Wassertürmen; Grundlagen und Ausführungsbeispiele
- W 318: Wasserbehälter; Kontrolle und Reinigung
- W 319: Reinigungsmittel für Trinkwasserbehälter; Einsatz, Prüfung und Beurteilung

Dieses technische Regelwerk umfasste das gesamte Gebiet der Wasserspeicherung und war wesentliches Rüstzeug für planende und bauleitende Ingenieure.

Im Jahre 1995 erreichte die Forderung des CEN (Comité de Normalisation), auch für den Bereich der Wasserspeicherung eine harmonisierte europäische Norm zu schaffen, über das hierfür zuständige Deutsche Institut für Normung (DIN) den fachlich verantwortlichen DVGW.

Bereits im Jahre 1998 trat die gemeinsam erarbeitete DIN EN 1508 „Wasserversorgung; Anforderungen an Systeme und Bestandteile der Wasserspeicherung“ in Kraft. In Anpassung des nationalen Regelwerks wurde zwischenzeitlich das DVGW-Arbeitsblatt W 300 „Wasserspeicherung; Planung, Bau, Betrieb und Instandhaltung von Wasserbehältern in der Trinkwasserversorgung“ entwickelt, dessen Ausgabe im Juni 2005 erschien und hier eingearbeitet ist. Die Technischen Regeln Wasserspeicherung (TRWS) bestehen im wesentlichen aus DIN EN 1508 verschmolzen mit dem DVGW-Arbeitsblatt W 300, dazu zusätzlich die DVGW-Arbeits-/Merkblätter

- W 270: Vermehrung von Mikroorganismen auf Werkstoffen für den Trinkwasserbereich; Prüfung und Bewertung
- W 316-1: Instandsetzung von Trinkwasserbehältern; Qualitätskriterien für Fachunternehmen
- W 316-2: Fachaufsicht und Fachpersonal für die Instandsetzung von Trinkwasserbehältern; Lehr- und Prüfungsplan
- W 319: Reinigungsmittel für Trinkwasserbehälter; Einsatz, Prüfung und Beurteilung
- W 347: Hygienische Anforderungen an zementgebundene Werkstoffe im Trinkwasserbereich; Prüfung und Bewertung

6.1 Aufgaben der Wasserspeicherung

Fast bei jeder WV-Anlage ist ein Bauteil erforderlich, das zur Speicherung von Wasser dient. Hierfür werden im Durchschnitt ca. 5–10 % der Gesamtkosten investiert, je nachdem, ob es eine große oder kleine WV-Anlage ist. Die Speicherung hat folgende Aufgaben einzeln oder z. T. gemeinsam zu erfüllen:

- 1.) Ausgleich der Verbrauchsschwankungen und Abdeckung von Verbrauchsspitzen
- 2.) Ausgleich zwischen Vor- und Hauptförderung
- 3.) Einhalten der erforderlichen festgelegten Druckbereiche
- 4.) Überbrücken von Betriebsstörungen
- 5.) Bereithalten von Löschwasser
- 6.) Druckzoneneinteilung
- 7.) Verwendung als Misch-, Filter- und Absetzbecken
- 8.) Ausgleich der Abflüsse eines oberirdischen Gewässers in einer Trinkwassertalsperre

6.1.1 Ausgleich zwischen Wasserzufluss und Wasserentnahme, Abdeckung von Verbrauchsspitzen

Der Wasserverbrauch in einem Versorgungsgebiet ist nicht gleichmäßig, sondern schwankt innerhalb einer Stunde, eines Tages und eines Jahres zum Teil erheblich. Da es selten technisch oder wirtschaftlich zweckmäßig ist, die Wassergewinnungsanlagen nach den nur kurzzeitig auftretenden Verbrauchsspitzen zu bemessen, müssen Speicher den Ausgleich zwischen dem Wasserzulauf und dem ungleichförmigen Wasserablauf schaffen.

Damit können nicht nur die Wasserefassung, sondern auch die Förderanlage, Aufbereitungsanlage und insbesondere die Zubringerleitung für den gleichmäßigen durchschnittlichen Verbrauch an Spitzentagen bemessen werden, so dass lediglich die Haupt- und Versorgungsleitungen im Verbrauchsgebiet für den maximalen Stundenverbrauch bemessen werden müssen.

Besonders notwendig ist die Speicherung, wenn die Wasserförderung nur zu bestimmten Zeiten, z. B. kurzfristig oder nur nachts zur Ausnützung eines billigen Nachtstromes erfolgt oder wenn – wie bei Quellen – das Dargebot über 24 Stunden konstant ist, während sich der Wasserverbrauch überwiegend auf die Tagesstunden verteilt.

Künstlich angelegte Grundwasserspeicher vermögen saisonale Verbrauchsschwankungen auszugleichen.

6.1.2 Ausgleich zwischen Vor- und Hauptförderung

Auch zum Ausgleich der oft verschiedenen Förderströme von Vorförderung und Hauptförderung sind Speicher notwendig, z. B. bei Vorförderung aus Brunnen über eine Aufbereitungsanlage in einen Reinwasser-(Zwischen-)behälter und anschließend Hauptförderung aus diesem ins Netz oder in einen Hochbehälter. Auch bei Unterteilung von zu großen Förderhöhen können Zwischenbehälter sinnvoll sein.

6.1.3 Einhalten der Druckbereiche in Zubringerleitungen und Versorgungsleitungen

Der freie Wasserspiegel (WSp) eines hochgelegenen Wasserspeichers legt die Druckhöhe an diesem Standort fest; er bestimmt unter Berücksichtigung der Wasserspiegelschwankungen im Wasserspeicher und der Druckverluste im Rohrnetz die Versorgungsdrücke. Höchster und niedrigster WSp des Wasserspeichers sind die Ausgangspunkte für die hydraulischen Drucklinien.

6.1.4 Überbrücken von Betriebsstörungen

Der Wasserbezug soll bei kurz dauernden Betriebsstörungen, wie Stromunterbrechung, Maschinenschaden, Rohrbruch, nicht unterbrochen werden; insbesondere muss vermieden werden, dass Rohrnetzteile leer laufen, da sonst die Gefahr des Rücksaugens von verunreinigtem Wasser besteht und das Füllen der Leitungen wegen der notwendigen Entlüftung langwierig und umständlich ist (Gefahr

des Auftretens von Rohrbrüchen infolge von Druckstößen). Bei sparsamem Wasserverbrauch und richtiger Bemessung wird ein Wasserspeicher über kurzzeitige Störungen hinweghelfen.

6.1.5 Bereithalten von Löschwasser

Zu den Aufgaben einer zentralen WV-Anlage gehört in der Regel auch das Bereithalten einer angemessenen Löschwassermenge. Für die Brandbekämpfung werden Wassermengen innerhalb kurzer Zeit benötigt, die insbesondere bei kleinen und mittleren Anlagen im Vergleich zum Trinkwasserbedarf sehr erheblich sind. Da ein Brand am wirksamsten im Entstehen gelöscht werden kann, muss ständig ein entsprechender Wasservorrat bereitgehalten werden, damit die vorhandenen Hydranten im Ortsnetz eingesetzt werden können.

6.1.6 Druckzonenversorgung

Bei Versorgungsnetzen mit verschiedenen Druckzonen ist für jede Zone eine Speicherung des Wassers notwendig zum Einhalten eines gleichmäßigen Druckes in den einzelnen Zonen und zur Druckminderung für die tiefer gelegene Versorgungszone.

6.1.7 Misch- und Absetzbecken

Die Zwischenspeicherung von Wasser ist auch dann notwendig, wenn verschiedene Wässer gemischt werden oder Wässer nach der Aufbereitung noch ausreagieren müssen oder wenn durch längere Verweildauer erreicht werden soll, dass im Wasser enthaltene Bestandteile ausgeschieden werden.

6.1.8 Ausgleich der Abflüsse eines oberirdischen Gewässers in einer Trinkwassertalsperre

Eine unmittelbare Wasserentnahme aus einem für die Trinkwasserversorgung geeigneten Fließgewässer ist bei NNQ und wegen der Schwankungen in der Beschaffenheit in der Regel nicht möglich. Eine Trinkwassertalsperre gleicht die stark schwankenden Abflüsse für den Zeitraum eines Jahres, besser von zwei Jahren, aus und sichert die Wasserqualität.

6.2 Arten der Wasserspeicherung

6.2.1 Wasserbehälter in Hochlage

Am häufigsten und bei den meisten zentralen WV-Anlagen vorhanden ist die Wasserspeicherung in Hochbehältern. Es sind dies Wasserspeicher, deren WSp höher als das Versorgungsgebiet liegt und von dem aus das Wasser dem Versorgungsnetz mit natürlichem Gefälle zufließt. Sie dienen zum Ausgleich der Verbrauchsschwankungen, dem gleichmäßigen Einhalten des Druckes im nachgeschalteten Versorgungsnetz, der Notversorgung und der Speicherung eines Wasservorrates für Löschzwecke, bei Fernleitungen und Gruppen-WV-Anlagen als Unterbrecherbehälter und Zonenbehälter. Bei Wasserbehältern in Hochlage unterscheidet man zwischen Hochbehältern (Erdhochbehältern) und Wassertürmen.

6.2.1.1 Hochbehälter

Bei günstigen topografischen Verhältnissen empfiehlt sich der Bau eines Hochbehälters, der zum überwiegenden Teil unter Gelände eingebaut und mit Erde überdeckt wird. Bei nicht ausreichender

Geländehöhe, felsigem Untergrund oder hohem Grundwasserstand wird der Behälter angeschüttet oder gar frei stehend ausgeführt; hierbei muss auf eine ausreichende Wärmeisolierung geachtet werden. Ein Hochbehälter bietet eine hohe Versorgungssicherheit und gestattet eine wirtschaftliche Auslastung der Förderanlagen bei großem Nutzinhalt. Er erfordert einen geringen Instandhaltungsaufwand und meist kann man ihn später problemlos erweitern. Lässt sich ein Hochbehälter aus topografischen Gründen nicht in der Nähe der Verbrauchsschwerpunkte errichten, so schlagen die hohen Investitionen für die lange Zuleitung zum Versorgungsnetz nachteilig zu Buche.

6.2.1.2 Wasserturm

Wenn keine günstig gelegenen Geländepunkte vorhanden sind, wird die Wasserspeicherung in der Nähe des Versorgungsgebietes in Wasserkammern durchgeführt, die im oberen Teil eines turmartigen Bauwerks untergebracht werden. Auch ein Wasserturm bietet eine hohe Versorgungssicherheit. Gelegentlich wird der Wasserturm als Standrohrturn (Wassersilo) ausgeführt, wobei die Sohle der Wasserkammer gleichzeitig Gründungssohle ist. Die Kosten eines Wasserturmes sind erheblich höher als die eines Hochbehälters (bis zum Sechsfachen, bezogen auf den m^3 Nutzinhalt). Der WSp des Speichers wird daher meist nicht so hoch über dem Versorgungsgebiet wie beim Hochbehälter gelegt, sein Inhalt kleiner gehalten. Nachteilig ist die meist fehlende Erweiterungsmöglichkeit.

6.2.2 Wasserbehälter in Tieflage

Der Wasserspiegel des Speichers liegt hier tiefer als es dem Versorgungsdruck entspricht. Für die Versorgung muss deshalb das Wasser aus dem Behälter hochgepumpt werden. Tiefbehälter sind daher Saugbehälter für Pumpwerkanlagen und dienen zum Ausgleich zwischen Quellzulauf oder Brunnen-
vorförderung und der Wasserhebung in das Versorgungsnetz. Oft sind sie Aufbereitungsanlagen nachgeschaltet. Bei Druckbehälterpumpwerken haben sie dazu Teilaufgaben des Hochbehälters, wie Ausgleich der Verbrauchsschwankungen, Speicherung des Löschwasservorrats, zu übernehmen.

6.2.3 Druckbehälter

Speicheranlagen mit dem kleinsten Inhalt werden in Form von druckfesten Behältern ausgeführt. Diese haben nur die Aufgabe, die Schalthäufigkeit von reinen Pumpwerkanlagen ohne dahinterliegendem Wasserspeicher zu verringern und speichern daher nur den Verbrauch von wenigen Minuten. Da bei Stromausfall oder Störung in den Fördereinrichtungen der Druck im Versorgungsnetz nach Verbrauch des geringen nutzbaren Inhalts in kurzer Zeit bis auf Höhe des Pumpenvordruckes abfällt, läuft das Ortsnetz leer, wenn nicht Ersatzmaschinen sofort eingeschaltet werden. Ein Leerlaufen des Rohrnetzes muss aber aus betrieblichen und hygienischen Gründen vermieden werden. Druckbehälterpumpwerke erfordern daher sorgfältige Wartung und müssen mit Ersatzstromanlagen ausgerüstet werden. Wenn dies nicht gewährleistet ist, wie beispielsweise vielfach bei kleinen ländlichen Anlagen, ist für die Speicherung ein Hochbehälter vorzuziehen.

Bei sehr kleinen Anlagen, wie Einzelhöfen, Anschluss kleiner hochgelegener Siedlungen usw. sollte trotz der erwähnten Nachteile ein Druckbehälterpumpwerk gewählt werden.

6.2.4 Lösungsmöglichkeiten

Um im Versorgungsnetz stets Wasser in ausreichender Menge und mit ausreichendem Druck zur Verfügung zu stellen, gibt es drei Möglichkeiten: Bau eines Hochbehälters oder eines Wasserturmes oder eines Tiefbehälters mit Druckbehälterpumpwerk. Entscheidend sind die Versorgungssicherheit und die Wirtschaftlichkeit (Bau, Betrieb, Wartung und Unterhaltung) bei Berücksichtigung des vorgegebenen Wasserversorgungssystems. Während man Versorgungssicherheit und städtebauliche bzw.

landschaftsgestalterische Gesichtspunkte kaum monetär bewerten kann, lassen sich beim Wirtschaftlichkeitsvergleich die festen und beweglichen Jahreskosten der einzelnen Lösungen ermitteln und gegenüberstellen. Die voraussichtliche Entwicklung der Kosten ist für einen längeren Zeitraum in den Vergleich einzubeziehen. Dabei soll die Summe der Jahreskosten aus Bau und Betrieb minimiert werden. Die „Leitlinien zur Durchführung von dynamischen Kostenvergleichsrechnungen“ der Ländrarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) enthalten auch ein Rechenbeispiel aus der Wasserversorgung mit einem begleitenden Software-Paket [1].

Tab. 6-1 zeigt die verschiedenen Lösungsmöglichkeiten mit ihren charakteristischen Vor- und Nachteilen auf.

Tab. 6-1: Lösungsmöglichkeiten mit charakteristischen Vor- und Nachteilen nach Haug [2]

Lösungsmöglichkeiten					
Charakteristische Vor- und Nachteile nur generell, <u>nicht</u> für den Einzelfall gültig	Speicherung in Hochlage mit		Druckerhöhungsanlage mit		Bemerkungen zur Bewertung
	Hochbehälter	Wasserturm	Druckbehälter	Drehzahl- regelung	
• Zuverlässigkeit, Verfügbarkeit	++	++	○ ¹⁾	○ ¹⁾	¹⁾ mit Ersatzstromanlage ²⁾ Wasserturm i. d. R. kleiner als Hochbehäl- ter
• Ausgleich Zulauf/Verbrauch	++	+ ²⁾	-	--	
• Löschwasservorrat • Störfallvorrat	++	+ ²⁾ (+) ²⁾	--	--	
• Kontinuierlicher Ruhedruck • Verbrauchsabhängige Druck- schwankungen	++ + ⁴⁾	++ ++	○ ³⁾ --	-- ³⁾ ++	³⁾ ohne Förderbetriebe ⁴⁾ längere Zuleitung
• Energiekosten • Unterhaltungsaufwand • Personalaufwand	++ ⁵⁾ + +	(+) ⁵⁾ + +	-- - ○	○ - -	
• Baukosten Rohrleitungen - Förderanlagen • Lebensdauer Förderanlagen • Baukosten Speicherraum	○ ○ ○ ○	+ + ○ --	-- ⁶⁾ - - +	-- ⁶⁾ - + +	⁶⁾ größere DN
• Erweiterungsfähigkeit • Gestaltungsfreiheit • Standortunabhängigkeit	○ ○ --	-- -- -	+ ++ +	++ ++ +	
• Energieeinsparung	-- ⁴⁾	-	+	++	
Bewertung: ++ sehr gut + gut ○ zufriedenstellend - weniger günstig -- ungünstig					

6.2.5 Trinkwassertalsperren

Speicheranlagen mit sehr großem Inhalt werden in Form von Talsperren angelegt. Durch ein Sperrbauwerk wird das Tal abgesperrt und das zufließende Wasser gesammelt. Trinkwassertalsperren sind meist Mehrzweckanlagen, d. h. sie dienen nicht nur der Wasserversorgung (Ausgleich der Jahres-Verbrauchsschwankungen, Absetzbecken und Abkühlen durch entsprechende Entnahmetiefe für Oberflächenwasser), sondern aus Umwelt- und Kostengründen auch allgemeinen wasserwirtschaftlichen Interessen (wie z. B. Hochwasserschutz, Niedrigwasseraufhöhung der Vorflut für das unvermeidbare Einleiten von geklärtem Abwasser unterhalb der Talsperre, Erhöhung der Wasserführung für die Schifffahrt, Stromerzeugung).

6.2.6 Grundwasserspeicher

Die Sand- und Kiesablagerungen der alluvialen und diluvialen Talauffüllungen haben in den Hohlräumen je nach Kornzusammensetzung ein beträchtliches Speichervermögen. Natürliche unterirdische Grundwasserspeicher gibt es dort, wo Felsenschwellen den Grundwasserstrom aufstauen, z. B. im

Illertal oberhalb von Immenstadt, im Lechtal oberhalb Füssen, im Loisachtal oberhalb Eschenlohe. Durch unterirdischen Einbau von künstlichen Staumauern, z. B. durch Spund- und Schlitzwände, können künstliche Grundwasserspeicher geschaffen werden, z. B. Mangfallgebiet für die Stadt München oder technisch möglich bei der Grundwasserfassung Ursprung für die Stadt Nürnberg. Natürliche Grundwasserspeicher, besonders wenn sie wannenartige Eintiefungen haben, können künstlich als Speicher ausgenutzt werden, indem zu Spitzenverbrauchszeiten unter Bildung von tieferen Absenkungstrichtern mehr Wasser entnommen wird als der natürlichen Grundwassererneuerung entspricht. Dabei ist aber sicherzustellen, dass in der verbrauchsschwächeren Zeit die Entnahme so weit vermindert wird, dass der infolge der befristeten Überbeanspruchung entstandene freie Grundwasserspeicherraum wieder aufgefüllt wird. Auch Grundwasserspeicher müssen durch Wasserschutzgebiete gesichert werden.

6.2.7 Löschwasserspeicher

Sehr häufig und bei kleinen Landgemeinden fast immer notwendig ist die Speicherung von Löschwasser in besonderen Löschwasserspeichern, z. B. wenn keine zentrale Wasserversorgung vorhanden ist oder der Wasservorrat im Hochbehälter für einen Brand nicht ausreicht oder die Verweilzeiten im Hochbehälter durch die Bevorratung von Löschwasser hygienisch unverträglich lang werden. Im Allgemeinen werden vorhandene Weiher mit den für eine Löschwasserentnahme erforderlichen Einrichtungen versehen oder künstliche Löschteiche (Feuerweiher) angelegt. In geschlossen bebauten Gebieten sind dagegen unterirdische Löschwasserbehälter zweckmäßig (Löschwasserbehälter s. Abschn. 6.7.3 ff.).

6.3 Speichereinhalt

Der Speichereinhalt eines Behälters umfasst nach **Abb. 6-1** das Volumen zwischen Überlauf-Wasserspiegel und Behältersohle. Der Nutzinhalt setzt sich zusammen aus dem Ausgleichsvolumen (fluktuierendes Wasservolumen) und einem Sicherheitsvorrat zur Überbrückung von Betriebsstörungen. Zusätzlich kann ein Löschwasservorrat in Frage kommen, der zwar auch zur Bevorratung zählt, aber nur im Brandfall genutzt wird und deshalb der normalen betrieblichen Nutzung nicht zur Verfügung steht.

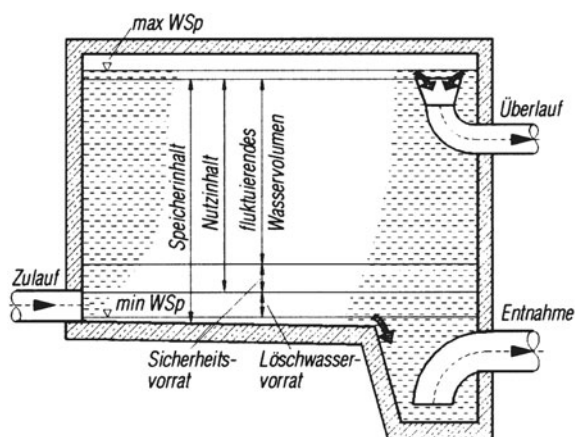


Abb. 6-1: Schema der Aufteilung des Speichereinhalts

6.3.1 Ausgleich der Verbrauchsschwankungen – Fluktuierendes Wasservolumen

6.3.1.1 Allgemeines

Das erforderliche Ausgleichsvolumen hängt wesentlich davon ab, innerhalb welchen Zeitraumes der Ausgleich der Verbrauchsschwankungen durchgeführt werden soll, d. i. Tages-, Monats-, Jahresausgleich, und wie Wasserzulauf, Quellzulauf, Pumpenförderung den zeitlichen Verbrauchsentnahmen angepasst ist. Die Ermittlung des Ausgleichsvolumens kann rechnerisch oder grafisch durchgeführt werden. Dabei versteht man unter Ausgleich das Wiedererreichen der Ausgangs-Wasserspiegellage im entsprechenden Zeitraum. Bemessungsgrundlage ist der maximale Tagesbedarf $Q_{d \max}$.

Der Tagesausgleich ist bei Hochbehältern der Regelfall. Er wird insbesondere bei Hochbehältern mit zugeordnetem Versorgungsgebiet angewandt und entspricht weitgehend den Bedürfnissen der Versorgungssicherheit. Ein Über-Tagesausgleich kann z. B. vorteilhaft sein, wenn aus betrieblichen Gründen Wassergewinnung und Wasseraufbereitung über einen längeren Zeitraum mit gleichmäßiger Leistung betrieben werden sollen. Der wirtschaftliche Vorteil kann darin liegen, dass vorgeschaltete Anlageteile nicht für Spitzenlast ausgelegt werden müssen und Kapazitätserweiterungen später vorgenommen werden können.

6.3.1.2 Rechnerische Ermittlung

Es ist zweckmäßig, den Zulauf und den Verbrauch je Zeiteinheit in % des Gesamtvolumens einzusetzen:

$$Q_h = a \cdot Q_{d \max}$$

Als Fehlbetrag wird bezeichnet, wenn der Verbrauch größer als der Zulauf, als Überschuss, wenn der Zulauf größer als der Verbrauch ist. Es muss sein:

Summe Überschuss = Summe Fehlbetrag

Diese Summe entspricht i. A. dem fluktuierenden Volumen und damit dem erforderlichen Speicherraum zum Ausgleich der Verbrauchsschwankungen. In **Tab. 6-2** ist die Berechnung des erforderlichen Fassungsraumes V für den Tagesausgleich einer Landgemeinde, in **Tab. 6-3** die für eine Kleinstadt für 3 verschiedene Fälle des Zulaufs durchgeführt. Im praktischen Betrieb sind meist andere Pumpzeiten üblich, doch geben die hier gewählten einen besseren Überblick über den Rechnungsgang. So beträgt nach **Tab. 6-2** das fluktuierende Wasservolumen = Fassungsraum V_d für Fall 2, 10-stündiger Pumpbetrieb von 20–6 Uhr,

$$V_d = 0,705 Q_{d \max}$$

Wenn jedoch während der betrachteten Zeit ein mehrmaliger Wechsel zwischen Fehlbetrag und Überschuss auftritt, dann vermindert sich V wegen der zwischenzeitlichen Auffüllung. Es ist dann übersichtlicher, die Veränderung von V bzw. des WSp im Speicher durch die laufende Summierung oder Minderung zu berechnen, wobei die Summe des größten und kleinsten Wertes maßgebend ist z. B.:

nach **Tab. 6-2**, Fall 1: $V = (+ 19,5 + | - 5,2 |)/100 \quad Q_d = 0,247 Q_{d \max}$

nach **Tab. 6-2**, Fall 2: $V = (+ 52 + | - 18,5 |)/100 \quad Q_d = 0,705 Q_{d \max}$

6.3.1.3 Grafische Ermittlung

Besonders anschaulich ist die grafische Ermittlung des fluktuierenden Wasservolumens mittels der Summenlinie von Verbrauch und Zulauf je Zeiteinheit und die Darstellung der Schwankungen des WSp im Speicher. Dieses Verfahren wird vor allem im Wasserbau bei der Berechnung des erforderlichen Inhalts von Trinkwassertalsperren angewendet. In **Abb. 6-2** ist das Summenlinien-Verfahren für den Tagesausgleich in einer Landgemeinde nach **Tab. 6-2** dargestellt. Das fluktuierende Wasservolumen (V) ist die Summe der beiden größten Abstände der beiden Summenlinien, dabei ist:

y_{a+} , wenn Zulauflinie oberhalb Verbrauch

y_{b+} , wenn Zulauflinie unterhalb Verbrauch

somit ist in **Abb. 6-2**

$V \text{ (Fall 1)} = y_{1a} + y_{1b} = (19,5 + 5,2)/100 \quad Q_d = 0,247 Q_d$

$V \text{ (Fall 2)} = y_{2a} + y_{2b} = (89,5 - 19,0)/100 \quad Q_d = 0,705 Q_d$

Bei der grafischen Darstellung der Wasserspiegelschwankungen nach **Abb. 6-3** werden die Fehlbe-träge (–) und die Überschüsse (+) laufend summiert und die Werte über einer Nulllinie aufgetragen. Die Summe der größten über und unter der Nulllinie liegenden Abstände = V.

$V \text{ (Fall 1)} = y_{1a} + y_{1b}$

Tab. 6-2: Tabellarische Berechnung des fluktuierenden Wasservolumens für den Tagesausgleich in einer Landge-meinde für: Fall 1: 24-stündiger, gleichmäßiger Zulauf; Fall 2: 10-stündiger Pumpbetrieb, 20-6 Uhr; Fall 3: 10-stündiger Pumpbetrieb, 6-16 Uhr

Zeit	Verbrauch		Fall 1				Fall 2				Fall 3			
	Q_h %	$\sum Q_h$ %	Zu- lauf %	Fehl- betrag %	Über- schuss %	Wasser- spiegel %	Zu- lauf %	Fehl- betrag %	Über- schuss %	Wasser- spiegel %	Zu- lauf %	Fehl- betrag %	Über- schuss %	Wasser- spiegel %
1	0,5	0,5	4,2		3,7	+3,7	10		9,5	+9,5		0,5		–0,5
2	0,5	1,0	4,2		3,7	+7,4	10		9,5	+19,0		0,5		–1,0
3	0,5	1,5	4,2		3,7	+11,1	10		9,5	+28,5		0,5		–1,5
4	0,0	1,5	4,2		4,2	+15,3	10		10,0	+38,5		0,0		–1,5
5	0,0	1,5	4,2		4,2	+19,5	10		10,0	+48,5		0,0		–1,5
6	6,5	8,0	4,2	2,3		+17,2	10		3,5	+52,0		6,5		–8,0
7	12,5	20,5	4,2	8,3		+8,9		12,5		+39,5	10	2,5		–10,5
8	8,5	29,0	4,2	4,3		+4,6		8,5		+31,0	10		1,5	–9,0
9	3,5	32,5	4,2		0,7	+5,3		3,5		+27,5	10		6,5	–2,5
10	3,0	35,5	4,2		1,2	+6,5		3,0		+24,5	10		7,0	+4,5
11	3,0	38,5	4,2		1,2	+7,7		3,0		+21,5	10		7,0	+11,5
12	4,5	43,0	4,2	0,3		+7,4		4,5		+17,0	10		5,5	+17,0
13	11,0	54,0	4,2	6,8		+0,6		11,0		+6,0	10	1,0		+16,0
14	10,0	64,0	4,2	5,8		–5,2		10,0		–4,0	10		0,0	+16,0
15	1,0	65,0	4,2		3,2	–2,0		1,0		–5,0	10		9,0	+25,0
16	1,5	66,5	4,2		2,7	+0,7		1,5		–6,5	10		8,5	+33,5
17	1,5	68,0	4,2		2,7	+3,4		1,5		–8,0		1,5		+32,0
18	2,0	70,0	4,2		2,2	+5,6		2,0		–10,0		2,0		+30,0
19	3,0	73,0	4,2		1,2	+6,8		3,0		–13,0		3,0		+27,0
20	5,5	78,5	4,2	1,3		+5,5		5,5		–18,5		5,5		+21,5
21	9,0	87,5	4,2	4,8		+0,7	10		1,0	–17,5		9,0		+12,5
22	8,5	96,0	4,2	4,3		–3,6	10		0,5	–16,0		8,5		+4,0
23	3,0	99,0	4,2		1,2	–2,4	10		7,0	–9,0		3,0		+1,0
24	1,0	100,0	3,4		2,4	0,0	10		9,0	0,0		1,0		0,0
100			100	38,2	38,2		100	70,5	70,5		100	45,0	45,0	

GröÖte Differenz der Wasserspiegel = fluktuierendes Wasservolumen in %

Fall 1	Fall 2	Fall 3
+19,5	+52,0	–10,5
–5,2	–18,5	+33,5
24,7	70,5	44,0

Wegen der langen Verweildauer des Wassers in den Speichern an Tagen mit geringem Wasserverbrauch und der hohen Bau- und Betriebskosten sind Reinwasserbehälter in der Regel zum Ausgleich der täglichen Verbrauchsschwankungen an Spitzentagen zu bemessen. Damit ist es auch notwendig, dass die Wassergewinnungsanlagen für die Deckung von $Q_{d\max}$ zu bemessen sind. Bei Großstädten und großen Fernwasserversorgungsanlagen sind die wöchentlichen Verbrauchsschwankungen nicht so groß, so dass gelegentlich ein Wochenausgleich durch die Reinwasserbehälter erreicht werden kann. Ein Jahresausgleich ist dagegen nur durch Trinkwassertalsperren möglich. Sind betrieblich keine Summenlinien verfügbar, sollte die Bemessung des Speichereinhalts mit Wasserbedarfszahlen und Spitzenfaktoren nach DVGW-Merkblatt W 410 sowie DVGW-Arbeitsblatt W 400-1 durchgeführt werden.

Tab. 6-3: Tabellarische Berechnung des fluktuierenden Wasservolumens für den Tagesausgleich in einer Kleinstadt für: Fall 1: 24-stündiger, gleichmäßiger Zulauf; Fall 2: 10-stündiger Pumpbetrieb, 20-6 Uhr; Fall 3: 10-stündiger Pumpbetrieb, 6-16 Uhr

Zeit	Verbrauch		Fall 1				Fall 2				Fall 3			
	Q_h %	ΣQ_h %	Zu- lauf %	Fehl- betrag %	Über- schuss %	Wasser- Spiegel %	Zu- lauf %	Fehl- betrag %	Über- schuss %	Wasser- spiegel %	Zu- lauf %	Fehl- Betrag %	Über- schuss %	Wasser- spiegel %
1	1,5	1,5	4,2		2,7	+2,7	10		8,5	+8,5		1,5		-1,5
2	1,5	3,0	4,2		2,7	+5,4	10		8,5	+17,0		1,5		-3,0
3	1,5	4,5	4,2		2,7	+8,1	10		8,5	+25,5		1,5		-4,5
4	1,5	6,0	4,2		2,7	+10,8	10		8,5	+34,0		1,5		-6,0
5	2,0	8,0	4,2		2,2	+13,0	10		8,0	+42,0		2,0		-8,0
6	3,0	11,0	4,2		1,2	+14,2	10		7,0	+49,0		3,0		-11,0
7	5,0	16,0	4,2	0,8		+13,4		5,0		+44,0	10		5,0	-6,0
8	5,5	21,5	4,2	1,3		+12,1		5,5		+38,5	10		4,5	-1,5
9	6,0	27,5	4,2	1,8		+10,3		6,0		+32,5	10		4,0	+2,5
10	5,5	33,0	4,2	1,3		+9,0		5,5		+27,0	10		4,5	+7,0
11	6,0	39,0	4,2	1,8		+7,2		6,0		+21,0	10		4,0	+11,0
12	6,0	45,0	4,2	1,8		+5,4		6,0		+15,0	10		4,0	+15,0
13	5,0	50,0	4,2	0,8		+4,6		5,0		+10,0	10		5,0	+20,0
14	5,5	55,5	4,2	1,3		+3,3		5,5		+4,5	10		4,5	+24,5
15	5,5	61,0	4,2	1,3		+2,0		5,5		-1,0	10		4,5	+29,0
16	6,0	67,0	4,2	1,8		+0,2		6,0		-7,0	10		4,0	+33,0
17	5,5	72,5	4,2	1,3		-1,1		5,5		-12,5		5,5		+27,5
18	6,0	78,5	4,2	1,8		-2,9		6,0		-18,5		6,0		+21,5
19	5,5	84,0	4,2	1,3		-4,2		5,5		-24,0		5,5		+16,0
20	5,0	89,0	4,2	0,8		-5,0		5,0		-29,0		5,0		+11,0
21	4,0	93,0	4,2		0,2	-4,8	10		6,0	-23,0		4,0		+7,0
22	3,0	96,0	4,2		1,2	-3,6	10		7,0	-16,0		3,0		+4,0
23	2,0	98,0	4,2		2,2	-1,4	10		8,0	-8,0		2,0		+2,0
24	2,0	100,0	3,4		1,4	0,0	10		8,0	0,0		2,0		0,0
100,0			100,0	19,2	19,2		100	78,0	78,0		100	44,0	44,0	

Größte Differenz der Wasserspiegel = fluktuierendes Wasservolumen in %

Fall 1	Fall 2	Fall 3
+14,2	+49,0	+33,0
-5,0	-29,0	-11,0
19,2	78,0	44,0

6.3.1.4 Beurteilung

Aus den Tab. und Abb. ist ersichtlich, dass der erforderliche Fassungsraum zum Ausgleich der Verbrauchsschwankungen am kleinsten ist, wenn der Verbrauch wenig schwankt und der Zulauf weitgehend dem Verbrauch angepasst ist, z. B. hier Kleinstadt, 24-stündiger gleichmäßiger Zulauf, **Tab. 6-3**, Fall 1, $V = 19,3/100 Q_{d\ max}$. Es ist deshalb anzustreben, vor allem bei knappem und teurem Speicherraum (Wasserturm!), die Ganglinie des Zulaufes zum Behälter derjenigen des Ablaufs (Verbrauches) möglichst anzupassen, um das Speichervolumen zu verringern.

Das rechnerisch oder grafisch ermittelte Ausgleichsvolumen ist das für die Wasserversorgung zur Verfügung stehende Behältervolumen, jedoch ohne Sicherheitsvorrat bei Betriebsstörungen und ohne Löschwasservorrat. Bei der Bemessung ist der in 15–20 Jahren zu erwartende Bedarf zu berücksichtigen.

Je größer das Versorgungsgebiet ist, desto geringer sind die Verbrauchsschwankungen, desto besser lassen sich die Förderströme anpassen und desto geringer wird das Ausgleichsvolumen. Die Größenordnung des Tagesausgleichsvolumens in Abhängigkeit vom Spitzentagesverbrauch $Q_{d\ max}$, also von der Größe des Versorgungsgebietes, lässt sich aus **Tab. 6-4** entnehmen.

Tab. 6-4: Tagesausgleichsvolumen in 24 Versorgungsgebieten der Bundesrepublik

Spitzentagesverbrauch $Q_{d\ max}$ m ³ /d	Tagesausgleichsvolumen V % von $Q_{d\ max}$
bis 10 000	28
50 000	27
100 000	25
300 000	23
1 000 000	20

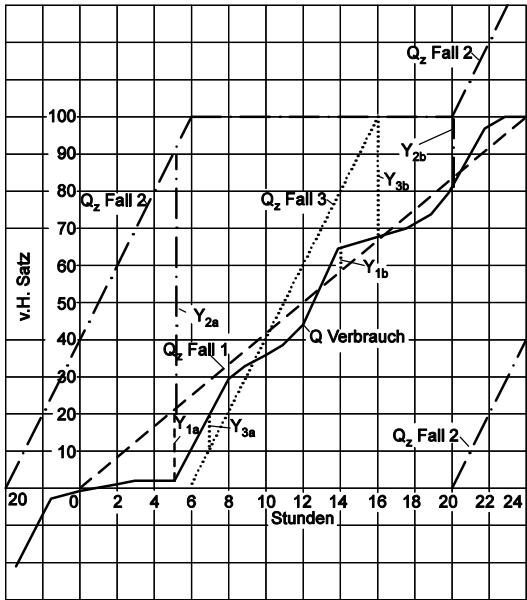


Abb. 6-2: Grafische Ermittlung des fluktuierenden Wasservolumens für den Tagesausgleich in einer Landgemeinde, Summenlinien-Verfahren, nach Tab. 6-2

Abb. 6-3: Grafische Darstellung des stündlichen Wasserverbrauchs und der Wasserspiegelschwankungen in einem Wasserbehälter einer Landgemeinde nach Tab. 6-2

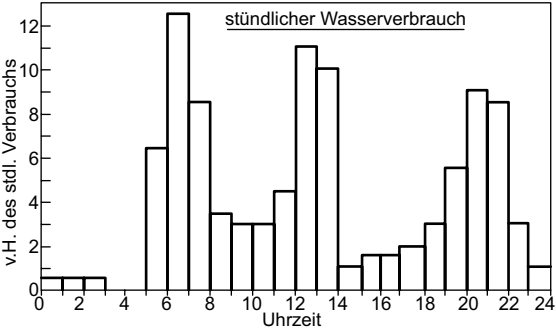


Abb. 6-3 a: Stündlicher Wasserverbrauch

Abb. 6-3 b: Dauer der Wasserförderung

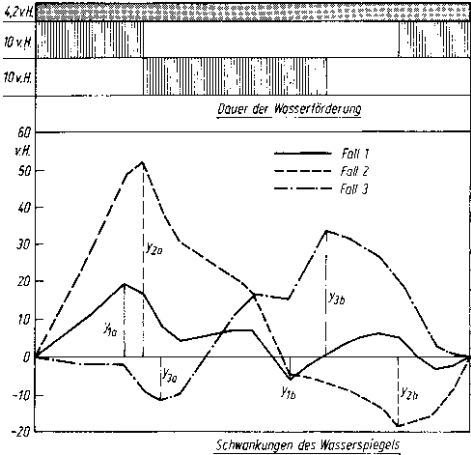


Abb. 6-3 c: Schwankungen des Wasserspiegels
Fall 1, Fall 2, Fall 3 wie Tab. 6-2

6.3.2 Ausgleich zwischen Vor- und Hauptförderung im Tiefbehälter

Wenn die Förderströme der Vorpumpe und Hauptpumpe gleich groß sind, wird theoretisch kein Speicherraum benötigt. Meist wird jedoch eine Trennung der hydraulischen Abhängigkeit aus anderen Gründen notwendig, z. B. unterschiedliche Zahl der Pumpen, unterschiedliche Leistung, unterschiedliche Betriebszeit oder Aufbereitungsanlage zwischen Vor- und Hauptförderung. Zum Ausgleich der Förderleistungen wird dann ein Speicher überwiegend als Tiefbehälter benötigt. Wenn die Laufzeiten der verschiedenen Vor- und Hauptpumpen sehr unterschiedlich sind, ist die tabellarische Berechnung nach **Tab. 6-2** und **6-3** am übersichtlichsten. Die grafische Ermittlung nach dem Summenlinien-Verfahren und mittels der Schwankungen der WSp im Speicher sind in **Abb. 6-4** dargestellt.

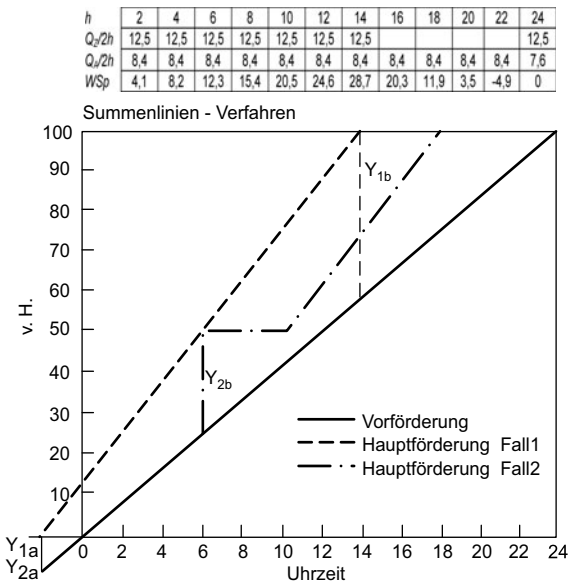


Abb. 6-4: Grafische Ermittlung des Ausgleichs zwischen Vor- und Hauptförderung

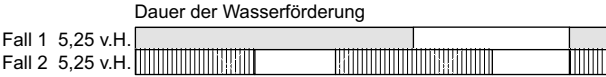


Abb. 6-4 a: Summenlinien-Verfahren

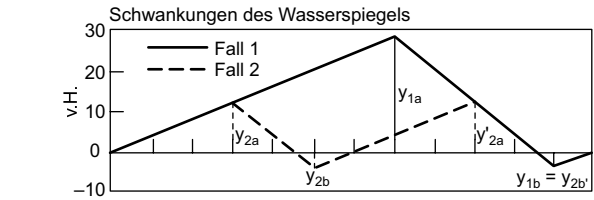


Abb. 6-4 b: Dauer der Wasserförderung

Abb. 6-4 c: Schwankungen des Wasserspiegels

6.3.3 Sicherheitsvorrat

Die Bemessung des Speicherinhalts nach dem fluktuierenden Wasservolumen, also nur nach dem Ausgleich der Verbrauchsschwankungen, umfasst keine ausreichende Reserve für Betriebsstörungen. Dieser betriebliche Sicherheitsvorrat ist abhängig vom System der Zubringerleitungen, von der Wahrscheinlichkeit und Dauer von Betriebsstörungen sowie dem Zustand und der Leistung benachbarter Wasserversorgungsanlagen im Notverbund. Der Sicherheitszuschlag kann klein sein und im günstigsten Fall sogar entfallen, wenn mehrere Zubringerleitungen vorhanden sind, die Rohrbruchhäufigkeit gering ist bzw. ein leistungsfähiges Nachbarunternehmen mit guter Einspeisemöglichkeit existiert. Liegen diese Voraussetzungen nicht vor, so muss man die voraussichtliche Dauer einer Schadensbehebung abschätzen und danach den Sicherheitszuschlag festlegen. Dabei sollte über betriebliche Maßnahmen sichergestellt sein, dass die Ausfall- bzw. die Reparaturdauer möglichst kurz angesetzt werden kann.

Als Faustformel für die Größe des notwendigen Sicherheitsvorrats kann man ansetzen

$$V_{si} \text{ (m}^3\text{)} = \frac{Q_d \text{ (m}^3\text{/d)}}{\text{Anzahl der Zuleitungen}} \cdot \text{Ausfalldauer (d)}$$

Hier wurde nur der durchschnittliche Tagesbedarf herangezogen, weil es unwahrscheinlich ist, dass bei hier angenommen gleich leistungsfähigen Zubringerleitungen ein Schaden mit dem Spitzentagesbedarf zusammenfällt.

6.3.4 Löschwasservorrat

Die Wahl des Fassungsraumes für die Löschwassermenge hängt wesentlich von dem Löschwasserbedarf und der maximalen Förderleistung des Wasserwerks ab, unter Berücksichtigung der möglichen Löschwasserentnahme aus besonderen Löschwasserbrunnen und Entnahmen aus Oberflächen-gewässern.

Bei Wasserversorgungsanlagen mit Speicherung soll der Löschwasservorrat möglichst dem Löschwasserbedarf für 2 Std. entsprechen. Es ist dabei anzunehmen, dass bei kleinen WV-Anlagen ein nicht ständig besetztes Pumpwerk beim Zusammentreffen ungünstiger Umstände erst nach dieser Zeit einsatzbereit ist. Der Gesamtinhalt des Speichers ergibt sich aus fluktuierendem Wasservolumen + Sicherheitsvorrat + Löschwasservorrat.

Als Zuschlag für Löschwasser werden gemäß DVGW-Arbeitsblatt W 405 folgende Richtwerte empfohlen:

- Dorf- und Wohngebiete: 100 bis 200 m³
- Kern-, Gewerbe-, Industriegebiete: 200 bis 400 m³

In Versorgungsgebieten mit einem zukünftigen höchsten Tagesbedarf von mehr als etwa 2000 m³ kann auf einen zusätzlichen Löschwasservorrat im Behälter verzichtet werden. Bei Kleinsiedlungen, abgelegenen Einzelanwesen, Wochenendhausgebieten und dgl. kann der Löschwasserbedarf aus hygienischen Gründen in der Regel nicht aus dem Trinkwasserbehälter gedeckt werden. Hierzu müssen Wasserläufe, Teiche, Löschwasserbrunnen oder -behälter herangezogen werden.

Für Wasserversorgungsanlagen ohne Speicheranlagen, z. B. bei Druckbehälterpumpwerken, ist die maximale Förderleistung des Pumpwerkes unter Berücksichtigung der Löschwasser-Förderströme nach Abschn. 5.4 festzulegen.

6.3.5 Festlegen des Speichereinhalts in der Praxis

6.3.5.1 Allgemeines

In der Praxis wird der Inhalt so gewählt, dass die Unsicherheit der Berechnungsannahmen ausgeglichen und bei kleinen Anlagen ein größerer Vorrat zur Überbrückung von Betriebsstörungen und für Löschzwecke gespeichert wird. Bei kleinen Anlagen muss ferner vermieden werden, dass nach kurzer Zeit eine Erweiterung erforderlich ist, daher wird hier der Fassungsraum nach dem Bedarf in ca. 20 Jahren bemessen. Bei großen Anlagen ist es aus wirtschaftlichen Gründen besser, den Speichereinhalt nicht zu groß zu wählen, sondern später bei Verbrauchssteigerung weitere Wasserspeicher zu bauen, hier kann also der Bedarf in 10 bis 15 Jahren der Bemessung zugrunde gelegt werden.

Aus Gründen der Rationalisierung und damit der Kostenersparnis empfiehlt es sich, für die Behälter nur wenige bestimmte Größen zu verwenden, zumal der künftige Bedarf auch nur angenähert ermittelt werden kann. Es hat sich in der Praxis eine gewisse Häufigkeit in der Größenstaffelung entwickelt: (100), 200, 500, 1000, 2000, 5000, 10 000 m³.

Größere Behälter sind verhältnismäßig selten, so dass hierfür die Behältergröße jeweils nach den örtlichen Gegebenheiten gewählt werden kann. Auch bei kleineren soll die Staffelung keine feste Regel sein.

Die Festlegung der Behältergröße in der Praxis ist wegen der unterschiedlich notwendigen Sicherheitsreserven je nach Größe der WV-Anlage verschieden; etwa folgende Größeneinteilung kann zugrunde gelegt werden.

6.3.5.2 Kleine und mittelgroße Anlagen

Dies sind Anlagen mit einem zukünftigen höchsten Tagesbedarf bis etwa 4000 m^3 .

6.3.5.2.1 Nutzinhalt

Bei einem größten Tagesbedarf bis etwa 2000 m^3 soll der Nutzinhalt genau so groß sein. Für Anlagen darüber, bis etwa $4000 \text{ m}^3/\text{d}$, können davon Abminderungen bis zu 20 % vorgenommen werden. Bemessungszeitraum jeweils ca. 20 Jahre; ein Sicherheitsvorrat ist damit enthalten.

6.3.5.2.2 Löschwasservorrat

Bei sehr kleinen Anlagen ist es unwirtschaftlich, den gesamten geforderten Löschwasservorrat (s. Abschn. 2.7.4) im Speicher der WV-Anlage aufzunehmen, zumal sich sonst ein Stagnieren und eine Keimvermehrung im Wasser in verbrauchsarmen Zeiten ergeben. Vom Speichereinhalt wird mindestens das fluktuierende Wasservolumen für Verbrauchszwecke benötigt, wobei anzunehmen ist, dass an verbrauchsreichen Tagen auch tagsüber Wasserzulauf und Pumpbetrieb vorhanden sind. Bei einem fluktuierenden Wasservolumen von $0,3 Q_{d \max}$ steht für Löschzwecke somit auch $0,7 Q_{d \max}$ zur Verfügung, wenn der Speicher für $V = Q_{d \max}$ bemessen wird.

Dennoch werden bei Anlagen bis zu etwa $2000 \text{ m}^3/\text{d}$ als Zuschlag zur Erhöhung des Löschwasservorrats die Werte nach Abschn. 6.3.4 als empfehlenswert und wirtschaftlich tragbar angesehen. Liegen keine genauen Angaben nach der Bau-Nutzungsverordnung vor, so können auch folgende Zahlen als Anhalt für den Löschwasservorrat dienen:

ländliche Orte bis 10 Anwesen	75 m^3
ländliche Orte bis 50 Anwesen	
mit kleinen Anwesen, oder in offener Bauweise	100 m^3
ländliche Orte bis 50 Anwesen	
mit großen Anwesen, oder in geschlossener Bauweise	125 m^3
ländliche Orte über 50 Anwesen in offener Bauweise	150 m^3
Orte über 50 Anwesen in geschlossener Bauweise	200 m^3
Kleinstädte mit eng bebauter Altstadt	300 m^3

Bei Anlagen über $Q_{d \max} = 2000 \text{ m}^3$ wird im Allgemeinen auf einen zusätzlichen Löschwasservorrat im Behälter verzichtet, eine großzügige Aufrundung des Inhalts vorausgesetzt.

6.3.5.3 Große Anlagen

Bei großen Anlagen mit einem künftigen Tageshöchstbedarf von mehr als 4000 m^3 sollte der Nutzinhalt des Hochbehälters nach dem fluktuierenden Wasservolumen ermittelt werden, zuzüglich eines Sicherheitszuschlages für Betriebsstörungen. Diese Forderung ist im Allgemeinen erfüllt, wenn je nach Größe der Wasserversorgungsanlage der Nutzinhalt etwa 30 bis 80 % des größten Tagesbedarfes beträgt. Bemessungszeitraum ca. 15 Jahre; gesonderte Zuschläge für Löschwasser entfallen.

6.3.5.4 Sehr große Anlagen über $50\,000 \text{ m}^3/\text{d}$

Hier ist eine sehr große Sicherheit und Reserve in der Wassergewinnung vorhanden. Der Inhalt wird meist bemessen nach:

$$V = 0,5 Q_{d \max}^{n+15} \text{ (in } \text{m}^3\text{)}, \text{ mindestens } Q_{d \max}^{n+15} \text{ (in } \text{m}^3\text{)}$$

Das fluktuierende Wasservolumen ist meist kleiner als $0,3 Q_{d \max}$, so dass als Sicherheitsvorrat noch $0,2 Q_{d \max}$ verfügbar sind. Ein besonderer Zuschlag für die Löschwasserversorgung ist nicht erforderlich.

6.3.5.5 Gruppenanlagen

Der Gesamtinhalt der Hochbehälter von sehr großen Gruppenanlagen ist weitgehend von den örtlichen Verhältnissen abhängig. Nach Naber ist bei der Bodenseewasserversorgung bei dem Gesamtinhalt von $V = 0,5 Q_{d \max}$ sogar ein Wochenausgleich vorhanden.

Der Speicherraum bei Gruppenanlagen soll nach Möglichkeit in zentrale Scheitelbehälter und verbrauchernahe Versorgungsbehälter unterteilt sein. Der Gesamtnutzhalt aller Behälter soll für den zukünftigen höchsten Tagesbedarf (ggf. zuzüglich des jeweiligen Löschwasservorrates) bemessen werden; Bemessungszeitraum ca. 15 Jahre.

6.3.6 Speicherinhalt von Trinkwassertalsperren

Bei Trinkwassertalsperren ist der Mehrverbrauch im Sommer durch den Überfluss im Winter auszugleichen. Häufig ist auch ein Ausgleich über 2 Jahre, um auch zwei aufeinander folgende Trockenjahre zu erfassen. Hierbei müssen neben der Entnahme für die Wasserversorgung die Verluste durch Verdunstung und Versickerung, ferner die ökologisch notwendige Abgabe an den Bach- oder Flusslauf, die Interessen der Unterlieger und der sonstige Bedarf für wasserwirtschaftliche Interessen, Hochwasserrückhalt, Stromerzeugung usw. berücksichtigt werden. Zu dem so ermittelten Speicherraum kommt noch die Berücksichtigung der Forderung, dass die Entnahme des Trinkwassers unter einer bestimmten Tiefe ab Wasserspiegel (mindestens 5 m) und in einer bestimmten Höhe über der Sohle (mindestens 5 m) erfolgen muss. Der Speicherinhalt wird meist grafisch aus der Summenlinie des Zu- und Ablaufes ermittelt (Abschn. 3.3.4.5).

6.4 Hochbehälter

6.4.1 Allgemeine Anforderungen

Beim Bau von Hochbehältern sind nachstehende Anforderungen zu berücksichtigen. Dies gilt insbesondere für die Wasserkammern als eigentliche „Verpackung“, deren Eigenschaften und Qualität die Güte des Lebensmittels Trinkwasser nachhaltig bewahren muss.

Liegen bei bestehenden Behältern, die erhaltungswürdig sind, bereits bauliche und betriebliche Mängel und Schäden vor, so sind diese entsprechend ihrer Bedeutung fachkundig zu beheben. Nur so können Betriebserschwernisse oder gar -störungen und insbesondere eine nachteilige Veränderung der Wasserbeschaffenheit vermieden und die Wasserversorgung gesichert werden. Hinweise zur Feststellung und Behebung von Mängeln und Schäden gibt das DVGW-Merkblatt W 312 „Wasserbehälter – Maßnahmen zur Instandhaltung“, das derzeit überarbeitet wird.

6.4.1.1 Versorgungstechnische Anforderungen

Hochbehälter sollen günstig zum Versorgungsschwerpunkt und möglichst in der Nähe von Zubringer- und Hauptleitungen liegen, um Leitungslängen und Rohrquerschnitte zu verringern. Bei Gruppen- und Fernwasserversorgungsanlagen sind möglichst ortsnahe Behälter in dieser Hinsicht besonders günstig. Behälterstandorte müssen für Bau und Betrieb gut erreichbar sein und geodätisch einen ausreichenden Versorgungsdruck gewährleisten.

6.4.1.2 Bautechnische Anforderungen

Wasserbehälter sind auf ausreichend tragfähigem, möglichst gleichmäßigem Untergrund zu errichten. Hierzu ist ein Bodengutachten erforderlich. Das Bauwerk muss standsicher, die Wasserkammern müssen

dicht sein. Bauart und Baustoffe sind so zu wählen, dass möglichst lange Lebensdauer und möglichst geringe laufende Unterhaltskosten entstehen. Der Trinkwasserbehälter muss dauerhaft gebrauchsfähig sein. Bei Bedarf sollte eine spätere Erweiterungsmöglichkeit des Bauwerks möglich sein.

6.4.1.3 Betriebliche Anforderungen

Wasserbehälter müssen so gestaltet und ausgeführt sein, dass die Bedeutung und der Wert des Lebensmittels „Trinkwasser“ hervorgehoben und Verunreinigungen oder sonstige nachteilige Veränderungen der Wasserbeschaffenheit in bakteriologischer, chemischer, physikalischer und biologischer Hinsicht vermieden werden. Die Erhaltung der Wasserbeschaffenheit verlangt die Verwendung gesundheitlich unbedenklicher Baustoffe für die mit dem Trinkwasser in Berührung kommenden Flächen. Diese Baustoffe, Bauhilfsstoffe, z. B. Fugenmaterial, Anstriche, Beschichtungen, Trennmittel, müssen den Kunststoff-Trinkwasser-Empfehlungen (KTW-Empfehlungen) des Bundesgesundheitsamtes entsprechen. Außerdem muss ihre Eignung in mikrobieller und physiologischer Hinsicht nachgewiesen sein (DVGW-Arbeitsblätter W 270 und W 347). Beton, Zementputz und Zementestrich erfüllen in der Regel diese Forderung, sofern sie zugelassene Zusatzmittel enthalten. Ihre Verwendung darf keinen schädigenden Einfluss auf die Trinkwassergüte haben. Der Verunreinigung des gespeicherten Wassers muss durch entsprechende Anordnung und Gestaltung der Zugänge und Lüftungseinrichtungen wirksam begegnet werden. Die Lüftungsöffnungen sind gegen das Eindringen von Vögeln, Insekten, Blättern und gegebenenfalls Staub zu sichern. Erforderlichenfalls ist die Luft zu filtern.

Eine entsprechende Wärmedämmung ist vorzusehen, damit sich nicht das gespeicherte Wasser – in Abhängigkeit von Betriebsweise und den örtlichen klimatischen Verhältnissen – durch Erwärmung, Abkühlung oder Tauwasserbildung nachteilig verändert. Dem Austausch der Luft in den Wasserkammern kommt aus hygienischen, aber auch aus geschmacklichen Gründen besondere Bedeutung zu. In der Regel genügt eine natürliche Belüftung durch ausreichend groß bemessene, stets funktionsfähige Öffnungen. Die Tauwasserbildung wird umso mehr vermieden, je mehr die einströmende Luft der Wassertemperatur angeglichen wird. Der dauernde Einfall von Tageslicht in die Wasserkammern ist wegen der möglichen Algenbildung zu vermeiden.

Inhalt und Form der Wasserkammern sowie Anordnung von Zulauf und Entnahme müssen eine gleichmäßige Erneuerung des gesamten Wasservolumens gewährleisten. Kurze Verweilzeiten des Wassers im Behälter sind günstiger als lange. Ausreichende Umwälzung und Durchmischung werden am besten erreicht durch Energieeintrag über einen entsprechend auszubildenden Einlauf. Häufig genügt dabei schon die Energie des von oben einfallenden Wassers oder die durch einen Richtstrahl unter Wasser erzeugte Strömung. Bei Einleitung über dem Wasserspiegel kann allerdings die Wasserbeschaffenheit in chemischer Hinsicht beeinträchtigt werden (Entgasung oder Ausfällung durch Belüftung).

Das Bauwerk muss für Wartungs- und Bedienungszwecke leicht zugänglich sein. Bauart und Einrichtungen müssen den Unfallverhütungsvorschriften entsprechen. Überwachung und Betriebsmessungen müssen leicht und ohne besondere Vorbereitung und ohne Verunreinigung des Wassers möglich sein, so z. B. die Entnahme von Wasserproben an Zulauf- und Entnahmeleitungen.

Der Speicherinhalt ist möglichst in mehrere (mindestens zwei) Wasserkammern zu unterteilen, damit auch während Reinigungs- und Instandsetzungsarbeiten die Versorgung gewährleistet ist. Die Wasserkammern müssen restlos entleert werden können. Jede Wasserkammer muss mit einem Überlauf versehen sein, der in der Lage ist, bei vollem Behälter die zulaufende Menge schadlos abzuführen. Bei kleinem Zulauf und ausreichender Vorflut bereitet diese Forderung meist keine Schwierigkeiten. Andernfalls können Sondereinrichtungen erforderlich werden, z. B. Rückhaltebecken oder -räume, Reduzierung des Zulaufes vor Erreichen des Behälterhöchststandes.

Die Wasseroberfläche soll durch Anordnung eines auskragenden Podestes oder eines Mittelganges vollständig einsehbar sein. Als Zugang zu den Wasserkammern kommen in Frage Treppen oder Leitern oder dicht schließende Drucktüren in den Wänden der Wasserkammern. Bei allen Konstruktionen ist darauf zu achten, dass auch Geräte und Material zur Reinigung und Instandsetzung transportiert werden können. Montagehilfen sind vorzusehen, um auch die schwersten Einbauteile an den

vorgesehenen Ort befördern zu können. Alle Rohrleitungen und Einbauteile müssen überschaubar angeordnet und gut zugänglich sein. Rohrbrücken, Stege, Treppen, Podeste und dergleichen können dies erleichtern.

Für jeden Trinkwasserbehälter ist ein Betriebshandbuch zu führen, das alle zu beachtenden Anweisungen und Handlungsweisen enthalten muss. Die betriebliche Kontrolle und Reinigung von Behältern wird in Abschnitt 6.8 (s. auch Abschn. 13.3.4.3.2) behandelt.

Neben diesen allgemeinen betrieblichen Anforderungen sind in den späteren Abschnitten weitere Betriebsanforderungen beschrieben.

6.4.1.4 Sicherheitstechnische Anforderungen (Objektschutz)

Grundsätzlich gibt es bei Wasserbehältern – wie auch bei anderen Anlageteilen der Wasserversorgung – keinen absoluten und vollen Schutz im Sinne der Sicherheit. Im nachfolgenden werden einige vorbeugende Maßnahmen benannt gegen das Erschweren von Anschlägen, zum Überwachen der Anlage oder zum Erkennen von Störungen.

Eine Umzäunung der Bauwerke erschwert den Zutritt zur Anlage. Sie ist laufend auf einwandfreien Zustand zu überprüfen und soll mindestens 1,8 m hoch sein. Möglichst unauffällige Anordnung und Gestaltung der Bauwerke mindern von vorneherein das Risiko. Die Anzahl der Öffnungen soll auch zum Zwecke des Wärmeschutzes auf ein Mindestmaß beschränkt werden. Stabile Türen und Fenster aus Metall sind gegen mutwilliges und gewaltsames Öffnen sicherer als z. B. die Werkstoffe Holz oder Kunststoff. Bei Türen empfehlen sich Doppeltüren, grundsätzlich mit Sicherheitsblockschlössern. Die Fenster sollen von außen nicht zu öffnen und gegen mutwilliges Eindringen möglichst sicher sein. Vergitterung ist zweckmäßig. Fenster sollen stets geschlossen sein, wenn sich in der Anlage keine Personen befinden. Lichtschächte sind besonders zu sichern. Be- und Entlüftungsöffnungen und Einstiege sollten über der freien Wasseroberfläche unbedingt vermieden werden.

Abgelegene oder besonders wichtige Anlagen sind häufig und vor allem in unregelmäßigen Zeitabständen zu kontrollieren. Dabei kommt der einfachen und kurzen Zufahrt und der Anbindung an das Straßennetz große Bedeutung zu. Mit einer ausreichenden Fernwirkanlage ist im allgemeinen eine gute Überwachung der personell nicht besetzten Betriebsstellen gewährleistet, da in der Zentrale auffallende Wahrnehmungen über Veränderungen z. B. des Wasserstandes, Druckes, Durchflusses oder von Qualitätsmerkmalen erscheinen.

Sondereinrichtungen können in bestimmten Fällen sein:

- Tür- und Fensterkontakte, Glasbruchmelder;
- Infrarotschranken zur Überwachung des Geländes bzw. Bauwerks sowie
- Radarschranken und -keulen (im Freien wegen häufiger Fehlalarme oft problematisch, im Inneren von Gebäuden in der Regel einwandfrei funktionierend);
- Fernsehanlagen zur Überwachung der Zugänge (Nachteile bei Nacht und Nebel).

Auch die laufende Betriebsüberwachung ist eine sicherheitstechnische Anforderung. Hier müssen insbesondere die Behälterwasserstände erfasst, angezeigt und möglichst an eine Betriebszentrale fernübertragen werden, um die Behälter optimal bewirtschaften zu können.

6.4.1.5 Gestalterische Anforderungen

Wasserbehälter werden häufig im Außenbereich errichtet und stellen z. B. an markanten Hochpunkten oder in freien Hanglagen einen gewissen Blickfang dar oder beeinflussen das Stadt- oder Landschaftsbild. Es ist erforderlich, die Bauwerke und Außenanlagen für den vorgesehenen Standort durch entsprechende Wahl von Bauform, Proportionen, Material, Fassaden und Außenanlagen entsprechend landschaftsgerecht zu gestalten. Dazu gehört auch eine landschaftsgärtnerische Gestaltung der Außenanlagen und der Erdüberdeckung. Bewährt haben sich ortsübliche Bauformen und -materialien.

6.4.1.6 Wirtschaftliche Anforderungen

Ein ingenieurmäßig optimal ausgewählter Standort, eine zweckmäßige Konstruktion und eine intensive Bauüberwachung sind entscheidend für die Wirtschaftlichkeit des Bauwerks und des späteren Betriebes.

Sorgfältige Bemessung und realistisches Ansetzen zukünftiger Verbrauchsänderungen haben vertretbare wirtschaftliche Nutzinhalte der Behälter zur Folge. Bei den Grundrissformen spielen wirtschaftliche Gründe eine besondere Rolle. Insbesondere ist dabei die Kreisform zur Rechteckform ins Verhältnis zu setzen, bei letzterer wiederum das Seitenverhältnis zu beachten. Grundsätzlich soll die wasserbenetzte Innenfläche im Verhältnis zum Behälterinhalt klein gehalten werden. In Spannbeton erstellte große Behälter sind manchmal wirtschaftlicher als schlaff bewehrte Behälter. Besonders eignen sich dafür die Kreisform und die Rechteckform mit hohen Wänden. Auch Fertigteilbauweisen können, sofern die übrigen Forderungen wie Dichtheit, Hygiene, Fugenausbildung zuverlässig gelöst sind, durchaus zu wirtschaftlichen Lösungen führen; dies insbesondere bei kleinen Behältern. Wenn immer möglich, ist die fugenlose Bauweise anzustreben.

Generell soll bei Wasserbehältern die Summe aus Investitionskosten und laufenden Unterhaltungskosten ein Minimum sein, d. h. auch bei der Wahl der Baustoffe, der Außengestaltung und der technischen Ausrüstung spielen wirtschaftliche Fragen eine dominierende Rolle. Beton und andere zementgebundene Baustoffe sowie Edelstahl haben sich bewährt. Bei ihrer Verwendung ist die für Wasserbehälter übliche Abschreibung von 2 %/a gerechtfertigt.

6.4.2 Lage

6.4.2.1 Höhenlage

Hochbehälter sind so hoch über das Versorgungsgebiet zu legen, dass bei der Entnahme des Trink- und Brauchwassers (nicht Löschwassers!) auch bei stark abgesenktem Wasserspiegel im Behälter noch ein Druck vorhanden ist, der für eine einwandfreie Deckung des üblichen Bedarfs in dem betreffenden Versorgungsgebiet ausreicht. Diese Verpflichtung des Wasserversorgungsunternehmens ist in der Verordnung über Allgemeine Bedingungen für die Versorgung mit Wasser (AVBWasserV) festgelegt. Der niedrigste Betriebswasserstand wird durch die Forderung bestimmt, dass unter Berücksichtigung der hydraulischen Randbedingungen (Ruhedruck, Betriebsdruck, Druckverluste im Rohrnetz) sowie der örtlichen topografischen Verhältnisse der erforderliche Mindestdruck am ungünstigsten Punkt des Versorgungsgebietes sichergestellt ist.

Nach dem DVGW-Arbeitsblatt W 400-1 ist dies erreicht, wenn folgende Versorgungsdrücke (Innendruck bei Nulldurchfluss in der Anschlussleitung an der Übergabestelle zum Verbraucher) nicht unterschritten werden.

Tab. 6-5: Mindestversorgungsdrücke in Ortsnetzen (nach W 400-1)

Für Gebäude mit	Mindestversorgungsdruck (für die Bemessung neuer Ortsnetze) bar	Mindestversorgungsdruck (bei bestehenden Ortsnetzen) bar
EG	2,0	2,0
EG + 1 OG	2,5	2,35
EG + 2 OG	3,0	2,7
EG + 3 OG	3,5	3,05
EG + 4 OG	4,0	3,4
EG + 5 OG	4,5	3,75

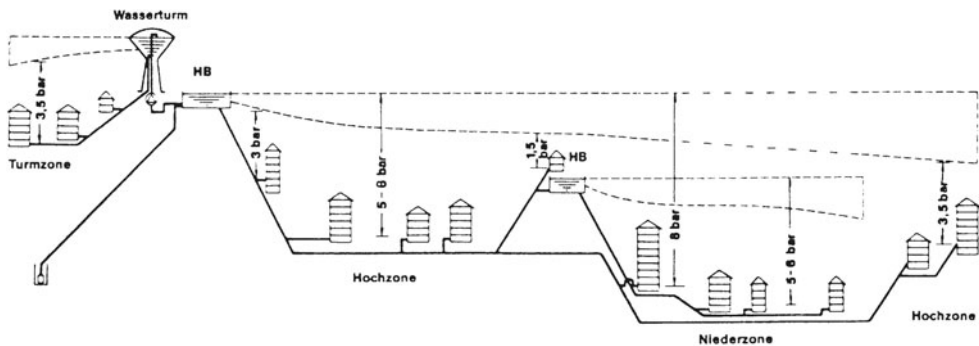


Abb. 6-5: Beispiel für die Teilung eines Versorgungsgebietes in drei Druckzonen (nach W 400-1)

Es ist anzustreben, dass der Druck an den Hydranten zum direkten Spritzen ausreicht. Am Hydrant darf im Brandfall ein Druck von 1,5 bar nicht unterschritten werden. Zu hohe Drücke sind zu vermeiden, da sonst die Wasserverluste durch Leckstellen, undichte Hähne usw. stark anwachsen, die Rohrbruchgefahr vergrößert und die Hausinstallation verteuert wird. Besonders zu beachten sind der hydrostatische Druck und der Druck bei Förderung ohne gleichzeitige Entnahme (Nachtpumpwerte). Anzustreben ist eine Wasserspiegellage bei vollem Hochbehälter auf 40–60 m über dem Versorgungsgebiet. In Ausnahmefällen kann an den am ungünstigsten gelegenen Teilen des Versorgungsgebietes, also an den entferntesten oder höchstgelegenen Teilen, auf 30 m Druckhöhe bei Hochbehältern und auf 20 m bei Wassertürmen herabgegangen werden, wenn hierbei der Versorgungsdruck noch ausreicht. Wenn im Versorgungsgebiet größere Höhenunterschiede vorhanden sind, kann ein hydrostatischer Druck für Teile des Versorgungsgebietes bis 80 m zugelassen werden. Dabei sind Druckminderventile für einzelne Versorgungsbezirke oder Haus-Druckminderventile zum Schutze der Verbrauchereinrichtungen vorzusehen. Bei größeren Höhenunterschieden als 50 m (niedrigste Geländepunkte $0 + 80 \text{ m} = 80 \text{ m}$, höchste $50 + 30 \text{ m} = 80 \text{ m}$) muss das Versorgungsgebiet in einzelne Druckzonen geteilt werden (Abb. 6-5). Bei der Einteilung ist besonders bei Anlagen mit künstlicher Förderung darauf zu achten, dass das Wasser nicht unnötig hoch gepumpt wird.

Die Höhenlage der höchsten Entnahmestellen in Hochhäusern kann nicht bei der Standortwahl der Hochbehälter berücksichtigt werden. Hier müssen die Anschlussnehmer selbst den erforderlichen Druck an den Zapfstellen durch Sondereinrichtungen, z. B. eigene Druckerhöhungsanlagen, herstellen. Bei kleinen und mittleren Anlagen sollten nach Möglichkeit mehrere Druckzonen vermieden werden, da sie den Betrieb verteuern und die Wartung erschweren. In Versorgungsgebieten mit größeren Höhenunterschieden ist daher eine genaue Höhenfestlegung des Bebauungsgebietes für die Wasserversorgung außerordentlich wichtig.

6.4.2.2 Lage zum Versorgungsgebiet

6.4.2.2.1 Entfernung

Hochbehälter sind so nah wie möglich am Verbrauchsschwerpunkt anzuordnen, um den Druckverlust und damit den Unterschied zwischen hydrostatischem und Versorgungsdruck gering zu halten, die Kosten der Hauptleitungen, die für den Spitzenverbrauch bemessen werden müssen, zu senken und die Gefahr der Unterbrechung des Wasserbezugs infolge Störungen am Rohrnetz durch kurze Zuleitung und baldige Verästelung im Versorgungsnetz zu vermindern.

6.4.2.2.2 Durchlaufbehälter

Durchlaufbehälter liegen zwischen dem Wasserwerk bzw. der Wassergewinnung und dem Versorgungsgebiet. Das gesamte Wasser wird durch den Behälter geleitet, Abb. 6-6. Solche Wasserbehälter

können Haupthochbehälter sein, wie z. B. die bekannten Hochbehälter Kreuzpullach und Forstenrieder Park der Stadt München, aber auch Unterbrecher- und Zwischenbehälter (Zweckverband Bodensee-wasserversorgung). Hochbehälter können als Durchlaufbehälter ausgeführt sein, Tiefbehälter sind immer Durchlaufbehälter.

Besondere Merkmale des Durchlaufbehälters sind: Mengen- und Druckänderungen am Wasserwerk wirken sich nur zwischen diesem und dem Behälter aus, die Druckänderungen im Ortsnetz sind nur abhängig von der Lage des WSp im Behälter. Ein besonderer Vorteil ist die ständige Wassererneuerung, vorausgesetzt, dass bei der Konstruktion des Behälters die gleichmäßige Durchströmung berücksichtigt wird, da das ganze geförderte Wasser durch den Durchlaufbehälter fließen muss. Müssen zur Versorgung „Wässer unterschiedlicher Beschaffenheit“ im Sinne des DVGW-Arbeitsblattes W 216 herangezogen werden, so eignen sich als Mischpunkt vor Abgabe in das Rohrnetz Durchlaufbehälter, in denen ein bestimmtes Mischungsverhältnis eingestellt werden kann.

Als Nachteile sind zu werten: Einspeisung in das Ortsnetz nur von einer Seite aus, daher sind größere DN der Hauptleitungen erforderlich; Ausfall der Versorgung, wenn die Hauptleitung, d. i. die Fallleitung des Behälters, defekt ist; keine oder nur geringe selbsttätige Lüfterneuerung in den Wasserkammern des Behälters, wenn Ablauf = Zulauf, da dann der WSp im Behälter dauernd auf gleicher Höhe bleibt, d. h. der Behälter nicht „atmet“.

6.4.2.2.3 Gegenbehälter

Gegenbehälter liegen, vom Wasserwerk aus gesehen, hinter dem Versorgungsgebiet oder im Nebenschluss zur Zubringerleitung. Nur das im Versorgungsgebiet zurzeit nicht benötigte Wasser erreicht den Behälter, **Abb. 6-7**. Je mehr der Gegenbehälter von der genau der Wassergewinnungsanlage gegenüberliegenden Seite an die dem Förderwerk näher gelegene Seite rückt, umso stärker nimmt der Gegenbehälter die Eigenschaften des Durchlaufbehälters an.

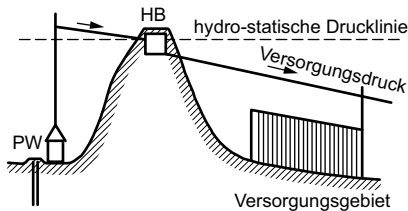


Abb. 6-6: Durchlaufbehälter

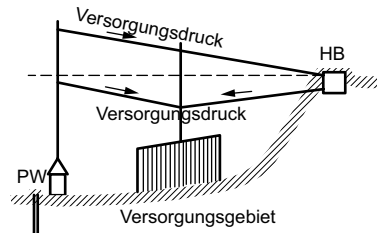


Abb. 6-7: Gegenbehälter

Die besonderen Vorteile des Gegenbehälters liegen darin, dass die Wasserabgabe in das Ortsnetz von zwei Seiten aus erfolgt, nämlich vom Wasserwerk und vom Gegenbehälter aus, wodurch eine größere Sicherheit in der Versorgung erreicht wird, dass einige Hauptleitungen kleiner bemessen werden können und dass die Druckverhältnisse im Ortsnetz verbessert werden. Beim Gegenbehälter wird ferner die Lüfterneuerung in den Wasserkammern erzwungen, da jeder m^3 Wasserentnahme aus dem Behälter die Einstromung von 1 m^3 Luft bewirkt und umgekehrt.

Als besonderer Nachteil des Gegenbehälters ist zu werten, dass die Wassererneuerung und damit auch die selbsttätige Lüfterneuerung nur möglich ist, wenn die Wasserförderung in das Ortsnetz kleiner als der Verbrauch ist, so dass dadurch ein Abfließen aus dem Behälter erzwungen wird. Bei einem Betrieb ganz oder überwiegend mit Nachtstrom ist die Erneuerung des Wassers gegeben, da der Tagesverbrauch ganz aus dem Behälter entnommen wird. Bei vorwiegender Tagesförderung und reichlicher Auslegung der Pumpen muss durch betriebliche Anordnung dagegen sichergestellt werden, dass der Gegenbehälter, besonders in verbrauchsschwachen Zeiten, nicht ständig überdrückt ist. Häufig besteht nämlich beim Betriebspersonal das Bestreben, den Wasserbehälter aus Sicherheitsgründen ständig möglichst voll gefüllt zu haben, wobei dann kaum mehr eine Wassererneuerung stattfindet. Zu beachten ist ferner, dass die Förderhöhe der Pumpen nicht wie beim Durchlaufbehälter gleich bleibt,

sondern in Abhängigkeit vom Wasserverbrauch und von den Rohrreibungsverlusten schwankt. Dies kann energiemäßige Vorteile haben, hat aber gewöhnlich auch stärkere Druckschwankungen im Ortsnetz zur Folge. Gegenbehälter eignen sich zur Mischung von „Wässern unterschiedlicher Beschaffenheit“ nicht, weil kein konstantes oder eng begrenztes Mischungsverhältnis erreicht werden kann.

6.4.2.3 Mehrere Hochbehälter in der gleichen Druckzone

Die Anordnung mehrerer Hochbehälter in der gleichen Druckzone kann notwendig werden wegen der Vergrößerung des Speicherraums infolge Bedarfssteigerung oder wegen der großen räumlichen Ausdehnung des Versorgungsgebiets, um gleichmäßigere Druckverhältnisse zu erreichen.

6.4.2.3.1 Neuer Hochbehälter in unmittelbarer Nähe des bestehenden

Wenn der zusätzliche Hochbehälter in unmittelbarer Nähe des bestehenden Hochbehälters angeordnet werden kann, was kostensparend und betrieblich vorteilhafter ist, dann bestimmt die Höhenlage des WSp und der Sohle des bestehenden Hochbehälters die Bauform des neuen Behälters. Dabei sind folgende Forderungen zu beachten:

1. keiner der beiden Behälter darf vorzeitig überlaufen,
2. in keinem der beiden Behälter darf das Wasser stagnieren,
3. keiner der beiden Behälter darf ständig überdrückt sein,
4. keiner der beiden Behälter darf vorzeitig leer laufen.

Im Allgemeinen werden der WSp und die Höhe des Einlaufs des neuen Behälters auf die gleiche Höhe wie im bestehenden Behälter gelegt. Zu beachten ist, dass sich die kleineren Wasserkammern schneller füllen, wenn der Zulauf nicht entsprechend reguliert wird. Wenn die Zuleitung auch Ablaufleitung ist, also beim Gegenbehälter, findet ein Wasserausgleich nur bei Entnahme oder über eine gesonderte Verbindungsleitung statt. Erwünscht ist zwar gleiche Wassertiefe, jedoch sind ältere Wasserbehälter meist mit geringer Wassertiefe ausgeführt, während heute die wirtschaftliche Wassertiefe meist größer ist. Bei gleicher WSp-Lage läuft der Hochbehälter mit geringerer Wassertiefe früher leer, wobei die Gefahr besteht, dass Bodenablagerungen in das Leitungsnetz gelangen. Es ist daher zweckmäßig, in diesem Fall die Ablaufleitung im Behälter mit geringerer Tiefe etwas höher anzuordnen. Wird dagegen die Sohle in beiden Behältern auf gleicher Höhe angeordnet, dann muss verhindert werden, dass der Behälter mit geringerer Tiefe ständig überdrückt ist. Dies ist entweder durch betriebliche Regelung derart möglich, dass täglich der WSp soweit abgesenkt wird, dass auch der Behälter mit dem tiefer gelegenen WSp in Anspruch genommen wird, oder dadurch, dass mittels einer Umwälzanlage ein Wasseraustausch zwischen altem und neuem Behälter vorgenommen wird, der dann automatisch einsetzt, wenn der WSp in dem neuen Behälter höher liegt als in dem alten.

6.4.2.3.2 Neuer Hochbehälter in größerer Entfernung zum bestehenden

Bei räumlich getrennter Anordnung eines weiteren Behälters zum bestehenden Hochbehälter ist die bauliche Form der beiden Behälter, d. h. Tiefe und Inhalt nicht von so wesentlicher Bedeutung, dagegen ist bei der Festlegung der Höhenlage der WSp zu beachten:

1. bei geringer Entnahme im Versorgungsgebiet muss jedem Hochbehälter eine seiner Größe entsprechende Wassermenge zulaufen,
2. der Unterschied der Wasserspiegellage der beiden Behälter darf nicht so groß sein, dass der höher gelegene Behälter ganz in den tiefer gelegenen ausläuft oder im Betrieb nur der höher gelegene Behälter allein beansprucht wird, während der tiefer gelegene dauernd gefüllt und überdrückt ist,
3. künftige Bebauungsgebiete und damit eine etwaige Verlagerung der Verbrauchsschwerpunkte sind zu berücksichtigen.

Es sind zwei wesentliche Grenzfälle möglich:

$$\begin{array}{lcl} \text{Durchlaufbehälter} & + & \text{Gegenbehälter} \\ \text{Gegenbehälter} & + & \text{Gegenbehälter} \end{array}$$

Wenn bei dem Grenzfalle bestehender Durchlaufbehälter + neuer Gegenbehälter kein Pumpwerk zwischengeschaltet ist, dann muss der Gegenbehälter so tief angeordnet werden, dass die aus dem Gegenbehälter in der verbrauchsreichen Zeit abfließende Wassermenge in verbrauchsarmer Zeit vom Durchlaufbehälter her zufließt. Es ergibt sich dabei das in **Abb. 6-8** dargestellte Fließschema. Dem Schema ist zugrunde gelegt, dass während 12 h verbrauchsreicher Zeit im Verbrauchsgebiet $2q$ entnommen werden, wovon αq vom Gegenbehälter und $(2-\alpha)q$ vom Durchlaufbehälter zufließen. Während 12 h verbrauchsarmer Zeit müssen diese αq vom Durchlaufbehälter zum Gegenbehälter fließen, woraus sich der erforderliche Höhenunterschied Δh der beiden Behälter errechnet.

Günstig ist es, wenn der Zulauf zum Gegenbehälter nicht über dem höchsten WSp, sondern in Höhe der Sohle angeordnet wird, damit die jeweilige Höhendifferenz der WSp mit ausgenutzt werden kann.

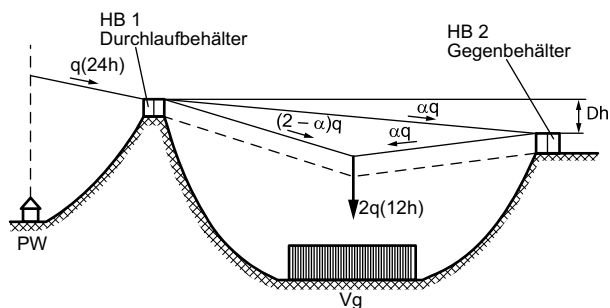


Abb. 6-8: Gegenseitige Höhenlage von Durchlaufbehälter und Gegenbehälter in der gleichen Druckzone

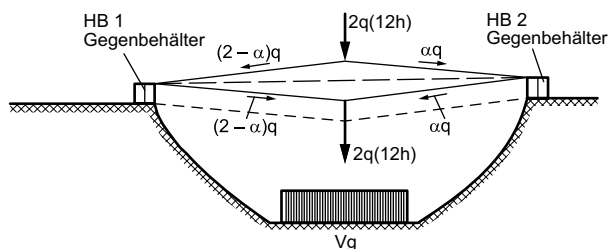


Abb. 6-9: Gegenseitige Höhenlage von zwei Gegenbehältern in der gleichen Druckzone

Selbstverständlich kann auch durch Pumpbetrieb die Füllung des Gegenbehälters vorgenommen werden; dies sollte dann vorgesehen werden, wenn nicht eindeutige hydraulische Verhältnisse für die Ausnutzung des Gegenbehälters vorhanden sind, wobei dann die WSp der beiden Behälter zweckmäßig auf gleiche Höhe gelegt werden. Die Förderkosten sind in diesem Fall ja sehr gering.

Bei dem Grenzfalle bestehender Gegenbehälter + neuer Gegenbehälter ergeben sich die in **Abb. 6-9** dargestellten Druckverhältnisse. Je nach Lage der Einspeisung und des Verbrauchsschwerpunktes ändern sich die Zu- und Abflussanteile. Es empfiehlt sich hier meist, die WSp der beiden Behälter auf gleiche Höhe zu legen, wobei es zweckmäßig ist, die richtigen Zulaufanteile dem Verbrauch entsprechend durch elektrische Steuerung der Behälterzuläufe zu regeln.

6.4.2.4 Anforderungen an den Bauplatz

Mitentscheidend für die Wahl des HB-Standortes sind die örtlichen Verhältnisse des Bauplatzes. Dieser muss folgenden Anforderungen entsprechen:

1. gut ausgebaute und nicht zu steile Zufahrt für Bau und Betrieb. Der HB-Platz muss stets, auch bei ungünstiger Witterung, mit Pkw und Lkw angefahren werden können,
2. ausreichende Tragfähigkeit des Baugrundes,
3. ausreichende Flächen für die Baustelleneinrichtung,
4. Eignung als HB-Standort hinsichtlich der Landschaftsgestaltung,
5. Möglichkeit des Erwerbs des Grundstücks zu wirtschaftlich tragbarem Preis,
6. Möglichkeit der späteren Erweiterung bei erwartetem Bedarfszuwachs.

6.4.3 Bauliche Anordnung

6.4.3.1 Allgemein

Ein Hochbehälter besteht aus den Wasserkammern und dem Bedienungshaus. Bei jedem Behälter ist ein Bedienungshaus (bei Kleinbehältern unter 100 m³ Inhalt als Bedienungsschacht) vorzusehen. Dort werden die für den Betrieb erforderlichen Einrichtungen leicht zugänglich untergebracht, wie z. B. hydraulische Ausrüstung, elektrische Einrichtungen, Messgeräte, Desinfektionsanlagen, Reinigungs- und sonstige Wartungsgeräte.

6.4.3.2 Wasserkammer

6.4.3.2.1 Anzahl

Im Allgemeinen ist der Speicherraum in 2 Wasserkammern zu unterteilen, damit bei Reinigung oder Instandsetzungsarbeiten 1 Wasserkammer weiter für die Versorgung zur Verfügung steht. Aus baulichen und betrieblichen Gründen empfiehlt es sich, beide Kammern gleich groß und von gleicher Form und Bauart zu wählen.

Eine Kammer kann genügen, wenn noch ein anderer Behälter für dasselbe Versorgungsgebiet vorhanden ist oder durch betriebliche Maßnahmen die Versorgung während der Wartungs- oder Instandhaltungsarbeiten aufrechterhalten werden kann.

6.4.3.2.2 Grundrissformen

Allgemeines – Wesentliche Gesichtspunkte für die Festlegung der Grundrissform von Behältern sind Wirtschaftlichkeit von Bau und Betrieb und günstige Durchströmung, um eine ausreichende Wassererneuerung zu erreichen. Ferner sollen die wasserbenetzten Wandflächen im Verhältnis zum Fassungsraum der Wasserkammer möglichst klein sein, was zu Einsparungen an Oberflächenbearbeitung, Putz u. a. und zur Erleichterung der Reinigungsarbeiten führt; auch soll vom Wasserkammereingang bzw. -bedienungsgang möglichst die ganze Wasserkammer überschaubar sein. Diesen Forderungen entsprechen rechteckige und kreisförmige Grundrisse der Wasserkammern. Sondergrundrisse sind nur bei sehr großen Behältern oder bei besonderen Platzverhältnissen zweckmäßig.

Rechteckformen – Diese werden am häufigsten gewählt, weil sie wegen der ebenen Flächen (Schalung) baulich einfach sind. Wenn bei der Konstruktion auf gute Wassererneuerung geachtet wird, ist die Rechteckform für alle Behältergrößen anwendbar. Am meisten wird sie bei Behältern bis zu einem Speichervolumen von 5000 m³ gewählt. Feste Regeln für Seitenverhältnisse lassen sich nicht angeben; ob mehr die quadratische Form oder Seitenverhältnisse bis zu 2 : 1 oder 3 : 1 gewählt werden, hängt vornehmlich von der Form des Geländes oder des Grundstücks ab. Bei Anordnung von Stützen sollten aus statischen und wirtschaftlichen Gründen die Spannweiten $l_x \approx l_y$ sein. Die **Abb. 6-10** zeigt Rechteckformen für kleinere, die **Abb. 6-11** solche für größere Inhalte.

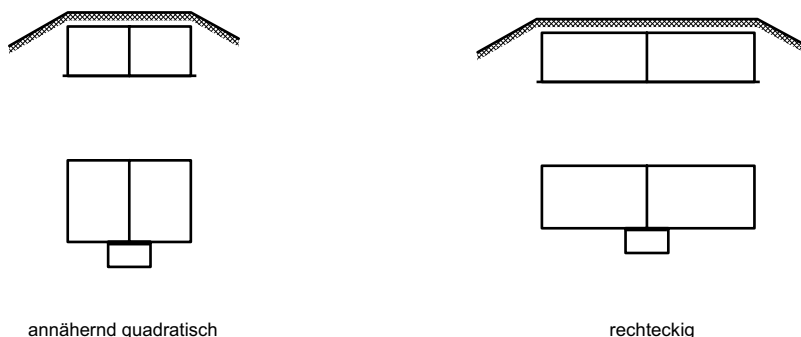


Abb. 6-10: Hochbehälter mit rechteckigem Grundriss, kleinere Inhalte

Für Behälter mit einem Gesamtinhalt über 2000 m^3 ist die Form nach **Abb. 6-11** rechts mit getrennten Wasserkammern geeigneter, da im Mittelgang zwischen den beiden Kammern Betriebseinrichtungen untergebracht werden können. Der Zwischenraum zwischen den beiden Wasserkammern soll mind. $2,00 \text{ m}$ breit sein, was den Bau und den Unterhalt erleichtert und genügend Platz für die Unterbringung der Betriebseinrichtungen bietet. Diese Form ist sowohl mit nur 1 Bedienungshaus als auch mit 2 Bedienungshäusern, z. B. auf einer Seite des Behälters für Zulauf, auf der anderen Seite für Ablauf, ausführbar, was besonders für sehr große Durchlaufbehälter vorteilhaft sein kann.

Kreisformen – Trotz der erhöhten Schalarbeit werden wegen statischer und wirtschaftlicher Vorteile größere Behälter auch in Kreisform ausgeführt. Die Form der konzentrisch angeordneten Wasserkammern nach **Abb. 6-12** erfordert den geringsten Platz und ist statisch besonders günstig, hat aber den Nachteil, dass für jede Wasserkammer eine andere Schalung erforderlich ist. Diese Form ist besonders bei älteren Wasserturmkonstruktionen üblich gewesen (s. a. Abschnitt 6.5.10).

Die Brillenform nach **Abb. 6-13** vermeidet diesen Nachteil, jedoch wird durch das meist dazwischenliegende Bedienungshaus die Symmetrie des äußeren Erddruckes auf die Wände gestört, was gegebenenfalls bei der statischen Berechnung zu berücksichtigen ist.

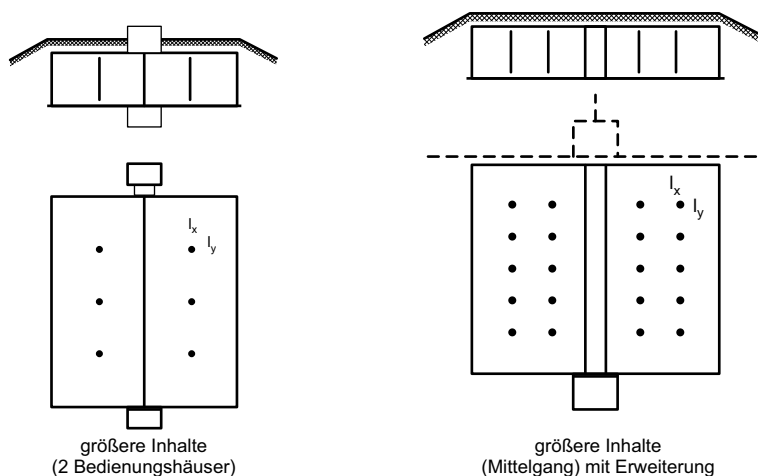


Abb. 6-11: Hochbehälter mit rechteckigem Grundriss, größere Inhalte

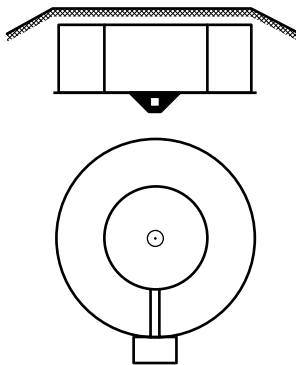


Abb. 6-12: Hochbehälter in Kreisform mit konzentrisch angeordneten Wasserkammern

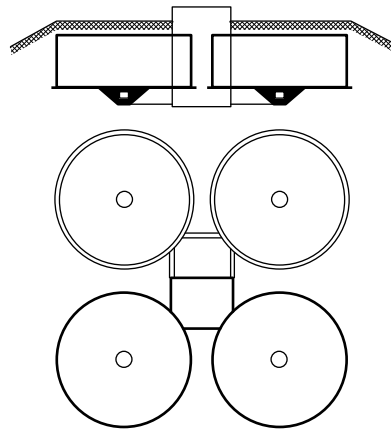


Abb. 6-13: Hochbehälter in Brillenform

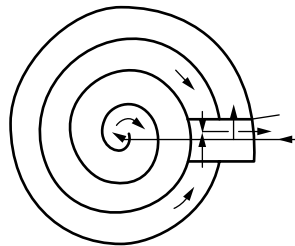


Abb. 6-14: Spiralleitwandbehälter nach Schmit [3]

Nicht zu empfehlen ist dagegen, den Behälter in Kreisform zu erstellen und die Trennung in 2 Kammern mittels einer Querwand durchzuführen, da hierdurch die statischen Vorteile der Kreisform völlig beseitigt werden, sich an den Einspannungen der Querwand komplizierte Spannungsverhältnisse ergeben und die Nachteile der erschwerten Schalarbeit bestehen bleiben.

Spiralleitwandbehälter – Eine Abart der Kreisform ist der Spiralleitwandbehälter nach Schmit, **Abb. 6-14**. Vorteile sind die günstige Durchströmung, die Herstellung der Wände mittels Spritzbeton auf die einseitig erstellte Außenschalung, das Fehlen von Stützen, nachteilig dagegen sind die größere benetzte Wandfläche gegenüber dem Kreisbehälter und der damit verbundene höhere Wartungs- und Unterhaltungsaufwand sowie der beschränkte Einblick in die Wasserkammern.

Eine dem Spiralleitwandbehälter verwandte Behälterform ist der Wendedurchlaufbehälter.

Sonderformen – Nur bei sehr großen Behältern, etwa über 20 000 m³ Inhalt, sind entsprechend den örtlichen Verhältnissen gegebenenfalls Sonderformen vorteilhaft, die besonders die Forderung der günstigen Durchströmung berücksichtigen müssen (z. B. Hochzonenbehälter Forstenrieder Park für die Münchner Wasserversorgung).

6.4.3.2.3 Wassererneuerung

Zur Vermeidung einer Geschmacksbeeinträchtigung und Keimvermehrung durch stagnierendes Wasser im Behälter ist eine wichtige hygienische Forderung die rechtzeitige und gleichmäßige Erneuerung des Wassers im Behälter; d. h. jedes Wasserteilchen soll möglichst eine gleichlange, aber nicht zu lange Verweildauer im Behälter haben, es sollen keine toten Ecken mit liegenden oder stehenden Wasserwalzen vorhanden sein. Forschungsergebnisse haben gezeigt, dass Standzeiten von 5–7 Tagen in Behältern mit auf Zementbasis hergestellten Innenflächen in der Regel keine Beeinträchtigung der Wasserbeschaffenheit verursachen.

Nach Baur und Eisenbart soll der Einlauf unter Wasser mit Richtstrahl durch ein gerades Rohr erfolgen, dessen Durchmesser für eine Eintrittsgeschwindigkeit von größer 0,6 bis 1,0 m/s zu bemessen ist (Abb. 6-16). Auch eine konusförmige Verengung am Ende des Zulaufrohres begünstigt den Einlaufimpuls. Bei großen Behältern kann die Richtung des Eintrittsstrahles in der Horizontalen und Vertikalen variiert werden. Er soll so gerichtet sein, dass sich die Turbulenz ausbilden kann. Der Einlauf über Wasser kann als Schwanenhals, Tulpe, Krümmer oder Überlaufschwelle ausgebildet werden. In den meisten Fällen wird das herabfallende Wasser die erforderliche Turbulenz bringen (Abb. 6-17). Der Zulauf über Wasserspiegel hat den Vorteil der optischen Kontrolle und ist z. B. bei Wasserübergabe von einem WVU zum anderen die Regel.

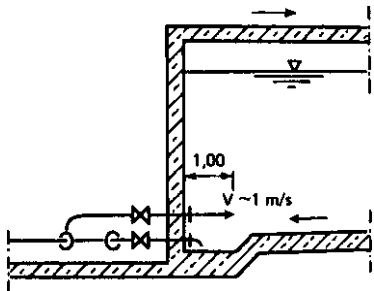


Abb. 6-16: Einlauf unter Wasser (nach Baur/Eisenbart) [4]

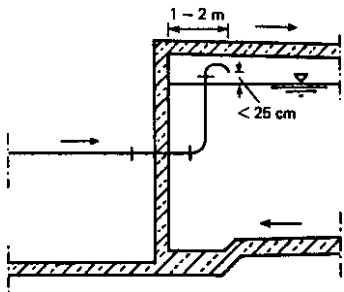


Abb. 6-17: Einlauf über Wasser (nach Baur/Eisenbart) [4]

6.4.3.2.4 Wassertiefe

Maßgebend für die Wahl der Wassertiefe sind Speicherinhalt, Bauform, Baugrund, landschaftsge-
rechte Einbindung des Behälters und nicht zuletzt die zulässigen Wasserspiegelschwankungen bezüg-
lich des Versorgungsgebietes. Aus Rationalisierungs- und Wirtschaftlichkeitsgründen sind neben
einheitlichen Bauformen möglichst die in Tab. 6-6 empfohlenen Wassertiefen, insbesondere bei
Behältern bis 2000 m³ Inhalt, anzuwenden.

Tab. 6-6: Empfohlene Wassertiefen bei Hochbehältern

Nutzinhalt m ³	Wassertiefe m
bis 500	von 2,5 bis 3,5
über 500 bis 2 000	von 3,0 bis 5,0
über 2 000 bis 5 000	von 4,5 bis 6,0
über 5 000	von 5,0 bis 8,0

Höhere Werte kommen in Betracht bei großen Behältern und überwiegend ebenen Versorgungsgebiet-
ten sowie bei zentralen Hochbehältern der Fernwasserversorgungen.

Große Wassertiefen verringern die Querschnittsfläche und damit den Wandumfang, erschweren aber die bauliche Ausführung durch das schwierige Einbringen und Verdichten des Betons in den hohen Schallungen. Der Erdaushub erfordert große Übertiefen. Bei Felsanfall muss daher die wirtschaftlichste Wassertiefe besonders geprüft werden. Ferner kann bei geringer Höhenlage des Behälters über dem Versorgungsgebiet (kleiner 40 m) der Versorgungsdruck bei fast leerem Behälter nicht mehr ausreichend sein.

Der Mindestabstand zwischen höchstem Wasserspiegel und Unterkante Decke bei Plattendecken und Pilzdecken bzw. Unterkante Zugring bei Kuppeldecken beträgt 0,30 m. Ein größerer Abstand ist baulich und betrieblich in der Regel (außer wegen Einblick in die Wasserkammern) nicht notwendig, zumal in der meisten Zeit der Behälter einen abgesenkten WSp hat; er verteuert daher nur das Bauwerk.

6.4.3.2.5 Wärmeschutz des Bauwerks

Maßgebend sind die klimatischen Verhältnisse. Wärmeschutz vermeidet schädliche Einflüsse auf das Bauwerk, auf das gespeicherte Wasser und auf die Ausrüstung des Behälters. Er kann erreicht werden durch Erdüberdeckung, künstliche Dämmstoffe oder kombinierte Lösungen. Ob ein Behälter erdüberdeckt, angeschüttet oder freistehend errichtet wird, entscheiden wirtschaftliche, gestalterische, bauliche und sicherheitstechnische Gesichtspunkte. Angeschüttete oder freistehende Behälter werden gewählt, wenn eine Erdüberdeckung aus wirtschaftlichen oder technischen Gründen nicht sinnvoll ist, z. B. bei felsigem Untergrund (Aushubkosten), mangelndem Massenausgleich, hohem Grundwasserstand oder infolge nicht ausreichender Höhenlage des Geländes.

In der Regel ist ein Massenausgleich zwischen Aushub einerseits und Verfüllung der Baugrubenwinkel und Überdeckung andererseits anzustreben. Je nach Wassertiefe ist dies der Fall, wenn der höchste Wasserspiegel zwischen 0,5 und 1,5 m über ursprünglichem Gelände liegt. Die Erdüberdeckung dient dem

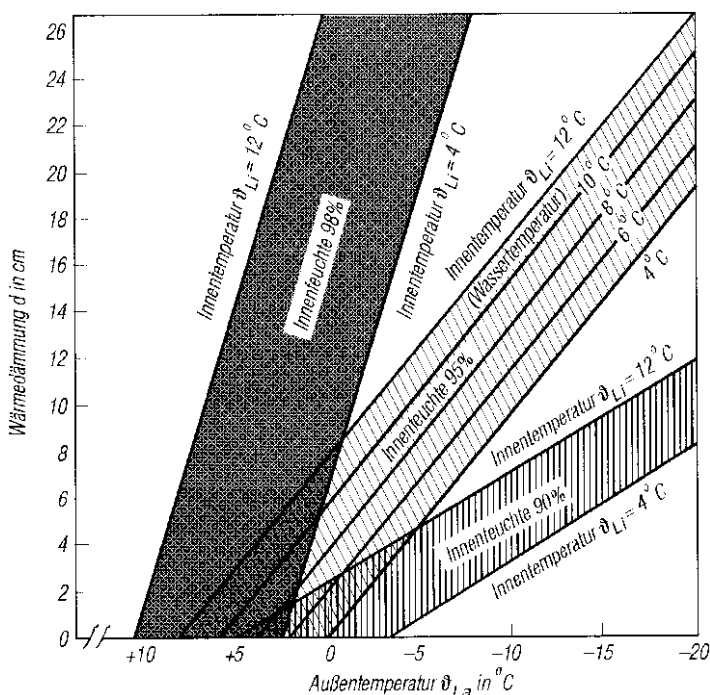


Abb. 6-18: Schichtdicken für eine künstliche Wärmedämmung ($\lambda = 0,045$) in Abhängigkeit von Außentemperatur, relativer Innenfeuchte und Innentemperatur (Wassertemperatur) (aus DVGW-W 311 bzw. W 300, nach Merk1)

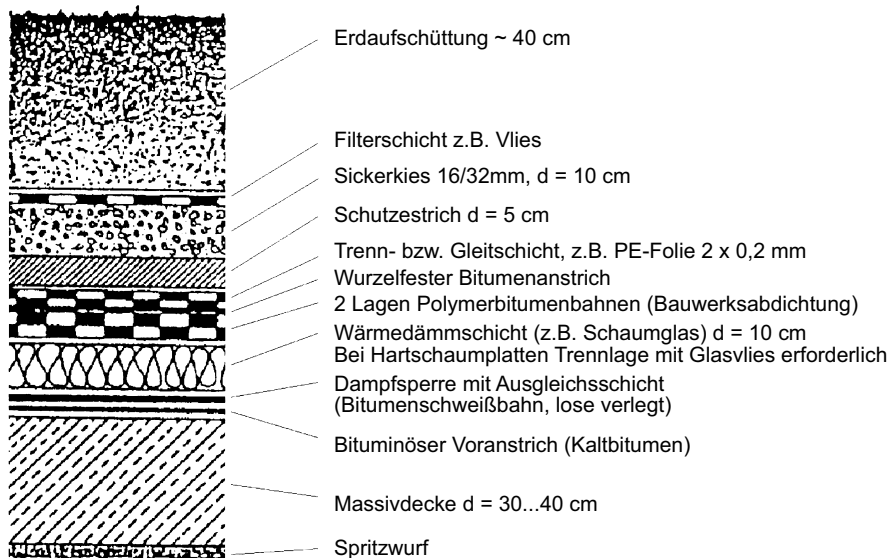


Abb. 6-19: Beispiel einer kombinierten Lösung zur Wärmedämmung

Wärmeschutz des gespeicherten Wassers und schützt das fertige Bauwerk vor Temperaturspannungen. Bei kleinen Hochbehältern mit ebener Decke war früher eine Erdüberdeckung von 1,00 m üblich, bei Behältern mit mind. 1000 m³ Inhalt in 1 Kammer wurde die Erdüberdeckung auf 0,70 m wegen des größeren Wasser- und Wärmedurchlaufes verringert. Die Erdüberdeckung kann heutzutage auf 0,40 m vermindert werden, wenn zusätzlich eine Wärmeisolierung angeordnet wird; dies wirkt sich günstig auf die Bemessung der Decke, Stützen, Wände und Fundamente aus. Als künstliche Dämmstoffe sind Materialien zu verwenden, die eine geringe Wasseraufnahme und ausreichende Druckfestigkeit aufweisen (z. B. Schaumglasplatten). Die Dicke der künstlichen Dämmstoffe (bei kombinierter Lösung mit Erdüberdeckung) kann aus **Abb. 6-18** entnommen werden; obwohl Innenfeuchten von 98 % wirklichkeitsnah sind, wird aus Wirtschaftlichkeitsgründen als Kompromiss empfohlen, eine relative Innenfeuchte von 95 % zugrunde zu legen. Ein Beispiel einer kombinierten Lösung zeigt die **Abb. 6-19**.

Zum Abführen des Tagwassers sind an den erdbedeckten Wänden Sickersteine oder eine Sickerpackung oder eine Kies- bzw. Schotterlage mit Anschluss an die Entwässerung, Sohldränung anzuordnen. Bei Wärmeisolierung und Verringerung der Erdüberdeckung ist eine besondere Entwässerung der Erdüberdeckung der Decke nicht erforderlich, da eine feuchte Deckschicht eher Temperaturspannungen vermindert. Die Erdbelastung muss dementsprechend berechnet werden. In jedem Fall sind der Überschüttungsvorgang und die hierfür erforderlichen Baugeräte festzulegen, um unzulässige Belastungen von Decken, Stützen und Wänden zu vermeiden (DVGW-Schriftenreihe Wasser, Bd. 33, Beitrag Merk1) [5]. Über Bewuchs und Bepflanzung vgl. s. Abschn. 6.4.13 (Außenanlagen). Maßnahmen zur Verminderung oder Vermeidung von Tauwasser, wie z. B. Klimatisierung der Wasserkammern, Zwangsbelüftung oder Beheizung der Behälterdecke, erfordern einen relativ hohen Betriebsaufwand und kommen nur in Sonderfällen in Betracht.

6.4.3.2.6 Anbau weiterer Kammern

Bestehende Wasserkammern zu erweitern ist aus betrieblichen und bautechnisch statischen Gründen nicht empfehlenswert. Im Bedarfsfall sind daher weitere Kammern zu erstellen. Es hängt von den örtlichen Verhältnissen ab, ob diese abseits vom bestehenden Behälter oder in unmittelbarer Nähe anzuordnen sind. Im letzteren Fall ist entsprechend den örtlichen Verhältnissen, wie Baugrund, Bau-

konstruktion des neuen und alten Behälters u. a. ein ausreichend großer Abstand des neuen Behälters vom bestehenden Bauwerk einzuhalten, um Setzungsrisse oder zusätzliche Belastungen des bestehenden Behälters zu vermeiden.

6.4.3.2.7 Konstruktive Hinweise

1. *Allgemeines* – Die örtlichen Verhältnisse, wie Geländeform und Baugrund, ferner Abmessung, Form und Wassertiefe des Behälters, betriebliche und wirtschaftliche Gesichtspunkte sind bestimmend für die Konstruktion des Behälters. Wasserbehälter werden fast ausschließlich aus Stahlbeton in Ortbeton gebaut. Bei risseempfindlichen Behältern kann eine Vorspannung aus statischen und konstruktiven Gründen erforderlich sein.

2. *Gründung* – Wasserbehälter erfordern eine besonders sorgfältige und sichere Gründung. Altlastverdächtige Flächen sind zu meiden. Es ist ein gleichmäßig tragfähiger und nicht setzungsempfindlicher Baugrund anzustreben. Entsprechende Baugrunderkundungen sind für alle Behälterbauten notwendig; hierfür ist ein Gutachten eines bodenmechanischen Instituts einzuholen. Bei ungleichförmigen oder setzungsempfindlichen Böden sind neben der Herabsetzung der zulässigen Bodenbeanspruchung auch Verbesserungen des Untergrundes möglich durch Verdichtung, Bodenaustausch oder Füllbeton. Der Regelfall ist die Flachgründung als elastisch gebettete Platte.

In Erdbeben- und Bergbaugebieten sind Angaben der fachkundigen Stellen einzuholen und zu berücksichtigen.

3. *Sohle* – Diese muss besonders sorgfältig hergestellt werden, da Undichtheiten schwer erkennbar sind. Zur Vermeidung von Ausgleichsbeton für das Herstellen des Sohlengefälles empfiehlt es sich, das gegebenenfalls nachverdichtete Feinplanum bereits mit dem künftigen Sohlengefälle der Bodenplatte auszuführen. Damit der Baugrund nicht durch Luft und Niederschläge gelockert und aufgeweicht wird, sind die letzten 0,20 m des Aushubs erst unmittelbar vor dem Herstellen des Feinplanums und Einbringen der Sauberkeitsschicht aus Beton zu entfernen. Unerlässlich ist die sorgfältige Entwässerung der Baugrube zur Verhinderung des Aufweichens des Bodens, zweckmäßig durch das zeitliche Vorantreiben der Gräben für die Dränleitungen und für die Entleerungsleitungen des Behälters. Querende Leitungen unterhalb der Sohle sind zu vermeiden.

Bei bindigen oder wasserhaltenden Böden empfiehlt es sich, zwischen Feinplanum und Sauberkeitsschicht eine filterfeste Dränschicht einzubauen. Um bei größeren Sohlflächen die Reibungskraft aus der temperaturbedingten Längenänderung der Bodenplatte möglichst gering zu halten, ist es zweckmäßig, zwischen der Sauberkeitsschicht und der tragenden Bodenplatte eine ca. 5 mm starke Bitumenschweißbahn mit Glasvlieseinlage lose verlegt einzubauen.

Bei jedem Behälter, der nicht im Grundwasser liegt, muss in den Baugrubenwinkeln des gesamten Bauwerks eine Dränleitung eingelegt werden, damit Tagwasser und Wasser aus etwaigen undichten Stellen rasch und ohne Aufweicheung des Untergrunds abfließen kann. Bei längeren Baukörpern sind etwa alle 20 m, möglichst an den Ecken des Bauwerks, Kontrollschächte für die Dränleitung vorzusehen. Die Dränleitungen mit einem Gefälle von etwa 0,5–1,0 % müssen unter der Oberkante des Feinplanums liegen, damit nicht von der Dränleitung aus Wasser unter die Sohle zurückfließen kann. Der Graben für die Dränleitung muss einen der Druckverteilung der Fundamentbelastung im Boden entsprechenden Abstand vom Fundament einhalten. Die Dränleitungen sind sorgfältig vor Verschmutzung durch den Baubetrieb zu schützen.

Unter dem Sohlenbeton ist immer auf dem Feinplanum bzw. auf der Kiesentwässerungsschicht eine 5 bis 8 cm dicke Sauberkeitsschicht aus Beton vorzusehen.

Fundamente der Wände und der Stützen werden meist zusammen mit der Sohle betoniert. In der Praxis hat es sich auch als vorteilhaft erwiesen, bei in der Sohle eingespannten Wänden einen unteren, etwa 10 cm hohen Bereich der Wände zusammen mit der Sohle herzustellen. Die Wandschalung kann dann an diesem Sockel gut ausgerichtet werden und es kann ein an dieser Stelle ggf. einzubauendes Arbeitsfugenblech oder -band ohne Störung der oberen Bewehrung der Bodenplatte besser angeordnet werden. Die Fundamentkräfte der Wände und Stützen werden infolge Momentenumlagerung nur wenig auf die Sohle übertragen, wenn die Dicke der Fundamente erheblich größer als die der Sohle ist. In diesem Fall ist die statische Beanspruchung der Sohle verhältnismäßig gering; übliche Dicke

der kreuzweise bewehrten Sohle ist dann etwa 20–25 cm. Der statische Nachweis wird in der Regel als elastisch gebettete Platte geführt. Für das Entleeren und Reinigen der Wasserkammern ist die Sohle mit 2 % Gefälle zu einem Entleerungssumpf oder zu Sammelrinnen auszuführen. Letztere sind bei großen Behältern baulich von Vorteil, da alle Fundamente auf gleicher Höhe ausgeführt werden können. Die endgültige Oberfläche der Sohle kann im Vakuumbetonverfahren mit Flügelglättern in einem Arbeitsgang hergestellt werden. Diese Art der Oberflächengestaltung vermeidet den sonst üblichen Estrich, bei dem es bei unsachgemäßer Herstellung leicht zu Schäden durch Hohlliegen kommen kann (Abb. 6-20).

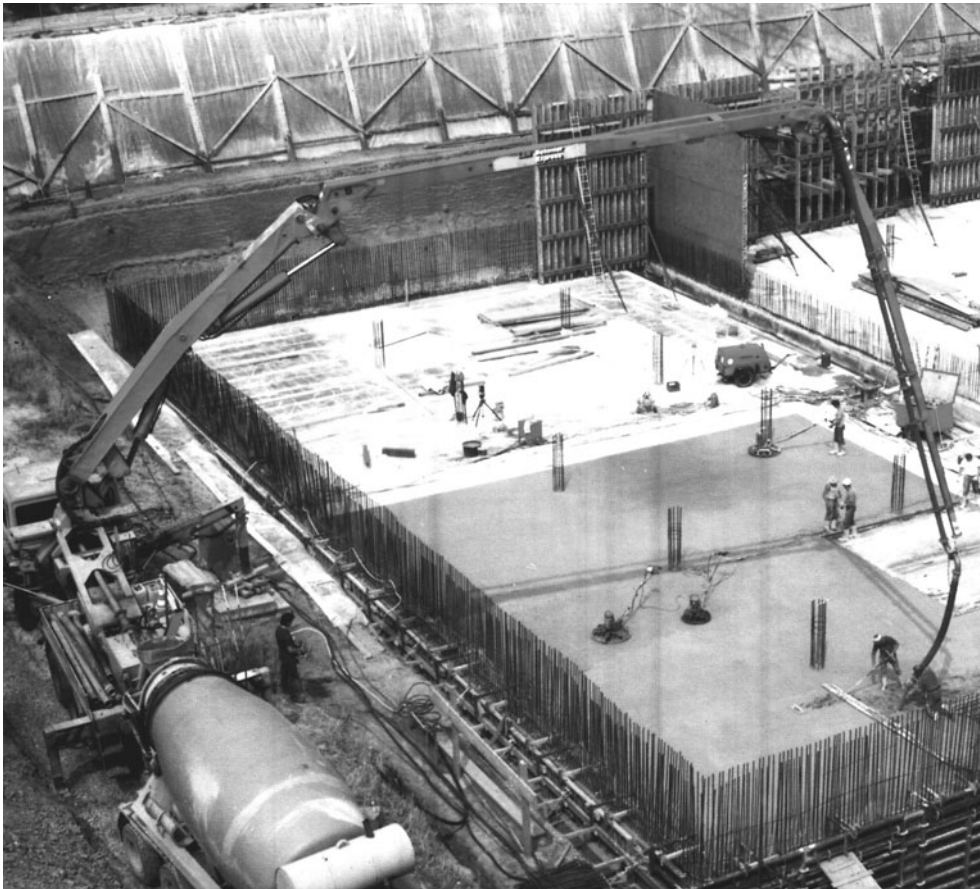


Abb. 6-20: Fernwasserversorgung Franken, zweikammeriger, fugenloser Tiefbehälter (Mischwasserbehälter hinter Aufbereitung) bei Sulzfeld am Main, 10 000 m³ Inhalt, Baujahr 1990. (Foto Gauff Ingenieure)

4. *Fugen* – Fugen entstehen durch Arbeitsunterbrechungen (Betonierabschnitte) als Arbeitsfugen oder sie sind zur Festlegung des statischen Systems oder zur Unterteilung großer Bauabschnitte als Bewegungsfugen erforderlich.

Arbeitsfugen sind aus Gründen des Arbeitsablaufes notwendig. Ihre planmäßige Anordnung schafft überschaubare Betonierabschnitte. Sie sollen bereits im Entwurf an statisch wenig beanspruchten und leicht zugänglichen Stellen festgelegt werden. Die Kontaktflächen sind so vorzubereiten (reinigen, aufrauen, nassen, schlämmen), dass beim Anbetonieren eine feste und dichte Verbindung zwischen

altem und neuem Beton entsteht. Bei sachgerechter und sehr sorgfältiger Ausführung sind sie auch ohne Fugenblech oder Fugenband dicht. Ein Profilieren des Fugenquerschnittes z. B. durch Dreikantleisten ist zweckmäßig. Senkrechte Fugenbleche haben sich in der Praxis besser bewährt als Fugenbänder, weil ein Umknicken des Bleches beim Betonieren kaum eintritt und somit die Fugendichtung ihre vorgeschriebene Lage beibehält. Die Bleche müssen an den Stößen verschweißt oder durch Klemmen miteinander verbunden werden. Fugenbleche werden aus schwarzem, unbeschichtetem Stahlblech (Bandstahl) gemäß DIN EN 10051 mit einer Mindestdicke von $(1,5) \geq 2 \text{ mm}$ und einer Mindestbreite von 300 mm empfohlen.

Bewegungsfugen haben die Aufgabe, Formänderungen aus Setzungen, Temperaturspannungen, Vorspannung etc. im Bauwerk zu ermöglichen bzw. sind dort erforderlich, wo Bauwerke oder Bauwerksteile deshalb untereinander nicht fest verbunden werden können. Zum Beispiel zwischen Wasserkammer und Bedienungshaus werden Bewegungsfugen dann mit mind. 2 cm Breite ausgeführt, erhalten ein elastisches Dehnungsfugenband und werden mit einer elastischen Fugenvergussmasse verschlossen (begrenzte Lebensdauer, Sanierung!). Es sollten nur genormte Elastomer-Fugenbänder gemäß DIN 7865 oder PVC-Fugenbänder gemäß DIN 18541 verwendet werden. Die Bemessung und Verarbeitung von Fugenbändern erfolgt nach DIN V18197. Das Fugenmaterial muss den KTW-Empfehlungen des Bundesgesundheitsamtes und den Anforderungen des DVGW-Arbeitsblattes W 270 entsprechen. Bei vorgespannten runden Behältern wird die senkrechte Zylinderschale der Wand durch Bewegungsfugen von Bodenplatte und Decke getrennt.

In der Praxis haben sich aber durchaus auch Behälter mit großen Abmessungen ohne Bewegungsfugen bewährt. Dies hat große Vorteile bezüglich dauerhafter Dichtheit, erhöhter Lebensdauer und verringertem Aufwand für Instandhaltung des Bauwerks, da z. B. hygienisch kritisches Fugenmaterial entfällt. Diese Bauweise ist daher anzustreben.

5. Wände

Rechteckbehälter – Aus Gründen der einfacheren Bauabwicklung werden die Wände im Allgemeinen über die ganze Höhe in einheitlicher Wanddicke, und zwar – auch wenn statisch nicht erforderlich – in einer Mindestdicke von 30 cm als wasserundurchlässige Bauteile hergestellt. Dies ist zum einwandfreien Einbringen und Verdichten des Betons erforderlich. Übliche Wanddicken waren früher $d = 0,1 h$, wenn h die Wandhöhe ist. Im Allgemeinen wird statisch die Einspannung der Wand in die Bodenplatte vorgesehen, weil die an der Sohle anzuordnende Arbeitsfuge relativ einfach hergestellt werden kann. Die Wände werden als einachsige oder zweiachsige gespannte Platten berechnet. Zusätzlich zu den Plattenmomenten müssen die Wände auch Scheibenkräfte, z. B. aus Wasserdruck und aus Zwang, aufnehmen. Wenn die Wände nicht zeitgleich mit der Sohle betoniert werden, treten beim Abkühlen der Wand Verkürzungen auf, die durch die Einspannung in der Sohlplatte behindert werden. Die häufig zu beobachtenden Rissebildungen an dieser Stelle können zwar nicht gänzlich verhindert werden, aber sie lassen sich durch folgende Maßnahmen verringern, bzw. es gelingt, dass die störenden breiten Risse vermieden werden und dafür schmale, Konstruktion und Dichtheit nicht beeinflussende, Risse entstehen: abschnittsweises Betonieren der Wände (ca. 5 bis 8 m), Längsbewehrung im Bereich der Arbeitsfuge, Verringerung der Auskühlung der Wand durch längere Einschalzeit und Nachbehandlung.

Behälter mit kreisförmigem Grundriss – Bei kleineren Rundbehältern (Wandhöhe 3–5 m, Durchmesser 15–20 m) gelten die gleichen Ausführungen wie für Rechteckbehälter. Sie werden auch als schlaff bewehrte Bauwerke hergestellt, wenngleich mittlerweile die vorgespannte Bauweise als Fertigteilbehälter überwiegt.

Bei Kreisbehältern mit größerem Durchmesser werden die erforderlichen Betonquerschnitte zum Einhalten der zulässigen Betonzugspannungen sehr groß, so dass die Membrantheorie der Zylinderschale nicht mehr zutrifft, ferner die Wand wegen der geringen Wandhöhe zum Durchmesser eher als zwischen Decke und Sohle gespannte Platte wirkt. Hier können vorteilhaft Vorspannverfahren eingesetzt werden, wobei die Wand bei allen Belastungsfällen nur auf Druck beansprucht werden soll. Aus statischen Gründen könnte die Wanddicke hier sehr klein sein, aus Herstellungsgründen muss wegen der Schwierigkeit des Einbringens und Verdichtens des Betons auch hier eine Mindestdicke von 25 cm eingehalten werden. Abweichungen nach unten sind nur bei Segmentschalen aus Betonfertigteilen möglich. Der verbindende Ort beton ist dann aber dicker und wird zweckmäßigerweise nach außen vergrößert.

Alle Vorspannverfahren sind baulich schwierig und erfordern große Sorgfalt beim Herstellen. Ein wirtschaftlicher Vergleich mit konventionellen Bauweisen, d. h. mit üblichen Grundrissformen und schlaffer Bewehrung, ist immer ratsam. Vereinzelt wurde für das Herstellen der Wände von kleinen Kreisbehältern bewehrtes Mauerwerk aus vorgefertigten Betonformsteinen vorgeschlagen, wie dies für Grünfuttersilos in der Landwirtschaft üblich ist. Für den Bau von Trinkwasserbehältern sollten jedoch immer monolithische Stahlbetonbauweisen angewendet werden, um die dauerhafte Dichtheit zu gewährleisten.

6. Decken und Stützen – Die Behälterdecken sollen eine ebene Untersicht haben, um eine möglichst gleichmäßige Luftzirkulation in den Wasserkammern zu erreichen. Bei kleinen Behältern sind Plattendecken üblich, bei großen Behältern kommt fast immer die kopflose Pilzdecke zur Anwendung. Bei kleinen Behältern mit kreisförmigem Grundriss sind als Decken geeignet Kreisplatten ohne oder mit Mittelstütze, Kreisplatten mit ringförmiger Unterstützung durch Stützenreihen, bei großen Behältern kopflose Pilzdecken und Kuppeln. Kuppeldecken werden meist nach der Stützlinie oder als Kreisbogen mit Übergangsbogen konstruiert; der sehr große Gewölbeschub wird zur Entlastung der Behälterwände vorteilhaft durch einen vorgespannten Zugring aufgenommen, der verschieblich auf der Behälterwand aufliegt.

Für die Decke wird heute meist die punktförmig gestützte Flachdecke gewählt. Ebene Decken sind mit mind. 2 % Gefälle zum Abfließen des Tagwassers und Steigung in Richtung zu den hoch liegenden Entlüftungen auszuführen. Die Verwendung von Fertigteilen für die Deckenkonstruktion ist wirtschaftlich sinnvoll, sie schont die Behältersohle und verkürzt die Bauzeit.

Bei Pilzdecken empfiehlt es sich, zur Verringerung der Schalarbeit die Stützen ohne Stützenkopfverstärkung auszuführen, oder die Kopfverstärkung über Deckenoberkante zu legen. Wegen der lohnintensiven Schal- und Putzarbeit von quadratischen Stützen ist der kreisförmige Querschnitt unter Verwendung von Spiralblechschalung günstiger. Rohre als verlorene Schalung sind nicht empfehlenswert, da der monolithische Verbund besonders am Stützenfuß nicht mehr kontrolliert werden kann. Bei quadratischen Stützen müssen die Kanten gebrochen werden. Die Ausführung und Reinigung von Stützen ist teuer und zeitraubend, so dass der Stützenabstand unter Beachtung der statischen Erfordernisse nicht zu klein sein soll. Bei einer Erdüberdeckung von weniger als 1,00 m und Stützenhöhen von 5 bis 6 m sind übliche Stützenabstände etwa 5–6 m, ansonsten von etwa 7–8 m; üblicher Stützendurchmesser ist 30 bis 40 cm. Mittelstützen von Kreisplatten sind erheblich stärker belastet, so dass hier Stützendurchmesser bis 50 cm erforderlich sein können.

6.4.3.3 Bedienungshaus

Bei jedem Hochbehälter ist ein Bedienungshaus vorzusehen, das den Zugang zu den Wasserkammern ermöglicht und in welchem die für den Betrieb erforderlichen Einrichtungen leicht zugänglich untergebracht werden. Wichtig ist, dass alle Rohrleitungen aus den Wasserkammern durch das Bedienungshaus geführt werden, damit die Rohrdurchführungen durch die Wasserkammerwände jederzeit kontrolliert werden können.

Im Allgemeinen wird wegen der Geländeform nur ein Bedienungshaus hangabwärts vor den aneinander gebauten Wasserkammern angeordnet. Bei sehr lang gestreckten großen Behältern in ebenem Gelände kann es vorteilhaft sein, für Zulauf und Entnahme je ein eigenes Bedienungshaus vorzusehen, wodurch die Rohrinstitution vereinfacht werden kann und baulich das Ausbilden einer gleichmäßigen Durchströmung durch die Wasserkammern erleichtert wird (**Abb. 6-11**). Das Bedienungshaus besteht i. a. aus dem Erdgeschoss und dem Rohrkeller. Es ist zweckmäßig, die Außentüre des EG mit einem Windfang abzuschließen. Unmittelbar neben dem Eingang ist ein Wartungsraum, evtl. mit sanitären Einrichtungen, anzuordnen, damit von dort aus der Behälter mit sauberer Arbeitskleidung begangen werden kann. Hier ist auch Platz vorzusehen für Desinfektionsmittel, Reinigungsgeräte, Hilfsgeräte, Handscheinwerfer u. a. (mit Farbmarkierung wegen der Verwendung in Wasserkammern) und ein Arbeitsplatz für Aufzeichnungen und zum Aufbewahren des europaweit vorgeschriebenen Betriebshandbuchs. Im EG werden ferner die wesentlichen elektrischen Einrichtungen, insbesondere die Fernmelde- und Fernsteueranlage untergebracht. Sofern eine Chlorung des Wassers im Behälter laufend durchzuführen ist,

muss ein gesonderter Chlorraum mit Zugang von außen entsprechend den Unfallverhütungsvorschriften vorgesehen werden. Unterhalb des Chlorraumes darf keine Lüftungsöffnung, z. B. für den Rohrkeller, angeordnet sein (Vergiftungsgefahr!). Vom EG aus erfolgt der Zugang zu den Wasserkammern.

Im Rohrkeller wird die hydraulische Ausrüstung untergebracht, ferner eine allenfalls notwendige Maschinenanlage. Eine klare Trennung der Funktionsbereiche ist erforderlich.

Das Bedienungshaus ist so zu gestalten, dass eine leichte Bedienung und Reinigung möglich sind. Entsprechend dem jetzigen und ggf. künftigen Rohrleitungsplan ist das Bedienungshaus ausreichend groß mit bequemem Zugang zu entwerfen.

Das Bedienungshaus bzw. ein Bedienungsschacht wird nur bei sehr kleinen Behältern unmittelbar mit den Wasserkammern betoniert. Bei Behältern bis 500 m^3 wird häufig das Bedienungshaus bei setzungsunempfindlichem Untergrund mit Arbeitsfuge an die Wasserkammern anbetoniert, so dass Wasserkammern und Bedienungshaus eine gemeinsame Wand haben. Ansonsten und insbesondere bei größeren Behältern wird zwischen den Wasserkammern und dem Bedienungshaus eine Bewegungsfuge mit Fugenband angeordnet, um ungleichmäßige Setzungen abzufangen.

Das Bedienungshaus ist einer der wenigen Teile einer Wasserversorgungsanlage, die auch von außen sichtbar sind. Die Bedeutung der Wasserversorgung sollte daher neben der technischen Zweckmäßigkeit auch durch besondere architektonische Gestaltung des Bedienungshauses zum Ausdruck gebracht werden. Das Bedienungshaus ist so hoch über Gelände herauszuführen, dass ein ebener Zugang möglich ist. Die Vorderfront ist vor die Böschungen der Wasserkammern vorzuziehen, um unschöne Böschungskegel, Flügelmauern, die gerne abreißen, oder lange Blendmauern vor Wasserkammerwänden zu vermeiden. Für die sichtbaren Außenwände sind Bauweisen anzuwenden, die wenig Unterhalt erfordern, z. B. Bruchsteinmauerwerk, Verblendmauerwerk. Große Glasfronten, etwa mit Glasbausteinen, sind aus Sicherheits- und Wärmeschutzgründen zu vermeiden. Bewährt hat sich eine an den örtlichen Baustil angepasste Fassade.

Wichtig ist eine gute Wärmeisolierung der Außenwände, da sonst Frostschäden auftreten können. Das Einhalten einer Mindesttemperatur von $+10\text{ °C}$ durch elektrische Beheizung und Regelung mittels Thermostat und gegebenenfalls Luftentfeuchtung sollten, wenn irgend möglich, vorgesehen werden.

Als Dach des Bedienungshauses sind je nach den örtlichen Gegebenheiten Pultdach mit Blechabdeckung, Steildach mit Platten oder Dachziegeln üblich; eine Stahlbetonkonstruktion des Daches kann wegen des geringeren Unterhalts gegenüber einer Holzkonstruktion vorteilhaft sein. Wichtig sind eine gute Wärmedämmung und Feuchtigkeitsisolierung. Flachdächer sind wegen ihrer Reparaturanfälligkeit zu vermeiden.

Bei sehr kleinen Behältern, unter 100 m^3 Inhalt, wird oft aus Kostengründen auf einen Überbau des Bedienungshauses verzichtet und nur ein schachtartiger Einstieg zum Rohrkeller erstellt. Im Bedienungsschacht ist an den Wasserkammerwänden ein Podest anzuordnen, von dem aus die Wasserkammern besichtigt und bestiegen werden können. Für den Einstieg sind herausnehmbare Leitern aus korrosionsfestem Material üblich. Über dem Wasserspiegel dürfen keine Öffnungen liegen; ggf. sind solche Einstiege umzubauen (s. a. DVGW-Merkblatt W 312). Die Einstieg- und die Montageöffnung sind mit dicht schließenden Schachtdeckeln zu verschließen; geeignet sind kreisförmige, gusseiserne Schachtdeckel mit Gummidichtung, die wegen Form und Gewicht einen besonders dichten Abschluss gewährleisten. Anzumerken ist, dass Behälter unter 200 m^3 Inhalt aus planerischen, baulichen, hygienisch-betrieblichen und sicherheitstechnischen Gründen heutzutage für die öffentliche WV nicht mehr zweckmäßig sind.

6.4.4 Bauausführung – Ortbetonbauweise

6.4.4.1 Allgemeines

Hochbehälter werden fast ausschließlich in Stahlbeton nach DIN 1045 hergestellt, und zwar weitgehend in Ortbetonbauweise. Stahlbeton besteht im Allgemeinen aus den Ausgangsstoffen Zement, Betonzuschlag, Betonzusatzmittel, Betonzusatzstoffen, Zugabewasser und Betonstahl. Die Wasserkammern müssen wasserdicht sein, da Undichtheiten, abgesehen vom Wasserverlust, die Standfestigkeit des

Bauwerks durch Rosten des Betonstahls und Aufweichen des Baugrunds gefährden sowie das gespeicherte Lebensmittel Wasser durch Eindringen von Stoffen verunreinigen können. Grundsätzlich muss gefordert werden, dass der Beton selbst wasserundurchlässig ist. Die Wasserdurchlässigkeit des Betons ist abhängig von Art und Menge des Zements, von der Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe, von der Menge und Qualität des Anmachwassers, vom Verdichtungsgrad, von der Betondicke und von der Betonnachbehandlung. Wasserundurchlässiger Beton für Bauteile mit einer Dicke von 20 bis 40 cm muss nach DIN 1045 so dicht sein, dass die größte Wassereindringtiefe (DIN EN 12390-8) bei der Prüfung 3 cm nicht überschreitet. Die Wassereindringtiefe ist umso geringer, je geringer der Wasserzementwert (w/z-Wert) und je älter der Beton ist. Ein wesentliches Kriterium für wasserundurchlässigen Beton ist, dass der Wasserzementwert $\leq 0,50$ ist. Dann weist dieser Beton auch Mindestdruckfestigkeiten entsprechend der Festigkeitsklasse C 30/37 (bisher B 35) auf. Nach DIN 1045 gehört wasserundurchlässiger Beton zu den Betonen mit besonderen Eigenschaften. Wegen der hohen Anforderungen an die Dichtheit sollte der Beton beim Behälterbau unbedingt nach den Bedingungen für Überwachungsklasse 2 nach DIN EN 206-1 (früher Beton B II) hergestellt werden. Bei einer B II-Baustelle werden nämlich Betonzusammensetzung und Verarbeitung eigen- und fremdüberwacht (DIN 1045-2). Auch ein Qualitätsmanagement gemäß DIN 9001 ist zweckmäßig.

6.4.4.2 Baustoffe

6.4.4.2.1 Zement

Als hydraulische Bindemittel für Beton sind Zemente gemäß DIN EN 197 oder DIN 1164 oder bauaufsichtlich zugelassene Zemente zu verwenden. In der Regel ist die Festigkeitsklasse 32,5 vorteilhaft. Mit Rücksicht auf das Lösungsvermögen mancher Wässer empfiehlt sich die Verwendung von kalkarmen Zementen, wie Portland (CEM I)- oder Hochofenzement. Für die Herstellung von wasserundurchlässigem Beton soll ein Zementanteil von 330 kg/m^3 bei einem Zuschlag mit Größtkorn von 32 mm gewählt werden. Der Wasserzementwert soll $\leq 0,50$ betragen.

6.4.4.2.2 Betonzuschlag

Im Hinblick auf die Wasserundurchlässigkeit des Betons wird eine Sieblinie mit günstigem hohlraumarmem Kornaufbau nach A/B (16 oder 32) gemäß DIN 1045 empfohlen. Natursand ist dabei besser als Quetschsand. Das größte Korn soll kleiner als $1/5$ der kleinsten Bauteildicke und kleiner als $3/4$ des kleinsten Abstandes der Bewehrung sein. DIN 4226 ist zu beachten.

Da die DIN 1045 einen relativ hohen Anteil an organischen Verunreinigungen zulässt, die später zu mikrobiellem Wachstum führen können, wird dringend eine Sonderprüfung gemäß DVGW-Arbeitsblatt W 347 empfohlen.

6.4.4.2.3 Betonzusatzmittel

Betonverflüssiger (BV) und Fließmittel (FM) erzeugen eine gut verarbeitbare Betonkonsistenz mit guter Verdichtbarkeit. Die Konsistenz des Betons sollte nicht steifer als F 3 sein (bisher sogenannte „Regelkonsistenz KR“ mit einem Ausbreitmaß von $a = 42$ bis 48 cm). Durch die verflüssigenden Zusatzmittel wird Wasser eingespart und der empfohlene w/z-Wert $\leq 0,50$ erreicht. Auf Dichtungsmittel sollte ganz verzichtet werden. Die Zusatzmittel müssen DIN EN 934-2 entsprechen oder bauaufsichtlich zugelassen sein und die Anforderungen des DVGW-Arbeitsblattes W 347 erfüllen.

6.4.4.2.4 Betonzusatzstoffe

Der am häufigsten verwendete Zusatzstoff ist Steinkohlenflugasche gemäß DIN EN 450. Puzzolanische Zusatzstoffe mit Füllereigenschaften wie Flugaschen (FA) oder Silikastäube (SF) führen zusammen mit einem niedrigen w/z-Wert zu einem besonders dichten Betongefüge. Sie müssen bauaufsichtlich zugelassen sein.

6.4.4.2.5 Zugabewasser

Das Zugabewasser muss DIN 1045 entsprechen. Geeignet sind Trinkwässer oder trinkwasserähnliche Wässer sowie Restwässer gemäß DAfStb-Richtlinie „Herstellung von Beton unter Verwendung von Restwasser, Restbeton und Restmörtel“ (Ausgabe 8.95), deren saurer Kaliumpermanganatverbrauch den im DVGW-Arbeitsblatt W 347 vorgegebenen Grenzwert nicht überschreitet. Bei Verwendung von Trinkwasser entfallen diese Prüfungen.

6.4.4.2.6 Betonrezeptur

Für die Herstellung eines hochwertigen wasserundurchlässigen Betons empfiehlt Vogt [6] folgende Rezeptur in kg Trockenmasse pro m³ Beton: 705 kg Sand 0/2a, 223 kg Kies 2/8, 931 kg Kies 8/32, 160 kg Wasser, 330 kg Zement, 20 kg Flugasche, 1,32 kg Betonverflüssiger.

6.4.4.2.7 Betonstahl

Für die Bewehrung der Stahlbetonteile von Wasserbehältern wird Betonstahl verwendet, der hinsichtlich Durchmesser, Form, Festigkeitseigenschaften und Kennzeichnung der DIN 488 bzw. DIN 1045 entsprechen muss. Zur Beschränkung der Rissbreite darf der Grenzdurchmesser der Bewehrung gemäß DIN 1045 nicht überschritten werden, der Abstand der Längsbewehrung in Sohle, Wänden und Decke nicht größer als 15 cm sein. Der Minstdurchmesser der Längsbewehrung in den Wasserkammerwänden bei Biegung mit Längskraft ist mit $d = 10$ mm zu wählen, soweit diese nicht Druckglieder nach DIN 1045 sind.

Die Betondeckung der Bewehrung muss mind. 3,5 cm, besser 4 cm, bei der Sohle, den Wänden, der Decke und den Stützen der Wasserkammern betragen und ist durch sorgfältige Kontrolle der örtlichen Bauüberwachung strikt einzuhalten. Diese Maße sind sowohl auf der Innen- wie Außenseite dieser Bauteile anzuwenden. Beim Aufbringen eines wasserundurchlässigen Putzes kann die Betondeckung um die Putzdicke, jedoch höchstens um 1 cm verringert werden.

6.4.4.2.8 Andere Baustoffe

Kunststoffe haben eine wesentlich geringere Lebensdauer als zementgebundene Baustoffe; ihre Festigkeit und Elastizität nimmt mit zunehmendem Alter ab. Bei notwendigen Fugen müssen die eingesetzten Materialien die KTW-Empfehlungen erfüllen und in mikrobiologischer sowie physiologischer Hinsicht nach DVGW-Arbeitsblatt 270 einwandfrei sein. In Wasserkammern sollten sämtliche Stahlformstücke und sonstigen Einbauteile aus Edelstahl nach DIN 17 440, Werkstoff Nr. 1.4571 bzw. 1.4581 hergestellt sein.

6.4.4.3 Statische Bearbeitung

Die statische Bearbeitung berücksichtigt die Grenzzustände und dient dem rechnerischen Nachweis der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit (Dauerhaftigkeit und Dichtheit). Ein entsprechender Eurocode zu Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken wird künftig in eine europäische Norm EN 1992 übergeleitet werden. Standsicherheit und Dauerhaftigkeit werden derzeit über DIN 1045 (gültig noch für die nächsten Jahre) nachgewiesen. Dabei ist die Rissbreite durch geeignete Wahl von Bewehrungsanteil, Stahlbeanspruchung und Stabdurchmesser in dem Maß zu beschränken, wie es der Verwendungszweck und die örtlichen Verhältnisse erfordern. Der Nachweis der Dichtheit ist nach den Kriterien des DVGW-Arbeitsblattes W 300 zu erbringen. Der Nachweis wird entweder durch Einhalten einer Minstdruckzonendicke oder durch Beschränken der Rissbreite geführt. Beträgt die rechnerische Druckzonendicke weniger als 5 cm, muss die Bewehrung so bemessen werden, dass die rechnerische Rissbreite an der Bauteiloberfläche den Wert von 0,15 mm nicht überschreitet. Wenn auf wirtschaftliche Weise keine dieser Forderungen mit Stahlbeton erfüllt werden kann, besteht die Möglichkeit der Vorspannung.

Für die Schnittgrößen ist die Kombination aus Last (Lastannahmen in DIN 1055) und Zwang (z. B. Beanspruchung aus Temperaturänderung, Hydratationsvorgängen, Schwinden und Kriechen) maßgebend. Bewegungsfugen, selbst in kurzen Abständen, rechtfertigen keine Vernachlässigung der o. a. Einflüsse und sollten vermieden werden. Wenn im Einzelfall eine genaue Erfassung dieser Einflüsse nicht erfolgt, kann als Näherung unter Zugrundelegung des ungerissenen Zustandes (Zustand I) mit Temperaturdifferenzen als operative Rechengrößen gearbeitet werden (W 311 bzw. jetzt W 300). Wird ein genauere Nachweis für den gerissenen Zustand (Zustand II) geführt, ist eine Mindestbewehrung zur Beschränkung der Rissbreiten auf 0,1 bzw. 0,15 mm notwendig. Als Belastungen aus dem Bauzustand sind insbesondere die Dichtheitsprüfung am nackten Bauwerk ohne Erdschüttung und unterschiedliche Füllhöhen der Wasserkammern zu berücksichtigen.

Die Schnittgrößen aus Last und Zwang müssen unter Berücksichtigung der Schalen- und Scheibenwirkung und der Interaktion des Behälters mit dem Baugrund ermittelt werden. Nachweise an einem Rahmensystem genügen in der Regel nicht, weil dabei die Schubsteifigkeit unberücksichtigt bleibt.

6.4.4.4 Verarbeiten des Betons

Für die Wasserkammern eines Trinkwasserbehälters ist ein wasserundurchlässiger Beton unabdingbar, außerdem müssen gemäß DIN EN 1508 / DVGW W 300 A die Innenflächen von Wasserkammern aus hygienischen Gründen so glatt und porenfrei wie möglich sein. Für die Sohle kann dies z. B. durch Vakuum-Beton geschehen und für die meist über 5 m hohen Wände mittels neuwertigen Holzträgerschalungen, faltenfrei und unverschieblich mit Schalungsbahnen nach Herstellervorschrift bespannt/fixiert, und entsprechende spezielle Schalungsbahnen für Säulen und ggfs. auch für die Decke, womit Schalungs-Trennmittel gänzlich aus den Wasserkammern verbannt sind und somit die Gefahr von Verkeimung und mikrobiellem (Pilz-)Wachstum vermieden werden, wie dies bei Verwendung von biologisch abbaubaren Trennmitteln auf Pflanzenölbasis mit W 270-Zulassung für den Trinkwasserbereich nachgewiesen wurde [7]. Gemäß DVGW-W 347 A muss im Übrigen die Herstellung von Betonflächen im Innern von Trinkwasserbehältern mit Schalungen erfolgen, die ohne den Einsatz von Trennmitteln auskommen.

Kontrolliert wasserabführende Schalungsbahnen bestehen aus einem Drain-Vlies aus feinen Polypropylen(PP)-Fasern mit beidseits unterschiedlicher Oberfläche und kontrollierter Durchlässigkeit. Beim Betonieren/Rütteln wird auf der strukturierten Seite zur Schalung hin Luft und überschüssiges Wasser gesammelt und abgeleitet, während zur Beton-Seite hin mit feineren Fasern, die Zementpartikel an der Oberfläche des Betons festgehalten werden und für eine dichte Außenschicht sorgen. Die Schalungsbahnen werden am Fußpunkt unter der aufgesetzten Schalung nach außen geführt, so dass Überschusswasser durch Schwerkraft schadloos abgeleitet werden kann; sie kommen ohne Trennmittel aus und leiten mehr Luft und Überschusswasser aus dem Beton als die früher üblichen saugende Holzschalungen („Rauhe Holzschalungen sind in Wasserkammern grundsätzlich tabu“). Durch die Drainage kommt es zu einer Verdichtung von Betonfeinstteilen an der Betonoberfläche bei gleichzeitiger Reduzierung des Wasserzementfaktors im Betonrandbereich auf etwa $w/z = 0,4$. In der Schalungsbahn gespeichertes Anmachwasser wird in den ersten Stunden der Betonerhärtung an die Betonoberfläche zurückgegeben und bewirkt so eine bereits im Erstarrungsbeginn einsetzende »Nachbehandlung« des Betons (schnellere, vollständigere Hydratation des Zements). Die dadurch erzielte sehr dichte, druckfeste, porenarme und bei richtiger Anwendung lunkerfreie Betonoberfläche bildet über Jahrzehnte eine gute Abwehrschicht gegenüber Hydrolyse und Reinigungsbeanspruchung [8]; wird unter Verwendung von Schalungsbahnen betoniert, weist der Beton bedingt durch die kontinuierliche Wasserabführung im Allgemeinen eine dunklere Farbe auf als üblich mit einer gewissen Marmorierung und Wolkenbildung, die aber optisch akzeptiert werden kann. Eine notwendige Nachbehandlung ist sofort nach dem Ausschalen einzuleiten.

Besondere Aufmerksamkeit ist der Art der Beförderung des Betons zur Baustelle und dem Baustellentransport zu widmen. Es ist dafür Sorge zu tragen, dass der Beton sich nicht entmischt, nicht unzulässig austrocknet und sich nicht wesentlich abkühlt oder erwärmt und keine „Verstopfer“ beim Transport durch Rohrleitungen bildet. Beim Transport vom Betonwerk zur Baustelle darf die Beton-

mischung nicht mehr durch Zugabe von Stoffen (z. B. Wasser) verändert werden. Der Beton sollte am besten sofort nach dem Mischen verarbeitet werden. Bei trockenem, warmem Wetter soll er innerhalb 1/2 Stunde, bei kühler und feuchter Witterung innerhalb 1 Stunde eingebaut und verdichtet sein. Keinesfalls darf die Verarbeitbarkeitszeit überschritten werden.

Bei der Bewehrung muss ein fest zusammenhängendes Geflecht hergestellt werden, das seine Lage beim Einbringen und Verdichten des Betons nicht verändert. Die oben liegende Bewehrung ist durch Rundeisenböcke in ihrer Lage zu halten. Für die untere und seitliche Bewehrung kommen zur Gewährleistung der Betondeckung nur stabile Abstandhalter auf Zementbasis in Frage. PVC-Abstandhalter sind unbedingt zu vermeiden, da sie mangels Verbund mit dem Beton zu Umläufigkeiten führen können. Die zuverlässig einzuhaltende Betondeckung verhindert sicher die Bewehrungskorrosion.

Der Beton ist mittels Schlauch oder über Schüttrohre in Lagen von max. 0,50 m Höhe gleichmäßig einzubringen und mit geeigneten Rüttlern so zu verdichten, dass er möglichst porenfrei ist und dass keine Kiesnester entstehen. Daher darf der Beton nicht „im freien Fall“ mit der Gefahr der Entmischung in die Schalung eingefüllt werden. Um eine gute Verbindung der einzelnen Schüttlagen zu erreichen, muss der Rüttler etwa 20 bis 25 cm tief in die bereits verdichtete untere Schicht eingeführt werden. Innenrüttler sind schnell in den Beton einzutauchen und langsam nach oben zu ziehen. Dadurch wird der Beton von unten nach oben verdichtet und eingeschlossene Luft kann entweichen. Das Verdichten wird zweckmäßig durch Außenrüttler unterstützt. Die für das Herstellen von Rüttelbeton geltenden Vorschriften sind zu beachten (DIN 4235). Schüttfugen infolge Arbeitsunterbrechungen sind zu vermeiden. Die nachfolgenden Schüttlagen müssen vor Erstarren der unteren Schicht aufgebracht werden. Unvorhergesehene Arbeitsfugen sind durch besondere Maßnahmen sorgfältig zu schließen.

Betonieren bei Frost ist zu vermeiden. Zusätze von chloridhaltigen Frostschutzmitteln sind wegen der Gefahr der Korrosion der Bewehrung und der farblichen Veränderung der Betonoberfläche unzulässig. Wenn während des Betonierens Frost auftritt, ist das Anmachwasser, erforderlichenfalls auch der Betonzuschlag, anzuwärmen. Keinesfalls darf gefrorener Betonzuschlag verwendet werden. Frisch hergestellte Betonteile sind gegen spätere Frosteinwirkung durch Abdecken, Beheizung u. ä. zu schützen. Besonders wichtig ist, durch Abdecken der erstellten Fundamente und Sohle zu verhindern, dass durch Frosteinwirkung eine Frosthebung des Baugrundes entsteht, wodurch die Tragfähigkeit des Baugrundes, die Standsicherheit und Rissefreiheit des Bauwerks gefährdet werden.

6.4.4.5 Betonnachbehandlung

Hauptaufgabe der Nachbehandlung ist es, ausreichend Wasser und Wärme im Beton zu erhalten, bis er ausreichende Eigenfestigkeit hat. Die DAfStb-Richtlinie „Nachbehandlung und Schutz von Beton“ ist zu beachten. Mangelhafte oder gänzlich unterbliebene Nachbehandlung ist oft Ursache von Schäden, wie Rissbildung, Absanden der Oberfläche oder geringere Festigkeit. Solange der Beton in der Schalung steht, ist er gegen Austrocknen hinreichend geschützt. Nach dem Ausschalen ist ein rasches Austrocknen und ein Wärmeverlust des Betons bis zum Alter von 3 Wochen durch Abhängen mit feuchten Planen oder mit Folien zu verhindern. Wegen der hohen Anforderungen an Betonoberflächen der Wasserkammern sind die Nachbehandlungszeiten der DIN 1045 zu verdreifachen. Sie betragen damit je nach Betonzusammensetzung rd. 1 bis 2 Wochen und sind im Bauzeitplan zu berücksichtigen.

Unbedingt zu vermeiden ist das Berieseln und Abspritzen der Oberflächen. Hierbei wird dem Beton durch das kalte Wasser die Abbindewärme rasch entzogen, wodurch die dabei auftretenden Temperaturspannungen Risse verursachen. In Wasserkammern dürfen keine chemischen Nachbehandlungsmittel, z. B. Wachse, verwendet werden.

Nur verantwortungsbewusste und gewissenhafte Bauleitungen sowohl des Auftraggebers als auch des Auftragnehmers können ordentliche Bauausführungen gewährleisten. Die Lieferung der Baustoffe und die Herstellung (z. B. Betoneinbau, Nachbehandlung) werden am wirksamsten durch vorbereitete Checklisten kontrolliert, die gleichzeitig Teil der späteren Abnahme sind.

6.4.4.6 Oberflächenbehandlung

6.4.4.6.1 Allgemeines

Die Oberflächen der Betonteile sind so auszuführen, dass sie geringe Unterhaltsarbeit und leichte Reinigung gewährleisten.

6.4.4.6.2 Bedienungshaus

Im Erdgeschoss des Bedienungshauses sind Bodenplatten und frostbeständige Wandplatten bis mindestens 1,80 m Höhe üblich. Für die Wände sind auch hellfarbige Zement- oder Spezialputze auf Zementbasis geeignet. Kunstharzspachtelmassen sind nicht empfehlenswert, da sie Keimwachstum begünstigen. Im Rohrkeller sind Bodenplatten und Wandplatten oder hellfarbige Spezialputze auf Zementbasis üblich.

6.4.4.6.3 Wasserkammern – Innenflächen

1. Allgemeines – Die Wasserkammern müssen immer so beschaffen sein, dass das gespeicherte Lebensmittel Trinkwasser seine Trinkwasserqualität in chemischer, physikalischer und mikrobiologischer Hinsicht behält. Insbesondere für die Reinigung der vom Wasser berührten Flächen ist es besonders wichtig, dass diese glatt und möglichst porenarm sind. Porenarmer, wasserundurchlässiger Beton bedarf im Allgemeinen keines Putzes, keiner Beschichtung und keines Anstriches. Alle nachträglichen Beschichtungen bergen Probleme. Nackter wasserundurchlässiger Beton ist die Idealform, weil er am ehesten die hygienischen Anforderungen gemäß DVGW-Arbeitsblätter W 347 und W 270 erfüllt und die betrieblich geforderte Gebrauchstauglichkeit gewährleistet. Diese Ausführung sollte daher immer angestrebt und durch Einsatz von wasserabführenden Kunststoffbahnen auf der Schalung bereits in der Ausschreibung festgelegt werden (siehe Abschnitt 6.4.4.4). Die Herstellung von Musterflächen durch den Bauausführenden sollte vereinbart werden.

Im Übrigen können in Frage kommen:

2. Zementputz – Ein wasserundurchlässiger Zementputz gemäß DIN 18 550 besteht aus mehreren Lagen von zusammen 1,5 bis 2 cm Dicke. Der Wasserzementwert muss $\leq 0,5$ sein. Die letzte Lage wird mit feinkörniger Zementschlämme geglättet. Das Herstellen eines wasserundurchlässigen, rissearmen und festhaftenden Zementputzes erfordert großes handwerkliches Können, so dass hierfür nur Spezial-Arbeitskolonnen eingesetzt werden sollten. Besonders wichtig ist, dass der Putzuntergrund ausreichend rau ist, um gute Haftung zu erzielen. Empfehlenswert ist das Sandstrahlen oder Wasserstrahlen mit Höchstdruck. Alle losen Teile müssen entfernt werden. Der Putzuntergrund ist ausgiebig zu nassen. Trockener Beton entzieht dem Putz zu viel Wasser, so dass der Putz an der Betonoberfläche keine ausreichende Festigkeit erreicht, hohl liegt und früher oder später in Platten abfällt. Durch leichtes Abklopfen ist die Haftung zu prüfen. Trennmittel können Güte, Farbe und Haftbarkeit der Putze gefährden.

Für den Putz ist reiner, scharfkantiger und gemischtkörniger Sand der Körnung 0–3 mm für den Unterputz, Körnung 0–1 für den Oberputz und ein möglichst kalkarmer Zement ohne Dichtungszusätze zu verwenden. Der Anschluss des Wandputzes an den Sohlenputz ist besonders sorgfältig übergreifend herzustellen. Die Ecken müssen gut ausgerundet werden mit mindestens 10 cm Radius. Unerlässlich für eine einwandfreie Beschaffenheit sind entsprechend langes Feuchthalten des Putzes und möglichst baldige Wasserfüllung; auch eine geringe Wasserhöhe ist ausreichend. Putzarbeiten sind daher möglichst an Tagen mit kühler, feuchter Luft auszuführen.

Putzvorschriften für den Hochzonenbehälter München/Kreuzpullach:

1. Spritzwurf	Mischungsverhältnis 1:4	Sand 0–7
2. Rauputz	Mischungsverhältnis 1:3	Sand 0–5
3. Schweiß-Schicht	Mischungsverhältnis 1:2	Dyckerhoff-Weiß-Quarzsand 0–1,5
4. Zementschlämme		1 RT Wasser 1 RT Dyckerhoff-Weiß

Maschinell angeworfene Spritzputze, wie Torkreputz, erreichen eine besonders gute und gleichmäßige Verdichtung. Die Putzoberfläche muss i. a. ähnlich wie beim Handputz nachbehandelt werden.

3. Zementgebundene Beschichtungen – Für Wasserkammern eignen sich auch Beschichtungen auf Zementbasis, die auch farbig lieferbar sind. Diese werden in Form von Zementschlämmen auf die sandgestrahlte Betonoberfläche aufgespritzt oder aufgespachtelt. Die Schichtdicke muss hierbei mindestens 1 cm betragen, um abiotisch-biotische Korrosionen der Beschichtung zu vermeiden. Geringere Schichtdicken sind unbedingt zu vermeiden, da sie die geforderte Dauerhaftigkeit nicht gewährleisten und erfahrungsgemäß fleckenförmig aufweichen. Die Ursachen solcher Schäden bei Dünnschichtmörteln sind auf den Einsatz von Stabilisatoren und Hydrophobierungsmitteln zurückzuführen [7], [9].

Da bereits geringe organische Bestandteile (z. B. Methylcellulose) der Beschichtung später zum Bakterienwachstum und zur biologischen Korrosion der Beschichtung führen können, ist es ratsam, vom Hersteller eine Bestätigung einzuholen, dass das Beschichtungsmaterial keine organischen Bestandteile enthält. Die Verarbeitungsvorschriften der Hersteller sind genau zu beachten. Es ist sehr empfehlenswert, für jedes Bauwerk die Verarbeitungsvorschriften durch die Herstellerfirma an Ort und Stelle festlegen zu lassen, da Haftung und Farbbeständigkeit der Beschichtung von der Art und Beschaffenheit des Betons, sowie von seiner Oberflächenstruktur abhängen. Die sich an der Oberfläche gut ausgebildete Karbonatschicht darf später während des Betriebs nicht durch Hochdruckwasserstrahl und/oder durch saure Reinigungsmittel beschädigt werden.

Innenbeschichtungen von Wasserkammern müssen die Bedingungen des DVGW-Arbeitsblattes W 347 „Hygienische Anforderungen an zementgebundene Werkstoffe im Trinkwasserbereich“ erfüllen. Im Interesse einer zweifelsfreien Aussagekraft des Prüfzeugnisses sollte bei der Erstbegutachtung unbedingt darauf geachtet werden, dass die Prüfkörper vom prüfenden Institut oder zumindest unter dessen Aufsicht hergestellt werden.

4. Spritzmörtel – Vorteilhaft und wirtschaftlich ist die nachträgliche Vergütung der Betonoberfläche mit einem rein mineralischen, anorganischen, hydraulischen abbindenden Spritzmörtel. Empfehlenswert ist ein Microsilika-Spritzmörtel gemäß DIN 18 551 mit kleiner Körnung, der auf den vorher abgestrahlten Untergrundbeton in einer Mindestdicke von 1,5 cm aufgespritzt und geglättet wird, so dass eine dichte, homogene, porenfreie Betonoberfläche entsteht. Entsprechend DIN 18 551 und ZTV-SIB gibt es zur Herstellung von Zementmörtelauskleidungen zwei maschinelle Fördermöglichkeiten um das Material zur Einbaustelle zu transportieren, nämlich Dünnstrom- und Dichtstromförderung, und 2 (3) unterschiedliche Verfahren um die Verarbeitung durchzuführen, nämlich Trockenspritz- und Nassspritzverfahren mit einer zusätzlichen Variante, dem Nass-Dünnstromverfahren (Kerasal-Verfahren). Beim Trockenspritzverfahren wird das Anmachwasser dem durch die Schläuche zur Einbaustelle geförderten Trockengemisch (meist splittiges Material als Sackware) erst in der Düse zugegeben. Der Düsenführer regelt die Wasserzugabe in Abhängigkeit vom Förderstrom. Ein definierter Wasserzement (w/z) lässt sich beim (kostengünstigen) Trockenspritzverfahren auf der Baustelle verfahrensbedingt nicht einhalten. Eine optimale Spritzbetonkonsistenz wird durch einen erfahrenen Düsenführer aber erreicht. Das Nass-Spritzverfahren mit Förderung des Materialgemisches im Dünnstrom (Kerasal-Verfahren) ist dadurch gekennzeichnet, dass der Trockenmörtel nach Zugabe von Anmachwasser ca. 5 Min. gemischt und vorteilhaft (aber maschinentechnisch aufwendiger als beim Trockenspritzverfahren) mit dem eingestelltem Wasserzementwert anschließend mit Druckluft im Dünnstrom zur Spritzdüse gefördert wird. An der Spritzdüse können keine Veränderungen oder Zugaben zum Mörtel durchgeführt werden. Die Vorteile liegen in einer gleichbleibenden Qualität, einer hohen Verdichtung, größeren Auftragsstärken mit hoher Qualität bei niedrigem konstantem w/z -Wert ≤ 0.50 [9]. Die Schichtdicke des Spritzmörtels kann als statisch wirksam berücksichtigt werden.

5. Anstriche – Bei aggressiven Wässern, zur Erleichterung der Reinigung oder aus optischen Gründen, wird manchmal ein Anstrich der Wasserkammern gewählt.

Hellfarbige Anstriche auf Zementbasis sind bei nichtaggressivem Wasser geeignet, zumal sie auf feuchtem Untergrund aufgebracht werden können. Die zu bestreichenden Flächen dürfen nicht zu glatt sein, z. B. darf bei Anstrich auf Zementputz dieser nur abgerieben, nicht aber mit Zementschlämme geglättet sein. Die Verarbeitungsvorschriften der Hersteller sind zu beachten. Anstriche

auf Zementbasis müssen den hygienischen Anforderungen des DVGW-Arbeitsblattes W 347 entsprechen. Gut bewährt hat sich der dreimalige farblose Fluatanstrich.

Von der Verwendung sonstiger, für den Trinkwasserbereich zugelassener Anstrichmittel, wie Chlor-kautschuklacke und Beschichtungen auf Epoxidharzbasis u. Ä. wird abgeraten. Die Voraussetzungen für die Haltbarkeit, nämlich dauernd trockener Untergrund, ist bei Betonbauwerken nicht erreichbar. Wie aus Beispielen bekannt ist, treten trotz sorgfältiger Austrocknung insbesondere an erdhinterfüllten Betonwänden oft bläschenartige Abhebungen des Anstrichs oder der Beschichtung infolge Porenwasserdruck auf. Hoher Keimgehalt im Wasser dieser Bläschen und stellenweiser Pilzbefall der Beschichtungen wurden bereits öfters festgestellt. Für Betonbehälter sind daher zementgebundene Anstriche und Putze, da artgleich, wesentlich geeigneter. Alte ungeeignete Kunststoffbeschichtungen lassen sich unter strenger Beachtung des erforderlichen Arbeitsschutzes nur mühsam durch Flamm-schalen oder/und Sandstrahlen entfernen.

6. Fliesen – Zur Erleichterung der Reinigung oder aus optischen Gründen können Verfliesungen der Wasserkammern in Frage kommen. Für keramische Auskleidungen von Wasserkammerwänden und -böden sind dichtgesinterte keramische Fliesen und Platten mit materialtechnologischen Güteeigenschaften nach DIN EN 176 (trockengepresste Fliesen mit niedriger Wasseraufnahme) oder DIN 18 166 (keramische Spaltplatten) einzusetzen. Zum Verlegen der Fliesen dürfen keine kunststoffmodifizierten Kleber oder Mörtel verwendet werden, um Schleimbildung auf den Fugen zu vermeiden. Kleber und Mörtel müssen den KTW-Empfehlungen und den DVGW-Arbeitsblättern W 270 und W 347 entsprechen. Um einen bleibenden hohlraumfreien, festhaftenden und rissefreien Plattenbelag einschließlich der Fugen unter allen Betriebsbedingungen (wechselnde Belastung, wechselnder Wasserstand, Temperaturspannungen) zu erhalten, sind die werkstoffbedingten Verarbeitungshinweise zu beachten. Außerdem muss bereits bei der konstruktiven Gestaltung der Wasserkammern hierauf Rücksicht genommen werden. Für die Sohle ist aus Gründen des Unfallschutzes eine rutschhemmende Fliesenoberfläche zu wählen.

Die einwandfreie Ausführung der Fliesenarbeiten ist prüfbar, z. B. durch Stichproben der hohlraumfreien Mörtelbettung während der Ausführung oder durch Haftzugfestigkeitsuntersuchungen nach 28 Tagen mit geeigneten Prüfgeräten oder durch Probefüllung und schnelles Entleeren der Wasserkammern.

7. Kunststoff-Auskleidungen – Als Sanierungsmaßnahme für undichte meist ältere Behälter kann das Einhängen von Kunststoffabdichtungsbahnen oder PE-HD Profilplatten in Frage kommen. Während in den 70er Jahren vorwiegend Dichtungsbahnen auf PVC-Basis verwendet wurden, die wegen Weichmacherverarmung relativ bald versprödeten, kommen heute polyolefine Dichtungsbahnen auf Polypropylen-Basis zum Einsatz. Die hellgrünen, neuerdings blauen 1,5 mm dicken, 2 m breiten und auf Abwicklung zugeschnittenen Folienbahnen mit aufkaschiertem weißen Filz 500 g/m² werden oberhalb des Wasserspiegels an einem PP-kaschierten Edelstahlblech und des weiteren mittels Klettsystem fixiert und mit Schweißautomat thermisch homogen verschweißt. Ähnlich geschieht dies auch bei dem System einer Behälterauskleidung im Nut-Feder-System mit PE-HD Profilplatten von 1 m Breite, bis 5 m Länge und 4 mm Wandstärke, die auf der Rückseite im Abstand von ca. 30 mm profilierte Längsstege mit Steghöhe ca. 12 mm haben (s. a. Merkl 2005) [9]. Die Dichtheit der Schweißnähte bzw. des Behälters ist mittels entsprechender Leakage-Detektionssysteme zu überprüfen. Für die bislang eingesetzten Materialien liegen Prüfzeugnisse gemäß den KTW-Empfehlungen und dem DVGW-Arbeitsblatt W 270 vor.

8. Metallbleche – Besser geeignet zur nachträglichen Abdichtung von Wasserkammern sind Edelstahlbleche nach DIN 17 440, Werkstoff-Nr. 1.4571 (V4A-Stahl). Zunächst werden Wände und Sohle – soweit erforderlich – mechanisch entgratet und geglättet, damit sich die Unebenheiten später nicht „durchpausen“. Dann wird waagrecht oberhalb des WSp ein 3 mm dickes Wand- und unten ein Bodenanschlussblech mit elektrisch trennenden Kunststoffdübeln und Alu-Leichtnägeln – um Kontaktkorrosion mit dem Bewehrungsstahl zu vermeiden – auf dem Betonuntergrund befestigt. Auf diese Tragkonstruktion werden die meist 1,5×6,0 m großen und 1,5 mm dicken Edelstahlbleche ca. 15 cm überlappend geheftet und mittels WIG-Schweißverfahren (Wolfram-Inert-Gas) wasserdicht verschweißt. Hierbei hat sich insbesondere in Rundbehältern die waagerechte Anordnung der Edelstahlbleche bewährt, weil sich dann die überwiegend waagerechten Überlappungsstöße leichter ver-

schweißen lassen. Die Schweißanlauffarben werden durch feines Bürsten entfernt. Die Dichtheit der Schweißnähte lässt sich mit dem Farbeindring- und Nekal-Vakuum-Verfahren überprüfen. Eine sorgfältige Arbeit durch eine erfahrene Fachfirma vorausgesetzt ist als Sanierungsmaßnahme die Auskleidung von Wasserkammern mit Edelstahlblechen zwar relativ teuer, aber gut, insbesondere hinsichtlich Reinigungsverhalten und Hygiene. Manchmal werden bereits neue Behälter so ausgekleidet.

9. Glasauskleidung – Seit Mitte der 90er Jahre wurden einige Trinkwasserbehälter mit Glasplatten ausgekleidet. Verwendet wird Floatglas (Spiegelglas gemäß DIN 1249) mit 8 mm Dicke in üblichen Abmessungen von rd. 70×100 cm und 33 kg Gewicht, das von 1 Mann relativ gut handhabbar ist. Zum Aufkleben auf die notfalls ebenflächig vorbereitete Betonoberfläche erhalten die Glasplatten einen werkseitig aufgetragenen sog. Polytransmitter, eine Art kunststoffmodifizierter, zweikomponentiger Baukleber, der vollflächigen Kraftschluss zwischen Glasplatte und Betonuntergrund gewährleisten soll. Die Fugen werden mit einer Fugenverfüllmasse geschlossen. Die bisherigen Glasauskleidungen waren wegen Biofilmbildung auf Fugen, Sprüngen in Glasplatten nicht zufriedenstellend. Baukleber und Fugenmasse müssen den KTW-Empfehlungen und dem DVGW-Arbeitsblatt W 270 entsprechen. Die Entwicklung der Glasauskleidung ist noch nicht abgeschlossen. Zurzeit ist eine weitere Anwendung nicht mehr zu verzeichnen [9].

10. Stützen – Für die Oberflächenbehandlung der Stützen gilt das gleiche wie für die Innenwände aus Beton. Wegen der schmalen Form ist das Verputzen schwierig.

11. Decke – Die Unterseite der Behälterdecke wird meist schalungsrau belassen, wenn sie mit dichter, glatter Schalung ohne Trennmittel hergestellt ist. Zweckmäßig ist ein Anstrich auf Zementbasis, um eine helle Fläche zu erhalten, oder ein stalagtitartiger Spritzwurf (Tropfsteinmuster), von dem Tauwasser ohne lange Aufenthaltszeit abtropfen kann. Durch einen gut haftenden Spritzwurf wird auch die Betondeckung verbessert.

12. Sohle – Für die Oberflächenbehandlung der Sohle gilt das gleiche wie für die Innenwände. Erstellt man die Sohle im Vakuum-Beton und glättet sie mit Flügelglättern, so entstehen porenfreie Oberflächen, die nicht mehr beschichtet oder nachbehandelt werden müssen (s. **Abb. 6-20**). Für die Kontrolle der Reinheit des Wassers und etwaiger Ablagerung auf der Sohle ist insbesondere eine helle Farbe der Sohle erwünscht. Auf der ebenen aufgerauten Sohle ist arbeitsmäßig das dichte Aufbringen von Fliesen einfach, so dass grundsätzlich keine Bedenken gegen das Fliesen der Sohle bestehen. Nachteilig ist die Rutschgefahr, wenn zu glatte Fliesen verwendet werden.

6.4.4.6.4 Wasserkammern – Außenflächen

1. Wände – Die erdbedeckten Flächen der Betonkörper sind gegen schädliche Einwirkung durch Bodensäuren, aggressives Wasser usw. zu schützen. Die Wände erhalten außen einen zweimaligen Schutzanstrich mit einem bewährten Isolieranstrichmittel. Unmittelbar am Baukörper ist kein bindiges oder humushaltiges Material, sondern eine Schicht aus Kies, Steinen oder vorgefertigten Sickersteinen in einer Dicke von ca. 20 cm einzubringen, um Sickerwasser schnell in die Sohldränung abzuleiten. Auch an die Außenwände angelegte Dränmatten aus Kunststoff sind üblich.

2. Decke – Die Außenseite der Behälterdecke muss immer eine Dichtung gegen eindringendes Fremdwasser erhalten. Bei kleinen Behältern, etwa unter 500 m³ Inhalt, ist ein mind. 3 cm dicker, wasserundurchlässiger Zementestrich üblich, der durch Feuchthalten und Abdecken gegen Rissebildung geschützt werden muss. Der zweimalige Schutzanstrich, wie bei den Außenwänden, ist möglichst bald aufzubringen, da hierdurch ebenfalls das zu rasche Austrocknen des Estrichs verhindert wird.

Bei großen Behältern wird i. a. die Dichtung der Behälterdecke nach **Abb. 6-19** ausgeführt [9]. An den Außenwänden ist die Isolierung bis auf Frosttiefe der Erdüberdeckung herabzuziehen.

6.4.5 Bauausführung – Fertigteilbauweise

6.4.5.1 Allgemeines

Der Ausschreibung von Wasserbehältern ist meistens eine Ausführung in Ortbetonbauweise zugrunde gelegt. Es ist jedoch oft zweckmäßig, Sonderangebote in Form von Fertigteilbehältern zuzulassen, die bis etwa 10 000 m³ Speicherraum wettbewerbsfähig sind.

Fertigteilbehälter müssen jedoch die gleichen Anforderungen wie Ortbetonbehälter (nach DVGW-Arbeitsblatt W 300) erfüllen, z. B. – um die wesentlichsten zu nennen – dauerhafte Dichtheit, möglichst glatte und porenarme Oberfläche der wasserbenetzten Teile, Übersicht auf die Wasseroberfläche, möglichst wenig Fugen. Ebenso sind bei der Herstellung der Betonteile die einschlägigen Normen einzuhalten. Bei der statischen Bemessung ist der Lastfall Transport und Montage zusätzlich zu berücksichtigen. Die Erfahrungen mit Fertigteilbehältern in der ehemaligen DDR und der Anstoß durch das damalige DVGW-Arbeitsblatt W 311 bzw. die DVGW-Wasser-Information Nr. 36 haben zwischenzeitlich zu erheblichen Verbesserungen in der Fertigteilbauweise geführt [9].

Die Vorteile der Fertigteilbauweise sind: witterungsunabhängige Herstellung von Bauteilen im Werk; hohe Qualität der Fertigteile bezüglich Betongüte, Betondeckung, Maßgenauigkeit und vor allem Betonoberfläche, deren Glattheit und Porenfreiheit die spätere Reinigung wesentlich erleichtern; gute Möglichkeit der gezielten Betonnachbehandlung, wobei Schwinden und Kriechen des Betons vor dem Transport bereits abgeklungen sind; wegen fehlender Anstriche oder Beschichtungen keine späteren Instandhaltungs- oder Sanierungsarbeiten an der Oberfläche der Wasserkammern; wirtschaftliche Herstellung der Fertigteile bei Typisierung; geringer Platzbedarf für die Baustelleneinrichtung vor Ort; kurze Bauzeit vor Ort bei entsprechender Organisation für Transport und Montage. Nachteilig sind: schwieriger Transport (teils mit Sondergenehmigung) der schweren Fertigteile (bis 16 t); hohe Montagekosten mit teuren Hebefahrzeugen; für Schwerfahrzeuge entsprechend ausgebaute Zufahrt; aufwendige Verbindungen und ggf. vermehrte Arbeitsfugen der einzelnen Bauteile und damit größere Gefahr von Undichtheiten; aus Transportgründen beschränkte Wandhöhen; eingeschränkte Gestaltungsmöglichkeiten.

Nicht nur die Wasserkammern, sondern auch das Bedienungshaus können aus vorgefertigten Bauteilen bestehen, die über eine Bewegungsfuge an die Wasserkammern angebunden werden.

Nur ein Wirtschaftlichkeitsvergleich (Investitions- und Unterhaltungskosten) führt letztlich zur wirtschaftlichsten Lösung zwischen Ortbeton- und Fertigteilbauweise.

6.4.5.2 Fertigteil-Rundbehälter in Stahlbetonbauweise

Bei dieser traditionellen Bauweise wird bis auf die Bodenplatte fast alles aus Stahlbetonfertigteilen (C 30/37, C 35/45) hergestellt. Die Wände aus kreisförmig gebogenen rechteckigen Segmentplatten werden auf die vorbereitete und mit Anschlussbewehrung versehene Bodenplatte aufgestellt, wobei zwischen Bodenplatte und Wandfuß ein Zwischenraum vorgesehen ist, der später monolithisch mit Ortbeton ausgegossen wird. An den seitlichen Stoßfugen der Wandsegmente greifen Bewehrungsschlaufen übereinander, die jeweils durch senkrechte Bewehrungsstäbe gesichert und anschließend mit Vergussbeton C 30/37 wasserdicht geschlossen werden. Die Breite der Stoßfugen richtet sich nach der statisch erforderlichen Verankerungslänge der übergreifenden Bewehrung. Nach dem sorgfältigen Ausbetonieren der Wand-Sohlen-Verbindung (**Abb. 6-21**) und dem Aufstellen der Innenstütze(n) folgt die Montage der segment- oder sektorförmigen Deckenplatten. Bei kleineren Rundbehältern ist es eine Massivfertigteildecke. Bei größeren Behälterdurchmessern ruht eine polygonförmige oder kreisrunde Mittelplatte auf den Innenstützen; von dieser Platte reichen dann weitere Fertigteilsegmente bis zur Behälterwand. Durch den Verguss mit Ortbeton auf der Deckenoberseite (Druckbeanspruchung) und biegesteifer Ausbildung der Decken-Wand-Verbindung entsteht ein insgesamt monolithisches fugenloses Bauwerk. Bei allen nachträglichen Ortbetonverbindungen ist darauf zu achten, dass die Fertigteile werksseitig in diesem Bereich eine möglichst raue Anschlussfläche besitzen, um einen wasserdichten Verbund zu erreichen.

Bis zu einem Speicherraum von etwa $2 \cdot 1000 \text{ m}^3$ für diesen sog. Brillenbehälter ist die Stahlbetonbauweise wirtschaftlich und es werden Behälter in perfektionierter Systembauweise sogar schlüsselfertig angeboten.

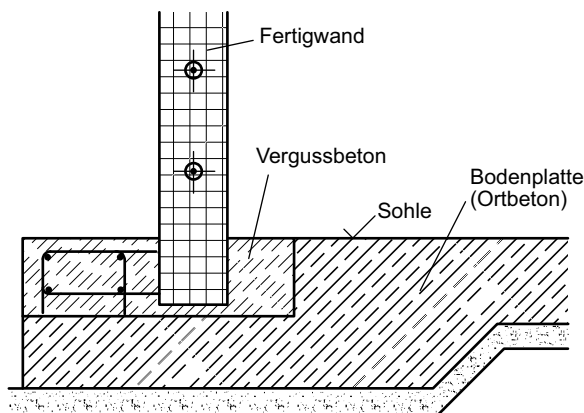


Abb. 6-21: Wand-Sohlen-Verbindung bei Fertigteilbauweise

6.4.5.3 Fertigteil-Rundbehälter in Spannbetonbauweise

Rundbehälter eignen sich aufgrund der klaren Statik besonders gut für die Spannbetonbauweise, die für Speicherräume von etwa $1000\text{--}10000 \text{ m}^3$ pro Kammer eingesetzt wird.

Auf örtlich erstellten Ringfundamenten werden die etwa 3 m breiten, im Grundriss runden Stahlbetonelemente aufgestellt (Abb. 6-22a). Nach Fertigstellung des geschlossenen Wandringes wird die im Gefälle liegende Bodenplatte im Vakuumverfahren betoniert und mit Flügelglättern maschinell geglättet. Anschließend werden die senkrechten Fugen mit einem Injektionsgut nach DIN EN 447 von unten nach oben injiziert, um eine so genannte Nesterbildung auszuschließen (Abb. 6-22b).

Nach dem Abbindungsprozess des Injektionsmaterials sowie der Bodenplatte werden der Behälter gespannt und die Fugen überdrückt. Die Spannglieder liegen entweder in horizontal angeordneten Hüllrohren in den einzelnen Segmenten oder werden manchmal im Wickelverfahren auf die äußere Wandfläche unter ständiger Vorspannung aufgebracht. Zum Korrosionsschutz des Spannstahls werden die Hohlräume der Hüllrohre mit Zement verpresst bzw. auf die Außenfläche der Wand eine Spritzbetonschicht aufgebracht. Der Verbund zwischen Wand- und Bodenplatte wird durch eine Anschlussbewehrung und eine zusätzliche Vorspannung direkt oberhalb der Bodenplatte erreicht.

Bei dieser Bauweise können relativ große Behälterhöhen erreicht werden. Die Deckenkonstruktion ist ähnlich wie bei der vorgenannten Stahlbetonbauweise.

Rundbehälter in Spannbetonbauweise sind bei der „Kombinationsbauweise Drössler Umwelttechnik Siegen“ weiterentwickelt worden zu Ovalbehälter, z. B. mittig integrierter Schieberkammer, andoc®-Bauweise, eine Kombination von Rund- und Rechteckbehälter zur optimalen Anbindung/Erweiterung von Bauwerken, Sandwichbauweise, wärmeisoliert mit Stahlbetonvorsatzschale (frei stehend).

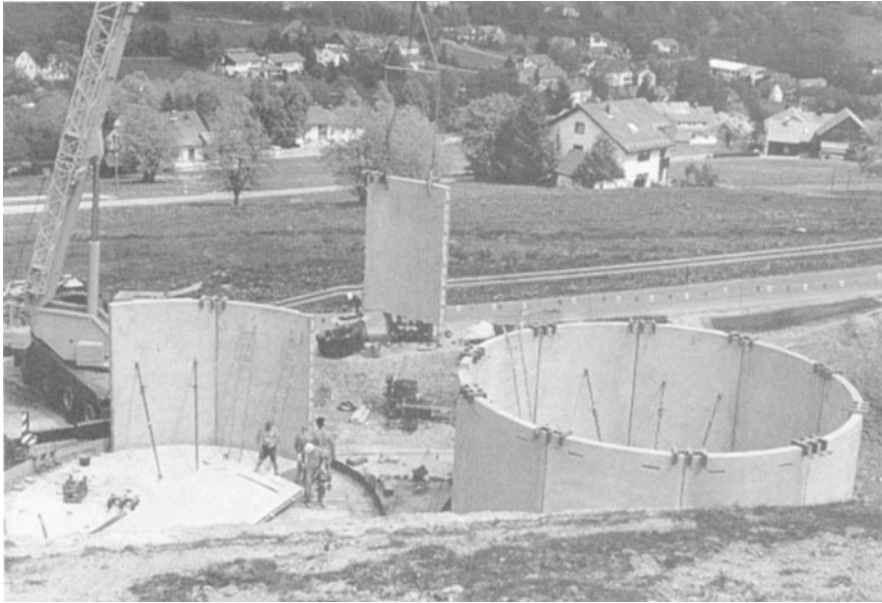


Abb. 6-22 a: Fertigteil-Rundbehälter in Spannbetonbauweise; Wasserversorgung Warmensteinach/OFr; 400 m³ Inhalt, vorgespannt ohne Verbund, Betongüte B 45 (Wandteile), Baujahr 1991 (Ausführung Fa. Zapf/ZWT, Bayreuth)

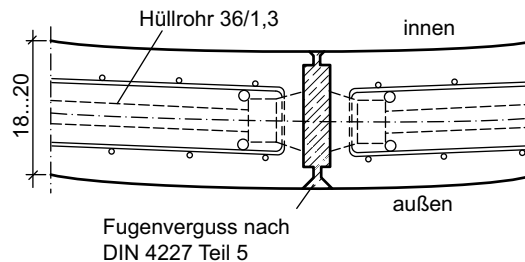


Abb. 6-22 b: Wandfuge bei einem vorgespannten Fertigteil-Rundbehälter

6.4.5.4 Fertigteil-Rechteckbehälter in Stahlbetonbauweise

Fertigteilhersteller entwickelten den Fertigteil-Rechteckbehälter meist als Sonderangebot zum in Ortbeton ausgeschriebenen Rechteckbehälter (Abb. 6-23a). Die Speicherräume reichen etwa von 100–8000 m³; die Mehrzahl liegt im Bereich 1000–2000 m³. Ein Fertigteil-Rechteckbehälter wird ähnlich hergestellt wie ein Fertigteil-Rundbehälter; die statische Bemessung ist komplizierter, die Wasserdichtigkeit schwieriger zu erreichen. Eine Wandfuge mit profilierten Wandelementen im Verbindungsbereich zeigt Abb. 6-23 b. Durch geschickte Wahl des Sohlen- und Deckengefälles lassen sich gleichhohe Außenwandlängselemente erreichen. Das Sohlgefälle wird hier entgegengesetzt zum Dachprofil als Quergefälle von der Seitenwand zur Mittelwand hin ausgeführt, wobei längs der Mittelwand in Richtung Bedienungshaus eine Sammelrinne im Längsgefälle zum Pumpensumpf hin entwässert. Auch die Mittelwandelemente sind gleich hoch, nur die Stirnseitenelemente sind unterschiedlich hoch.



Abb. 6-23 a: Fertigteil-Rechteckbehälter in Stahlbetonbauweise; Wasserversorgung Stadt Neumarkt/OPf, $2 \cdot 4\,000\text{ m}^3$ Inhalt, Betongüte B 35, Baujahr 1994 (Ausführung: Arge Bögl/Klebl)

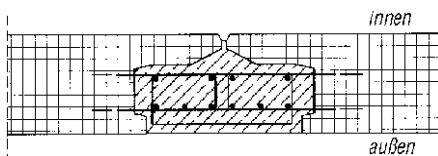


Abb. 6-23 b: Wandfuge mit Vergussstasche bei einem schlaff bewehrten Fertigteil-Rechteckbehälter

6.4.5.5 Fertigteil-Rechteckbehälter in Spannbetonbauweise

Je nach Kalkulation können auch vorgespannte Fertigteil-Rechteckbehälter insbesondere bei Speicherräumen bis etwa $1\,000\text{ m}^3$ wirtschaftlich sein. Die Wandelemente weisen in der Höhe alle 80 cm Hüllrohre für den Spannstahl auf. Die Lücken zwischen den einzelnen Wandplatten werden nach Einführen von Zwischenhüllrohren und dem Spannstahl sorgfältig mit Ortbeton vergossen und nach einem Tag vorgespannt. Vorteilhaft ist, wenn nach dem Verguss der Wände zunächst nur die Bodenplatte armiert, die Decken in Fertigteilhalbezeug verlegt und mit Aufbeton versehen und erst dann die

Bodenplatte der Wasserkammern unter der bereits vorhandenen Decke – vor Witterung geschützt – in Ortbeton im Vakuumverfahren gegossen und mit Flügelglättern im Gefälle geglättet wird. Das Ziel sind auch hier monolithische fugenlose Wasserkammern.

6.4.5.6 Fertigteil-Großrohrbehälter

Bei relativ kleinen Behältern bis max. 1000 m^3 können Großrohrbehälter eine wirtschaftliche Alternative sein. Es handelt sich hier um eine Bauweise, die bereits vor 25 Jahren als „Erdbehälter aus Eternit-Asbestzement-Großrohren“ mit Speichereinhalten bis 1.100 m^3 und später in Stahlbeton-/Spannbetonrohr-Ausführung (z. B. DN 3000), auch bei Löschwasserbehältern für Sprinkleranlagen bekannt geworden ist, und heutzutage in den Werkstoffen GFK (HOBAS Österreich, Amitech Germany), Faserzement (Etertub AG Schweiz), Polyethylen und neuerdings aus duktilen Gussrohren als Fertigteil-Trinkwasserbehälter ausgeführt werden [9].

Die Wasserkammern bestehen aus parallel angeordneten Rohren von 2000 bis 4000 mm Durchmesser aus Faserzement, Spannbeton oder glasfaserverstärktem Polyester und haben meist als gemeinsames „Bedienungshaus“ ein querliegendes Großrohr. Voraussetzung für diese Bauart ist ein möglichst ebenes Baugrundstück. Von Vorteil ist die kurze Bauzeit, nachteilig kann die erschwerte Wartung und Unterhaltung sein. Zur Anwendung von Großrohren als Wasserbehälter wird auf die Stellungnahme des DVGW-Fachausschusses „Wasserbehälter“ zu „Wasserbehälter aus AZ-Großrohren“ verwiesen, die in der Fachzeitschrift GWF Wasser/Abwasser 127 (1986) Nr. 2, S. 100-102 erfolgte (s. a. [9], [10]).

6.4.5.7 Geschweißte Edelstahl-Rundbehälter

Seit dem Jahr 2000 werden geschweißte Edelstahltanks als Trinkwasserbehälter mit Speichereinhalten von 2×25 bis zu $2 \times 3000 \text{ m}^3$ (Sondergrößen bis 4500 m^3) ausgeführt, die überwiegend in scheunenartigen Gebäuden im ländlichen Bereich bzw. in Industriehallen aufgestellt werden. Die Behälter werden mit Durchmessern von 2,8 bis ca. 16 (20) m bzw. mit Höhen bis 12 (15) m (beachte Druckschwankungen) im Werk mit Transport zum Behälterstandort je nach entsprechender Zufahrtsmöglichkeit (Durchmesser bis 4,25 m; Einzelvolumen bis 150 m^3) oder bei größeren Behältern vor Ort im Gebäude hergestellt. Bei Aufstellung in Gebäuden wird der Unterbau als ebene Betonplatte mit umlaufenden Sockel oder als Betonwannenkonstruktion mit Vertiefung für Rohrinstitution und der Aufbau in Holzständerbauweise, Mauerwerk oder Beton-Sandwich-Platten mit Dachaufbau aus Dachziegeln oder Blechpaneelen ausgeführt, jeweils mit Blitzschutz und entsprechender Gebäudeisolierung, so dass keine Taupunktunterschreitung im Gebäudeinnern auftritt. Der Behälterboden wird wie der Behältermantel aus 3 bis 4 mm starkem Edelstahlblech Werkstoff-Nr. 1.4301, 1.4541, 1.4162 „Duplexstahl“ oder 1.4571, gefertigt [11]. Die Preise für Edelstahlbleche schwanken naturgemäß relativ stark je nach globaler Entwicklung, sie sind aber nicht nur steigend (wie 2010/11 absehbar) sondern auch „preiswert fallend“ (zuletzt während der „Finanzkrise“). Ein Anhaltspunkt zu den spezifischen Gesamtkosten in Euro je m^3 -Gesamtbehältervolumen (mit jeweils zwei Tanks) für den Bereich von $150\text{--}3000 \text{ m}^3$ steigend ist ein spezifischer Endpreis von 1.600 bis 300 €/m^3 fallend für Wasserspeicher mit Edelstahl, womit die absoluten Kosten einfach errechnet werden können.

6.4.5.8 Vergleichende Betrachtung Trinkwasserbehälter aus Beton oder Edelstahl

Mit der im letzten Jahrzehnt anwachsenden stärkeren Verbreitung von geschweißten Edelstahltanks als Trinkwasserbehälter mit Speichereinhalten bis zu einigen tausend m^3 Gesamteinhalt kommt bei diesen Sonderbauweisen die Frage („Ansichtssache“) konventionelle Stahlbeton-/Spannbetonbehälter in Ortbeton-/Fertigteilbauweise oder Edelstahl in die Diskussion. Für eine ergebnisoffene

Entscheidung ist die Betrachtung und individuelle Gewichtung nachstehender Parameter entscheidungsrelevant:

Stahlbeton-Trinkwasserbehälter erdüberdeckt: – benötigt mehr Grundfläche und Aushub für Nutzinhalt, da auf Massenausgleich für Erdaushub und Verfüllung ausgelegt (ca. 3,2 m bis OK Decke); Konstruktion komplett in Stahlbeton, teilweise Fertigteile; Gefahrenpotenzial gegen Sturm, Wind (Angriffsfläche) gering, Sicherheit gegen Vandalismus, Terroranschläge hoch, da erdüberdeckte massive Konstruktion; Aussehen unauffällig durch Erdüberdeckung; topografisch sehr gut geeignet für normales Gelände, eingeschränkt für sehr steiles Gelände; topografisch fast uneingeschränkt einsetzbar; Wasser-/Temperaturbeeinflussung durch Erdüberdeckung ausgeglichen.

Edelstahl-Trinkwasserbehälter (Umhausung): – weniger Grundflächenverbrauch und Aushub, da Nutzinhalt zylindrischer Behälter auf freie Standhöhe (z. B. 8 m bis OK Decke); Konstruktion mit Untergeschosswanne in Stahlbeton, Hochbau meist in Holzständerbauwerk; Gefahrenpotenzial gegen Sturm, Wind (Angriffsfläche) höher, Sicherheit gegen Vandalismus, Terroranschläge geringer weil sichtbar und nicht genügend massiv; Aussehen exponiert sichtbar, meist „landwirtschaftliche Gerätehaus-Optik“, in Wohnbebauung mit kleinen Grundstücken integrierbar; Wasser-/Temperaturbeeinflussung nur durch Wärmedämmung, Wegfall Fenster, Luftdichtheit der Holzständerkonstruktion.

6.4.6 Zugang

1. Außentüre des Bedienungshauses – Für den Zugang zum Bedienungshaus ist eine ausreichend breite, wärmeisolierte Stahltüre mit Anschlag nach außen zweckmäßig. Meist erhält diese Türe eine besondere architektonische Gestaltung.

2. Zugang Bedienungshaus-Wasserkammer – Die Wasserkammern sind immer vom Vorraum des Bedienungshauses durch eine Wand abzuschließen. Wegen der Gefahr der Algenbildung in den Wasserkammern sind in dieser Wand Fenster zu vermeiden, gegebenenfalls für diese farbige Gläser zu verwenden. Die Türe zum Bedienungspodest oder -gang in den Wasserkammern muss, mit Gummi gedichtet, absolut dicht schließen, um das Bedienungshaus von den Wasserkammern lüftungstechnisch zu trennen. Bedienungspodeste bei kleinen Behältern und Bedienungsgänge entlang der Mittelwände der Wasserkammern bei großen Behältern erleichtern die Kontrolle der Wasserkammern im Betrieb, den Zugang zu den dort angeordneten Mittelentlüftungen, den Zugang und das Einbringen von Arbeitsgeräten bei Reinigungs- und Instandsetzungsarbeiten. Wegen des Unfallschutzes müssen Geländer und Brüstungen dieser Podeste und Gänge mind. 1,20 m hoch sein. Podeste und Gänge müssen ausreichend hohe Seitenborde haben, damit bei Reinigung kein verschmutztes Wasser in die Wasserkammern fließt. Werden Behälter häufig durch betriebsfremde Personen besichtigt, ist es aus hygienischen Gründen sehr empfehlenswert, die Wasserkammern durch Glaswände von den Bedienungsgängen abzutrennen.

3. Einstieg in die Wasserkammer – Ein direkter Zugang über der freien Wasserfläche ist aus hygienischen Gründen zu vermeiden und stattdessen immer ein Zugang über das Bedienungshaus zu wählen. Bei kleinen und mittelgroßen Behältern sind Einsteigleitern in die Wasserkammern üblich. Um die Dichtheit der Wasserkammerwände nicht zu gefährden, sollen die Leitern nur oberhalb des WSp herausnehmbar befestigt werden, wobei sie zur Vermeidung von Schwingungen beim Begehen mittels Gummipuffer gegen die Wand unter entsprechender Neigung abgestützt werden. Als Material wird Edelstahl empfohlen. Leitern aus Leichtmetall (Alu) scheiden wegen der Korrosionsgefahr aus. Die Leitern sind aus Gründen des Unfallschutzes ständig in den Wasserkammern zu belassen und dürfen nur zu Reinigungs- und Ausbesserungszwecken herausgenommen werden.

Bei großen Behältern und solchen mit großer Wassertiefe werden wegen des bequemen Einstieges in die Wasserkammern häufig Stahlbetontreppen mit beidseitigem Handlauf oder Brüstung gewählt. Sie haben aber Nachteile; so ist die Putzarbeit sehr erschwert, das Herstellen ist teuer, die Reinigung zeitraubend. Aus der Sicht der Unfallverhütung und aus hygienischen Gründen sind an Stelle der Treppen Drucktüren aus rost- und säurefestem Stahl ca. 0,5 m über der Behältersohle zweckmäßig, wobei aus Sicherheitsgründen Einsteigleitern zusätzlich anzuordnen sind.

4. *Zugang Bedienungshaus EG-Rohrkeller* – Der Zugang ist bei entsprechender Geländeneigung ebenerdig oder vom EG aus als Stahlbetontreppe bzw. als gewendelte Fertigteiltreppe auszuführen; nur bei sehr kleinen Behältern mit Schachteinstieg sind korrosionsgeschützte Leitern ausreichend. Für den Transport der oft sehr schweren Rohre und Armaturen ist in der Decke des Rohrkellers eine ausreichend große Montageöffnung notwendig, die entweder mit Gitterrost abgedeckt oder mit unfallsicherem Geländer umgeben wird. Über der Montageöffnung ist mindestens ein Lasthaken zum Einhängen eines Flaschenzuges, bei großen Behältern eine Tragschiene mit Laufkatze oder eine Kranbahn anzuordnen.

Bei der Planung und Bemessung der Zugänge, Treppen, Podeste, Decken müssen die möglichen Transportwege für die oft schweren Lasten vom Fahrzeug bis zum Einsatzort berücksichtigt werden.

6.4.7 Belichtung

6.4.7.1 Allgemeines

Für Bedienung und Reinigung ist eine ausreichende Belichtung erforderlich. Nach Möglichkeit ist eine elektrische Beleuchtung einzurichten mit Anschluss an die öffentliche Stromversorgung, zumindest anschließbar an ein Ersatzstromaggregat. Für elektrisch betriebene Messgeräte sind Akkumulatoren (i. a. fälschlich als Batterien bezeichnet) notwendig, möglichst mit ständiger Aufladung. Bereitstellen müssen ferner Akku-Handlampen und solche, die an vorhandene Steckereinrichtungen mit Spannung unter 42 V angeschlossen werden können. Die VDE-Vorschriften sind bei diesen Feuchträumen besonders zu beachten (DIN VDE 0100/737).

6.4.7.2 Wasserkammern

Wasserkammern sollen im normalen Betriebszustand grundsätzlich kein Tageslicht erhalten. Sie werden mittels Wand vom EG des Bedienungshauses abgeschlossen und nur künstlich belichtet. Der Einblick in die Wasserkammern erfolgt von einem Mittelgang oder von einem Podest an der Zugangstür. Vorteilhaft ist, wenn die elektrische Beleuchtung der Wasserkammern so angeordnet ist, dass sie auch bei gefüllter Wasserkammer für Reparaturen zugänglich ist. Bei großen Behältern ist nicht nur für Besichtigungszwecke, sondern auch zur Kontrolle der Reinheit des Wassers und der Ablagerung auf der Sohle der Einbau von schwenkbaren Scheinwerfern über dem WSp empfehlenswert. Von Unterwasserscheinwerfern wird i. a. abgeraten.

6.4.7.3 Bedienungshaus

Für das EG des Bedienungshauses ist neben der elektrischen Beleuchtung ein Mindestmaß an Beleuchtung mit Tageslicht angenehm. Aus Sicherheitsgründen sollen die Fensterflächen klein und möglichst hoch angeordnet werden. Es werden Metallfenster mit Isolierglas oder Betonfenster verwendet. Im Allgemeinen genügen unbewegliche Fenster, da die Belüftung gesondert erfolgt. Holzfenster sind ungeeignet. Aus Sicherheits- und Wärmeschutzgründen wird jedoch auf Belichtungsöffnungen zunehmend verzichtet.

6.4.8 Be- und Entlüftung

6.4.8.1 Allgemeines

Die Luft in Wasserbehältern besitzt eine hohe Innenfeuchte, so dass sich stets Tauwasser bilden kann, im Winter an den gegenüber der Innenluft kälteren Außenmauern, Eingangstüren, Schachtdeckeln, wenn diese nicht ausreichend wärmeisoliert sind, im Sommer an den kälteren Wasserkammerwänden und -decken, sowie Rohrleitungen. Zur Vermeidung von negativen Einflüssen auf die Beschaffenheit des

gespeicherten Wassers und der in den Behälteranlagen angeordneten Einrichtungen sind Maßnahmen für Be- und Entlüftung bzw. zur Verringerung oder Vermeidung von Tauwasserbildung zweckmäßig.

6.4.8.2 Wasserkammern

Eine Be- und Entlüftung ist zum Ausgleich des Luftinhalts bei den Wasserspiegelschwankungen notwendig. Bei der Belüftung muss verhindert werden, dass Staub oder Ungeziefer in die Wasserkammern gelangen, erforderlichenfalls sind kontrollierbare Luftfilter vorzusehen.

Im Allgemeinen genügen für die Be- und Entlüftung die täglichen Wasserspiegelbewegungen, die in den Wasserkammern vorhandene Luft hinausdrücken oder Frischluft von außen ansaugen.

In der Behälterdecke sind über dem WSp Be- und Entlüftungsöffnungen, wie z. B. Dunsthüte oder Dunstkamme, unbedingt zu vermeiden; im vorhandenen Fall müssen sie so umgebaut werden, dass keine unmittelbare Verbindung mehr zwischen außen und freiem WSp besteht (Beispiele im DVGW-Merkblatt W 312).

Die Belüftungsöffnungen sind zweckmäßig so anzulegen, dass die zugeführte Luft vor Eintritt in die Kammer sich möglichst der Wasserkammertemperatur anpasst. Bewährt hat sich eine geschlossene entwässerbare Lüftungsführung durch das Bedienungshaus mit ausreichendem Querschnitt (Lüftungsgeschwindigkeit max. 10 m/s unter Berücksichtigung der querschnittsverengenden Einbauten). Im Bedienungshaus lässt sich im Lüftungskanal problemlos ein leicht kontrollierbarer Luftfilter mit Überwachung des Verschmutzungsgrades anordnen. Die Lüftungsöffnung ist außen mit einem korrosionsbeständigen feinmaschigen Insektengitter abgeschlossen.

6.4.8.3 Bedienungshaus

Die Be- und Entlüftung des Bedienungshauses bereitet weniger Schwierigkeiten, wenn dieses von den Wasserkammern feuchtigkeits- und wärmeisoliert getrennt ist und Außenwände und Decken eine ausreichende Wärmeisolierung haben. Für EG und Rohrkeller genügen meist Be- und Entlüftungsöffnungen in der Frontwand unter Dach und/oder über Dach. Im Rohrkeller hat sich die Aufstellung eines Luftentfeuchtungsgerätes bewährt, um Korrosionen der Installation weitgehend zu vermeiden.

6.4.9 Hydraulische Ausrüstung

6.4.9.1 Allgemeines

Die hydraulische Ausrüstung muss die betriebliche Funktion des Behälters gewährleisten; sie besteht aus den notwendigen Rohrleitungen für Zulauf, Entnahme, Überlauf und Entleerung, sowie aus den Armaturen und Messgeräten. Die Funktion des Behälters bezüglich der Lage zum Netz und seine Betriebsweise bestimmen Art und Anordnung der Armaturen (**Abb. 6-24**).

Durchflussmessungen erleichtern neben den Wasserstandsmessungen die Betriebsüberwachung größerer Behälter. Als Messgeräte im eichpflichtigen Verkehr kommen Wasserzähler oder magnetisch-induktive Durchflussmesser (MID) in Frage. Für die Entnahme von Wasserproben zur Kontrolle der Wasserbeschaffenheit sind Zapfstellen an den Zulauf- und an den Entnahmeleitungen vorzusehen.

Alle Rohrleitungen sind übersichtlich und leicht erreichbar durch den Rohrkeller des Bedienungshauses zu führen. Die Kennzeichnung der Rohrleitungen durch Schilder und ggf. durch unterschiedliche Farbe erleichtert dem Betriebspersonal die Orientierung. Die Armaturen sind übersichtlich, sicher und leicht bedienbar anzuordnen. Stege, Podeste, Treppen und Rohrrüberstiege helfen hierbei. Für die Erstmontage und spätere Auswechslung von Einzelteilen sind Transport- und Montagehilfen (Lasthaken, Ankerschienen, Laufräger für Flaschenzüge) einschließlich eventuell erforderlicher Deckenaussparungen vorzusehen.

Zweckmäßigerweise werden die Rohrleitungen samt Zubehör auf Sockeln aus Mauerwerk, Beton oder Betonfertigteilen aufgelagert; auftretende Kräfte müssen sicher aufgenommen und abgeleitet werden. Sind Setzungen oder dynamische Kräfte zu erwarten, so ist diesen mit Kompensatoren,

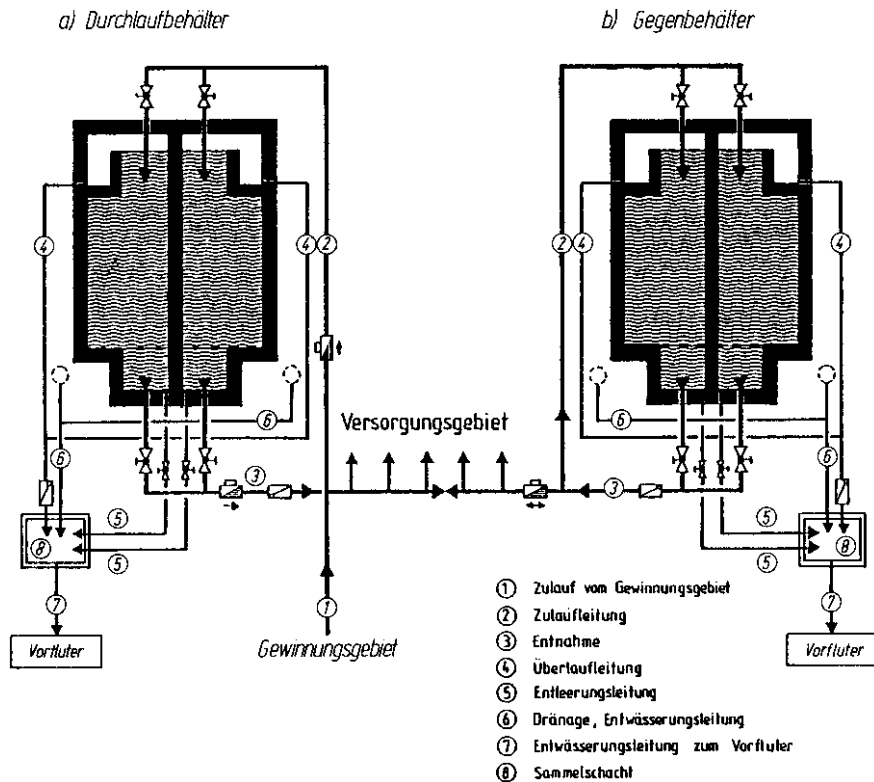


Abb. 6-24: Betriebsschema für Durchlaufbehälter (a) und Gegenbehälter (b) (nach W 300)

Gelenken, Muffen o.ä. zu begegnen. Für den leichten Ein- und Ausbau und zur Vermeidung von Verspannungen sind ausreichend Ausbaustücke oder Krümmer vorzusehen. Wegen Montage- und Instandhaltungsarbeiten sollte der allseitige Flanschabstand je nach Nennweite 15 bis 30 cm, von Wand und Boden mindestens 30 cm betragen.

Die Leitungen, Armaturen und sonstigen Einbauteile sind im Rahmen der Regeldruckstufen für den höchsten auftretenden Betriebsdruck zu bemessen.

6.4.9.2 Rohrleitungen

Für jede Wasserkammer sind erforderlich: Zulaufleitung, Entnahmeleitung (Fallleitung, Ableitung), Überlaufleitung (Überreich) und Entleerungsleitung (Grundablass). In der Wasserkammer sind Zu- und Entnahmeleitung so anzuordnen und zu gestalten, dass eine gute Wassererneuerung in der ganzen Kammer gewährleistet ist. Jede Leitung – außer der Überlaufleitung – erhält eine Absperrvorrichtung, bei kleineren Nennweiten einen Schieber, bei größeren eine Klappe.

6.4.9.2.1 Zulaufleitung

Bei Zulauf zum Behälter mit natürlichem Gefälle, z. B. von einer höher gelegenen Quelle oder einem höher gelegenen Behälter aus, muss der Zulauf bei vollem Behälter mittels Schwimmerventil, oder bei großen Behältern mittels Schwimmer oder elektrisch in Abhängigkeit vom Wasserspiegel gesteuerten Abschlussorganen abgesperrt werden. Zur Sicherung gegen Überfüllen des Behälters und nutzlosen Abfließens von Wasser über die Überlaufvorrichtung wird bei Pumpenförderung meist die Fernüber-

tragung des Wasserstands im Hochbehälter zum Pumpwerk mit automatischem Abschalten der Pumpen bei vollem Behälter gewählt (siehe Abschn. 5.3.1.3). Dabei muss der Abschluss der selbsttätigen Schließorgane mit kurzer Schließzeit erfolgen, damit die Pumpen nicht über längere Zeit mit langsam steigender Drosselung des Zulaufs fördern. Bei Wahl von Schwimmerventilen oder Schwimmern für das Absperrorgan sind diese im Bedienungshaus in einem besonderen Gefäß oder einer kleinen Wasserkammer unterzubringen, deren Inhalt nach der gewünschten Schließzeit zu bemessen ist, die zwar kurz, aber zur Vermeidung von hohen Druckstößen ausreichend lang sein soll. Die Schwimmergefäße werden erst bei Überlauf des vollen Hochbehälters mit einer Füllzeit von meist 1 bis 2 Minuten gefüllt und entleeren sich mit sinkendem WSp des Behälters, wobei dies mit einem Hilfsschwimmer gesteuert wird (siehe Abschn. 7.3.2.7.3). Die Zulaufleitung in die Wasserkammer kann man oberhalb oder unterhalb des maximalen Wasserspiegels einführen und zwar abhängig vom Wasserchemismus (vgl. **Abb. 6-15**). Die Zuführung von oben sollte etwa 20 cm über dem maximalen WSp mit Gerinne oder Zulaufformstücken erfolgen. Bei Einführung im Sohlbereich kann dies mit einem geraden Rohr geschehen, wobei der Tauchstrahl möglichst mit einer Austrittsgeschwindigkeit von etwa 1 m/s, die auch durch eine düsenartige Rohrverjüngung zu erreichen ist, in den Wasserkörper gerichtet wird. Hierbei ist in die Zulaufleitung ein Rückflussverhinderer einzubauen. Beim Zulauf über Wasser kann sich bei mittelharten bis harten Wässern eine Kalkhaut auf der Wasseroberfläche bilden; sie kann bei Erfordernis über den Überlauf abgezogen werden.

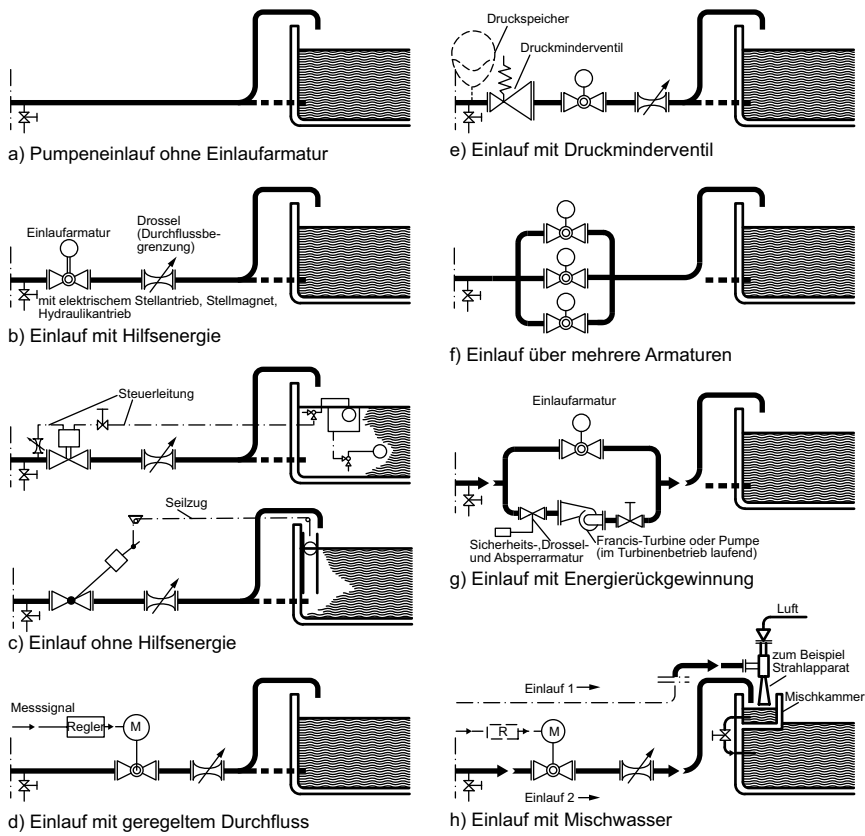


Abb. 6-25: Ausstattung von Zulaufleitungen (nach Kaus [5])

Bei beiden Zuführungsarten wird in der Regel durch den Energieeintrag des einströmenden Wassers eine ausreichende Durchmischung erzielt. Bei besonderen Verhältnissen können Modellversuche hilfreich sein.

Ist der Behälter nur über eine Leitung für Zulauf und Entnahme angeschlossen (Gegenbehälter), wird diese innerhalb des Bedienungshauses so aufgeteilt und mit druckverlustarmen Rückflussverhinderern bestückt, dass das ankommende Wasser nur über die Zulaufleitung in die Wasserkammer gelangen kann. Ist ausreichender Vordruck vorhanden, so werden für betriebliche Zwecke, z. B. zum Reinigen der Wasserkammern oder zur Pflege der Außenanlagen, an der Zulaufleitung Anschlüsse vorgesehen.

Abb. 6-25 zeigt verschiedene Ausstattungen von Zulaufleitungen (nach Kaus). Behältereinlaufarmaturen sind in Kap. 7.1.3.6.3 beschrieben. Wegen des besseren Korrosionsschutzes und der leichteren Wartung sind diese Armaturen möglichst im Bedienungshaus und nicht in den Wasserkammern anzuordnen. Bei großen Zulaufvolumenströmen sei auf die Möglichkeit der Energierückgewinnung hingewiesen, die z. B. von den Zweckverbänden Bodenseewasserversorgung und Landeswasserversorgung erfolgreich angewendet wird.

Jede Zulaufleitung erhält eine Zapfstelle zur Kontrolle der Wasserbeschaffenheit.

6.4.9.2.2 Entnahmeleitung

Um den Behälterinhalt optimal nutzen zu können, wird die Sohle der Wasserkammer meist an der Wand zum Bedienungshaus in Form einer Rinne oder eines „Sumpfes“ abgesenkt und dort die Entnahmeleitung installiert. Das Entnahmeformstück in der Wasserkammer muss durch günstige hydraulische Gestaltung eine tiefe Absenkung des Wasserspiegels ohne Ansaugen von Luft ermöglichen, z. B. durch einen nach oben gerichteten Trichter mit aufgeständerter Abdeckung, durch einen leicht nach unten gerichteten Bogen, durch eine nach oben geschlossene Halbschale. Die Entnahmeleitung stellt einen Hochpunkt im Versorgungsnetz dar und muss deshalb be- und entlüftet werden, entweder über ein automatisches Ventil oder einfach über eine Rohrleitung, die über dem WSp in die Wasserkammer eingeführt wird. Jede Entnahmeleitung erhält eine Absperrvorrichtung und eine Zapfstelle zur Kontrolle der Wasserbeschaffenheit. **Abb. 6-26**. Der Einbau eines zusätzlichen Wasserzählers mit kleinem Nenndurchfluss in die Umföhrungsleitung ermöglicht die Messung des Nachtverbrauches und somit die Feststellung größerer Rohrnetzverluste.

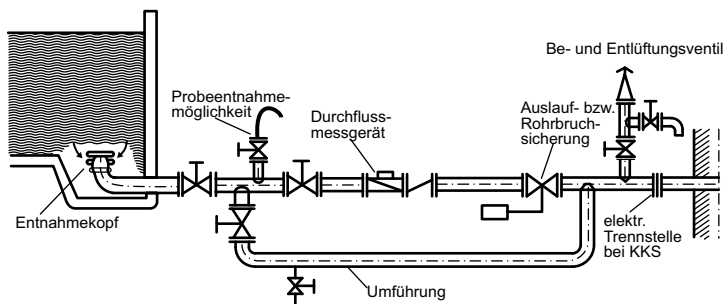


Abb. 6-26: Prinzipieller Aufbau einer Entnahmeleitung (nach Kaus [5])

6.4.9.2.3 Überlaufleitung

Die Überlaufleitung (Überreich) darf keine Absperrarmatur enthalten. Die Überlauf- und die Ablaufleitung sind für den höchsten Zufluss (Quellzulauf, Pumpenförderstrom) zu bemessen. Kann der höchste Zufluss z. B. wegen unzureichender Vorflut nicht abgeführt werden, so müssen Überlaufsicherungen eingebaut werden, z. B. wasserstandsabhängig gesteuerte Armaturen oder elektrisch angetriebene Regelorgane mit Ersatzstromanlage. Der Überlauf kann in Form einer Einlaufmulde oder bei größeren Wassermengen als Überlaufwehr ausgebildet werden, über das auch Schwimmschichten

abgezogen werden können. Die Überlaufleitung mündet in den Sammel- und Kontrollschacht. Dort ist eine Rückschlagklappe, Froschkappe oder eine Wasservorlage vorzusehen, um das Eindringen von Kleinlebewesen zu verhindern und eine unbeabsichtigte Belüftung zu vermeiden.

6.4.9.2.4 Entleerungsleitung

Jede Wasserkammer muss mit einer absperzbaren Entleerungsleitung ausgestattet sein, die eine vollständige Entleerung des Behälters in einer angemessenen Zeit schadlos ermöglicht.

6.4.9.2.5 Rohrbruchsicherung

Rohrbruchsicherungen können eingebaut werden, wenn im Falle eines Rohrbruchs ein Leerlaufen des Behälters verhindert werden muss. Es sind selbsttätige, hydraulisch in Abhängigkeit vom Durchfluss gesteuerte Abschlussorgane, meist in Form von Klappen oder Ringkolbenventilen, anzuordnen. Die Auslösung muss mit Sicherheit über dem im Betrieb auftretenden größten Durchfluss liegen; hierin liegt auch das nicht unerhebliche Risiko solcher Armaturen. Die Schließgeschwindigkeit dieser Armaturen muss auf den zulässigen Druckstoß abgestimmt sein. Hinter der Rohrbruchsicherung ist eine Belüftungsmöglichkeit vorzusehen (s. Abschn. 7.3.2.7.1).

6.4.9.2.6 Umführungsleitung

Beim Durchlaufbehälter, wo Zulauf- und Entnahmeleitung getrennt sind, ist es zweckmäßig, eine im normalen Betrieb gesperrte Umführungsleitung anzuordnen. Sie ermöglicht eine Notversorgung bei Reinigungs-, Wartungs- und Instandsetzungsarbeiten am Behälter. Eine Be- und Entlüftung ist erforderlich. Bei der Umführung können aus höher gelegenen Behältern höhere Betriebsdrücke und zusätzliche Druckstoßprobleme für den nachfolgenden Rohrleitungsbereich auftreten. Hier ist Abhilfe z. B. in Form eines Druckminderventils zu schaffen.

6.4.9.2.7 Löschwasserleitung

Um im Behälter eine Löschwasserreserve zu garantieren, hat man früher ab und zu im Rohrkeller die Entnahmeleitung bogenförmig hochgezogen und den besonders gekennzeichneten „Brandschieber“ im eben gelegenen Verbindungsstück nur im Brandfall geöffnet. Dies hat sich betrieblich nicht bewährt. Besser ist es, den Löschwasservorrat in der Behälterbemessung zu berücksichtigen bzw. den Vorrat durch entsprechende Behältersteuerung im Brandfall zu gewährleisten.

6.4.9.3 Rohrdurchführungen

Alle Durchführungen der Rohrleitungen durch die Wände der Wasserkammern und des Rohrkellers sind mit großer Sorgfalt herzustellen, da erfahrungsgemäß undichte Stellen besonders häufig hier zu finden sind. Bei kleinen und mittleren Behältern werden im allgemeinen die Rohre in die Wand einbetoniert. Zum Erreichen eines dichten Betonanschlusses erhalten die Rohre einen Mauerflansch, der jedoch aus Korrosionsschutzgründen nicht mit der Bewehrung in Berührung kommen darf. Häufig werden in den Wänden und Decken Aussparungen belassen, nach Beendigung der Rohrbauarbeiten die Behälterinstallation ausgeführt, die Rohre einbetoniert (Entlüftung des Füllmörtels ermöglichen!) und anschließend verputzt.

6.4.9.4 Rohrmaterial

In den Wasserkammern kommen wegen der Korrosionsbeständigkeit zunehmend Rohre aus Edelstahl nach DIN 17440 zum Einsatz. Bei gechlorten Wässern über 0,3 mg/l Chlor sowie bei Ozonung und erhöhten Chloridgehalten muss anstatt Werkstoff Nr. 1.4301 oder 1.4541 der höherwertige Werkstoff Nr. 1.4571 oder 1.4435 verwendet werden. Die Werkstoffwahl ist mit dem Herstellerwerk

bzw. Lieferanten aufgrund der chemischen Wasseranalyse abzustimmen. Auf den Einbau von Isolierstücken beim Übergang auf anderes Rohrmaterial ist zu achten. Bei kleinen Behältern können sowohl in den Wasserkammern als auch im Bedienungshaus Rohre aus PVC hart eingesetzt werden.

Ansonsten kommen für die hydraulische Ausrüstung im nicht wasserbenetzten Teil eines Behälters Rohre und Formstücke aus Stahl oder aus duktilem Gusseisen mit Zementmörtelauskleidung in Frage, letztere bevorzugt bei kleinen Behältern mit einfacher Installation. Bei größeren Nennweiten haben sich Rohre und Formstücke aus Stahl bewährt, die sich gut den Raumverhältnissen im Rohrkeller anpassen lassen. Auf sorgfältigen und wirksamen Außenschutz ist zu achten, insbesondere wenn auf der Baustelle geschweißt wird.

Seit geraumer Zeit kommen Flanschenrohre und Formstücke aus Aluminium mit Rilsan-Beschichtung zum Einsatz. Die porenfreie thermoplastische Kunststoffbeschichtung aus der Gruppe der Hochleistungspolyamide wird als Korrosionsschutz im Herstellungswerk auf das Alu-Rohr bzw. -Formstück aufgesintert. Die Installation setzt eine exakte Planung voraus, da die Fertigung der Alu-Formstücke nur im Werk möglich ist. Die leichten Alu-Teile sind bei der Montage vorteilhaft. Die glatten Oberflächen vermitteln einen ästhetischen Eindruck.

6.4.9.5 Korrosionsschutz

Einbauteile aus Edelstahl nach DIN 17440 benötigen keinen Außenschutz. Alle anderen Rohrleitungen und Armaturen müssen als Korrosionsschutz einen dauerhaften, porenfreien Oberflächenschutz mit ausreichender Schichtdicke erhalten. Es empfehlen sich helle freundliche Farbtöne.

Für das Aufbringen von Anstrichen müssen die Rohre und Armaturen entsprechend vorbereitet werden. Alle Teile aus Stahl und Gusseisen müssen dazu metallisch blank nach SA – 2 ½ DIN 55 928 Teil 4 sein; ferner müssen die Oberflächen trocken und fettfrei sein. Das wird am besten durch Sandstrahlen erreicht. Verzinkte Teile sind ebenfalls gut zu reinigen und zu entfetten. Folgende Anstrichsysteme für die Außenseite der Rohrleitungsteile haben sich bewährt: trinkwassergeeignete Anstriche auf Bitumenbasis, Chlorkautschukfarben, ferner zyklisierte Kautschukfarben, d. h. Einkomponentenanstriche, geeignete Zweikomponenten-Reaktionslacke. Vor allem bei Verwendung in den Wasserkammern müssen die Anstriche hygienisch einwandfrei sein und dürfen das Wachstum von Bakterien und Pilzen nicht begünstigen, sie müssen daher den KTW-Empfehlungen und dem DVGW-Arbeitsblatt W 270 entsprechen.

Es empfiehlt sich, den genauen Aufbau des Anstrichs, die Schichtdicke zum Erreichen der Porenfreiheit und die Verarbeitungsvorschrift vom Herstellerwerk festlegen zu lassen. Die Schichtdicke und Porenfreiheit ist mit elektrischen Messgeräten zu überprüfen.

6.4.10 Entwässerungsanlage

In der Entwässerungsanlage muss das Wasser aus Überlauf und Entleerung der Wasserkammern, das Tropf- und Tauwasser, das Reinigungswasser der Wasserkammern, der Bedienungsgänge und des Bedienungshauses, das Wasser aus Handwaschbecken, das Wasser aus Dränleitungen um die Behälterfundamente und das Niederschlagswasser von Dach- und Verkehrsflächen abgeleitet werden. Die Menge und Beschaffenheit des anfallenden Wassers ist entsprechend der Herkunft verschieden; alle Entwässerungseinrichtungen sind aber so zu legen und zu bemessen, dass kein Rückstau, kein Eindringen von Kleinlebewesen und kein Geruch in den Behältern möglich sind.

Außerhalb des Bedienungshauses ist ein Sammel-Entwässerungsschacht anzuordnen, in den alle Entwässerungsleitungen, ausgenommen des häuslichen Abwassers, einmünden. Die Überlaufleitung kann bereits im Rohrkeller in die Entleerungsleitung eingebunden werden. Die Dränleitungen und das Niederschlagswasser werden in den Schacht getrennt eingeführt, wobei durch entsprechende Sohlentiefe vermieden werden muss, dass ein Rückstau von Wasser in die Dränleitungen erfolgt. Der Schacht muss mit den erforderlichen Einrichtungen versehen sein, die das Eindringen von Gerüchen und Tieren in den Behälter mit Sicherheit verhindern, z. B. durch Geruchsverschluss, Gitter, Rück-

stauklappe (Froschklappe). Vom Schacht führt die Ablaufleitung zum Vorfluter. Für das Einleiten in ein öffentliches Gewässer ist eine wasserrechtliche Erlaubnis erforderlich, für das Einleiten in eine Kanalisation eine satzungsrechtliche Genehmigung. Dort sind die betrieblich einzuhaltenden Einleitungsbedingungen verankert.

Fällt z. B. bei großen Behältern häusliches Abwasser aus WC-Anlagen an, so ist es entsprechend den örtlichen Verhältnissen gesondert zu behandeln, also Anschluss an eine Ortskanalisation oder Hauskläranlage mit Ab- bzw. Einleitung.

6.4.11 Elektrische Einrichtung

Wasserbehälter sollten immer einen Stromanschluss erhalten. Ansonsten sollte eine Versorgung des Bauwerks mit elektrischer Energie durch eine Eigenstromerzeugungsanlage möglich sein. Hierbei empfiehlt sich eine ortsfest verlegte elektrische Installation.

6.4.11.1 Stromversorgung

Für das Einrichten und den Betrieb von Starkstromanlagen mit Nennspannungen bis 1000 Volt im Wasserbehälter und Bedienungshaus sind die Bestimmungen der VDE 0100 für „feuchte und nasse Räume“ (Teil 737) maßgebend; hiervon sind gesonderte trockene und heizbare Räume für Schalt- und Steuereinrichtungen ausgenommen.

Besonders zu beachten ist, dass das verwendete Leitungsmaterial den hier gegebenen betrieblichen Verhältnissen angepasst ist, und dass Leuchten, die maximal eine Spannung bis zu 250 Volt haben dürfen, nach DIN EN 60 589, mindestens der Schutzart „Strahlwasserschutz“, d. h. IP X5 nach IP 66, IP 68, IP 69 entsprechen. Für Handleuchten empfiehlt sich die Anwendung der Schutzkleinspannung nach DIN VDE 0100/410. Die Aufstellung und der Betrieb von Pumpen im Hochbehälter ist entsprechend den Grundsätzen für Pumpwerke zu gestalten (siehe Abschnitt 5.4).

Es ist erforderlich, eine Prüfung der elektrischen Installation durch einen unabhängigen, anerkannten Sachverständigen vor Abnahme der Gesamtanlage durchführen zu lassen. Dies gilt auch für die Blitzschutzanlage, die bei exponierten Behältern empfohlen wird.

6.4.11.2 Mess-, Steuer- und Regeltechnik

Die wesentlichsten Messungen zur Überwachung und Steuerung eines Behälters, nämlich des Zulaufes und des Wasserstandes in den Wasserkammern, müssen auch vor Ort leicht und ohne Verschmutzung des Wassers ausführbar sein. Notwendig ist die Anordnung eines Bedienungspodestes. Im Allgemeinen ist eine Einlaufkammer mit Wasserzähler vorzusehen. Die Ablaufmenge wird durch Messung der Wasserspiegelabsenkung in der Zeiteinheit, z. B. 1 Stunde, oder mittels Wasserzähler festgestellt. Wegen des unzureichenden Vordruckes werden hierfür anstatt Woltmann-Flügelrad-Wasserzähler magnetisch-induktive Durchflussmesser (MID) eingesetzt. Zur Messung des Wasserstandes sind in der Wasserkammer korrosionsbeständige Pegel mit Beschriftung, im Bedienungshaus Pegel mit Schwimmer einzubauen.

Zur Fernübertragung des Wasserstandes der Wasserkammern, die bei Behältern über 200 m³ und Hochbehältern von Gruppenanlagen immer zu empfehlen ist, wurde bisher im Bedienungshaus ein mit der Wasserkammer durch Rohrleitung verbundenes Standrohr aus korrosionsbeständigem Faserzement- oder PVC-Rohr mit DN 400 bis 600 angeordnet, in welchem der Schwimmer für die Wasserstandsmessung und für die Fernübertragung geführt wird. Das Standrohr ist im Bedienungshaus frostsicher aufzustellen. Diese pegelabhängige Messung und Wasserstandsmessung und -steuerung ist robust und betriebssicher. Eine druckabhängige Messung und Steuerung ist kostengünstiger und wird heute überwiegend eingesetzt.

6.4.12 Dichtheitsprüfung

6.4.12.1 Forderung

Bei der Abnahme ist neben der Überprüfung der plangerechten und gütemäßigen Ausführung auch die Dichtheit der Wasserkammern zu prüfen. Die Prüfung ist für jede Kammer gesondert bei gleichzeitiger Entleerung benachbarter Wasserkammern durchzuführen. Die Dichtheitsprüfung gilt als bestanden, wenn

1. kein sichtbarer Wasseraustritt nach außen feststellbar ist,
2. keine bleibenden und sich vergrößernden Durchfeuchtungen auftreten,
3. der Wasserspiegel innerhalb der Prüfzeit von 48 Stunden nicht messbar absinkt.

Etwaiges Absinken des Wasserspiegels bei der Prüfung kann folgende Ursachen haben:

- Durchlässiger Beton, fehlerhafter Putz.
- Undichte Stellen an den Fugen.
- Undichte Stellen an den Rohrdurchführungen.
- Aufsaugen von Wasser durch den Beton (Quellvorgang).
- Nicht dicht schließende Abschlussschieber.
- Verdunstung von Wasser.

6.4.12.2 Durchführen der Dichtheitsprüfung

Die Prüfung soll am „nackten“ Behälter, d. h. noch vor der Erdanschüttung und vor einer etwaigen Innenbeschichtung durchgeführt werden. Dieser Lastfall muss bei der statischen Berechnung berücksichtigt werden. Um Schwindrisse durch Austrocknen zu vermeiden, sollte das Bauwerk zumindest mit Jute o. ä. abgehängt werden. Die Wasserkammer muss langsam und möglichst mit Trinkwasser bis zum Überlauf gefüllt und die Wasserfüllung mindestens 1 Woche gehalten werden, damit der Beton Wasser für etwa noch einsetzende Quellvorgänge, die die Wasserundurchlässigkeit verbessern, ansaugen kann. Die Verdunstung ist bei abgeschlossenem Behälter vernachlässigbar gering, doch kann bei großen Behältern auch zusätzlich die Entlüftung geschlossen werden. Die Wasserkammer wird vor Beginn der Prüfung noch bis in Überlaufhöhe aufgefüllt. Zu messen sind vor und nach der Prüfung der Abstand des Wasserspiegels von einem gewählten Festpunkt bzw. auf einer Skala in mm, die Temperatur des Wassers und der Luft in der Kammer, die Temperatur der Außenluft. Die Schieber der Zu-, Entnahme- und Entleerungsleitungen und der Zugang zur Wasserkammer werden verschlossen und plombiert. Die Wasserkammer kann als dicht bezeichnet werden, wenn keine messbare Absenkung (kleiner als 1 mm) innerhalb 48 Stunden festgestellt wird. Diese Messung wird ergänzt durch eine Sichtkontrolle der Außenwände samt Fugen sowie der Sohl- und Ringdrainagen in den Sammelgeschächten. Bei messbarer Absenkung sind zunächst die Rohrleitungen durch Blindbleche abzuschließen und die Prüfung ist zu wiederholen. Wenn auch bei dieser Prüfung eine Absenkung vorhanden ist, liegt die Ursache an Bauwerksmängeln. Häufig ist bei undichten Behältern ein sichtbarer Wasserdurchgang entlang den Rohrdurchführungen, an den Arbeitsfugen zwischen Sohle und Wänden der Wasserkammern oder an beschädigten Fugenbändern. Ggf. sind Nachdichtungsarbeiten, z. B. durch Injektion von Expoxidharz, Polyurethanharz oder Zementleim, auszuführen und die Dichtheitsprüfung zu wiederholen.

Über die Dichtheitsprüfung ist eine Niederschrift (vgl. auch DIN EN 1508 Anhang A6) etwa nach folgendem Muster anzufertigen.

Muster einer Niederschrift über die Prüfung der Wasserdichtheit

Wasserversorgungsunternehmen

Niederschrift Nr.

über die Prüfung der Wasserdichtheit des behälters, Kammer

1. Auftraggeber:
Auftragnehmer:

2. Bauzeit von bis

3. Anzahl der Wasserkammern

4. Technische Angaben für jede Wasserkammer:
Speicherinhalt m³
Nutzinhalt m³
maximale Wassertiefe m
Wasseroberfläche m²
benetzte Fläche m²

Rohrdurchmesser: Zulauf DN
Entnahme DN
Entleerung DN
Überlauf DN

Oberflächenbeschaffenheit zum Zeitpunkt der Dichtheitsprüfung:
Wände
Sohle
Decken
Stützen

5. Dichtheitsprüfung

Sicherungen gegen unbefugtes Betätigen:

Bauteil	verschlossen	plombiert	blind geflanscht
Zugang	...	...	...
Zulaufarmaturen	...	...	...
Entnahmearmaturen	...	...	...
Überlaufarmaturen	...	...	...
Entleerungsarmaturen	...	...	...

Messungen:
Maximale und minimale Temperaturen während der Prüfung
Außenluft: Innenluft: Wasser:

Probefüllung

	Beginn Datum	Uhrzeit	Ende Datum	Uhrzeit	Dauer
Wasserfüllung vor der Prüfung					Stunden
Prüfung					Stunden
Ablesung auf der Skala oder/und		mm;	 mm	Unterschied	mm
Abstichmaß vom Festpunkt		mm;	 mm	Unterschied	mm

6. Ergebnis der Sichtkontrolle:

.....

.....

Bemerkungen: (z. B. Orte, Ursache, Behebung von Undichtheiten, Wiederholungsprüfung)

.....

.....

.....

7. Beurteilung:

Die Prüfung auf Wasserdichtheit gilt als – nicht – bestanden.

Für den Auftraggeber	Für den Auftragnehmer
.....	
Ort Datum	Ort Datum
.....	
Unterschrift	Unterschrift

Für die Bauleitung

.....

Ort Datum

.....

Unterschrift

6.4.13 Außenanlagen

Wasserversorgungsanlagen stellen einen erheblichen materiellen Wert dar und liefern das lebenswichtige Trinkwasser. Der Bedeutung entsprechend sollten daher die wenigen sichtbaren Teile einer Wasserversorgungsanlage auch baulich und künstlerisch so gestaltet sein, dass sie ein Bild vom Wert und Reinheit des Wassers vermitteln. Bewährt haben sich ortsgebundene Bauformen unter Verwendung ortsüblicher Baustoffe mit eher zurückhaltender Fassadengestaltung.

Wasserbehälter sind oft Bauten im Außenbereich und deshalb landschaftsgerecht einzubinden. Der Plan über die Einbindung in die Landschaft muss Aussagen enthalten zum Standort, zur Geländemodellierung, zur Erschließung der Anlage (Wegenetz, Zufahrt, Parken, Einzäunung) und zur Gestaltung der Anlage mittels Bepflanzung.

Der Standort in der freien Landschaft ist unter Berücksichtigung der Geländeausbildung und vorhandener Gehölzbestände festzulegen, wie z. B. Anbinden der Anlagen an Talhänge, Terrassenkanten, Höhenrücken, Wald, Gehölz. Gehölzgruppen und Einzelbäume sind durch entsprechende Maßnahmen während der Bauzeit zu sichern. Böschungen sind immer unter Beachtung der landschaftlichen Gegebenheiten auszuformen. Steile Böschungen sind zu vermeiden. Ausgerundete und abgeflachte Böschungen mit einer Neigung von 1:3 und flacher erlauben landschaftsgerechtes Einbinden der Anlage, maschinelle Pflege der Böschungen und ihre Bewirtschaftung als Mähwiese zum Schutz vor Erosion.

Bei Pflanzungen ist auf betriebsnotwendige Bedürfnisse zu achten und der Pflegeaufwand möglichst gering zu halten. Zum Aufbau einer langlebigen, pflegeleichten Bepflanzung sind Bäume und Sträucher im geeigneten Mischungsverhältnis einzubringen. Aus ökologischen Überlegungen bietet sich bei der Mehrzahl der Pflanzungen die Verwendung artenreicher Mischungen an; für die Tierwelt sind Samen und Früchte tragende Gehölze Futterplatz. Bäume sollen im oberen Bereich der Böschungen nicht angepflanzt werden.

Die nicht befestigten oder bepflanzten Flächen sind anzusäen, ebenso die Erdüberdeckung der Wasserkammern. Magerrasen bedarf nur geringer Pflege. Zierrasen ist wegen des hohen Pflegeaufwandes nicht empfehlenswert. Künftige Erweiterungsflächen können in ihrer bisherigen Nutzung belassen oder als Wiese bewirtschaftet werden.

Die Zufahrt sowie häufig benutzte Wege und Stellflächen im Grundstück selbst sind zu befestigen (Breite für Gehwege etwa 1,5 m, Fahrwege 3,0 m). Kaum benutzte Flächen können mit Rasengittersteinen oder Schotterterrassen gesichert werden. Zäune sind von der Grundstücksgrenze abzusetzen (Nachbarrecht).

6.4.14 Ausführungsbeispiele Hochbehälter

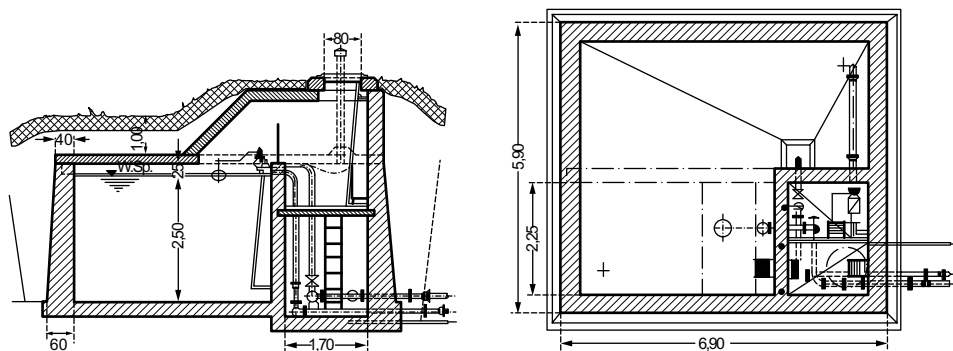


Abb. 6-27: Älterer („sanierungsbedürftiger“) einkammeriger, rechteckiger Hochbehälter, $V = 60 \text{ m}^3$, unbewehrte Betonwände, Stahlbetonplattenbalkendecke, Einstieg von oben

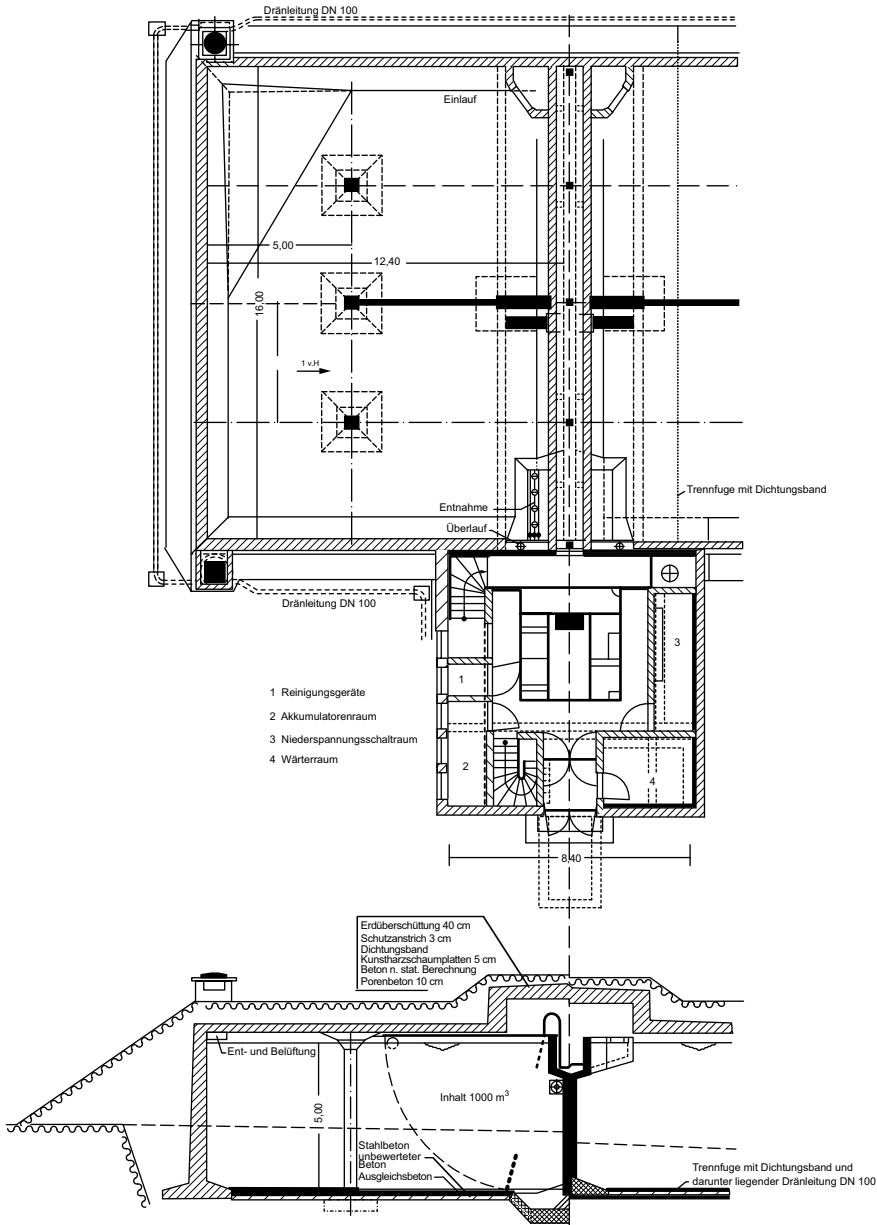
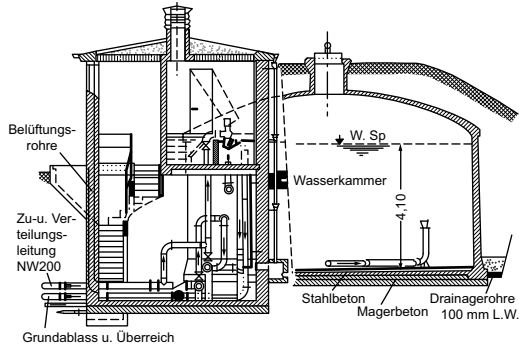
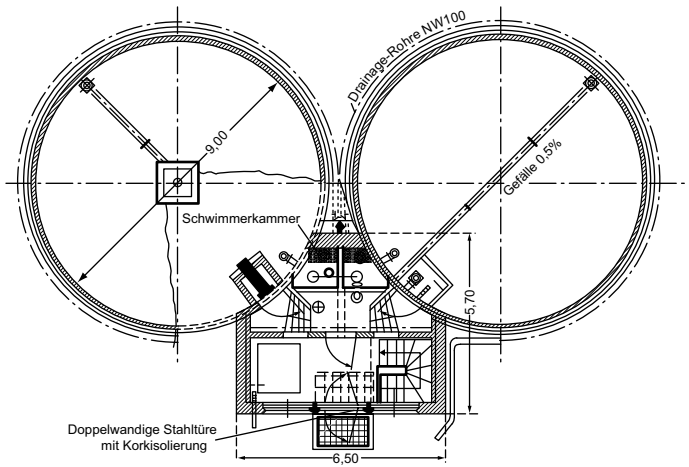


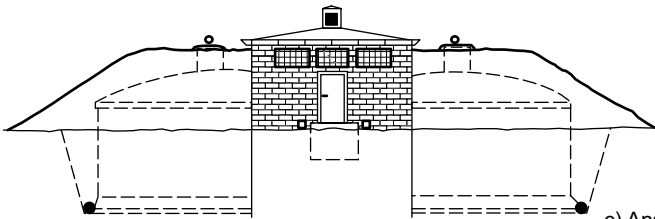
Abb. 6-28: Zweikammeriger, rechteckiger älterer Hochbehälter, $V = 2 \cdot 1000 \text{ m}^3$, Stahlbetonwände, Pilzdecke, Wasserkammern mit Leitwänden, Bedienungsgang über Mitteltrennwand, Bedienungshaus mit Pumpwerk im Rohrkeller und Schaltwarte mit Bedienungsräumen im Erdgeschoss; neuerdings: ohne Vouten, kopflose Pilzdecken, gleichmäßige Wanddicke



a) Querschnitt



b) Grundriss



c) Ansicht Bedienungshaus

Abb. 6-29: Zweikammeriger älterer („sanierungsbedürftiger“) Hochbehälter in Rundform, $V = 2 \cdot 250 \text{ m}^3$, Stahlbetonwände mit Kuppeldecke, Bedienungshaus, abgeschlossene Einlauf- und Schwimmerkammer
 Beachte: Lüftungsöffnung über der Kuppel durch Überbau (Laterne) sichern oder zubetonieren und neues Lüftungsrohr zum Bedienungshaus führen (s. DVGW-Arbeitsblatt W 312).

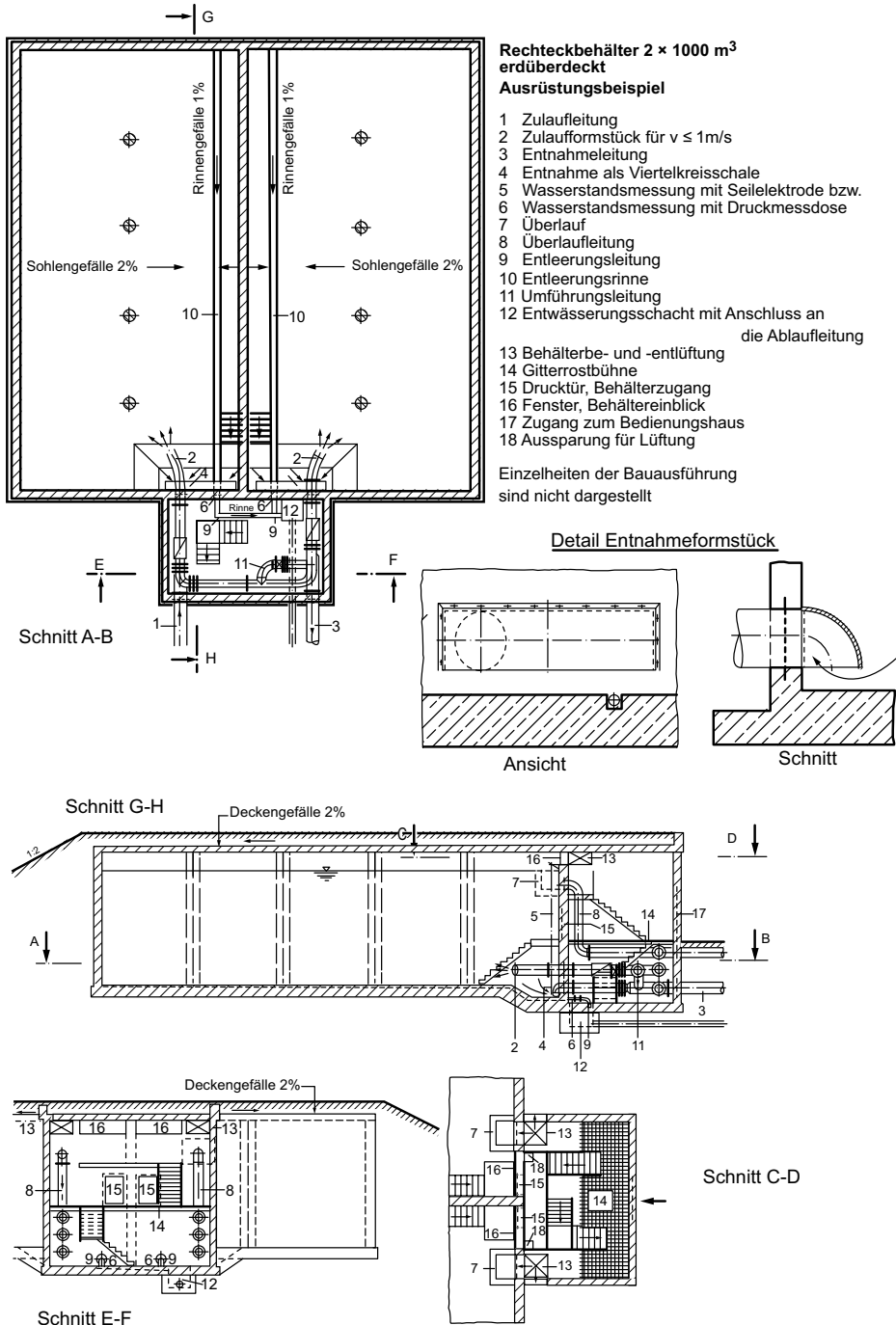


Abb. 6-30: Zweikammeriger rechteckiger Hochbehälter $V = 2 \cdot 1\,000\text{ m}^3$ in Stahlbetonweise (nach ehemaligen DVGW-Arbeitsblatt W 311)

6.5 Wasserturm

6.5.1 Allgemeines

Wassertürme (WT) sind je nach Höhe des WSp über Gelände und architektonischem Aufwand bis zu sechsmal teurer als Hochbehälter gleichen Inhalts. Sie stehen meist an weithin sichtbaren Geländehochpunkten, so dass nicht nur technische, sondern auch weit reichende architektonische und landschaftsgestalterische Forderungen eingehalten werden müssen. WT werden daher nur dann gewählt, wenn sie technisch unbedingt notwendig sind und keine technisch und wirtschaftlich gleichwertige Möglichkeit für den Bau eines Wasserspeichers besteht (vgl. Lösungsmöglichkeiten Abschn. 6.2.4). Es gelten i. a. die gleichen Forderungen wie bei Hochbehältern. Im Folgenden sind nur die davon abweichenden Gesichtspunkte für den Entwurf und Bau von WT angegeben.

6.5.2 Nutzinhalt

Aus Wirtschaftlichkeitsgründen wird der Nutzinhalt nur so groß wie unbedingt notwendig gewählt. Da eine Erweiterung meist nur durch ein ganz neues Bauwerk möglich ist, muss ggf. eine ausreichend große Bedarfsmehrung (30 bis 40 Jahre) berücksichtigt werden. Die Wasserförderung ist möglichst dem Verbrauch anzupassen und ein ausreichend großer Tiefbehälter (einschließlich Löschwasservorrat) anzuordnen. Bei kleinen WV-Anlagen ist die Aufstellung eines gesonderten Löschwasseraggregats und einer Ersatzstromanlage im Pumpwerk erforderlich.

Sind diese Voraussetzungen gegeben, so können für WV-Anlagen mit folgendem zukünftigem Tageshöchstbedarf $Q_{d\max}$ folgende Nutzinhalte gewählt werden (ohne Löschwasservorrat).

$Q_{d\max}$ (m ³ /d):	Nutzinhalt (m ³):
bis 1000	$0,35 \cdot Q_{d\max}$
1000 bis 4000	$0,25 \cdot Q_{d\max}$
über 4000	$0,20 \cdot Q_{d\max}$

Wenn im Brandfall Wasser aus dem WT zur Verfügung gestellt werden soll, ist bei Anlagen mit einem zukünftigen Tageshöchstbedarf bis 2000 m³/d ein zusätzlicher Löschwasservorrat zum Nutzinhalt vorzusehen. Dieser Zusatz beträgt zwischen 75 m³ (ländlicher Ort bei offener Bauweise), 100 m³ (ländlicher Ort bei geschlossener Bauweise) und 150 m³ (städtische Gebiete).

Wegen des großen Bedarfs an m³ umbauten Raumes im Verhältnis zum Nutzinhalt sind WT mit einem Nutzinhalt unter 100 m³ unwirtschaftlich; hier sind Tiefbehälter mit Druckbehälterpumpwerk vorzuziehen. Die Obergrenze liegt etwa bei Nutzinhalten in der Größenordnung von 5000 m³. Je geringer der errechnete Nutzinhalt ist, desto großzügiger sollte er aufgerundet werden, da die Mehrkosten im Verhältnis zu den Gesamtkosten eine untergeordnete Rolle spielen.

Bei sehr großen Versorgungsgebieten ergibt die Berechnung des Nutzinhaltes auch bei verminderten Ansätzen noch sehr große Werte, so dass ein WT nicht nur sehr hohe Kosten erfordert, sondern auch dessen architektonische Gestaltung schwer befriedigend lösbar ist. Hier ist es dann besser, die Versorgung auf Tiefbehälter mit Pumpwerk aufzubauen, dabei einen WT als Schaltorgan und für die Einhaltung eines möglichst gleichmäßigen Druckes zu benutzen. Hierbei ist der Inhalt des Wasserturmes mit etwa $0,20 \cdot Q_{d\max}$ ausreichend.

6.5.3 Lage

6.5.3.1 Höhenlage

Der abgesenkte WSp muss noch einen ausreichenden Versorgungsdruck an der höchsten Zapfstelle bei maximaler Entnahme gewährleisten (**Abb. 6-5; Tab. 6-5**). Zur Verringerung der Höhe des WT

sind die Rohrleitungen im Versorgungsnetz ausreichend groß zu bemessen, um den Druckverlust klein zu halten. Übliche Höhenlagen des WSp über Gelände sind 25 bis 40 m und mehr.

6.5.3.2 Lage zum Versorgungsgebiet

Der WT wird an einem möglichst hoch gelegenen Geländepunkt, aber so nah wie möglich am Verbrauchsschwerpunkt meist als Gegenbehälter angeordnet.

6.5.4 Allgemeine bauliche Anordnung

6.5.4.1 Allgemeines

Ein WT besteht im Wesentlichen aus den drei Bauelementen: Fundament, Schaft (Turmkonstruktion) und Behälter (Wasserkammern). Im Inneren liegen – von außen meist nicht sichtbar – die Bedienungsräume.

6.5.4.2 Behälter (Wasserkammern)

Um die auftretenden Lastfälle zu beherrschen, sind rotationssymmetrische Behälter besonders vorteilhaft. Bei mehreren Kammern ist es zweckmäßig, sie übereinander oder konzentrisch ineinander anzuordnen. Die Behälter-Grundformen sind in **Abb. 6-32** dargestellt.

Bis zu 150–200 m³ Gesamtinhalt wird meist einkammerige Ausführung gewählt; bei größerem Inhalt empfiehlt sich die Ausführung von 2 Kammern, wenn nicht weitere Speicher in der gleichen Druckzone vorhanden sind.

Die günstigste Form ist der kreisförmige Zylinder. Bei zweikammeriger Ausführung wird die zweite Kammer zentrisch in der ersten angeordnet, damit bei jedem Lastfall (Wasserstand in den Behältern) der Turmschaft und das Fundament zentrisch belastet werden. Wenn beide Kammern gleichen Inhalt (gleiche Querschnittfläche) haben sollen, dann ist der Radius der äußeren Wand $r_a = r_i \cdot 1,45$. Bei zweikammerigem Wasserturm mit kleinem Inhalt muss aus Gründen der leichteren Bauausführung die äußere Ringkammer meist mit größerem Inhalt als die innere Kammer ausgeführt werden, wobei mindestens betragen soll: $r_a - (r_i + d) \geq 2$ m. Bei zylindrischen Behältern wird der Behälterboden heute fast immer als ebener Boden ausgeführt.

Die Wasserkammern von WT mit sehr großem Inhalt (> 5 000 m³) werden besonders in den nördlichen Ländern aus architektonischen Gründen häufig mit nach unten abnehmendem Querschnitt ausgeführt, um einen guten Übergang auf den schmäleren Turmschaft zu haben. Auch statisch hat eine solche Form Vorteile. Die WSp-Schwankungen sind relativ gering. Wegen der schwierigen Schalarbeit sind solche Sonderformen nur bei sehr großen Behältern wirtschaftlich.

Die Wassertiefe wird möglichst groß gewählt, um den Turmdurchmesser klein zu halten; als Richtwerte gelten ca. 5 m bei einem Nutzinhalt von 100 m³ bis 3 000 m³ und ca. 8 m über 3 000 m³ Nutzinhalt bei

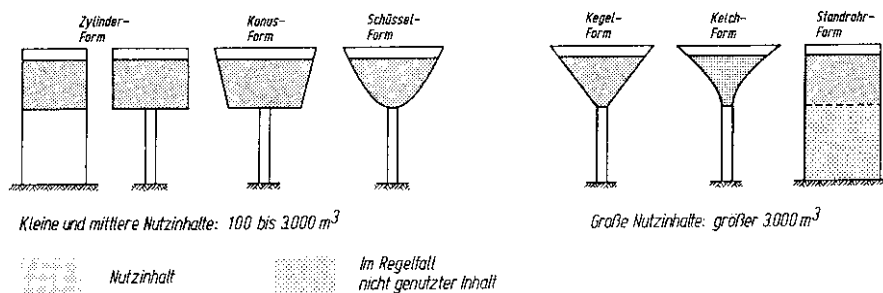


Abb. 6-32: Grundformen von Wassertürmen (nach DVGW-Merkblatt W 315)

statisch günstiger Behälterform. Größere Tiefen ergeben bei fast leerem WT einen oft zu niedrigen Versorgungsdruck.

6.5.4.3 Schaft (Turmkonstruktion)

Um die erforderliche Höhenlage des Behälters über Gelände zu erreichen, wird im Allgemeinen ein zentraler Turmschaft angeordnet. Er dient als Tragkonstruktion für den Behälter und nimmt Aufgang und Einrichtungen für Ver- und Entsorgung auf.

Als konventionell können die Turmkonstruktionen bezeichnet werden, bei denen die gesamten Lasten der Wasserkammern, Decken usw. auf den Turmschaft übertragen werden. Die Grundrissform des Turmschafts kann rund, viereckig oder mehreckig sein, je nach architektonischer Vorstellung. Statisch und baulich am einfachsten ist die Kreisform, sie wird meist in Stahlbeton-Gleitbauweise hergestellt. Die schweren Lasten der Wasserkammern werden mittels radial oder kreuzweise angeordneten Rahmenträgern auf den Turmschaft übertragen.

Bei der Stahlbeton-Skelettbauweise werden die Lasten auf eine Rahmenkonstruktion übertragen, welche im Bereich des Turmschaftes ausgemauert wird. Bei einer anderen Lösung wird die Tragkonstruktion sichtbar gelassen und der Behälterzugang und die Rohrleitungen in einem Bedienungsschaft mit kleinem Durchmesser untergebracht. Diese Ausführung wird gelegentlich bei niedrigen WT mit kleinem Inhalt gewählt.

Wenn der Inhalt der Wasserkammern sehr groß ist, ergeben sich sehr plump wirkende Bauwerke. Auch die Tragkonstruktion wird dann statisch schwierig. Der WT wird dann vorteilhaft in Kelch- oder Pilzform ausgeführt, wobei der tragende Turmschaft mit kleinem Durchmesser in Stahlbeton-Gleitbauweise erstellt wird, von dem aus die Wasserkammern kegel- oder kelchförmig auskragen. Hierbei wird entweder die Schalung der Wasserkammern am Boden montiert und am fertigen Turmschaft hochgezogen, oder es werden die Wasserkammern am Boden betoniert und mit dem Betonieren des Turmschafts hochgehoben. Bei diesen Sonderformen sind Vorspannverfahren erforderlich.

Die Kugelform ist für einen Wasserbehälter in statischer Hinsicht besonders günstig, die Ausführung aber nur in Stahlbauweise wirtschaftlich. Hierbei wird dann der Turmschaft als Tragkonstruktion ebenfalls in Stahl ausgeführt. Diese Form ist in den USA häufig, vor allem bei Industriebetrieben. Auch in osteuropäischen Ländern sind mit Stahlseilen abgespannte Kugelbehälter, sog. Hydrogloben, mit meist kleinem Nutzinhalt anzutreffen. Wegen der Korrosionsgefahr und dem hohen Unterhaltsaufwand ist diese Form bei zentralen Anlagen hier nicht üblich.

In Sonderfällen werden Türme als Standrohre mit großem Durchmesser ausgeführt. Diese Ausführung ist billiger als die der üblichen WT mit hoch liegenden Wasserkammern, da die Wasserkammer auf den gewachsenen Boden gegründet wird und der Turmschaft nicht durch die Wasserkammer belastet wird.

Die Ausführung als Standrohrturm kommt in Betracht, wenn der Standort so hoch liegt, dass alle Anwesen und Hydranten auch bei niedrigstem Wasserstand noch Wasserzulauf, wenn auch mit geringem Druck, haben, und wenn der untere Teil der Wasserkammer für Löschzwecke gefüllt bleibt. Der WSp liegt oft nur etwa 20 m über Gelände. Von Vorteil ist es daher, wenn Standrohrtürme mit anderen Hochbehältern im Versorgungsgebiet korrespondieren.

6.5.4.4 Bedienungsräume

Unmittelbar unter den Wasserkammern ist ein Zwischengeschoss als Armaturengeschoss (sog. „Tropfboden“) anzuordnen, in welchem die wesentlichen Armaturen untergebracht werden und von dem aus die Dichtheit der Wasserkammern sowie der Rohrdurchführungen kontrolliert werden kann. Besonders bei zweikammerigen WT ist es wegen der Vielzahl der Steigleitungen unzuweckmäßig, diese Armaturen im Keller des Turmes unterzubringen. Wegen der starken Tauwasserbildung im Sommer und Frostgefahr im Winter empfiehlt es sich, die hydraulische Ausrüstung im Armaturengeschoss in einer besonderen, innen liegenden Kammer auf engem Raum anzuordnen und durch Wärmeisolierung und elektr. Heizung zu schützen.

Die Hauptabsperrungen und sonstigen hydraulischen Einrichtungen befinden sich im Rohrkeller. Im EG werden die übrigen Betriebsräume angeordnet, wie Raum für elektrische Einrichtungen, Lager, Werkraum, Chlorraum, Raum für das Bedienungspersonal, analog wie im Hochbehälter. Manchmal wird der WT auch stockwerkartig ausgenützt.

6.5.5 Konstruktive Hinweise

6.5.5.1 Gründung

Die Besonderheit des Bauwerks (große Höhe, kleine Querschnittsfläche, größte Last sehr hoch über Fundament) erfordert eine sehr sorgfältige Gründung zur Vermeidung von jeglicher, vor allem ungleicher Setzung. Daher sind Einzelfundamente ungeeignet, meist werden Ringfundamente ausgeführt, manchmal sind durchgehende Fundamentplatten erforderlich. Für WT sind daher nur Standorte mit gut tragfähigem Untergrund geeignet. Unerlässlich ist die Festlegung der zulässigen Bodenbeanspruchung durch ein bodenmechanisches Institut. Eine ausreichende Sicherheitsreserve gegenüber ungleicher Setzung muss berücksichtigt werden.

6.5.5.2 Wasserkammern

Üblich ist die Ausführung in Stahlbeton, bei kleinen WT mit schlaffer Bewehrung, bei Sonderformen auch mit Vorspannverfahren. Bei kleinen und mittleren WT wird zwischen der äußeren Wasserkammerwand und dem Turmschaft i. a. ein mind. 0,75 m breiter Zwischenraum belassen, als Wärmeschutz der Wasserkammern, zur Unterbringung einer Treppe und zur Kontrolle der Dichtheit der Wasserkammern, **Abb. 6-33**: Aus Kostengründen wird bei großen WT meist auf einen solchen Zwischenraum verzichtet; die Wasserkammerwand ist dann Außenwand, die einen besonderen Schutz gegen Sonneneinstrahlung und Frost erhalten muss. Die Treppe für die Bedienung wird in einem schmalen Turmschaft in Turmmitte hochgeführt. Meist wird über der Decke der Wasserkammern ein geschlossener Raum angeordnet, von dem aus die Wasserkammern unabhängig von der Witterung bedient werden können. Die Dachkonstruktion ist dann unabhängig von den Wasserkammern und jederzeit zugänglich. Gelegentlich wird aus Kostengründen die Decke der Wasserkammern als Dach verwendet, was besondere Schutzmaßnahmen erfordert. Empfehlenswert ist diese Lösung nicht.

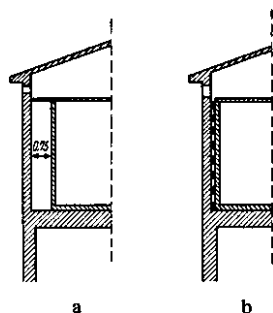


Abb. 6-33: Anordnung der Wasserkammerwände

6.5.5.3 Besondere Beanspruchungen

Da bei WT spätere Ausbesserungsarbeiten zeitaufwendig und sehr teuer sind, ist es erforderlich, dass einfache, statisch bestimmte Konstruktionen gewählt werden. Besonders zu berücksichtigen sind die Beanspruchung aus Wind, Feuchtigkeit, hoher und niedriger Temperatur, Temperaturunterschiede von Tag zu Nacht und zwischen innen und außen, Tauwasserbildung, Auffrieren von Betonoberflächen, Sicherheit des Personals bei allen Witterungsverhältnissen. Insbesondere bei nicht verkleideten WT

ist strikt darauf zu achten, dass eine Betondeckung der Bewehrung von 3,5–4 cm überall eingehalten wird, sonst ist später mit einer teuren Außenhautsanierung zu rechnen.

6.5.5.4 Fertigteilbauweise

Während das Fundament eines WT immer in Ortbeton hergestellt wird, können Schaft und Wasserkammern als Fertigteile montiert und dann an Ort und Stelle dauerhaft verbunden werden. Der Vorteil liegt in der witterungsunabhängigen werksseitigen Herstellung hochwertiger Stahlbetonteile mit hoher Passgenauigkeit und in der relativ kurzen Bauzeit. Erforderlich sind eine detailliert durchgearbeitete Konstruktion, eine sorgfältige Montage, eine technisch hochwertige Ausführung der Ortbetonverbindungen und letztlich eine reiche Erfahrung in der Fertigteilbauweise. **Abb. 6-41** zeigt einen WT mit 600 m³ Nutzinhalt in Fertigteilbauweise.

6.5.6 Zugang

Für die einwandfreie Wartung und Überprüfung der Wasserkammern ist es unerlässlich, dass die Begehung des hohen Turmes auch bei ungünstigen Witterungsverhältnissen, Schnee, Eis usw. ohne Erschwernis möglich ist. Es sind daher immer Treppen bis zur Decke der Wasserkammern, am zweckmäßigsten aus Stahlbeton, anzuordnen. Für den BehälterEinstieg sind in der Decke der Wasserkammern Schachteinstiege mit gummigedichteten Schachtdeckeln gebräuchlich, **Abb. 6-34**. Besser ist jedoch eine wärmeisolierte Bedienungskammer im Dachgeschoss über den Wasserkammern.

6.5.7 Hydraulische Ausrüstung

Überwiegend werden heutzutage Edelstahlrohre („Niro V4A“) verwendet. Die Steigleitungen erhalten nur mehr in besonderen Fällen einzeln eine Wärmeisolierung; Tauwasserbildungen lassen sich mit Luftentfeuchtungsgeräten minimieren/verhindern; das Zusammenfassen in einem isolierten Blech- oder Beton-Kanal ist wegen der schwierigen Überwachung und Montage nicht empfehlenswert. Ausbau- und Dehnungsstücke sind vorzusehen. Besonders sorgfältig sind die Rohreinführungen in die Wasserkammersohlen herzustellen; sehr zweckmäßig sind hier Mauerbüchsen.

Die Entwässerung des Armaturengeschosses ist mit großem DN auszuführen, damit bei Rohrbruch oder sonstigem Wasseraustritt keine Bauwerksschäden entstehen. Sie wird unterhalb der Sohle in die Überlaufleitung eingeführt. Ansonsten gelten die Grundsätze wie für Hochbehälter (W 300).

6.5.8 Äußere Gestaltung

Die hohen WT stehen meist an weithin sichtbaren Geländepunkten. Es ist daher immer größter Wert auf entsprechende äußere Gestaltung des Bauwerks zu legen. Im freien Gelände ist es zweckmäßig, den WT an Waldrändern anzuordnen oder mit Baumgruppen zu umgeben. Im bebauten Gebiet ist der WT unter Berücksichtigung städtebaulicher Gesichtspunkte zu entwerfen. Bezüglich Zufahrt und Objektschutz sind ähnliche Maßnahmen wie beim Hochbehälter erforderlich.

Auf jedem WT ist eine Blitzschutzanlage (Blitzableiter) zu installieren und turnusmäßig zu überprüfen.

6.5.9 Mehrzweckbauwerke

WT stellen exponierte Bauwerke dar, die zu weiteren Nutzungen anreizen. Die Verwendung als Restaurant wird häufig gewünscht, wobei jedoch nicht unerhebliche Zusatzeinrichtungen erforderlich sind, z. B. zweiter Treppenaufgang, Fahrstuhl, Versorgungsgeschoss, Ver- und Entsorgung. Außerdem ist die mit dem unkontrollierten Zugang zur Behälteranlage verbundene hygienische Gefährdung nicht zu vernachlässigen. Ähnliche Gesichtspunkte treffen bei der Nutzung als Aussichtsturm zu. Aus

all diesen Gründen und nicht zuletzt wegen des erschwerten Objektschutzes sollte man im Allgemeinen auf eine betriebsfremde Nutzung verzichten.

Gegen eigene Betriebseinrichtungen des WVU bestehen ebenso wenig Einwendungen wie gegen ähnliche und vergleichbare andere, z. B. Post- und Fernmeldeanlagen.

6.5.10 Ausführungsbeispiele Wassertürme

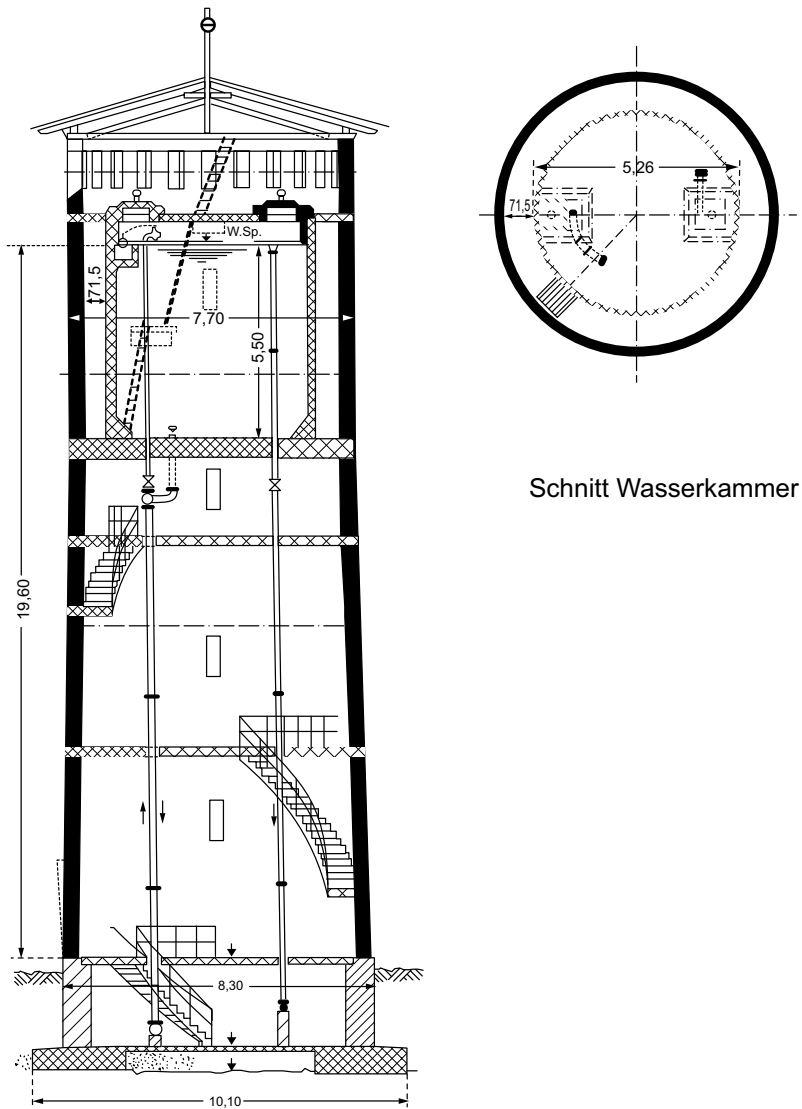


Abb. 6-34: Einkammeriger Wasserturm, $V = 100 \text{ m}^3$, Theilenhofen, Lkr. Weißenburg, Gemauerter, ringförmiger Turmschaft auf Stahlbeton-Ringfundament, Stahlbeton-Rundbehälter auf Stahlbeton-Kreisplatte gelagert, WSp 19,60 m über Gelände, Wassertiefe in der Wasserkammer 5,00 m, Baujahr 1952.

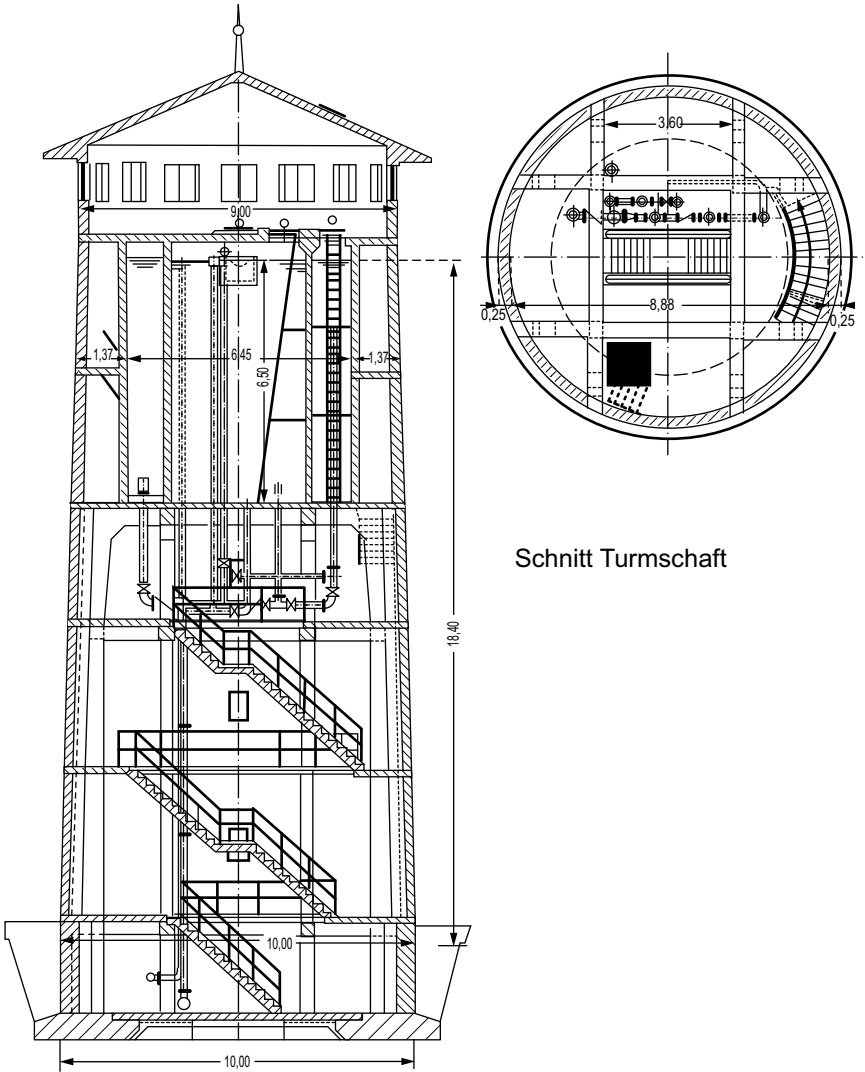
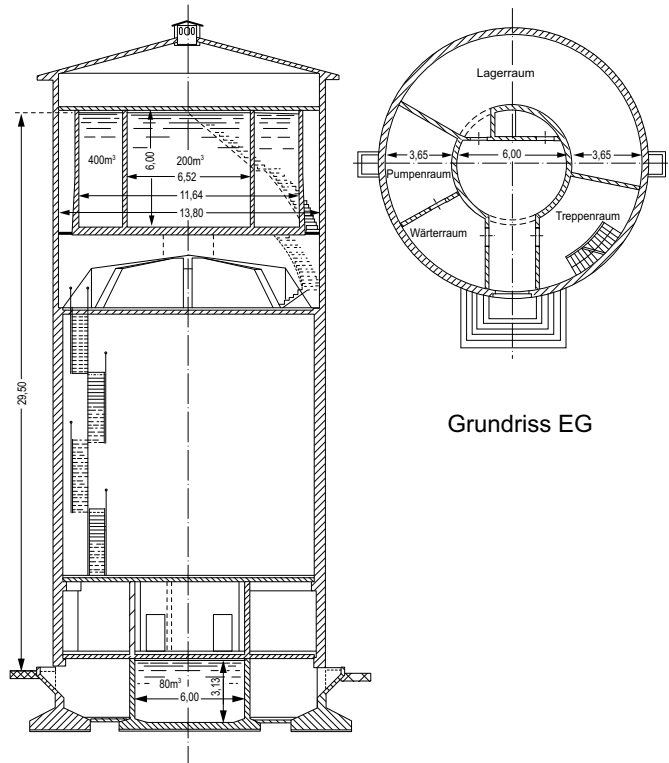
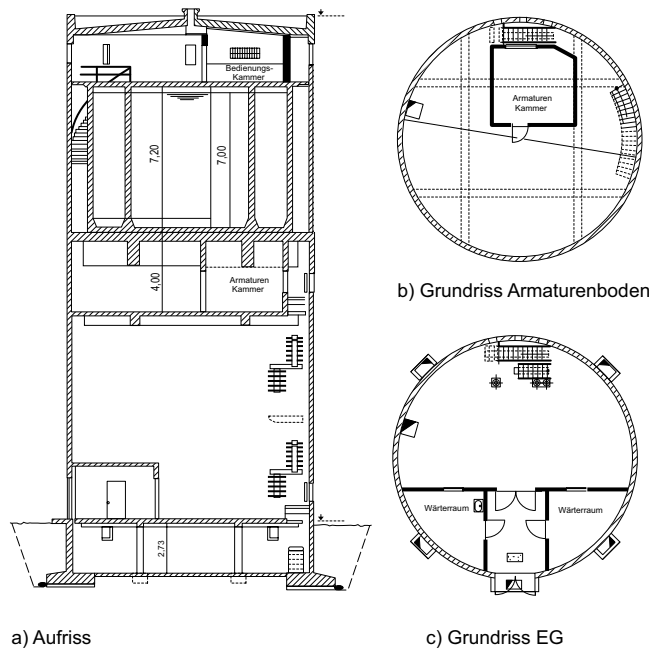


Abb. 6-35: Zweikammeriger Wasserturm, $V = 200 \text{ m}^3$, Unterpleichfeld, Lkr. Würzburg; Äußere Wasserkammer $V = 125 \text{ m}^3$, Innere Wasserkammer $V = 75 \text{ m}^3$, kreuzweises Stahlbeton-Rahmentragwerk mit ringförmiger Ausmauerung, WSp 18,40 m über Gelände, Wassertiefe in den Wasserkammern 6,50 m, Baujahr 1955.



Grundriss EG

Abb. 6-36: Zweikammeriger Wasserturm, $V = 600\text{ m}^3$, Aufstellen, Fernwasserversorgung Franken, Ringförmiger Stahlbeton-Turmschaft, Stahlbeton-Rundbehälter auf Scheibentragwerk abgestützt, WSp 29,50 m über Gelände, Wassertiefe in den Wasserkammern 6,00 m, im Turmkeller Saugbehälter $V = 80\text{ m}^3$ für Drucksteigerungspumpwerk, Baujahr 1936.



a) Aufriss

c) Grundriss EG

Abb. 6-37: Zweikammeriger Wasserturm, $V = 500\text{ m}^3$, Weinberg, Fernwasserversorgung Franken; kreisförmiger Stahlbeton-Turmschaft, WSp 22,30 m über Gelände, Wassertiefe in den Wasserkammern 7,00 m, geschlossene Armaturenkammer und Bedienungskammer im Turm EG, Baujahr 1965.

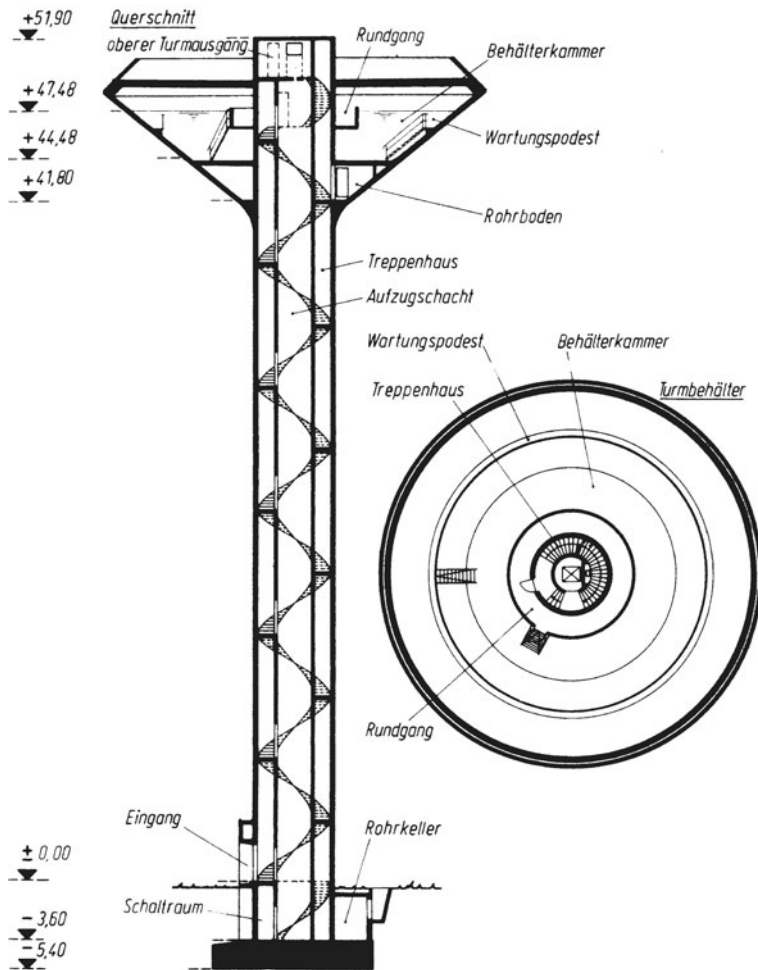


Abb. 6-38: Einkammriger Wasserturm Eichert der Stadt Göppingen, $V = 500 \text{ m}^3$, Übergabebehälter; zylindrischer Turmschaft mit Aufzug, Kegelstumpfschale für Wasserkammer, WSp 47,48 m ü. Gel., Wassertiefe 3,00 m, Baujahr 1975.

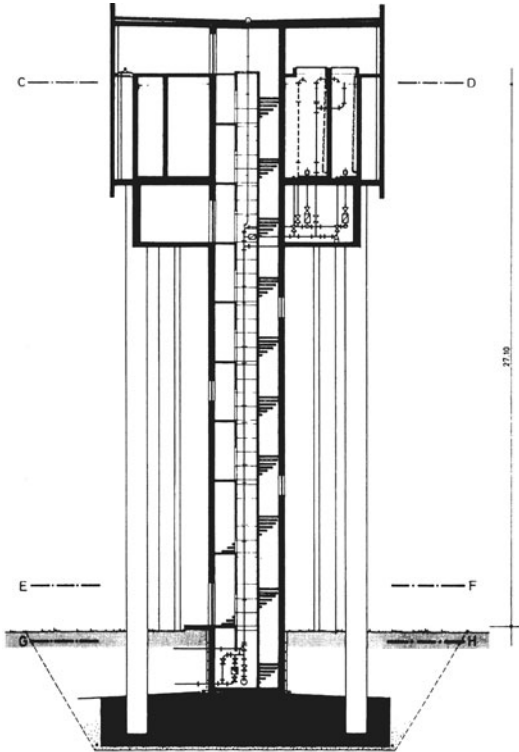


Abb. 6-39a: Zweikammeriger Wasserturm, $V = 350\text{ m}^3$, außen liegendes Stützensystem, WSp rd. 27 m über Gelände



Abb. 6-39b: Wasserturm gemäß Abb. 6-39a, jedoch mit $V = 1.000\text{ m}^3$

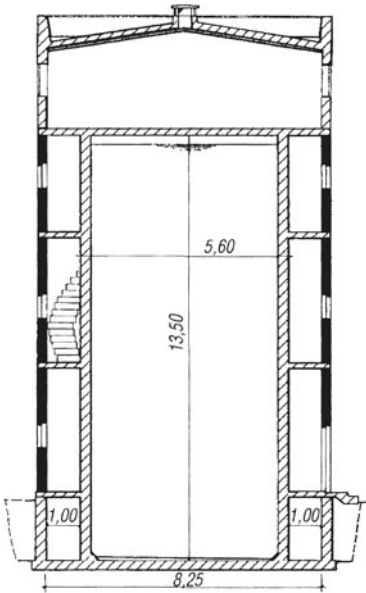


Abb. 6-40: Einkammeriger Standrohrturm, $V = 300\text{ m}^3$, kreisförmiger Grundriss, WSp 11,00 m über Gelände, Wassertiefe in der Wasserkammer 13,00 m

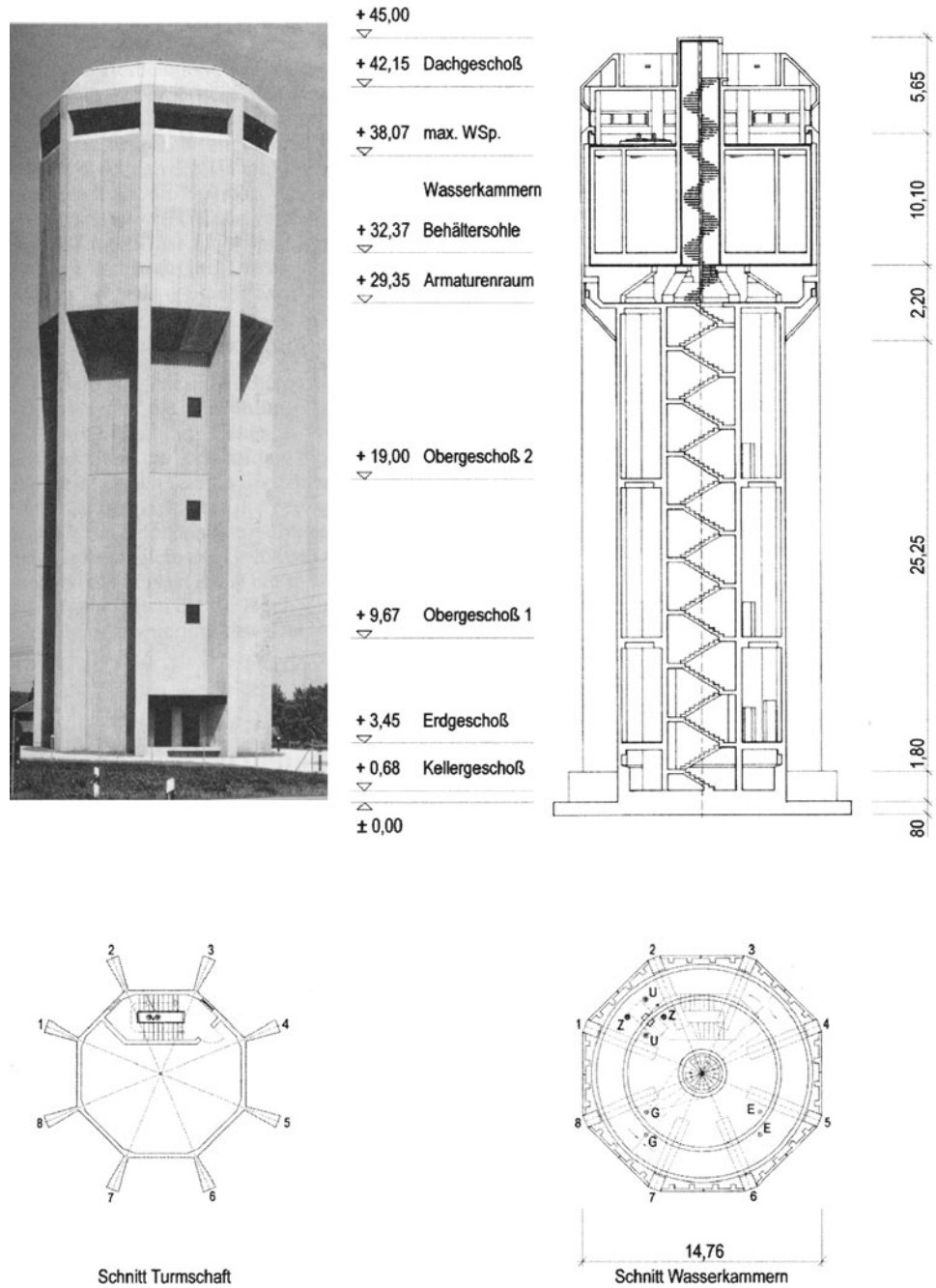


Abb. 6-41: Zweikammeriger Wasserturm bei Preith, Wasserversorgung Eichstätter Berggruppe; $V = 2 \cdot 300 = 600 \text{ m}^3$, auf Ortbeton-Kreisringfundament 8 konische Fertigteil-Stützen mit Fertigteil-Wandplatten, Fertigteil-Decken, Fertigteil-Wasserkammern, Fertigteil-Fassadenverkleidung, Höhe 45 m, WSp 38 m über Gelände, Wassertiefe in der Wasserkammer 5,70 m, Baujahr 1988 (Planung: Ing.-Büro Riedrich in architektonischer Abstimmung mit der Obersten Baubehörde im bayerischen Staatsministerium des Inneren; Ausführung: Fa. Klebl).

6.6 Tiefbehälter

6.6.1 Allgemeines

Tiefbehälter sind Saugbehälter eines Pumpwerks für ein höher gelegenes Versorgungsgebiet. Sie sind im allgemeinen Durchlaufbehälter und können gleichzeitig Hochbehälter für ein tiefer gelegenes Gebiet sein. Auch im Fundamentteil eines Wasserturmes kann ein Tiefbehälter, z. B. zur Speicherung des Löschwasservorrates, integriert sein. Im Allgemeinen gelten für den Bau von Tiefbehältern die gleichen Grundsätze wie für Hochbehälter. Im Folgenden sind daher nur die von Hochbehältern abweichenden Gesichtspunkte für Entwurf und Bau von Tiefbehältern angegeben.

6.6.2 Speicherinhalt

Wenn in den zu versorgenden Druckzonen ein ausreichend groß bemessener Hochbehälter vorhanden ist, dient der Tiefbehälter nur zum Ausgleich der Vor- und Hauptförderung. Für den Betrieb von Brunnen und Aufbereitungsanlagen ist es sehr erwünscht, wenn diese möglichst gleichmäßig belastet werden. Die Hauptpumpen können dann besser den sonstigen betrieblichen Forderungen angepasst werden, wie Ausnützung von Nachtstrom u. a. Hieraus errechnet sich dann das fluktuierende Wasservolumen. Eine Sicherheitsreserve von $0,10 \cdot Q_{d \max}$ zum fluktuierenden Wasservolumen ist meist ausreichend.

Wenn kein ausreichend groß bemessener Hochbehälter vorhanden ist, muss der Tiefbehälter auch für den Ausgleich der Verbrauchsschwankungen, für einen Sicherheitsvorrat zur Überbrückung von Betriebsstörungen und für die Speicherung des Löschwasservorrates bemessen werden.

6.6.3 Lage

Wenn der Tiefbehälter zum Ausgleich der Brunnenförderung und der Hauptförderung dient, wird der Hauptteil der Förderhöhe den Hauptpumpen zugeordnet, da die Hauptpumpen einen besseren Wirkungsgrad als die Brunnenpumpen haben und leichter aufzustellen sind. Der Tiefbehälter wird nahe dem Brunnengelände angeordnet, er soll aber außerhalb der engeren Schutzzone (Zone II) liegen und möglichst so, dass den Hauptpumpen das Wasser aus dem Behälter mit Druck zuläuft.

Wesentlich für die Standortwahl sind die Tragfähigkeit des Baugrundes, Höhenlage des Grundwasserspiegels und HHW des Vorfluters. Der Tiefbehälter muss außerhalb des Überschwemmungsgebiets und soll möglichst nicht im Grundwasser liegen; der Baugrund muss tragfähig sein, damit keine Setzungsrisse auftreten. Um dies zu erreichen, ist auch eine größere Länge der Brunnendruckleitung in Kauf zu nehmen, die jedoch wirtschaftlicher als ein ungünstig gelegener Tiefbehälterstandort ist.

6.6.4 Bauliche Anordnung

Bei einem Speicherinhalt bis zu 100 m^3 ist eine einkammerige Ausführung üblich, darüber hinaus empfiehlt sich die Ausführung mit zwei Kammern. Wenn Tiefbehälter mit dem Maschinenhaus in baulicher Verbindung stehen, ist die rechteckige Form mit geringerer Tiefe, 2–4 m, zweckmäßig. Zur Sicherstellung der Reinhaltung des Wassers darf die Decke über den Wasserkammern nicht durchbrochen sein. Daher können über dem Tiefbehälter keine Maschinenräume, Werkstätten u. ä. angeordnet werden, dagegen z. B. Filterbecken von Aufbereitungsanlagen u. ä. Bei getrennter Anordnung sind auch die bei Hochbehältern üblichen Wassertiefen anwendbar, wenn die örtlichen Gründungsverhältnisse, insbesondere der Grundwasserstand, dies technisch und wirtschaftlich zulassen. Die Entleerung des Tiefbehälters ist meist nur mittels Pumpen möglich.

Im Übrigen gelten die für Hochbehälter genannten Gesichtspunkte, insbesondere für Grundrissformen und Wassererneuerung bzw. Durchströmung.

6.7 Löschwasserbehälter

6.7.1 Allgemeines

Der Bau von besonderen Löschwasserbehältern ist bei kleinen WV-Anlagen dann erforderlich, wenn ein ausreichend großer Hochbehälter zur Speicherung des Löschwasservorrats zu teuer wird, dort und auch in den für den Brandschutz bemessenen langen Zuleitungen zu abgelegenen Anwesen die Gefahr der Stagnation des Wassers bestehen würde und wenn sonstige Entnahmestellen für Löschwasser wie Bäche, Flüsse, Seen, Weiher usw. nicht vorhanden sind. Bei Landgemeinden wurde hierfür früher im Allgemeinen die Form des offenen Löschwasserteiches (Feuerweiher) nach DIN 14 210 gewählt. Zweckmäßiger und vorteilhafter ist jedoch der Bau unterirdischer Löschwasserbehälter nach DIN 14 230.

Löschwasserbehälter dürfen nicht mit der öffentlichen WV-Anlage verbunden sein. Brandschutz s. Kap. 8.

6.7.2 Löschwasserteich

6.7.2.1 Fassungsvermögen

Als Mindestgröße ist bei Vorhandensein einer zentralen WV-Anlage mit nur unzureichender Speicherung folgender Löschwasservorrat anzunehmen:

Einzelgebäude, je nach Größe	50–150 m ³
Weiler, bis zu 3 landwirtschaftlichen Anwesen	150 m ³
Ort, bis zu 10 landwirtschaftlichen Anwesen	300 m ³
größere Orte	≥ 300 m ³

Im Übrigen sollen Löschwasserteiche ein Fassungsvermögen von mindestens 1000 m³ Löschwasser aufweisen.

6.7.2.2 Lage

Von der für den Brandschutz zuständigen Stelle ist die Lage nach einsatztaktischen und -technischen Gesichtspunkten festzulegen. Wichtige Gesichtspunkte sind hierbei: kurze Entfernung zu den zu schützenden Objekten, gute Zufahrt, nach den Anforderungen der Muster-Richtlinie über Flächen für die Feuerwehr (Fassung Juli 1998) bzw. der DIN 14 090, „Flächen für die Feuerwehr auf Grundstücken“, keine Behinderung und Gefährdung des sonstigen Verkehrs.

6.7.2.3 Bauliche und betriebliche Anforderungen

Abb. 6-42 zeigt den Schnitt durch einen künstlich angelegten, offenen, geböschten Löschwasserteich mit 150 m³ Fassungsvermögen, der über einen Zulauf aus einem Gewässer gespeist wird.

Die wesentlichen Forderungen und Empfehlungen nach DIN 14 210 sind: im Zulauf Sandfang mit Rechen; Wassertiefe des Löschwasserteiches 2–3 m, mindestens 2 m; dichter Teichboden und dichte stabile Böschungen bzw. Umfassungswände, die den von innen und außen einwirkenden Kräften (Eis-schub und Erddruck) standhalten müssen; an der Wasserentnahmestelle mindestens 0,5 m breite Stufen vom Teichrand bis zum Teichboden; im Teichboden mindestens 50 cm tiefer Sumpf unterhalb der Öffnung des mindestens 300 mm großen Zulaufrohres (wegen Sieböffnungen, Siebfläche siehe DIN 14 210) zum dichten Saugschacht mit einer lichten Weite von mindestens 1 m; Überlauf im abgedeckten frostsicheren Saugschacht; Einstiegöffnung seitlich am Schacht und an der Zufahrtseite; Ausrüstung Saugschacht siehe DIN 14 210; anstelle eines Saugschachtes kann auch ein dichtes max. 10 m langes

Saugrohr mit einem Mindestdurchmesser von 125 mm gewählt werden, das einen Löschwasser-Sauganschluss gemäß DIN 14244 haben muss; mindestens 1,25 m hohe Einfriedung, wobei zwischen Einfriedung und wasserseitiger Böschungskante ein mindestens 1 m breiter begehbare Streifen bleiben muss; im Zufahrtbereich mindestens 2 m breites verschließbares Tor mit Schloss nach DIN 14 925 in der Einfriedung; dauerhafte und gut sichtbare Beschilderung (DIN 4066-B3) des Löschwasserteiches. Eingezäunte Löschwasserteiche fügen sich nur schwer in das Ortsbild ein. Da sie meist auf die natürliche Wasserzuspelung angewiesen sind, liegen sie oft ungünstig zu den Schutzobjekten. Trotz vorgeschaltetem Sand- und Schlammfang verschmutzen Löschwasserteiche sehr rasch; starkes Algenwachstum mit Fäulnisbildung ist die Folge. Wegen der beachtlichen Reinigungs-, Unterhaltungs- und Wartungskosten sind unterirdische Löschwasserbehälter zweckmäßiger. Sollen im Rahmen der Dorferneuerung ehemalige Dorfweiher wieder aktiviert werden, so ist wegen einer möglichen Löschwassernutzung rechtzeitig die für den Brandschutz zuständige Stelle beizuziehen.

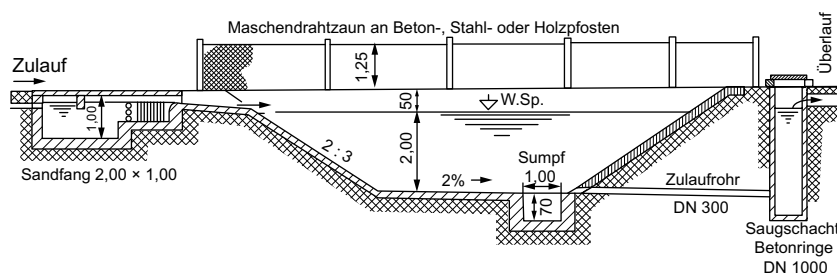


Abb. 6-42: Löschwasserteich 150 m³, gebösch

6.7.3 Unterirdische Löschwasserbehälter

6.7.3.1 Fassungsvermögen

Je nach örtlichen Verhältnissen sind Behältergrößen von 75 bis 500 m³ üblich. Für Löschwasserbehälter mit kleinerem Fassungsvermögen als 75 m³ ist der Nachweis der erforderlichen Löschwassermenge zu erbringen. Löschwasserbehälter werden einkammerig ausgeführt, jedoch können es die örtlichen Verhältnisse erfordern, dass an mehreren Stellen des zu schützenden Gebietes Löschwasserbehälter angeordnet werden müssen, z. B. bei brandgefährdeten Objekten in Gewerbe- und Industriegebieten und bei Kaufhäusern. Auch Fertigteil-Großrohrbehälter (DN 2400) bei Löschwasserbehältern für Sprinkleranlagen in Großmärkten sind bekannt geworden (s. a. Merkl Beton- und Fertigteiljahrbuch 1989). Vorratsräume mehrerer Behälter dürfen nicht miteinander verbunden sein.

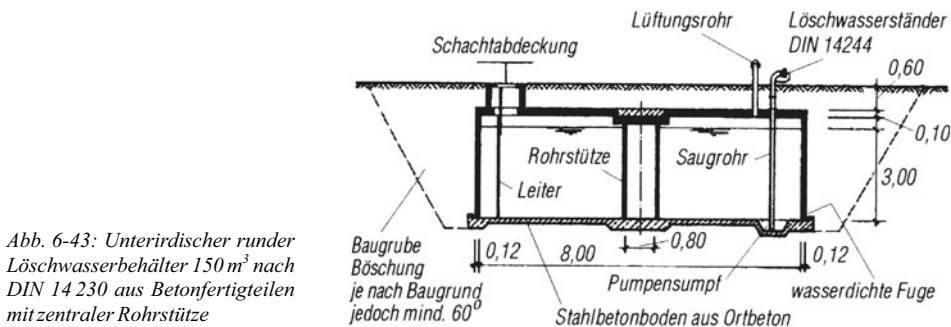
6.7.3.2 Lage

Unterirdische Löschwasserbehälter (DIN 14 230) werden unter Freiflächen, Plätzen oder Höfen angelegt, so dass sie gut zugänglich und auch bei nächstgelegenen Brandherd noch benutzbar bleiben (außerhalb des Trümmerkegels). Bauliche und wasserwirtschaftliche Gesichtspunkte bestimmen weiterhin die Lage.

6.7.3.3 Bauliche und betriebliche Anforderungen

Für unterirdische Löschwasserbehälter gelten nach DIN 14 230 folgende Forderungen und Empfehlungen:

Bei kleinen Behältern ist die viereckige Form üblich; bei Behältern aus Fertigteilen, die preisgünstiger sind, werden kreisförmige Grundrisse bevorzugt (**Abb. 6-43**). Der Behälter muss dauerhaft wasserdicht sein; Prüfung siehe DVGW-Arbeitsblatt W 300. Die Wassertiefe muss mindestens 2 m betragen. Die Behältersohle darf nicht tiefer als 5 m unter Gelände gelegt werden, damit das Ansaugen mit Feuerlösch-Kreiselpumpen nicht erschwert wird. In der Behältersohle muss senkrecht unter dem Saugrohr ein mindestens 15 cm tiefer Pumpensumpf vorhanden sein; als Flächenmaß werden 80 · 80 cm empfohlen.



Die Behälterdecke ist zum Schutz gegen das Einfrieren des gespeicherten Wassers mindestens 50 cm zu überdecken, wenn keine Wärmeisolierung gewählt wird. Die Behälterabdeckung muss neben der Erdauflast zusätzlich das Gewicht eines Feuerwehrfahrzeuges mit einem zulässigen Gesamtgewicht von 16 t aufnehmen können (Zufahrt nach DIN 14 090). Über dem höchsten WSp muss bis zur Behälterdecke ein Freiraum von mindestens 10 cm verbleiben. Das erforderliche Lüftungsrohr muss mindestens 100 mm Innendurchmesser aufweisen; es darf in der Schachtabdeckung oder in unmittelbarer Nähe des Saugrohres angebracht sein.

Zur Wasserentnahme sind in Löschwasserbehältern bis 150 m³ Inhalt mindestens 1 Saugrohr, von 150 bis 300 m³ Inhalt mindestens 2 Saugrohre und bei mehr als 300 m³ Inhalt mindestens 3 Saugrohre einzubauen, die einen Innendurchmesser von 125 mm haben müssen und nicht länger als 10 m sein dürfen. Die Einlauföffnung muss im Pumpensumpf 8 cm unter der Behältersohle liegen; am oberen Ende des dichten Saugrohres muss ein Löschwasser-Sauganschluss nach DIN 14 244 – überflur oder unterflur – verwendet werden. Die Saugrohre müssen jederzeit eisfrei bleiben.

Der Saugschacht ist meist zugleich Einstiegschacht mit einer lichten Weite von mindestens 80 cm. Bei einem Schacht mit größerer lichter Weite als die Einstiegsöffnung muss die Einstiegsöffnung seitlich am Schacht und an der Zufahrt-Seite angeordnet sein. Die Oberkante des Schachtes soll entweder mindestens 0,25 m über Gelände liegen und kann dann gleichzeitig das Lüftungsrohr in der Schachtabdeckung mit aufnehmen oder soll mit dem Gelände abschließen und befahrbar sein. Der Saug-/Einstiegschacht muss bis hinunter zur Behältersohle sicher besteigbar sein.

In den Löschwasserbehälter darf kein Schmutzwasser eingeleitet werden. Beim Befüllen aus dem WV-Rohrnetz muss der Mindestabstand von 15 cm zwischen höchstem Behälterwasserstand und Füllleitung gewährleistet sein. Der Löschwasserbehälter muss gegen Überfüllen geschützt sein.

Der unterirdische Löschwasserbehälter muss als solcher dauerhaft und gut sichtbar nach DIN 4066 – B 2 beschildert sein und so gewartet werden, dass jederzeit Löschwasser entnommen werden kann.

6.8 Maßnahmen zur Instandhaltung von Wasserbehältern

6.8.1 Instandhaltung, Sanierung, Mangel, Schaden

Mit dem Oberbegriff *Instandhaltung* sind Maßnahmenbereiche wie Wartung oder Erhaltung, Inspektion, Instandsetzung oder Sanierung verbunden. Die Reihenfolge der Maßnahmen entspricht der zeitlichen und fachlichen Betreuung von Wasserbehältern. Erst bei Feststellen von Mängeln und Schäden kommen Instandsetzungsmaßnahmen (*Sanierung*) in Betracht. Zu den Bereichen »Wartung, Inspektion, Kontrolle und Reinigung« enthalten die **Tab. 6-7** und **Tab. 6-8** entsprechende Hinweise.

Tab. 6-7: Wesentliche Aufgaben bei der Kontrolle von Wasserbehältern (Baur 1991 [15])

		Kontrolle der Wasserbehälter		
		Vor der ersten Inbetriebnahme	Bei gefüllter Wasserkammer	Bei entleerter Wasserkammer
Wasserkammer	Überprüfung auf	- Nachweis der Dichtheit - Porenarmut und Freiheit von schädlichen Rissen - Fehlstellen bei Putz, Anstrich, Beschichtung, Auskleidung - Korrosionsbeständigkeit bzw. -schutz der Einbauteile - Sauberkeit (besenrein und frei von Schallungs- und Schalölresten)	- Veränderung des Behälterinhalts, z. B. Schwimmschicht, Trübung, Ablagerungen, Beläge (Sichtkontrolle) - Dichtheit von Drucktüren - Wasserandrang in Drainagen	- Schäden und Mängel (Löcher, Risse, Ablösungen, Ausblühungen, Materialabtrag) - Funktionsfähigkeit von Türen, insbesondere Drucktüren - Dichtheit von Rohr- und Kabeldurchführungen - Geruchs-, Belags-, Bewuchsbildung auf Behälterinnenflächen - Organische und anorganische Ablagerungen
Betriebs-einrichtung	Überprüfung auf	- Erfüllung der Unfallverhütungsvorschriften und Arbeitsschutzbestimmungen - Betriebsbereitschaft der hydraulischen, maschinellen und elektrischen Ausrüstungen - Funktionstüchtigkeit von Be- und Entlüftungseinrichtungen, der Sicherung gegen unbefugte Eingriffe, der Anzeige und Übertragung von Messwerten - Vorhandensein von Bedienungsanweisungen, Warn- und Hinweistafeln	- Betriebsbereitschaft der hydraulischen, maschinellen und elektrischen Ausrüstungen - Funktionstüchtigkeit von Be- und Entlüftungseinrichtungen, der Sicherung gegen unbefugte Eingriffe, der Anzeige und Übertragung von Messwerten, von Türen und Fenstern	- Korrosionserscheinungen - Betriebsbereitschaft der hydraulischen, maschinellen und elektrischen Ausrüstungen - Funktionstüchtigkeit von Be- und Entlüftungseinrichtungen, der Sicherung gegen unbefugte Eingriffe, der Anzeige und Übertragung von Messwerten, von Türen und Fenstern
Häufigkeit der Kontrolle		Einmal	Mindestens einmal monatlich	Mindestens einmal jährlich

Tab. 6-8: Tätigkeitsfolge bei der Reinigung und Desinfektion von Wasserkammern (Baur 1991 [15])

	Reinigung und Desinfektion	
	Vor der ersten Inbetriebnahme (bzw. nach längeren Stillstandzeiten)	Regelmäßig
Reinigung ohne chem. Reini- gungsmittel	- Abspritzen aller Behälterinnenflächen mit Trinkwasser unter ausreichendem Druck - Ableiten des anfallenden Reinigungswassers - Spülen oder Reinigen sämtlicher Rohrleitungen	- Abspritzen aller Behälterinnenflächen mit Trinkwasser unter ausreichendem Druck - Ableiten des anfallenden Reinigungswassers - Säubern besonders verunreinigter Stellen - Reinigen von Rohrleitungen und sonstigen Einbauteilen - Säubern der Be- und Entlüftungseinrichtungen
Reinigung mit chem. Reinigungsmittel	Nur erforderlich, wenn Verunreinigungen durch Abspritzen nicht zu entfernen sind	- Schließen sämtlicher Behälterabläufe - Abspritzen aller Behälterinnenflächen mit vorschriftsmäßig verdünntem Reinigungsmittel - Einwirkungszeit - Mechanische Reinigung besonders verunreinigter Stellen - Abspritzen der behandelten Flächen mit Trinkwasser - Schadloses Entfernen des reinigungsmittelhaltigen Wassers
Desinfektion	- Absprühen oder Abspritzen der Behälterinnenflächen (Sohle stets, Wände und Decken wenn erforderlich) mit Desinfektionsmittel - Schadloses Entfernen des desinfektionsmittelhaltigen Wassers	- Absprühen oder Abspritzen der Behälterinnenflächen (Sohle stets, Wände und Decken wenn erforderlich) mit Desinfektionsmittel - Schadloses Entfernen des desinfektionsmittelhaltigen Wassers - Bei Verwendung von chem. Reinigungsmitteln kann in den meisten Fällen auf eine nachfolgende Desinfektion verzichtet werden
Probenahme	Beim Füllen der Wasserkammer	Beim Füllen oder nach Füllen der Wasserkammer
Häufigkeit der Reinigung	Einmal	Abhängig vom Ergebnis der mindestens einmal jährlich durchzuführenden Kontrolle

Neue Erkenntnisse und Erfahrungen haben die zu beachtenden Anforderungen an Technik, Sicherheit und Hygiene geändert, so dass ältere Behälter vielfach diesen nicht mehr genügen. Hieraus sich ergebende Mängel und in der Folge oft Schäden sind natürlich im Rahmen von Instandsetzungsmaßnahmen zu beheben. Nach Durchführung, Prüfung und Abnahme sind die jeweiligen Maßnahmen und Ergebnisse zu dokumentieren, um ggf. Verbesserungen der Instandhaltungsmaßnahme ableiten zu können. Eine Abweichung zwischen den Anforderungen des technischen Regelwerkes und dem Ist-Zustand ist auch als *Mangel* zu bezeichnen. Die Nichtbeseitigung eines Mangels führt häufig zu einem Schaden. Ein *Schaden* an einem Bauwerk bzw. an seinen Einbauteilen liegt vor, wenn Veränderungen der Material-Eigenschaften derart eingetreten sind, dass der Wert oder die Nutzbarkeit in Vergleich zu seiner gewöhnlichen Beschaffenheit gemindert ist und damit wirtschaftlich nachteilige Folgen verbunden sind.

Im Allgemeinen ist ein Mangel die Vorstufe für einen Schaden. Dieser kann ebenfalls lokal begrenzt (z. B. einzelne Risse) oder aber genereller Art sein (z. B. großflächige Bewehrungskorrosion infolge unzureichender Betondeckung).

Mängel und Schäden an Trinkwasserbehältern können auftreten aufgrund von:

- Fehlern in der Konzeption (z. B. Anordnung des Behältereinstiegs über der Wasserfläche),
- Mängeln an den hydraulischen Einrichtungen (z. B. fehlende Trennung von Zulauf- und Entnahmeleitung),
- Mängeln an Bauteilen (z. B. Risse in Betonwänden).

6.8.2 Betriebshandbuch

Ein Betriebshandbuch (Behälterbuch) hat alle zu beachtenden (aktualisierenden) Anweisungen und Berichte über Inspektionen und Instandhaltungsarbeiten zu enthalten. Im Einzelfall kann es beinhalten:

- Baugeschichte mit Informationen zu Materialien, Bauverfahren, Bauweisen (auch Bauwerksabdichtung, Erdüberdeckung), vorangegangene Instandsetzungen, Umbauten, Erweiterungen
- Anlagenpläne (bauliche Durchbildung) und Belastungsbeschränkungen
- Versorgungsgebiet (auch Wasseranalyse)
- Anweisungen für die Außerbetriebnahme des Wasserbehälters
- Anweisung für Reinigung und Desinfektion vor Inbetriebnahme
- Anweisung für die Bedienung von Armaturen und deren Instandhaltung
- Anweisung für die Instandhaltung aller anderen Betriebseinrichtungen des Wasserbehälters einschließlich der elektrischen und hydraulischen Ausrüstung sowie Fernübertragungen
- Detaillierte Angaben über Fugen-, Auskleidungs-, Beschichtungsmaterial (Schichtenabfolge)
- Berichte über Inspektionen, Instandhaltung und außergewöhnliche Vorkommnisse.

6.8.3 Kontrolle, Reinigung und Desinfektion

Bei der Inbetriebnahme von neu errichteten Trinkwasserbehältern und sanierten Wasserkammern sollte in den ersten Wochen eine engmaschige mikrobiologische Beprobung durchgeführt werden, um eventuelle Koloniezahlerhöhungen im Trinkwasser rasch zu erkennen. Kommt es dabei zu hygienischen Problemen durch den Einsatz ungeeigneter Materialien oder durch eine fehlerhafte Verarbeitung, müssen in aller Regel diejenigen Materialien, die als Nährstoffquelle dienen, entfernt werden. In diesen Fällen wird wegen der komplexen Fehlerfindung auf die Literatur (Merkel 2005 [9]) verwiesen.

Bezüglich der wesentlichen Aufgaben bei der Kontrolle von Wasserkammern vor der ersten Inbetriebnahme, bei gefüllter und bei entleerter Wasserkammer, und die Tätigkeitsfolge bei der Reinigung und Desinfektion von Wasserkammern enthalten **Tab. 6-7** und **Tab. 6-8** die zusammengefassten Grundsätze des ehemaligen DVGW-Merkblattes W 318 bzw. des Arbeitsblattes W 300.

Im Vergleich zum Rohrnetz ist bei Behältern die im allgemeinen höhere Verweildauer des Wassers von Bedeutung, weil es durch Stagnation, Zutritt von Luftsauerstoff und Eintrag von Verschmutzungen über den Luftpfad zu Veränderungen bzw. zu Beeinträchtigungen der Trinkwasserbeschaffenheit (Sedimentation von Wasserinhaltsstoffen, Ausfällungen, Verkeimungen) kommen kann. Außerbetriebnahme und Entleerung sollen so erfolgen, dass weder von der Wasseroberfläche (Kahmhaut) noch vom Behälterboden (Sediment) Verunreinigungen in das Rohrnetz gelangen können. Der Behälter soll vom Netz genommen werden, bevor der Wasserstand 50 cm unterschreitet.

Die Kontrolle von Behältern durch fachkundige Personen, z. B. aus Bauabteilung und Labor, ist einmal jährlich durchzuführen (DVGW-Wasserinformation Nr. 51 und 57). Neben der Begutachtung des baulichen Zustandes ist in hygienischer Hinsicht auf Geruchs-, Belag- und Bewuchsbildung auf Decken-, Wand-, Boden-, Fugenflächen sowie auf Art und Verteilung von Ablagerungen zu achten. Dem Auftreten von tierischen Organismen ist besondere Beachtung zu widmen. Ihr Vorkommen kann neben den o. a. Erkenntnissen gegebenenfalls auch indirekte Hinweise auf bauliche Mängel des Behälters geben, wenn beispielsweise Fluginsekten (Belüftung) oder erdbewohnende wirbellose Tiere auf der Wasseroberfläche gefunden werden. Um sich einen Überblick über Menge und Zusammensetzung der Behälterablagerung zu verschaffen, ist es zweckmäßig diese Kontrolle durchzuführen, wenn noch einige Zentimeter Wasser auf der Bodenfläche stehen. So lassen sich z. B. Ablage-

rungen nach Menge und Verteilung am besten beurteilen und ggf. vorhandene Kleinlebewesen besser lokalisieren.

Behälter dürfen stets nur mit sauberer Kleidung und besonderen, farblich gekennzeichneten, desinfizierten Gummistiefeln von für den Einsatz im Trinkwasserbereich zugelassenem Personal betreten werden. Bei allen Arbeiten im Trinkwasserbereich ist stets zu bedenken, dass es sich um einen Lebensmittelbehälter handelt und eine entsprechende hygienische Sorgfaltspflicht gilt, deren Grundsätze in einer Betriebsanweisung zusammengefasst werden sollten. Vorbereitend ist vor dem Betreten der Wasserkammer zu prüfen, ob keine Gase oder Radonexposition in gesundheitsgefährdender Konzentration vorhanden sind, Absturzgefährdungen ausgeschlossen sind und ob Zulauf und Entnahmemarmaturen gegen versehentliches Öffnen durch Selbstverriegelung oder durch mechanischen Berührungsschutz und mit entsprechenden Hinweisschildern versehen sind.

Die Arbeiten sind von einem kompetenten Mitarbeiter des Versorgungsunternehmens, auch beim Arbeiten mit Fremdfirmen, zu beaufsichtigen. Arbeiten in Wasserkammern gelten als gefährlich im Sinne der Unfallverhütungsvorschriften (s. a. DVGW-Wasserinformation Nr. 57), es sind deshalb die Richtlinien für das Arbeiten in Behältern und engen Räumen, für Gefahrstoffe, Oberflächenbehandlung in Räumen und Behältern, sowie Schutzmaßnahmen wie Sicherung der Lüftung oder gegen erhöhte elektrische Gefährdung zu beachten.

Die Reinigung und Desinfektion der Wasserkammer wird entscheidend vereinfacht, wenn die Verunreinigungen nicht antrocknen. Die Restentleerung sollte daher erst unmittelbar vor dem Beginn der Reinigung beendet sein.

Mechanischen Reinigungsverfahren (**Tab. 6-8**) ist im Allgemeinen vor dem Einsatz chemischer Reinigungsmitteln der Vorzug zu geben. Eine manuelle Reinigung erfolgt mit Schrubbern, Schwämmen, Bürsten, intensivem Abspritzen mit Trinkwasser unter Netzdruck, ggf. können speziell verfahrbare Reinigungsgerüste (Stadtwerke Münster) mit rotierenden Bürsten und Wasserzufuhr über Düsen, eingesetzt werden. Beim Einsatz von Hochdruckgeräten sind die Richtlinien für Flüssigkeitsstrahler der Berufsgenossenschaft zu beachten. In jedem Fall ist die Notwendigkeit des Einsatzes chemischer Reinigungsmitteln kritisch zu hinterfragen. Die im Handel erhältlichen Reinigungsmittel sind meist Produkte auf der Basis organischer und anorganischer Säuren mit Zusätzen, die hauptsächlich zur Entfernung von Eisen-, Mangan- oder Kalkablagerungen angewandt werden und eine desinfizierende Wirkung haben. Vorteilhaft ist sicherlich ein besseres optisches Erscheinungsbild der Wasserkammer mit weniger Personalaufwand. Nachteilig ist ein Angriff bei zementgebundenen Oberflächen durch saure Reinigungsmittel, Beschleunigung von Karbonatisierungsvorgängen bei Beton und Förderung von Korrosionsbildung auf metallischen Behälterbaustoffen. Behauptungen, so genannte „milde Säuren“ wie Phosphorsäure oder Amidosulfonsäuren schaden der Beschichtung nicht wegen der Ausbildung einer theoretisch möglichen, schützenden Phosphatschicht, konnten auch nach 30 Reinigungszyklen mit phosphorsäurehaltigen Mitteln ausgeschlossen werden. Außerdem konnte nachgewiesen werden, dass phosphorsaure Reiniger aufgrund der chemischen Gleichgewichte während des Reinigungsprozesses nicht zu einer Abscheidung von schwer löslichen Phosphaten und einer damit verbundenen Schutzschicht führen können [12]. Ferner ist nicht mit Sicherheit auszuschließen, dass im Behälter verbleibende Reste von chemischen Reinigungsmitteln nachteilige Wirkungen auf Trinkwasser, z. B. in Form von Keimzahlerhöhungen haben können, was dann möglicherweise zu Ausfallzeiten führt. Technische Empfehlungen gingen deshalb dahin, nicht so aggressiv zu reinigen und die Beläge u. U. mehr oder minder als Schönheitsfehler zu belassen. Mittlerweile gibt es neutrale Reinigungsmittel mit desinfizierender Wirkung für Wasserkammern, die keine Säure enthalten, sondern über ein Reduktionsmittel ihre Wirkung im neutralen pH-Wert-Bereich entfalten [13]. Zementgebundene Oberflächen werden daher i. d. R. nicht angegriffen. Ein neues Produkt aus verdünnten organischen und anorganischen Säuren und speziellen Tensiden (SFT: Schaumfilm-Technologie) erlaubt aber erstmals im Bedarfsfall die Anwendung saurer Reiniger auf säureempfindlichen mineralischen Beschichtungen. Der bei der Reinigung erzeugte dünne Schutzfilm der Tenside ermöglicht starke Ablagerungen aus Kalk, Eisen und Mangan wirksam, ohne weitere Beschädigung der Zementoberfläche, zu entfernen [14]. Zur ausreichenden Entfernung der Reiniger ist eine gründliche Spülung mit Wasser nach der Reinigung unbedingt notwendig. Da hier prinzipiell keine absolute Spül-

wassermenge angegeben werden kann, wurde eine neue Lösung entwickelt, die durch eine Sichtkontrolle der Oberfläche in der Praxis eine kontrollierte Entfernung des Reinigers von der Oberfläche möglich macht. Dabei spielen Schaumblasen von speziellen Tensiden (SFT-Technologie) eine wichtige Rolle, da diese bei entsprechender Menge an Spülwasser vollständig von der Behälteroberfläche verschwinden [14].

Summarisch lässt sich festhalten, dass eine *Reinigung und Desinfektion in getrennten Schritten* erfolgen sollte, nach Prüfung des individuellen Erfolgsergebnisses. Neutrale oder Phosphorsäurehaltige Reinigungsmittel werden bei Kalkablagerungen oder anderen festen Ablagerungen keine Reaktion bzw. wenig Erfolg zeigen, auch Combi-Mittel sind den örtlichen Umständen entsprechend anzupassen. Nicht jedes Reinigungsmittel ist immer für den örtlichen Fall geeignet und auch der Spruch „viel hilft viel“ führte oftmals zum gegenteiligen Effekt, wie abgesandete Betonflächen und hartnäckige Aufkeimungen der Wasserkammern in der Vergangenheit oft aufzeigten. Seriöse unabhängige Service-Unternehmen, die über jahrelange Erfahrungen mit der Reinigung von Wasserkammern mit den verschiedensten Handelsprodukten verfügen, sind hier empfehlenswert für kleine bis mittlere Wasserversorgungsunternehmen, denen das nötige „know how“ und die Möglichkeiten von Probeversuchen mit unterschiedlichen Produkten hierzu fehlen.

Der *zusätzliche separate Einsatz von Desinfektionsmitteln* kann den Erfolg langfristig sichern (DVGW-Merkblatt W 291, DVGW-Merkblatt W 319). Dabei werden Reste von Reinigungsmitteln, organische Verbindungen, etc. durch eine oxidative Oberflächenbehandlung nachhaltig entfernt und auch eine nachhaltige Aufkeimung verhindert. Dieser Effekt konnte in der Studie des TZW (DVGW-Forschungsbericht W6/02/04) bestätigt werden [14]. Zur abschließenden Desinfektion kann 1,5 %ige Wasserstoffperoxid- bzw. Natriumhypochlorit mit 5 g/l Chlor verwendet werden. Das auf der Sohle ansammelnde desinfektionshaltige Wasser muss ordnungsgemäß behandelt und abgeleitet werden. Nach ausreichender Verdünnung soll das abzuleitende Wasser einen pH-Wert 6,5-8,5, chemischen Sauerstoffbedarf < 40 mg/l, Fischgiftigkeit < 2 GF, absetzbare Stoffe < 0,3 mg/l, haben. Anschließend kann der Behälter zur Entnahme bakteriologischer Kontrollproben befüllt werden.

6.8.4 Mängel und Schäden bei Wasserbehältern

Mängel und Schäden können an Trinkwasserbehältern oder deren Anlageteilen das gespeicherte Trinkwasser nachteilig verändern, den Betrieb einschränken oder erschweren, die Arbeitssicherheit beeinträchtigen, unbefugte Eingriffe Dritter ermöglichen, die Standsicherheit des Bauwerkes gefährden, die Lebensdauer des Bauwerkes herabsetzen.

Nicht immer offensichtliche *Schadensformen* sind: fehlende Isolierungen und Wärmedämmschichten; durch Baum und Pflanzenbewuchs beschädigte Isolierung, Wärmedämmung, Fugen; bauphysikalische Grundforderungen nicht eingehalten; durch Baugrundsetzungen hervorgerufene Konstruktionsschäden; falsch angeordnete Be- und Entlüftungseinrichtungen; Unbedenklichkeit und Undichtigkeit von Fugenmaterial bei Arbeitsfugen in Sohle, Wand/Sohle, Wände und Decke; unzureichende Betonqualität und Karbonatisierungstiefen, die keinen Schutz der Bewehrungsstähle garantieren; frei liegende bereits korrodierte Bewehrung; undichte Rohrdurchführungen; korrodierte Formstücke, Stahltreppen, -geländer; nicht den VDE-Vorschriften entsprechende elektrotechnische Ausrüstung; nicht funktionsgerechte Einzäunungen und Eingänge.

Mängel und Schäden an Trinkwasserbehältern können auftreten aufgrund von planerischen, betrieblichen und baulichen Aspekten (**Abb. 6-44**), beispielsweise bei:

Wasserkammer – Unmittelbarer Einstieg über dem Wasserspiegel; fehlende Sichtkontrolle während des Betriebes; direkter Lichteinfall; fehlende Treppen, Leitern oder Drucktüren; keine ausreichende bauliche Trennung der Wasserkammern; fehlende bauliche Trennung zwischen Wasserkammer und Bedienungshaus; Tauwasserbildung.

Bedienungshaus – Fehlendes Bedienungshaus (z. B. Einstieg über der Wasserkammer); schlecht zugängliche Betriebseinrichtungen; keine Montagehilfen; Tauwasserbildung; Mehrfachnutzung.

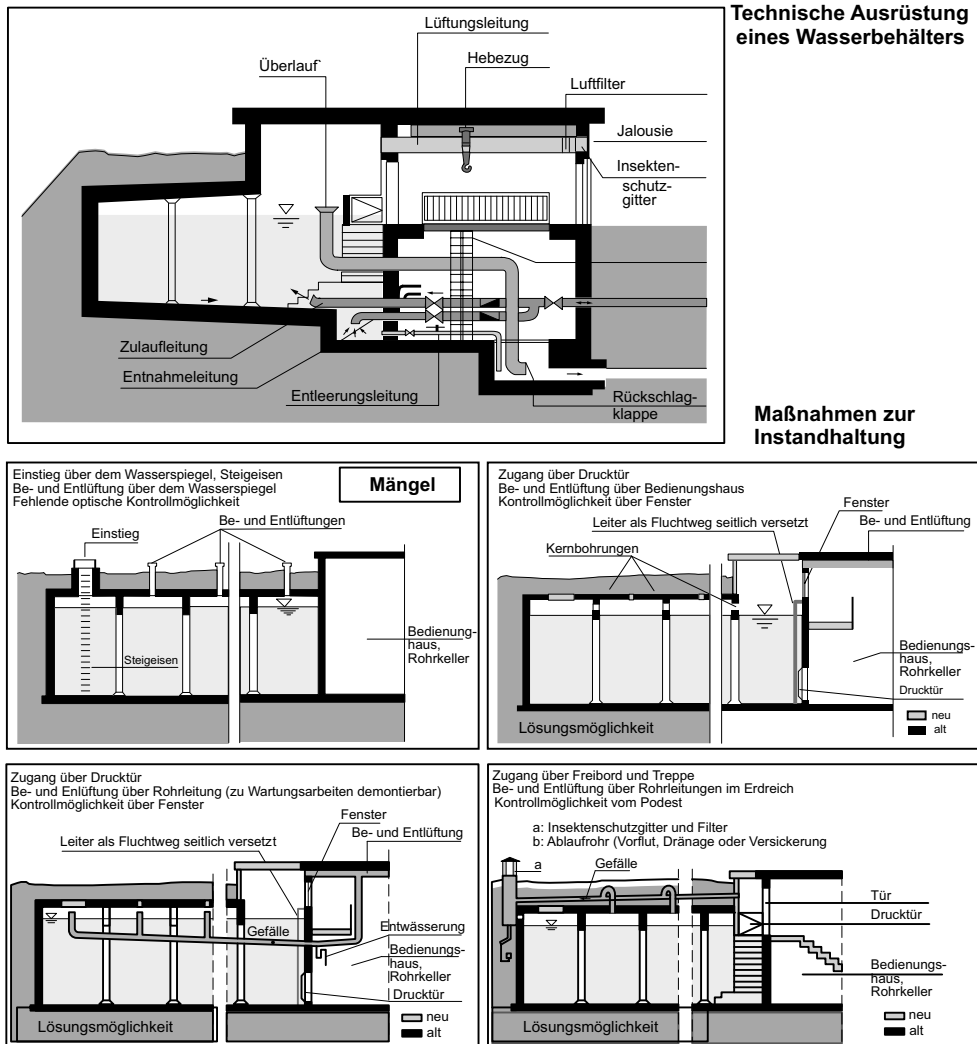


Abb. 6-44: Technische Ausrüstung eines Wasserbehälters und Lösungsmöglichkeiten zur Instandhaltung bei Mängeln

Be- und Entlüftungseinrichtungen – Be- und Entlüftungsöffnungen direkt über dem Wasserspiegel; Be- und Entlüftung der Wasserkammer direkt in das Bedienungs-
haus; zu kleine Be- und Entlüftungseinrichtungen; fehlende Einbauten in Be- und Entlüftungseinrichtungen; Eindringen von Geruchsstoffen von außen in die Wasserkammer; keine Entwässerungsmöglichkeit der Be- und Entlüftungseinrichtungen.

Außenanlagen – Mangelhafte Zufahrt; zu steile Böschungen; ungeeignete Einzäunung und Anpflanzung.

Mängel an betrieblichen und hydraulischen Einrichtungen – Keine Trennung von Zulauf- und Entnahmeleitung; mehrere Zulaufleitungen mit unterschiedlichen Wässern; fehlende Absperrarmaturen in den Zulauf und Entnahmeleitungen; falsche Anordnung der Zulaufleitung; Armaturen innerhalb

der Wasserkammer; fehlende Probeentnahme-Einrichtungen; falsche Anordnung der Entnahmeleitung; fehlender oder zu klein bemessener Überlauf; fehlende Trennung zwischen Überlauf und Entwässerungssystem; fehlender Kontrollschacht im Entwässerungssystem; Absperrarmaturen innerhalb der Überlaufleitung; fehlende oder unzureichende Entleerungsleitung; fehlende Rohrbruchsicherung; fehlende Umführungsleitung bei einkammerigen Durchlaufbehältern; ungeeignete Werkstoffe. Auch elektrische Einrichtungen, Desinfektionsanlagen, Eigenwasserversorgung, Arbeitssicherheit, Sicherung gegen unbefugte Eingriffe sind Punkte, die es zu überprüfen gilt.

Mängel und Schäden an Bauteilen – Durchfeuchtungen, Undichtheiten, Risse, Hohlräume, Kiesnes-ter, Ablösungen, Absandungen, Materialveränderungen, Belagbildung, Probleme bei Bewegungsfu-gen und Einbauteilen in Verbund mit anderen Materialien, mikrobielle Beläge bzw. so genannte Biofilme, Schäden an mineralischen Beschichtungen der Innenflächen von Wasserkammern. Die Biofilm-/Mikroorganismen-/Makrokolonienbildung ist nicht nur auf den wasserberührten Teil des Trinkwasserbehälters beschränkt, sondern kann auch an/in der Decke und den Wänden oberhalb des Wasserspiegels auftreten (Pilze, Bakterien). Eine übermäßige Biofilmbildung kann entstehen, wenn für den Trinkwasserbehälterbau ungeeignete Materialien verwendet werden, die den Mikroorganismen als Nahrungsquelle dienen. Häufige Ursachen des mikrobiellen Wachstums (**Tab. 6-9**) sind die Verwendung von biologisch abbaubaren Betontrennmitteln und Verpressmitteln/Injektionsharze, ungeeignete Dichtungsmaterialien und organische Zusatzmittel in zementgebundenen Werkstoffen.

Tab. 6-9: Wichtige Ursachen und Folgen vermehrter Biofilmbildung auf mineralischen Oberflächen von zugelassenen Materialien in Trinkwasserbehältern (nach Herb [7])

Ursache	Beobachtung	Folgen für den Betrieb
Organische Zusatzmittel	Erhöhte Biofilmbildung nach Freisetzung der organischen Zusatzmittel als Folge der Korrosion des Zementsteins Makroskopisch nur sichtbar durch Braunverfärbung.	Verminderte Materialtauglichkeit, ästhetische Mängel. Sanierung aus hygienischer Sicht nicht notwendig.
Vor-Ort Zumischung ungeeigneter Zusatzmittel	Erhöhte Biofilmbildung, makroskopisch sichtbar (Pilze).	Hygienische Mängel wahrscheinlich, Sanierung notwendig
Biologisch abbaubare Trennmittel	Erhöhte Biofilmbildung, makroskopisch sichtbar (Pilze). Überschreitung hygienischer Parameter im gespeicherten Trinkwasser nachgewiesen.	Bei hygienischen Mängeln sofortige Außerbetriebnahme und Sanierung des Behälters notwendig.
Organische Verpressharze	Erhöhte Biofilmbildung, makroskopisch sichtbar (Makrokolonien, Pilze). Überschreitung hygienischer Parameter im gespeicherten Trinkwasser nachgewiesen.	Bei hygienischen Mängeln sofortige Außerbetriebnahme und Sanierung des Behälters notwendig.

In **Tab. 6-9** sind wichtige Ursachen für Schäden durch erhöhte Biofilmbildung auf mineralischen Oberflächen und deren Folgen für den Betrieb tabellarisch zusammengefasst. Untersuchungen zeigen, dass biologisch abbaubare organische Stoffe im Trinkwasserbehälterbau grundsätzlich nicht eingesetzt werden dürfen, auch wenn die Materialien nicht unmittelbar mit dem Trinkwasser in Berührung kommen. Biologisch nicht oder schwer abbaubare Zusatzmittel dürfen zementgebundenen Werkstoffen nur dann zugegeben werden, wenn sie langfristig geprüft sind.

6.8.5 Instandsetzungsplan/Instandsetzung, Sanierung oder Neubau

In dem technischen DVGW-Merkblatt W 312 werden im Hinblick auf die besonderen Randbedingungen in Trinkwasserbehältern (Temperatur, Feuchte, Tauwasser) und Hygieneanforderungen die Instandsetzungsprinzipien zur Herstellung dauerhafter Oberflächen, Anforderungen an Materialien und Bauausführung in Wasserbehältern sowie betriebstechnischer Einrichtungen geregelt. Für Stoffsysteme und Ausführungsverfahren im ständigen Kontakt mit Trinkwasser ist deren grundsätzliche

Eignung für die besonderen Bedingungen und Hygieneanforderungen nach dem DVGW-Regelwerk nachzuweisen. Für die gewählte Ausführung ist ein *Instandsetzungsplan* zu erstellen, der Angaben enthält zu Instandhaltungsmaßnahmen wie z. B. planmäßigen Inspektionen, Wartungen, begrenzte Erneuerungen oder Austausch, Reinigung (mechanische Beanspruchung der Beschichtung), zulässige Zeiträume für die Austrocknung des Untergrundes oder Beschichtungsmaterialien (Leerstand Wasserkammer), Desinfektionsmittel, bzw. den Arbeitsablauf mit den betrieblichen Anforderungen in Einklang bringt, Durchführung und Materialeinsatz regelt und die Einhaltung der Hygieneanforderungen sicherstellt. Der Instandhaltungsplan ist wesentlicher Bestandteil des Behälterbuches.

Wenn zur Erhaltung des Bauwerkes oder zur Verbesserung der Betriebsbedingungen Maßnahmen erforderlich sind, muss vor deren Realisierung eine Grundsatzprüfung durchgeführt werden, ob Standort (Lage und Höhe), Nutzinhalt, bauliche Ausstattung (Anzahl der Kammern, Bedienungshaus) und die Einbindung in das Rohrnetz der aktuellen Wasserversorgungskonzeption entsprechen (DVGW-Arbeitsblätter W 300, W 400-1). Den heutigen, erhöhten Anforderungen genügen ältere, meist kleine Behälter (Nutzinhalt unter 200 m³ Inhalt) vielfach nicht mehr, da z. B. im Brandfall nach 2 h Löschen der Behälter leer sein kann. Folgende Untersuchungsschritte und Feststellungen schließen sich an:

- Art und Ursache von Mängeln und Schäden,
- erforderlicher Instandsetzungsumfang und Ermittlung der entsprechenden Kosten,
- Vergleich der Varianten für Instandsetzung und Neubau hinsichtlich ihrer Wirtschaftlichkeit (Nutzungsdauer), Modernisierungen nach DVGW-Regelwerk usw., weshalb ein Neubau durchaus die nachhaltige Alternative sein kann.

Maßnahmen zur Behebung der Mängel und Schäden bei Wasserbehältern gemäß den oben angeführten Hinweisen (s. a. **Abb. 6-44**) sind im DVGW-Merkblatt W 312 (Neuentwurf voraussichtlich 2011) dargestellt, weshalb hier nur besondere Aspekte herausgegriffen werden.

Der unmittelbare Einstieg über dem Wasserspiegel von Wasserkammern und Be- und Entlüftungsöffnungen direkt über dem Wasserspiegel sind wegen ihres Gefahrenpotenzials nicht tolerierbar und in der heutigen Zeit technisch unzumutbar. In vielen Fällen ist ein seitlicher Zugang mittels Drucktüre nachrüstbar, ansonsten sollte der vorhandene Einstieg überbaut werden, so dass erst nach Überwindung zweier Zugangstüren ein direkter Zugriff auf das gespeicherte Wasser möglich ist. Durch den Vorraum können im Regelfall hygienisch bedenkliche Stoffe, Laub oder Schmutz zurückgehalten werden. Be- und Entlüftungsöffnungen direkt über dem Wasserspiegel sind entweder mittels einer Rohrleitung im Erdreich über der Behälterdecke zusammenzufassen und an ein seitlich vom Behälter angeordnetes Be- und Entlüftungsbauwerk anzuschließen oder die Öffnungen sind wasserdicht zu verschließen und die neue Be- und Entlüftung über einen Lüftungskanal durch das Bedienungshaus herzustellen. In den Lüftungskanal können dann Entwässerungseinrichtungen, Jalousien, Gitter und Filter nachgerüstet werden, wobei die Filter auf eine zulässige Luftgeschwindigkeit von 1 m/s bemessen sein sollten. Bei den hydraulischen Einrichtungen sind neben fehlenden Probeentnahmen oft auch eine zu hoch angeordnete Entnahmeleitung zu bemängeln, so dass der Wasserspiegel des Behälters nicht tief genug abgesenkt werden kann. Wenn dies durch einen Umbau nicht zu erreichen ist, kann durch Änderung des Entnahmeformstücks (s. a. DVGW-Arbeitsblatt W 300, Anhang A15) Abhilfe geschaffen werden.

Bei der Beseitigung von Hohlräumen, Kiesnestern und Rissen ist das Ziel eine nutzungsgerechte Betonoberfläche mit ausreichender Oberflächenzug- und Haftzugfestigkeit und die Sicherstellung eines ausreichenden Korrosionsschutzes des Betonstahls. Dies wird erreicht durch: Entfernen loser Zementschlämme, lockerem, mürben oder verunreinigten Beton, lösen Beschichtungen durch unterschiedliche Strahlverfahren (Dampf-, Wasser- und Sandstrahlen) bzw. Stemmen und Fräsen, dann Säubern, Vorbereiten und Trocknen der freigelegten Betonflächen und Entrosten der Bewehrung (metallisch blank), Korrosionsschutz der Bewehrung durch Wiederherstellung einer DIN-gerechten Betondeckung (35 mm) oder Aufbringen eines Korrosionsschutzes vorzugsweise auf Zementbasis unter Beachtung der vom Hersteller vorgeschriebenen Verarbeitungsbedingungen (Temperatur, Feuchtigkeit, Entrostungsgrad), Aufbringen der erforderlichen Ausgleichsspachtelung aus Mörtel

oder Beton zur Wiederherstellung der äußeren Form. Bei einer kleinen Anzahl von Poren mit geringer Tiefe reicht es aus, die Poren weiter zu öffnen und durch Spachtelung eine geschlossene, glatte Oberfläche herzustellen. Hohlräume an Aussparungen und Durchführungen sowie Kiesnester werden meist durch Injektionen auf Zementbasis geschlossen.

Bauliche Probleme bei (undichten) Wasserbehältern entstehen vielfach auch bei der Instandsetzung von Stahlbeton. Beim Verpressen von Rissen (s. Merkl 2005) werden oft Fehler gemacht (ausfließende Epoxidharze), so dass die Wasserkammern nicht keimfrei werden. Das Füllen eines wasserführenden Risses ist ein grundsätzliches Problem, weil ein kraftschlüssiges Verbinden verlangt, dass das Füllmaterial mit den nassen Rissflanken eine Haftung eingeht, deren Wert zumindest der Betonzugfestigkeit entspricht. Es gibt Epoxidharze, die gute Haftwerte auch auf nassem Untergrund erreichen. Ihr Fließvermögen ist jedoch dann nicht ausreichend, um in feinste Risse vorzudringen. Polyurethanharze sind wohl in der Lage einen begrenzten Verbund mit einer nassen Betonoberfläche einzugehen. Ihre Wirkung beziehen sie in erster Linie aus dem Reaktionsprozess beim Kontakt mit Wasser; dabei wird Wasser, das sich an der Kontaktfläche befindet, mit eingebunden. Durch die damit verbundene Volumenvergrößerung wird eine Hohlraumausfüllung erreicht. Eine solche Rissfüllung wirkt in der Regel nur dann abdichtend, wenn keine oder keine nennenswerten Rissbewegungen mehr stattfinden. Bei größeren Rissbewegungen treten Kräfte auf, die die Haftfestigkeit überschreiten. Hinzu kommt, dass besonders schäumende PUR-Harze bei ständiger Einwirkung von Wasser zur Hydrolyse neigen, was mit einem Zerfall der Struktur verbunden ist. Neuere Zement-Injektionssysteme mit Ultrafeinzement als Verfüllmaterial können feuchte und wasserführende Risse kraftschlüssig verfüllen. Verpresssysteme mit Kunstharz sollten nur angewandt werden, wenn Prüfzeugnisse nach den Kunststoff-Trinkwasser-Empfehlungen (KTW-Empfehlungen) und nach DVGW-Arbeitsblatt W 270 vorliegen. Darauf zu achten ist, dass diese abgestuften Zeugnisse oft nur für kleinflächige Abdichtungen gelten.

Bei der Sanierung von Wasserkammern älterer Behälter kann Beton nachträglich an seiner Oberfläche durch einen rein mineralischen, anorganischen, hydraulisch abbindenden Spritzmörtel vergütet werden. Zur Abschätzung der Möglichkeiten und Risiken bei der Instandsetzung von Trinkwasserbehältern (Breitbach 2006) sollten durch einen Sachverständigen die Zusammenhänge zwischen Anforderungen an Mörtel und Beton, Wechselwirkung Trinkwasser – Auskleidung – Untergrund, Hygieneanforderungen beurteilt werden.

Sanierungsalternativen zur Herstellung herkömmlicher zementöser anorganischer *Microsilica-Spritzmörtel*, nämlich *Trockenspritz- und Nassspritzverfahren* mit einer zusätzlichen Variante, dem *Nass-Dünnstromverfahren* (KERASAL-Verfahren), sind die Edelstahlauskleidung von Wasserkammern (Abschn. 6.4.4.6.3) oder die Kunststoff-Auskleidung mit PE-HD-Platten oder Kunststoffabdichtungsbahnen, wobei bauphysikalische (diffusionsdicht, -offen) und bauchemische Randbedingungen zu beachten sind (Merkl 2005 [9], W 312 (Neuentwurf voraussichtlich 2011)). Beton ist ein Baustoff mit einem Kapillarsystem, das Transportvorgänge im Bauteil ermöglicht. Bei Wasserkammern aus Beton ist das Porensystem weitgehend wassergesättigt. Veränderungen im Beton, z. B. im Feuchtegehalt, können zu nachteiligen bauphysikalischen oder chemischen Verhältnissen mit Folgeschäden führen. Diffusionsoffene bis -hemmende Maßnahmen, z. B. zementgebundene Beschichtung, werden nicht zu einer wesentlichen Veränderung im Gesamtsystem führen, während eine wesentliche Änderung im Gesamtquerschnitt „Beton plus Instandsetzungsmaßnahme“ mit diffusionshemmenden bis -dichten Maßnahmen wie (hinterlüftete) Auskleidungen mit Edelstahl, Kunststoffabdichtungsbahnen, PE-Platten, Epoxidharzbeschichtung, zu einem veränderten Feuchtigkeitsprofil, Austrocknung, Dampfdruck mit der Folge von Abplatzungen, Blasenbildung, Potenzialverschiebung der Bewehrung, führen kann.

Von Breitbach wurde 2004 auf dem 28. Wassertechnischen Seminar der Technischen Universität München [16] eine prinzipielle Instandhaltung von Trinkwasserbehältern nach Entwurf DVGW Arbeitsblatt W 312 (2004) unter besonderer Berücksichtigung der Anforderungen an die Materialien und Ausführungsschritte vorgestellt (s.a. Merkl 2005 [9]). Die dort genannten Instandsetzungs-/Auskleidungsprinzipien werden sich in dem wohl im Jahr 2011 endgültig zu erwartenden Arbeitsblatt W 312 unter etwas modifizierten Wortschöpfungen / Benennungen in zwei Blöcken wieder finden:

- *Instandsetzungsprinzipien V1/V2 zur Sicherstellung der Verbundeigenschaften nach DIN 1045 und K1/K2 zur Sicherstellung des Korrosionsschutzes*, was im Einzelnen unter Beachtung von Expositionsklassen nur bedeutet, dass einerseits die Festigkeitseigenschaften der *Betonrandzone* (V1) bzw. der *Instandsetzungsmaterialien* (V2) dem Kernbeton entsprechen und über Eignungsprüfungen/Nachweise wie Beton-, Haftzugfestigkeit, E-Modul und dergleichen erfüllen müssen. Bei den zementösen Instandsetzungsmaterialien wird voraussichtlich auch noch in vier Gruppen zwischen rein anorganischen/mineralischen/(PCC-Mörtel)/mineralisch-kunststoffvergüteten Materialien differenziert.
- *Auskleidungsprinzipien A1 bis A4*, was im Einzelnen unter Beachtung von Expositionsklassen bedeutet, die Herstellung wasserundurchlässiger Oberflächen mit Instandsetzungsmaterialien wie Spritzmörtel, die ähnliche Diffusionseigenschaften aufweisen wie der Betonuntergrund (A1), die im Vergleich zum Betonuntergrund diffusionshemmende Eigenschaften aufweisen wie Fliesen (Anmerkung: beachte Unterschied Fugenmörtel!), diffusionsdichtes System, das im flächigen Verbund mit dem Konstruktionsbeton aufgebracht wird, wie Epoxidharz-Auskleidung (A3), diffusionsdichtes System für unebene Oberflächen, das über einen Hohlraum keinen flächigen Verbund aufweist, wie z. B. Kunststoffabdichtungsbahnen und PE-HD-Platten-Auskleidung.

Um das Instandsetzungsziel sicher zu erreichen, ist bei der Ermittlung der Schadensursache und bei Festlegung des geeigneten Verfahrens zur Schadensbeseitigung und des Arbeitsplanes die Beteiligung von erfahrenen Fachleuten/Unternehmen notwendig, die den Nachweis erbracht haben, dass sie die für diese Aufgaben notwendigen Kenntnisse und Erfahrungen besitzen (DIN 2000). Mit der Ausführung der Arbeiten dürfen deshalb nur Firmen beauftragt werden, die vergleichbare Leistungen erfolgreich – für den Auftraggeber – erbracht haben (Referenzen). In der Regel sollten dies nach den DVGW-Arbeitsblättern W 316-1 und W 316-2 zertifizierte Fachunternehmen sein. Abweichungen vom Instandsetzungsplan müssen von dem sachkundige Fachmann bzw. der sachkundigen Fachfrau festgelegt oder genehmigt und schriftlich festgehalten werden. Instandsetzungen gemäß dem technischen Regelwerk erhöhen nicht nur die Sicherheit, sondern lassen sich vielfach wirtschaftlich rechtfertigen.

Im Vorfeld einer Sanierung sollte jedoch die *Nachhaltigkeit einer Investition* sowie denkbare Versorgungsalternativen überprüft werden. Sollte dies darauf hindeuten, dass der *ersatzweise Neubau des Behälters* eine in Erwägung zu ziehende Alternative darstellt, sind unter Berücksichtigung der jeweils zu erwartenden Nutzungsdauer, die *Kosten für die Sanierung oder den Neubau* zu ermitteln. In einer Kostenvergleichsrechnung sind beide Varianten hinsichtlich ihrer Wirtschaftlichkeit gegenüber zu stellen (s. a. Baur 2004 [16]). Für den Kostenvergleich wasserwirtschaftlicher Maßnahmen ist die Anwendung der LAWA-Richtlinie „Leitlinien zur Durchführung dynamischer Kostenvergleichsrechnungen mit PC-Programm“ [1] zu empfehlen.

Von Baur wurde 2004 z. B. detailliert auf dem 28. Wassertechnischen Seminar der Technischen Universität München [16] über ein *Fallbeispiel* »Sanierung oder Neubau« berichtet: Danach kann bei einem sich in Betrieb befindlichen über 100 Jahre alten Behälter in Stampfbetonweise mit vier versetzten Wasserkammern und einer Wassertiefe von 3 m, bei dem Risse sowie Wurzeleindringungen in der Wasserkammerdecke und Außenwand festgestellt wurden, nach Wertung von 9 Varianten wie z. B. Sanierung mittels Spritzbeton- oder Edelstahlauskleidung, Neubauvarianten der Wasserkammern unter Aufrechterhaltung des Betriebs usw., der Teilabbruch und ein 2-kammeriger Neubau innerhalb der alten Wasserkammern wirtschaftlich sein, wenn auf der kleineren Grundfläche aber mit einer Regelwassertiefe von 5 m ein größerer Nutzinhalt und auch sonstige Modernisierungen nach DVGW-Regelwerk ermöglicht werden.

Literatur

- [1] LAWA Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (Hrsg.): Leitlinien zur Durchführung dynamischer Kostenvergleichsrechnungen mit PC-Programm (KVR-Leitlinien), 7. Auflage, Berlin, Kulturbuchverlag, 2005
- [2] Gesellschaft zur Förderung des Lehrstuhls für Wassergüte- und Abfallwirtschaft der Technischen Universität München e. V.:
 11. Wassertechnisches Seminar „Trinkwasserbereitstellung – Speicherung und Förderung“, Berichte aus Wassergütwirtschaft und Gesundheitsingenieurwesen, Technische Universität München, Nr. 73, München 1987:
 - Bomhard, H.: Flüssigkeitsdichte Behälter aus Beton – Anforderungs-, Erfüllungs- und Prüfkriterien
 - Eisenbart, K.: Einfluss der Standzeit in Wasserbehältern auf die Wasserqualität
 - Haug, M.: Hochbehälter, Wasserturm oder Druckerhöhungsanlage – Entscheidungskriterien und Lösungsbeispiele
 - Hirner, W.: Kriterien für die Bemessung des Speichervolumens in der Wasserversorgung – Grundwasserspeicher und Hochbehälter
 - Merkel, G.: Lüftungs- und wärmetechnische Maßnahmen bei Wasserbehältern
- [3] Schmit, Josef: Totraumfreier Umlauf im Spiralleitwandbehälter. gww 30 (1976) Nr. 6, S.190-193, (s. a. gwf 110 Jg., Heft 20, 16 Mai 1969, S. 546–548).
- [4] Baur, Albert, Eisenbart, Karl: Einfluss der Standzeit in Wasserbehältern auf die Wasserqualität – Bericht über ein F+E-Vorhaben, GWF Wasser/Abwasser 129 (1988), Nr. 2, S. 109–115
- [5] DVGW Deutscher Verein des Gas- und Wasserfaches e. V.:
 - Ausgewählte Kapitel zu Planung und Bau von Wasserbehältern, DVGW-Schriftenreihe Wasser, Band 33, Frankfurt 1983:
 - Bomhard, H.: Wasserbehälter aus Beton – Möglichkeiten und Wirklichkeiten, Entwurfs-, Planungs- und Bemessungskriterien
 - Damm, G.: Zugänge und Öffnungen des Bauwerks
 - Ebel, O.-G.: Baustoffe: Auswahl – Verarbeitung – Prüfung
 - Kaus, H.: Konstruktion und Ausstattung von Zu- und Ableitungen
 - Merkel, G.: Ausbildung von Wasserbehälterdecken
 - Müller, W.: Gestaltung von Außenanlagen
 - Preininger, E.: Oberflächen in Wasserkammern – technische Gesichtspunkte
 - Schubert, J.: Wasseraustausch – Auswirkungen und Grundrissformen sowie Gestaltung und Lage von Zu- und Ablauf
 - Schulze, D.: Kontrolle und Reinigung von Wasserbehältern – Vorstellung eines neuen DVGW-Merkblattes W 318
 - Thofern, E.: Das mikrobiologische Verhalten und die Beurteilung von Werkstoffen
- [6] Gesellschaft zur Förderung des Lehrstuhls für Wassergüte- und Abfallwirtschaft der Technischen Universität München e. V.:
 22. Wassertechnisches Seminar „Planung und Bau von Trinkwasserbehältern im Hinblick auf die europäische Normung“, Berichte aus Wassergüte- und Abfallwirtschaft, Technische Universität München, Nr. 144, München 1998:
 - Beros, M.: Ausführung von Trinkwasserbehältern in Frankreich
 - Herb, S.: Mikrobiologische Besiedelung von mineralischen Oberflächen – Vermeidung und Kontrolle
 - Kop, J. H.: Entwurf und Bau von Trinkwasserbehältern in den Niederlanden
 - Lindner, W.: Stand der Europäischen Normung in der Wasserversorgung
 - Merkel, G.: Praxis der Innenausführung von Wasserkammern
 - Roth, K.: Erhebungen zu Schäden an Trinkwasserbehältern – Auswertung und Vergleich der Umfragen des DVGW und des LfW
 - Schössner, H.: Hygienische Anforderungen an Werkstoffe in Trinkwasserbehältern – KTW-Empfehlungen, Entwurf ZTW-Empfehlungen (DVGW-Arbeitsblatt W 347) und DVGW-Arbeitsblatt W 270
 - Schulze, D.: Anforderungen an Systeme und Bestandteile der Wasserspeicherung aus europäischer Sicht
 - Vogt, V.: Betontechnische Ausführungen von Trinkwasserbehältern im Hinblick auf Qualitäts- und Kostenaspekte
- [7] Herb, Stefan: Biofilme auf mineralischen Oberflächen in Trinkwasserbehältern. Berichte aus Wassergüte- und Abfallwirtschaft, Technische Universität München, Nr. 149, München 1999
- [8] Merkel, Gerhard: Mit kontrolliert wasserabführender Schalungsbahn (CPF) erstellte Trinkwasserbehälter: Untersuchung der Wasserkammern nach 15 Jahren Betriebszeit. gwf Wasser Abwasser 148 (2007) Nr.6, S. 447–454.
- [9] Merkel, Gerhard: Trinkwasserbehälter – Planung, Bau, Betrieb und Instandsetzung, München, Oldenbourg Industrieverlag 2005; Technik der Wasserversorgung, München, Oldenbourg Industrieverlag 2008.

- [10] Gesellschaft zur Förderung des Lehrstuhls für Wassergüte- und Abfallwirtschaft der Technischen Universität München e. V.:
25. Wassertechnisches Seminar „Wasserversorgung in der Zukunft unter besonderer der Wasserspeicherung“, Berichte aus Wassergüte- und Abfallwirtschaft, Technische Universität München, Nr. 163, München 2001:
Merkel, W.: Wasser ist mehr als eine Handelsware
Hames, H.: Bedeutung von Technik und Wissenschaft für eine Wasserversorgung zwischen Daseinsvorsorge und Wettbewerb
Ebel, O.-G.: Trinkwasserspeicherung aus europäischer und nationaler Sicht
Vogt, V.: Zertifizierung von Sachverständigen für Wasserspeicherung sowie Fachfirmen für Instandsetzung von Trinkwasserbehältern
Grube, H.: Dauerhafte Oberflächen aus Beton oder aus zementgebundenen Beschichtungen in Trinkwasserbehältern – Beurteilungskriterien, Ausführungshinweise und Qualitätssicherungsmaßnahmen
Leiber, E.: Vergleichende Beurteilung von Oberflächensystemen in Wasserkammern in technischer, hygienischer und wirtschaftlicher Hinsicht aus der Sicht des Planers
Beros, M.: Neubau und Instandsetzung von Wassertürmen in wirtschaftlicher Hinsicht
Merkel, G.: Metallische und andere Trinkwasserbehälterkonstruktionen – eine Alternative zu Stahlbeton?
Drescher, G.: Trinkwasserbehälter aus Stahlbeton
- [11] Brugger, Manfred: Erfahrungen mit Edelstahlbehältern als Trinkwasserspeicher. GWF Wasser Abwasser 150 (2009) Nr. 7-8, S.510–514.
- [12] Schäufler, Immanuel; Schwotzer, Matthias; Gerdes, Andreas: Einfluss von Reinigungsmittel auf das Werkstoffverhalten zementgebundener Beschichtungen von Trinkwasserbehältern. GWF Wasser Abwasser 149 (2008) Nr. 2, S. 124–132.
- [13] Greunig, Hans-Joachim: Werterhalt von mineralisch beschichteten Trinkwasserkammern – Risikominimierung durch säurefreie Desinfektionsreinigung. GWF Wasser Abwasser 150 (2009) Nr. 7–8, S. 532–534.
- [14] Schauer, Christian; Kampe, Angela: Fachgerechte Reinigung und Desinfektion von Trinkwasserbehältern – Aktuelle Aspekte und Lösungen. GWF Wasser Abwasser 150 (2009) Nr. 7-8, S. 587-594.
- [15] Baur, Albert: Die Wasserspeicherung – ein wichtiger Teil der Wassergewinnungs- und Wasserverteilungsanlagen. In: Handbuch Wasserversorgungs- und Abwassertechnik, 3. Auflage, S. 83–112, Essen, Vulkan-Verlag 1991.
- [16] Gesellschaft zur Förderung des Lehrstuhls für Wassergüte- und Abfallwirtschaft der Technischen Universität München e. V.:
28. Wassertechnisches Seminar „Trinkwasserbehälter – Instandsetzung und Neubau“, Berichte aus Wassergüte- und Abfallwirtschaft, Technische Universität München, Nr. 183, München 2004:
Baur, A.: Sanierung oder Neubau? Fallbeispiel Behälter Burgberg Erlangen
Breitbach, M.: Instandhaltung von Trinkwasserbehältern nach Entwurf DVGW-Arbeitsblatt W 312 (2004) unter besonderer Berücksichtigung der Anforderungen an die Materialien und Ausführungsschritte
Merkel, G.: Angewandte Oberflächensysteme in Wasserkammern – technische, hygienische und wirtschaftliche Bewertung
Rautenberg, J.: Korreferat: Edelstahlauskleidung – praktische Erfahrungen aus der Sicht eines Wasserversorgungsunternehmens
Meggeneder, M.: Korreferat: Kunststoffauskleidung (PEHD-Platten) – praktische Erfahrungen aus der Sicht eines Wasserversorgungsunternehmens
Pfahler, W.: DVGW-Zertifizierung von Fachunternehmen für Instandsetzung von Trinkwasserbehältern – aus der Sicht eines Wasserversorgungsunternehmens
Stahl, A.: DVGW-Zertifizierung von Fachunternehmen für Instandsetzung von Trinkwasserbehältern – aus der Sicht eines zertifizierten Fachunternehmens
Cohrs, H.: Ausschreibung von Trinkwasserbehältern unter besonderer Berücksichtigung der Anforderungen an Oberflächensysteme
Merkel, G.: Wasserspeicherung – zu allen Zeiten eine echte (Bauingenieur-) Herausforderung.

Weiterführende Literatur:

- Boonk, Ludger: Anforderungen an Epoxydharzbeschichtungen auf mineralischen Untergründen im Trinkwasserbereich. DVGW Energie Wasser-Praxis 58 (2007), Nr. 12 - DVGW Jahresrevue, S. 26–31.
- Boos, Peter; Breit, Wolfgang: Trinkwasserbehälter aus Beton. DVGW Energie Wasser-Praxis 58 (2007), Nr. 7+8, S. 8–14.
- Breit, Wolfgang; Spanka, Gerhard: Zementgebundene Werkstoffe im Trinkwasserbereich – Prüfung und Bewertung der hygienischen Anforderungen. Beton 58 (2008) Nr. 11, S. 492–498.

- Breitbach, Manfred: Instandsetzung von Trinkwasserbehältern – Möglichkeiten und Risiken. GWF Wasser Abwasser 147 (2006), Nr. 13, S. 50–57.
- Gerhardy, Karin: Vermehrung von Mikroorganismen auf Werkstoffen für den Trinkwasserbereich – Prüfung und Bewertung. DVGW Energie Wasser-Praxis 59 (2008), Nr. 3, S. 31–33.
- Mitter, Klaus; Schubert, Bernd; Kilian, Martina: Instandsetzung des Wasserturmes Lauterbach – FPO-Dichtungsbahnen zur Sanierung von Trinkwasserspeichern. GWF Wasser Abwasser 150 (2009) Nr. 7–8, S. 516–523.
- Pfahler, Werner.: Planung und Bau eines Trinkwasserbehälters auf historischem Boden in Stuttgart – Trinkwasserbehälter Mühlbachhof. gwf-Wasser, Abwasser 150 (2009), Jubiläumsausgabe, W60–W66.
- Scholz, Corinna: Sanierung eines historischen Wasserturmes am Grevener Damm. GWF Wasser Abwasser 149 (2008) Nr. 3, S. 252–253.
- Schuppan, Toralf; Schär, Robert; Hein, Judith: Instandsetzung Reservoir Froloo in der Schweiz. DVGW Energie Wasser Praxis 60 (2009), Nr. 5, S. 20–22.
- Wischhusen, Rolf; Henning, Volker; Brugger, Manfred: Sanierung eines historischen Wasserturms mit modernster Technik. DVGW Energie Wasser Praxis 59 (2008), Nr. 1, S. 32–36.

7. Wasserverteilung

bearbeitet von Dipl.-Ing. **Joachim Rautenberg**

DVGW-Regelwerk, DIN-Normen, Gesetze, Verordnungen, Vorschriften, Richtlinien
 siehe Anhang, Kap. 14, S. 881 ff
Literatur siehe S. 720

7.1 Allgemeines

Hauptbestandteile des Systems zur Wasserverteilung sind die Rohrleitungen. Sie werden entsprechend ihrem Zweck wie folgt unterschieden:

- Zubringerleitungen verbinden Wassergewinnungsanlagen, Aufbereitungsanlagen, Wasserbehälter und/oder Versorgungsgebiete ohne direkte Verbindungen zum Verbraucher.
- Fernleitungen sind Zubringerleitungen über große Entfernungen, die in der Regel Gemeindegrenzen überschreiten.
- Hauptleitungen haben eine Hauptverteilungsfunktion innerhalb von großen Versorgungsgebieten (Großstädten) und in der Regel keine direkte Verbindung zum Verbraucher.
- Versorgungsleitungen verteilen das Wasser im Versorgungsgebiet, von ihnen zweigen die Anschlussleitungen zu den Verbrauchern ab.
- Anschlussleitungen beginnen an der Abzweigstelle von der Versorgungsleitung und enden mit der Hauptabsperreinrichtung des Verbrauchers (in der Regel im Anschlussraum des Gebäudes).

Rohrnetze – auch Verteilungsnetze genannt – bestehen aus vermaschten oder verästelten Haupt- und Versorgungsleitungen. Weitere Bestandteile der Wasserverteilungsanlage sind Schächte für Armaturen sowie Anlagen zur Druckminderung, Durchflussregulierung und Druckerhöhung, wobei für letztere auf die Kap. 5 verwiesen wird.

Den wesentlichen Anteil an den Rohrleitungen machen die Rohre selbst aus; hinzu gehören noch die Verbindungsstücke, die manchmal aus mehreren Teilen bestehen, die Formstücke, mit denen in der Regel Richtungsänderungen und Abzweige hergestellt werden, die aber auch zum Übergang verschiedener Rohrnennweiten oder Rohrwerkstoffe gebraucht werden, ferner zahlreiche Armaturen, von denen die Absperrvorrichtungen die wichtigsten sind, und schließlich die Vorrichtungen für den Brandschutz.

Zur Rohrnetzausrüstung sind im Folgenden auch diejenigen Einbauteile auf der Leitungsstrecke gezählt, die zwar nicht unmittelbar mit der Leitung selbst in Verbindung stehen, aber für die Sicherheit oder für die Bedienung der Leitung notwendig sind.

7.2 Werkstoffe

7.2.1 Gusseisen (Grauguss, GG; Duktulguss, GGG)

Grauguss (GG) ist der älteste Rohrwerkstoff im Wasserleitungsbau der letzten 200 Jahre. Er wurde vom duktilen Gusseisen (GGG) verdrängt, das in Europa seit 1951 und in der Bundesrepublik

Deutschland seit 1956 hergestellt wird. Letzteres hat bessere mechanische Eigenschaften und das Rohr, wegen der geringeren Wanddicke, ein um etwa 25 % niedrigeres Gewicht gegenüber Graugussrohren; es transportiert bei gleicher Nennweite vergleichbar mehr Wasser. Duktiles Gusseisen ist ein Eisen-Kohlenstoff-Gusswerkstoff mit geringen Anteilen von Phosphor, Schwefel, Mangan und Magnesium, wobei der Kohlenstoff in kugelförmiger Form vorhanden ist, was durch Zusätze bewirkt wird. Charakteristische Eigenschaften: Zugfestigkeit mind. 420 N/mm^2 , Streckgrenze mind. 300 N/mm^2 , Bruchdehnung mind. 10 % GGG verformt sich beim Überschreiten der Streckgrenze plastisch; es ist bedingt schweißbar. Alle Guss-Rohre müssen gegen Korrosion geschützt werden.

7.2.2 Stahl (St)

Als Stahl werden metallische Legierungen bezeichnet, deren Hauptbestandteil Eisen ist und deren Kohlenstoffgehalt zwischen 0,01 % und 2,06 % liegt. Rohre aus Stahl werden seit Ende des 19. Jahrhunderts industriell hergestellt. Wasserleitungsrohre aus Stahl besitzen eine hohe Festigkeit, Bruchdehnung und Kerbschlagzähigkeit. Sie können durch Schweißverbindungen längskraftschlüssig verbunden werden und sind damit zur Strangverlegung geeignet. Stahlrohre müssen gegen Korrosion geschützt werden, sie sind bei geschweißten Verbindungen für elektrochemische Korrosionsschutzmaßnahmen geeignet. Bei Fernleitungen mit größerem Durchmesser werden überwiegend Rohre aus Stahl mit kathodischen Korrosionsschutzanlagen eingesetzt.

7.2.3 Asbestzement (AZ)

Asbest, in feinsten Fasern ($1/10\,000 \text{ mm}$) kristallisiert, Zugfestigkeit bis $2,2 \text{ kN/mm}^2$, chemisch Magnesiumhydrosilikat, bildet die Armierung des mit Normzementen hergestellten Asbestzementes. AZ ist beständig, dicht, chemisch und bakteriologisch unempfindlich; er lässt sich spanabhebend bearbeiten. Die Rohre besitzen ausreichende Festigkeiten und sind zähelastisch, die Oberfläche im Inneren ist hydraulisch glatt.

In der Bundesrepublik Deutschland durften asbesthaltige Erzeugnisse für Druckrohre für den Tiefbaubereich nur noch bis zum 31.12.1993 hergestellt und bis zum 31.12.1994 verwendet werden. „Verwendung“ im Sinne der Gefahrstoffverordnung bedeutet Einbau, Reparatur und Ersatz. Der Betrieb einer Asbestzementrohrleitung stellt kein Verwenden dar. Für Instandhaltungsarbeiten, auch Reparaturen, an bestehenden Anlagen gilt allerdings eine generelle, unbefristete Ausnahme.

Für sie sind die einschlägigen Arbeitsschutzvorschriften, insbesondere die TRG-S 519 „Asbest: Abbruch-, Sanierungs- oder Instandhaltungsarbeiten“, zu beachten.

Da AZ-Rohre in großem Umfang verwendet worden sind, sind sie im Taschenbuch noch in verkürzter Form behandelt. Im Zuge der Entwicklung asbestfreier Faser-Zementrohre waren auch Druckrohre für die Wasserversorgung in Erprobung. Für sie würden alle für AZ gemachten Ausführungen in ähnlicher Weise zutreffen. Im November 1994 ist die Europäische Norm EN 512 „Faserzementprodukte – Druckrohre und Verbindungen“ erlassen worden. Sie umfasst eine Asbest-Technologie für Produkte, deren Zusammensetzung Crysotyl-Asbest enthält, und eine asbestfreie Technologie für Produkte mit anderen Bewehrungsfasern, die keinen Asbest enthalten (für Deutschland und weitere europäische Staaten, die keinen Asbest mehr zulassen).

7.2.4 Spannbeton (SpB) und Stahlbeton (StB)

Rohre aus Beton werden für den Druckrohrleitungsbau nicht mehr verwendet. Früher kamen Spann- und Stahlbetonrohre meist nur für große Durchmesser (ab DN 800) in Betracht. Der Systemdruck überschreitet in der Regel 16 bar nicht, Sonderherstellung für höhere Drücke war möglich. Die ausschließlich im Fernleitungsbau verlegten Spannbetonrohre bereiten den Betreibern heute zum Teil wegen Muffenundichtigkeiten und Schalenbrüchen Probleme.

7.2.5 Kunststoffe (PVC, PE, UP-GF)

Polyvinylchlorid (PVC-U d.h. weichmacherfreies PVC) ist ein durch Polymerisation hergestellter Kunststoff unter Verwendung von Azetylen und Salzsäuregas. Das Material ist in hohem Maße beständig gegen chemischen Angriff (pH=2 bis 12) und bedarf keines Korrosionsschutzes. Die Dichte beträgt $1,4 \text{ kg/m}^3$, die Wärmedehnung $8 \cdot 10^{-5} (1/^\circ\text{C})$. Die Dauerstandfestigkeit sinkt im Laufe der Zeit. Das Rohr ist in größeren Längen biegsam, leidet jedoch an Kaltsprödigkeit, so dass es bei niedrigen Temperaturen ($<0^\circ\text{C}$) nicht verlegt werden sollte. Es ist hydraulisch fast glatt ($k=0,007 \text{ mm}$). Polyvinylchloridrohre für WV-Anlagen werden von DN 20 bis z. Zt. DN 400 hergestellt und ab DN 80 angewandt. PVC-Rohre werden jedoch zunehmend von PE = Polyethylen-Rohren verdrängt.

Für Wasserleitungsrohre wird Polyethylen hoher Dichte (früher PE hart) in den Qualitäten PE 80 (schwarz RAL 9004 mit Streifen blau RAL 5012) und PE 100 (blau RAL 5005) sowie PE-X_a und unterschiedliche Qualitäten als Verbundrohre verwendet. Im Laufe der Zeit sinkt unter Belastung (Innendruck) die Dauerstandfestigkeit wie bei PVC-Rohren; Mindestfestigkeit für 50 Jahre und $20^\circ\text{C} = 8 \text{ N/mm}^2$. Mit einer Sicherheit $S=1,6$ ergibt sich die Berechnungsspannung $\sigma_{zul} = 5 \text{ N/mm}^2$. Wanddickenberechnung wie bei PVC-hart-Rohren. Die Rohre dürfen keine gesundheitsschädigenden Stoffe enthalten und dem Wasser keinen Geruch und Geschmack verleihen (KTW-Empfehlungen). Die PE-Rohre für Trinkwasser sind leicht (Dichte 0,9 bis 1,0) und biegsam. Lieferlängen: gerade Längen 5, 6 und 12 m, Ringbunde bis DN 125 ca. 100 m, bei kleineren DN auf Stahltrommeln bis zu 2000 m. Die Kennzeichnung erfolgt in gleicher Weise wie bei den PVC-U-Rohren. Sie benötigen bei Biegungen keine Formstücke, sind widerstandsfähig gegen Säuren, immer glatt, weil keine Korrosion eintritt, daher auch geringe Rohrreibung, eingeschränkt frostsicher, da sie sich beim Einfrieren des Wassers dehnen und nach dem Auftauen wieder zusammenziehen, fast bruchstark und unempfindlich gegen vagabundierende Ströme. Gegen Öle und Fette sind sie im Allgemeinen empfindlich, in Benzin bei gewissen Temperaturen lösbar (Gasdiffusion) und z. T. brennbar, so dass man sie z. B. nicht mit der Lötlampe auftauen darf. Auch für elektrisches Auftauen sind sie ungeeignet, da nicht leitend, daher als Erder für elektr. Anlagen nicht brauchbar.

PE Rohre werden bei den kleineren Durchmessern als Rollen und bei größeren Durchmessern (gebräuchlich bis DN 400) als Stangen geliefert. PE-Rohre werden durch Stumpfschweißen oder mittels Heizmuffen verbunden. PE-Rohre eignen sich besonders für grabenlose Bauverfahren und als Inliner für Rohrsanierungen.

Früher noch verwendet Rohre der Qualität PE-LD (PE-weich) werden nicht mehr hergestellt.

Tab. 7-1: Kurzbezeichnungen der Werkstoffe

AZ, (FZ)	Asbestzement, (Faserzement)
GG	Grauguss
GGG	duktils Gusseisen
GGG ZM	duktils Gusseisen mit Zementmörtelauskleidung
GGG ZMU	duktils Gusseisen mit Zementmörtelumhüllung
PE-LD	Polyethylen weich
PE 80, PE 100, PE-X	Polyethylen
PVC-U	Polyvinylchlorid (hart)
SpB	Spannbeton
St	Stahl
StBiA	Stahl mit Außenschutz aus Bitumen
StBiI	Stahl mit Innenschutz aus Bitumen
Stzm	Stahl mit Innenschutz durch Zementmörtelauskleidung
UP-GF	Glasfaserverstärktes Polyesterharz

Der duroplastische Verbundwerkstoff für UP-GF-Rohre aus glasfaserverstärktem Polyesterharz besteht aus glasfaserverstärkten (GF) ungesättigten (U) Polyesterharzen (P) und Füllstoffen. Die Glasfasern aus alkalifreiem Aluminium-Bor-Silikat-Glas besitzen einen Faserdurchmesser von ca. 10 mm und werden mit einem speziellen Haftvermittler versehen. Als Füllmittel dient gewaschener, feuergetrockneter Quarzsand mit einer genau definierten Sieblinie. Druckrohre werden bis zu einem max. Systemdruck von 25 bar in DN 100 bis 3000 und in Längen von 3 m, 6 m und 12 m hergestellt.

7.2.6 Wahl der Werkstoffe

Sie obliegt dem Planer der Anlage. Entscheidend sind die Festigkeit gegenüber Innendruck und äußerer Belastung, die Korrosionsbeständigkeit, die Verbindungsart und der Preis für die fertige Leitung einschl. der Erdarbeiten, deren Kosten von den Rohreigenschaften mit beeinflusst werden können. Rohre aus geprüften und zertifizierten Werkstoffen sollen bevorzugt eingebaut werden.

Allgemeine Anhaltspunkte:

Fernleitungen mit höchsten Sicherheits-Anforderungen*)

über DN 800: StZM mit Schweißverbindungen

bis DN 700: StZM /GGGZM

desgl. ohne besondere Anforderungen**)

alle lieferbaren Nennweiten und Druckstufen: StZM /GGGZM/UP-GF/PE 100

Versorgungsleitungen

MDP 10: GGGZM/PVC-U/UP-GF/PE 80, PE 100, PE-X

Anschlussleitungen

MDP 10: PE 80, PE 100, PE-X

*) Leitung soll nicht ausfallen. Betriebsunterbrechungen nur bei geplanten Instandhaltungsarbeiten

**) Leitungsausfall kann für Instandsetzungsarbeiten hingenommen werden

7.2.7 Korrosionsschutz

7.2.7.1 Außen- und Innenkorrosion

Mit Korrosion wird die chemische Reaktion von Werkstoffen mit Stoffen aus der Umgebung bezeichnet, die zu einer Zerstörung von Leitungsteilen führen kann.

Die Umgebungsstoffe (der Boden) um die Rohre besitzen eine mehr oder weniger große „Bodenaggressivität“; sie wird durch Bewertungszahlen für 14 zu betrachtende Eigenschaften des Bodens dargestellt, die zu Bewertungszahlsummen zusammengefasst werden, die ein Maß für die Korrosionswahrscheinlichkeit bilden (vgl. DVGW-Arbeitsblatt GW 9, DIN 50929-3 und DIN EN 12501; s. auch **Tab. 7-2**).

Stark aggressiv gegen die äußere Rohroberfläche verhalten sich z. B. Torf, Schlick und Marschböden, Böden mit deutlichen Mengen an Schwefelwasserstoff (Gips!), Asche, Schlacke. Längere Rohrleitungen liegen regelmäßig in verschiedenen Bodenarten. Man schützt daher in WV-Anlagen alle metallischen im Boden liegenden Rohrleitungen gegen Außenkorrosion.

In jüngerer Zeit kommen neben dem klassischen Bewertungsverfahren auch elektrochemische Messverfahren zur Bestimmung der Korrosionsgeschwindigkeit zur Anwendung (z. B. ER-Verfahren nach Anhang der AfK 10)

Darüber hinaus ist bei allen Rohren aus metallischem Werkstoff, die zum Transport von Wasser vorgesehen sind, ein Innenschutz gegen mögliche Aggressivität des durchgeleiteten Wassers zu empfehlen. Entsprechend dem DVGW-Regelwerk erhalten heute alle in der Trinkwasserversorgung eingesetzten GGG- und St-Rohre eine Zementmörtelauskleidung.

Tab. 7-2: Bodenbedingungen die zu hoher Korrosionsbelastung führen können (DVGW GW 9 (A) Entwurf)

Merkmale	Umstände/Verhältnisse	Beispiele für Kriterien
Bodenart	natürlicher Boden	– Anwesenheit von Torf, Kohle ... in Böden – Marsch- und Mooregebiete – Tidezone – vorhandener Brack- oder Meerwasserspiegel – anaerobe Böden (mikrobiologisch induzierte Korrosion)
	künstlicher Boden	– Böden mit Aschen, Schlacken, industriellen Nebenprodukten, Rückstände aus häuslichen Abfällen – Gebiete, die mit Sekundärprodukten (irgendwelcher Art) verfüllt sind – Unkontrollierte Recyclingmaterialien
Elektrische Einflüsse	Vorrichtung, die Gleichstrom benutzt	Nähe von Gleichstrom-, Straßen-, Untergrundbahnen, Nähe zu kathodisch geschützten Anlagen oder Anoden
	Vorrichtung, die Wechselstrom benutzt	Nähe zu Wechselstromhochspannungsanlagen, Wechselstrombahnen, Wechselstromerden
Verunreinigungen	Verunreinigte Böden	Verunreinigung durch Enteistungssalze, Mist, Dünger, Abwasseraustritt, industrielle Verunreinigung
Sonstige	Topografie, Hydrografie	Tiefpunkt an Leitungstrasse, Furt oder Flusskreuzung
	Ortsbezeichnung	Hinweis aus Ortsnamen auf besondere Merkmale der Bodenart
	Dreiphasengrenze	Sich ändernder Wasserspiegel

7.2.7.2 Arten des Korrosionsschutzes

7.2.7.2.1 Allgemeines

Passive Schutzmaßnahmen (hauptsächlich Anstriche, Beschichtungen) trennen die Rohroberfläche von dem angreifenden „Elektrolyten“ (Boden, Wasser). Aktiv kann durch den elektrochemischen (meist kathodisch genannten) Schutz in Außenkorrosionsvorgänge eingegriffen werden. Erdverlegte metallische Rohrleitungen müssen auf jeden Fall einen passiven Schutz gegen inneren und äußeren Korrosionsangriff erhalten. In bestimmten Fällen können oder müssen die passiven Schutzmaßnahmen durch einen aktiven Schutz gegen Außenkorrosion ergänzt werden

7.2.7.2.2 Passiver Schutz

Der passive Korrosionsschutz besteht aus äußeren und inneren Anstrichen oder Beschichtungen der Rohroberfläche. Er reicht von der früher üblichen inneren und äußeren einfachen Tauchbituminierung bis zum Innenschutz aus Zementmörtel und einer mehrlagigen äußeren Schutzschicht aus unterschiedlichen Werkstoffen.

Anforderungen an den passiven Rohrschutz:

- Chemische und mechanische Beständigkeit
- Haftung am Rohr
- Geringe Sauerstoffdurchlässigkeit u. Wasserdampfdiffusion**)
- Hohes elektr. Isolationsvermögen**)
- Alterungs- und Temperaturbeständigkeit
- Druck- und Schlagfestigkeit
- Elastizität

1. für Rohre aus GGG nach DIN EN 545:

1.1. Außenschutz

- Als Standardschutz erhalten die GGG-Rohre eine Spritzverzinkung (entsprechend DIN 30 674-3) mit Bitumen-Deckbeschichtung. Die Schutzwirkung beruht auf einem elektrochemischen

Prozess. An äußeren Beschädigungen wirkt das Zink als Opferanode, d. h. es geht an Stelle von Eisen in Lösung. Das in Lösung gehende Zink wird in Form schwerlöslicher Zinksalze wieder ausgeschieden. So bilden sich Deckschichten, die auch dann noch wirksam sind, wenn kein metallisches Zink mehr vorhanden ist. Bei der jüngsten Generation duktiler Gussrohre besteht der metallische Überzug aus 85% Zink und 15% Aluminium mit Epoxid-Deckbeschichtung, was die Schutzwirkung weiter verbessern soll.

- Bei erhöhter äußerer Korrosionsbelastung erhalten die Rohre eine Umhüllung aus PE (nach DIN EN 16 628) oder eine ZM-Umhüllung (nach DIN EN 15 542). Auch das Aufziehen eines losen Polyethylenschlauches direkt bei der Verlegung auf das Rohr ist als Schutz vor äußerem Korrosionsangriff noch gebräuchlich.

Bei Leitungstrassen, bei denen mit häufigem Wechsel der Bodenaggressivität zu rechnen ist, wird empfohlen, vor der Verlegung Bodenuntersuchungen durchführen zu lassen, um Bereiche mit erhöhten Schutzanforderungen zu ermitteln oder grundsätzlich PE- oder ZM-umhüllte Rohre zu wählen.

Formstücke werden dem Korrosionsschutz der Rohre angepasst, damit die Kette der Rohre keine schwachen Glieder aufweist. Die Formstücke werden mit Bitumen-Deckbeschichtung, ZM-Umhüllung oder Epoxid-Deckbeschichtung geliefert.

1.2. Innenschutz

- Duktile Gussrohre werden serienmäßig innen mit Zementmörtel (ZM entsprechend DIN EN 545) ausgeschleudert. Die Auskleidung hat eine aktive und passive Schutzwirkung. Die aktive Wirkung beruht auf einem elektrochemischen Prozess. In die Poren des Zementmörtels dringt Wasser ein, dabei nimmt es durch die Aufnahme von freiem Kalk aus dem Mörtel einen pH-Wert von über 12 an. In diesem pH-Bereich gibt es bei Gusseisen keine Korrosion. Die passive Wirkung ergibt sich durch die mechanische Trennung der gusseisernen Rohrwand vom Wasser. Für die Herstellung des Mörtels wird Hochofenzement (HOZ) verwendet, während bei extrem weichen, kohlenensäurehaltigen Wässern, der kalkarme Tonerdezement (TZ) eingesetzt wird.

Die Dicke der ZM-Auskleidung ist nennweitenabhängig: 4 mm für DN 80 bis 300, 5 mm für DN 350 bis 600, 6 mm für DN 700 bis 1200.

Es ist nicht auszuschließen, dass beim Aushärten der ZM-Auskleidung infolge von Schwinden Haarrisse auftreten. Es hat sich gezeigt, dass bei Kontakt mit Wässern aller Art sich diese Risse wieder schließen. Von den Risswänden ausgehend wachsen Kalkkristalle und schließen den Spalt (zusintern). Dieser Vorgang wird durch Quellvorgänge innerhalb des Zementmörtels unterstützt.

2. für Stahlrohre

2.1. Außenschutz

- für alle Bodengruppen:
PE-Umhüllung nach DIN 30 670, DIN EN 10288
- für Installationsrohre (bis DN 50) in Gebäuden:
Verzinkung nach DIN EN 10 240

2.2. Innenschutz

- ZM-Auskleidung nach DIN 2880 oder DVGW-Arbeitsblatt W 343
- Verzinkung

Bemerkung zu Guss- und Stahlrohren, die ohne ZM-Auskleidung verlegt worden sind und eine stärkere Innenkorrosion oder Inkrustation aufweisen:

Die Rohre lassen sich nachträglich mit einer ZM-Auskleidung nach DVGW-Arbeitsblatt W 343 versehen. Voraussetzung ist, dass die nach dem Reinigen und Entfernen von Inkrustationen verbliebene Rohrwanddicke noch ausreicht und dass ein wirtschaftlicher Vergleich zwischen Neuverlegung und nachträglicher ZM-Auskleidung zugunsten letzterer ausfällt.

3. für Kunststoffrohre aus PE und PVC (DIN 8074, DIN 8075 u. DIN 8061, DIN 8062) sowie UP-GF-Rohre (DIN 16 869):

Außen- und Innenschutz gegen Korrosion entfallen, da Kunststoffrohre gegen den Einfluss der Bodengruppen I bis III und gegen den des Trinkwassers beständig sind.

7.2.7.2.3 Aktiver Schutz

Das kathodische Korrosionsschutzverfahren („KKS“) kann für erdverlegte metallische RL als zusätzlicher Schutz für die äußere Rohroberfläche angewandt werden. Voraussetzungen für den KKS zum Schutze der Rohrleitungen sind:

- durchgehende elektrische Längsleitfähigkeit der Rohrleitung (gummigedichtete Muffenverbindungen müssen je nach Schutzstrombedarf mittels isolierter Kupferkabel 20–50 mm² überbrückt werden);
- elektrische Trennung der Leitung von niederohmig geerdeten Anlagen und Fremdinstallationen mittels mögl. zugänglichen Isolierstücken;
- der passive Außenschutz muss ausreichenden Umhüllungswiderstand besitzen.

Bei der Korrosion geht an den anodischen Stellen Eisen als Eisenionen in Lösung, während Elektronen im Metall zurückbleiben. Werden diese Elektronen durch Sauerstoff oder andere Elektronennehmer weggenommen, geht der Korrosionsvorgang ständig weiter. Beim kathodischen Korrosionsschutz werden durch einen Verbund mit einer galvanischen Anode oder mittels einer Fremdstromquelle über eine Fremdstromanode so viele Elektronen dem zu schützenden Metallrohr zugeleitet, dass damit der kathodische Reduktionsvorgang vollständig befriedigt wird und so keine Möglichkeit für das Eisen besteht, weiterhin als positive Eisenionen in Lösung zu gehen.

Der KKS ist „Stand der Technik“ und wird u. a. für Öl-, Chemie- und Gashochdruckleitungen durch technische Regeln gefordert. Auch für geschweißte Stahl-Wasserversorgungsleitungen sollte der KKS Anwendung finden. Bei Muffenrohren aus Stahl und duktilem Gusseisen ist der KKS nicht üblich, hier wird ein erhöhter passiver Korrosionsschutz bevorzugt.

Für die Betriebs- und Erstellungskosten sind die Wahl der KKS-Art und der Schutzstrombedarf maßgebend. Dieser hängt besonders von der Güte der Rohraußenisolierung ab. Der Schutzstrompotenzialbereich in wichtigen Systemen in Abhängigkeit von Werkstoff und Medium beträgt nach v. Baeckmann/Schwenk von +0,14 V bis –1,3 V.

Die KKS-Anlage ist gleichzeitig mit der Rohrleitung zu planen, um ca. alle 1–2 km, möglichst an Schächten, Messstellen, sowie mittels Bodenwiderstandsmessung längs der Rohrtrasse die günstigsten Einbaustellen für die Einspeiseanoden bzw. die Gleichrichter und schließlich die elektr. Trennstellen festzulegen. Dies erfordert umfangreiche Fachkenntnisse und sollte nur anerkannten Fachleuten übertragen werden.

1. Fremdstromschutzverfahren (Abb. 7-1 a)

Wechselstrom aus dem öffentlichen Netz wird auf ca. 24 V heruntergespannt und gleichgerichtet. Die Anlage ist regulierbar. Als Anoden dienen anodisch passivierbare Werkstoffe wie z. B. Eisenschrott, Aluminium, Magnetit, Graphit. Diese Anlagen müssen nach der Fertigstellung und dann regelmäßig an den Einspeisestellen und an den Messstellen und auf Störungen kontrolliert werden. Diese Prüfungen sollen durch einen Sachverständigen (z. B. TÜV) ausgeführt werden.

2. Galvanische Schutzverfahren (Abb. 7-1 b)

Der Schutzstrom wird durch Anoden erzeugt. Diese bestehen meist aus Aluminiumlegierungen wobei das aktivierende Legierungselement (Zn, In u. a.) die Schutzschichtbildung beim Aluminium verhindert.

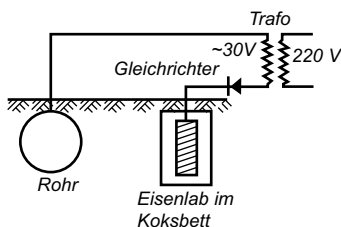


Abb. 7-1 a: Fremdstrom-Schutzverfahren, Schema

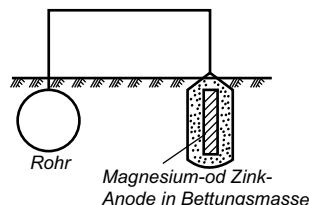


Abb. 7-1 b: Galvanisches Schutzverfahren, Schema

Bei durchgehenden Galv.-Anlagen werden nahe der zu schützenden Rohrleitung bei niedrigem spezifischem Bodenwiderstand in Gräben ca. 1,2 m tief Anoden eingebaut. Sie liegen in Koksbettung, in 5–10 m Abstand und sind mittels Cu-Kabel verbunden.

Bei Einzelanoden wird der Schutzstrom wie vor durch Anoden erzeugt, die im Abstand von einigen Metern von der Rohrleitung alle 1 bis 2 km im Koksbett gelagert, eingegraben werden. Sie sollen für eine Lebensdauer von 10 bis 20 Jahren ausgelegt werden.

Nachteil der Einzelanoden: Geringe Triebsspannung, eine im Betrieb notwendige Erhöhung der Stromabgabe von Anoden ist praktisch nur mit zusätzlicher Fremdspeisung möglich. Aus diesen Gründen ist eine Anwendung für Rohrleitungen im Erdreich sehr begrenzt.

7.3 Bestandteile der Rohrleitungen

7.3.1 Rohre und Formstücke

7.3.1.1 Rohre und Formstücke aus duktilem Gusseisen (GGG)

(Vgl. DIN EN 545, DVGW VP 545)

7.3.1.1.1 Herstellung der Rohre

Die Rohre werden in rotierenden Metallformen (Kokillen) nach dem „De Lavaud“-Verfahren oder in Metallformen mit einer 0,5 mm dicken Quarzmehlauskleidung nach dem „Wetspray“-Verfahren gegossen. Das Schleudergussverfahren verfeinert das Gefüge, verhindert Lunkerbildung, erhöht die Festigkeit, beschleunigt die Herstellung. Entsprechend den Lieferbedingungen wird der Werkstoff auf seine Festigkeitseigenschaften und das fertige Rohr durch Wasserdruck geprüft (DIN EN 545).

Formstücke aus duktilem Gusseisen werden nach Metallmodellen in zweiteiligen Sandformen gegossen, die Schraubringe der Schraubmuffenverbindung werden auf Spezialmaschinen geformt, was maßhaltige Gewinde ohne Gussnaht ergibt.

7.3.1.1.2 Druckstufen

Maßgeblich für die Druckfestigkeit der Rohre ist der zulässige Bauteilbetriebsdruck von dem der höchste zulässige Bauteilbetriebsdruck, der Bauteilprüfdruck und die Systembetriebs- und -prüfdrücke abhängen (s. **Tab. 7-3**). Es gelten folgende Begriffsbestimmungen für die Drücke in bar:

Zulässiger Bauteilbetriebsdruck –	PFA	= höchster hydrostatischer Druck dem ein Bauteil im Dauerbetrieb standhält.
Höchster zul. Bauteilbetriebsdruck –	PMA	= höchster zeitweise auftretender Druck (inkl. Druckstoß) dem ein Bauteil standhält. $PMA = 1,2 \times PFA$
Zulässiger Bauteilprüfdruck –	PEA	= höchster hydrostatischer Druck dem ein Bauteil bei der Druckprüfung standhält. $PEA = 1,2 \times PFA + 5$
Höchster Systembetriebsdruck –	MDP	= Höchster festgelegter Betriebsdruck, mit Druckstößen, für ein Rohrleitungssystem (z. B. Druckzone).
Systembetriebsdruck –	DP	= Höchster im Betrieb zulässiger Druck ohne Druckstöße.
Systemprüfdruck –	STP	= Druck, mit dem die fertige RL auf der Baustelle abgedrückt wird.

Wegen der möglichen Druckschwankungen bzw. -stöße in Rohrleitungssystemen muss der Betriebsdruck unter MDP liegen. Werden Druckstöße nicht berechnet soll der Betriebsdruck DP mindestens 2 bar unter MDP liegen.

Die Bezeichnungen für die Drücke in Wasserverteilungsanlagen und deren Bauteile sind in der DIN EN 805 und im DVGW-Arbeitsblatt W400-1 festgelegt.

In Abhängigkeit von der Wandstärke sind die derzeit lieferbaren GGG Rohre in die Rohrklasse K 9, sowie in Klasse 40 und Klasse 30 eingeteilt. Im Zuge der Überarbeitung der DIN EN 545 (Entwurf 03/2010) soll die Klasse K 9 wegfallen und die Rohre sollen in die Druckklassen 25, 30, 40, 50, 64 und 100 eingeteilt werden.

Tab. 7-3: Zulässiger Bauteilbetriebsdruck, höchster Systembetriebsdruck und Baustellen-Prüfdruck für GGG-Rohre mit Tyton bzw. Standard Muffe in bar

DN	K9		Klasse 40		Klasse 30		STP
	PFA	MDP	PFA	MDP	PFA	MDP	
80	85	63	64	63			
100	85	63	64	63			
125	85	63	64	63			
150	79	63	62	63			
200	62	63	50	40			
250	54	63	43	40			MDP×1,5
300	49	40	40	40			oder
350	45	40	40	40	35	40	MDP + 5,0
400	42	40	40	40	32	25	es gilt der kleinere Wert
500	38	40			30	25	
600	36	40			30	25	
700	34	25					
800	32	25					
900	31	25					
1 000	30	25					
1 200	28	25					
1 400	28	25					
1 500	27	25					
1 600	26	25					
2 000	26	25					

7.3.1.1.3 Abmessungen

Genormte Längen von Muffenrohren:

DN	Genormte Länge L (m)
80 bis 600	5, oder 5,5 oder 6
700 bis 800	5,5 oder 6 oder 7
900 bis 1 400	6 oder 7 oder 8,15
1 500 bis 2 000	8,15

Kennzeichnung der Rohre (eingeschlagen oder eingegossen):

Name oder Kennzeichen des Herstellers, DN, Herstell-Jahr

Kennzeichen für duk. Gusseisen (drei im Dreieck stehende erhöhte oder vertiefte Punkte oder drei parallele, rd. 3 mm tiefe, kerbförmige Einschnitte an der Muffenstirnfläche).

Von den bei der Fertigung anfallenden Kurzlängen dürfen bis zu 10 % der Gesamtlieferung mitgeliefert werden, weitere 10 % dürfen um 0,5 m in der Normallänge abweichen. Längen- und Durchmesser-toleranzen siehe DIN EN 545.

Tab. 7-4 enthält die Angaben zu Wandstärken und Gewichten der handelsüblichen Rohrklasse K9, sowie Klasse 40 und Klasse 30 die nicht in allen Nennweiten angeboten werden.

Tab. 7-4: Außendurchmesser OD, Wanddicke S1, Dicke der Zementmörtelauskleidung S2 und Masse G für 1 m Rohr mit Muffenanteil für GGG-Rohre mit Tyton bzw. Standard Muffe

DN	K 9				Klasse40				Klasse30			
	OD mm	S1 mm	S2 mm	G kg/m	OD mm	S1 mm	S2 mm	G kg/m	OD mm	S1 mm	S2 mm	G kg/m
80	98	6,0	4	14,8	98	4,8	4	12,9				
100	118	6,0	4	18,1	118	4,8	4	15,7				
125	144	6,0	4	22,5	144	4,8	4	19,4				
150	170	6,0	4	26,5	170	5,0	4	23,9				
200	222	6,3	4	37,0	222	5,4	4	33,4				
250	274	6,8	4	48,5	274	5,8	4	43,9				
300	326	7,2	4	61,5	326	6,2	4	55,5				
350	378	7,7	5	79,2					378	6,3	5	67,9
400	429	8,1	5	94,5					429	6,5	5	79,3
500	532	9,0	5	129,0					532	7,4	5	109,9
600	653	9,9	5	168,0					635	8,6	5	149,1
700	738	10,8	6	219,8								
800	842	11,7	6	267,0								
900	945	12,6	6	319,8								
1 000	1 048	13,5	6	376,9								
1 200	1 255	15,3	6	507,3								
1 400	1 462	17,1	9	678,5								
1 600	1 668	18,9	9	850,7								
1 800	1 875	20,7	9	1 035,6								
2 000	2 082	22,5	9	1 241,5								

7.3.1.1.4 Verbindungen

Steckmuffen-Verbindungen (Abb. 7-2 und 7-3)

Verbindung mit in der Muffe festgehaltenem Dichtring, dadurch einfache und schnelle Herstellung der Verbindung, trotzdem sichere Abdichtung. Der Dichtring besteht aus einem Hartgummiteil am Rande, der in der Haltenut der Muffe liegt, und einem weicheeren Teil, der die eigentliche Abdichtung gegen das eingeschobene Spitzende bewirkt. Dieses ist zum leichten Einschieben abgerundet. Möglichkeit der Abwinkelung bis DN 300 bis zu 5°, DN 400 bis 4°, DN 500 und größer bis 3°. Für DN 80 bis 400 Steckmuffe System Tyton, von DN 350–2000 Steckmuffe System Standard.

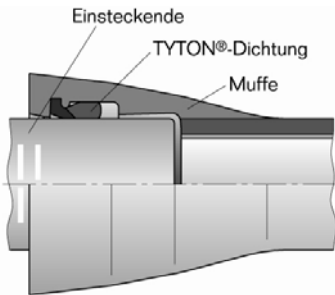


Abb. 7-2: Steckmuffenverbindung TYTON (Buderus Guss)

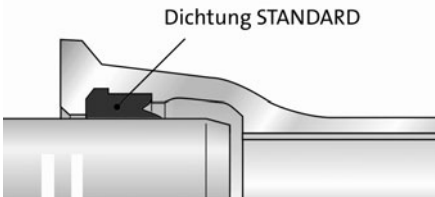


Abb. 7-3: Steckmuffenverbindung STANDARD (Saint Gobain PAM)

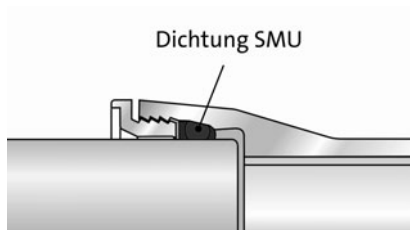


Abb. 7-4: Schraubmuffenverbindung SMU
(Saint Gobain PAM)

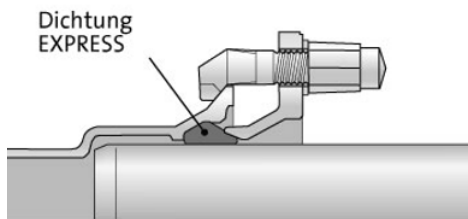


Abb. 7-5: Stopfbuchsenmuffenverbindung EXPRESS
(Saint Gobain PAM)

In Bergsenkungsgebieten können „Tyton-Langmuffen“ eingesetzt werden, welche Stauchungen und Zerrungen von mehreren cm ausgleichen.

Schraubmuffenverbindung (Abb. 7-4)

Schraubmuffenverbindungen werden nur noch bei Formstücken DN 80 bis DN 400 eingesetzt. Sie bestehen aus der Muffe mit Innengewinde in Sägeform, dem Dichtring aus Gummi mit einer härteren Schutzkante vorne und hinten und dem Schraubring aus GGG mit Außengewinde. Zwischen Schraubring und Dichtung wird ein Gleitring aus Stahl eingelegt, damit der Schraubring mit geringer Reibung auf dem Dichtring läuft. Der dichte Abschluss der Verbindung ist vom sorgfältigen Anziehen des Schraubringes abhängig (ohne Verquetschen und Nachfedern des Gummiringes).

Stopfbuchsenmuffenverbindung (Abb. 7-5)

Stopfbuchsenmuffenverbindungen kommen nur noch bei U-Stücken DN 80 bis DN 1200 zu Anwendung. Sie bestehen aus der besonders geformten Muffe, dem Gummidichtring mit Hartgummispitze, dem Stopfbuchsenring und den Hammerschrauben, alle Teile (auch die Schrauben) aus GGG. Die Muffe kann als Langmuffe ausgebildet sein und erlaubt so Zerrungen und Stauchungen der Leitung von mehreren Zentimetern (Bergbaugebiete!), sowie Abwinkelungen, wie die TYTON-Muffe.

Flanschverbindungen (Abb. 7-6)

Sie kommen hauptsächlich bei Formstücken vor, an welche Armaturen mit Flanschen angeschlossen werden, z. B. innerhalb von Bauwerken (Pumpwerke, Hochbehälter usw.); hier dienen sie auch der Aufnahme von Längszugkräften. Es gilt die DIN EN 1092-2. Im Allgemeinen besitzen sie glatte Dichtleisten; nur bei höheren Drücken werden Flansche mit Vor- und Rücksprungleisten gewählt, die ein Herausdrücken der Dichtung verhindern. Dichtungen aus Vollgummi mit Stahleinlage.

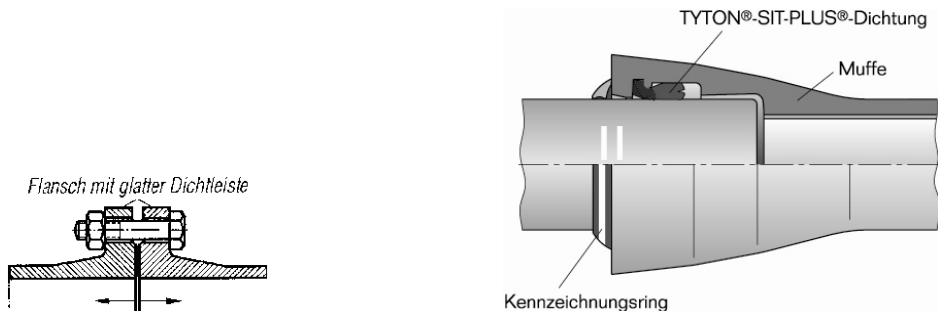


Abb. 7-6: Flanschverbindung

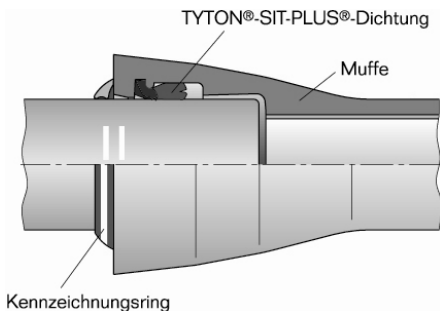


Abb. 7-7: Längskraftschlüssige Muffenverbindung
TYTON-SIT PLUS (Buderus Guss)

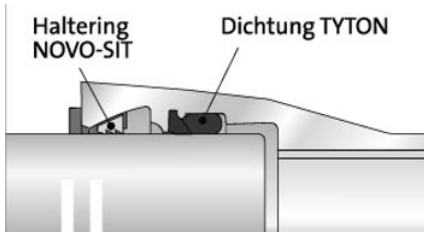


Abb. 7-8: Längskraftschlüssige Muffenverbindung TYTON NOVO-SIT (Saint Gobain PAM)

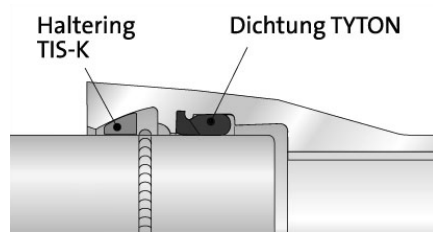


Abb. 7-9: Längskraftschlüssige Muffenverbindung TYTON TIS-K (Saint Gobain PAM)

Im erdverlegten Rohrleitungsbau werden in der DVGW-Wasser-Information Nr. 49 (Ausgabe 4/97) für Armaturen und Formstücke flanschenlose Verbindungstechniken empfohlen.

Längskraftschlüssige Muffen-Verbindungen

- für Steilhänge, Fluss- und Seedüker, Straßen- und Bahnkreuzungen, grabenlose Bauverfahren und überall da, wo sich Betonwiderlager für Krümmer nicht unterbringen lassen oder aus Wirtschaftlichkeitsgründen darauf verzichtet werden soll und kann, oder wo die Leitung sich nicht gegen Schachtwände abstützen kann
- Verbindung TYTON-SIT PLUS (**Abb. 7-7**) und TYTON-BRS.
Ein Spezialdichtring mit einvulkanisierten Verriegelungszargen übernimmt die Sicherung gegen Herausziehen des Spitzendes. Die Verbindung ist für Steilhänge und grabenlose Bauverfahren nicht geeignet, sie unterscheidet sich von außen durch einen farbigen Kennzeichnungsring von der Tyton-Verbindung. TYTON-SIT PLUS ist für DN 80 bis 300, TYTON-BRS für DN 80 bis 600 lieferbar.
- Verbindung UNIVERSAL NOVO-SIT (**Abb. 7-8**) und UNIVERSAL Vi
Die Muffe besteht aus zwei getrennten Kammern für Dicht- und Haltering. Novo-Sit Schub Sicherungsringe mit Verriegelungszargen werden für DN 80-300 (NOVO-SIT) und DN 350/700 (UNIVERSAL Vi) geliefert. Die Verbindung ist von außen an einem Einlegerring erkennbar.
- Verbindung UNIVERSAL TIS-K (**Abb. 7-9**) und UNIVERSAL Vi
Der konstruktive Aufbau der TIS-K Verbindung ist von der NOVO-SIT abgeleitet. Der Schub sicherungsring wird jedoch von einem Schweißwulst auf dem Spitzende des Rohres gehalten.
- Verbindung BLS
Die Muffe besteht ebenfalls aus zwei getrennten Kammern für den Tyton-Dichtring und die Schub sicherung. Diese erfolgt für DN 80 bis 500 entweder durch je nach Nennweite und Druckstufe 2 bis 4 in die Sicherungskammer eingelegte Sicherungsriegel die sich gegen eine Schweißraupe auf dem Spitzende des Rohres abstützen oder durch einen verschraubten Klemmring. (**Abb. 7-10**). Für DN 600 bis 1000 sind die Sicherungsriegel je nach Nennweite durch 9 bis 14 Verriegelungselemente ersetzt.

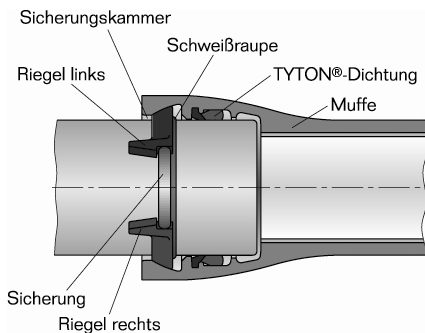
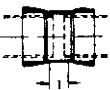
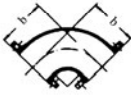
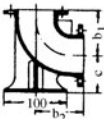


Abb. 7-10: Längskraftschlüssige Muffenverbindung TYTON BLS (Buderus Guss)

Tab. 7-5: Formstücke aus duktilem Gusseisen für Rohre mit TYTON-, Schraub- und Stopfbuchsen-Muffen (Maße)
 (Auszug) nach DIN EN 545 und DIN 28 650

EU-Stück	DN	1 EU	1 U	DN	1 F-Stück		
	80...100 125...150 200 250 300	130 135 140 145 150	160 165 170 175 180	80 100 125 150 200	350 360 370 380 400		
U-Stück	350 400 500 600 700	155 160 170 180 190	185 190 200 210 220	250 300 350 400 500 600 700	420 440 460 480 520 560 600		
							
							Maße in mm
							Größere DN beim Hersteller erfragen

MMQ-Stück	Q-Stück	EN-Stück	FFK-Stück 45°	MMK-Stück
				

DN	α°	b für MMQ u. MMK					b für Q u. EN	b für FFK 45°	α°	DN
	90	45	30	22½	11¼					
80	100	55	45	40	30	165	130		80	
100	125	65	50	45	30	180	140		100	
125	150	75	55	50	35	200	150		125	
150	175	85	65	55	35	220	160		150	
200	225	110	80	65	40	260	180		200	
250	280	130	95	75	50	350	350		250	
300	330	155	110	90	55	400	400		300	
350	410	175	125	100	60	450	298		350	
400	430	195	140	110	65	500	324		400	
500	550	240	170	130	75	600	375		500	
600	645	285	200	150	85	700	426		600	

X-Stücke (Blindflansche)
 Wanddicken s (dukt. Gußeisen)

DN	s		Masse in kg	
	MDP10	MDP 16	MDP10	MDP16
80	16		4,0	
100	16		4,6	
125	16		6,0	
150	16		7,6	
200	17		11,5	11,0
250	19		17,0	17,0
300	20,5		25,0	24,5

(Fortsetzung nächste Seite)

Fortsetzung Tab. 7-5

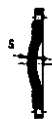
350	20,5	22,5	30,5	34,5
400	20,5	24	38	46
500	22,5	27,5	56	79
600	25	31	86	123

Flanschabmessungen nach DIN 28604/05
Größtmögliche Gewinde-Bohrung: 2''

bis DN 250



über DN 250

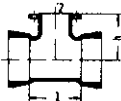


X-Stücke

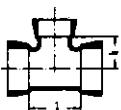
EN-Stück
DIN 28648

EN-Stück			
DN	b ₁	b ₂	c
80	165	145	110
100	180	158	125

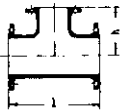
MMA-Stück



MMB-Stück



T-Stück



MMR-Stück



DN ₁	DN ₂	MMA MMB l	MMA T h	MMB h	T l	MMR l	FFR l
80	80	170	160 □	85	330	—	—
	100	170	175	95	360	90	200
100	100	190	180	—	—	—	—
	125	170	190	105	400	140	200
125	100	195	195	110	—	100	—
	125	225	200	—	—	—	—
150	80	170	205	120	—	190	—
	100	195	210	—	440	150	200
150	150	255	220	125	—	—	—
	200	200	240	145	520	250	300
200	150	255	250	150	—	200	—
	200	315 ○	260	155 ○	—	—	—
250	100	200	270 ●	275 ×	—	—	—
	150	260	280 ●	—	700	250	—
250	200	315	290 ●	325 ×	—	150	300
	250	375	300 ●	350 ×	—	—	—
300	100	205	300 ●	300 ×	—	—	—
	150	260	310 ●	—	800	350	—
300	200	320	320 ●	350 ×	—	250	300
	300	435	340 ●	400 ×	—	—	—
350	100	205	330 ●	325 ×	—	—	—
	200	325	350 ●	325 ×	850	360	300
350	300	495	380 ●	425 ×	—	—	—
	100	210	360 ●	350 ×	—	—	—
400	150	270	370 ●	—	—	—	—
	200	325	380 ●	350 ×	900	—	—
400	300	440	400 ●	—	—	260	300
	400	560	420 ●	450 ×	—	—	—

(Fortsetzung nächste Seite)

Fortsetzung Tab. 7-5

FFR-Stück



Bemerkung:
○ MMB nur bis
DN 200
● gilt nur für MMA
× gilt nur für T

Wanddicken duktiler Formstücke		
DN	gerade und Bogen	Abzweig- stücke
bis 80	7	8,1
100	7,2	8,4
125	7,5	8,8
150	7,8	9,1
200	8,4	9,8
250	9	10,5
300	9,6	11,2
350	10,2	11,9
400	10,8	12,6

Durchmesser D der Flansche (GGG, DIN EN1092-2), Anzahl n, Gewinde d und Länge L der Schrauben (mm)

DN	PFA 10				PFA 16			
	D	n	d	L	D	n	d	L
40	150	4	M 16	70	150	4	M 16	70
50	165	4	M 16	70	165	4	M 16	70
65	185	4	M 16	70	185	4	M 16	70
80	200	8	M 16	70	200	8	M 16	70
100	220	8	M 16	70	220	8	M 16	70
125	250	8	M 16	70	250	8	M 16	70
150	285	8	M 20	80	285	8	M 20	80
200	340	8	M 20	80	340	12	M 20	80
250	400	12	M 20	80	400	12	M 24	90
300	455	12	M 20	90	455	12	M 24	90
350	505	16	M 20	90	520	16	M 24	90
400	565	16	M 24	90	580	16	M 27	100
500	670	20	M 24	90	715	20	M 30	110

F- und FF-Rohre, DIN EN545
Max. Längen l von FF-Rohren (m),

DN		angegossen	Flansche angeschweißt	aufgeschraubt
40— 50	1	—	3	
65	1	—	5	
80— 250	1	5,9	5	
300— 400	1	5,9	5	
500— 600	1	5,9	5	
700—1200	1	6,4	—	

7.3.1.1.5 Formstücke aus duktilem Gusseisen

Formstücke werden als Übergang von Rohren zu besonderen Einbauteilen, beim Nennweitenwechsel sowie bei Krümmungen und Abzweigen eingesetzt. Genormt sind die Formstücke nach DIN EN 545 und DIN 28 650 (**Tab. 7-5**). Durch Einführung von Doppelmuffenformstücken ist die Typenzahl herabgesetzt und die Verwendung muffenloser Reststücke ermöglicht worden.

Die Formstücke sind wie die Rohre innen mit Zementmörtel, Email oder Epoxid ausgekleidet.

Da duktiler Guss schweißbar ist, lassen sich Abzweige usw. statt mit Formstücken auch durch Schweißen (im Werk und auf der Baustelle) fertigen. Hierfür stehen „Anschweiß-Stutzen“ mit Spitzend-, Muffen-, Gewinde- und Flansch-Anschluss zur Verfügung. Aus Gründen der Haltbarkeitsdauer sind jedoch gegossene Formstücke der geschweißten Ausführung vorzuziehen.

7.3.1.2 Rohre und Formstücke aus Stahl

(Vgl. DIN EN 10 224, DIN 2460)

7.3.1.2.1 Herstellung der Rohre

Nahtlose Rohre (für WV-Anlagen selten):

Herstellen einer Luppe (gelochter Block) aus einem vollen Block und Walzen im Schrägwalzwerk. Auswalzen zum fertigen Rohr nach dem Stopfenwalz- oder dem Pilgerschrittverfahren. Ggf. Verändern des Durchmessers und der Wanddicke im Reduzierwerk. Bei teilweise automatisierten Hochleistungsanlagen mit Durchmessern unter DN 200 spricht man vom „Rohrkonti-Walzverfahren“ (konti $\hat{=}$ kontinuierlich).

Tab. 7-6: Fertigungsgrößen einiger Verfahren für nahtlose Rohre

Fertigungsart	Außendurchmesser mm	Wanddicke mm
Schrägwalz-Pilgerschrittverfahren	60–660	3–100
Stopfwalzverfahren	100–324	3,5–20
Rohrkonti-Walzverfahren	21–178	2–50
Kaltpilgerverfahren	10–170	0,5–20

Geschweißte Rohre (für WV-Anlagen üblich)

werden aus gewalzten Blechen oder Bandstahl hergestellt durch:

- UP-(Unterpulver-)Schweißung – elektr. Schmelz-Schweißverfahren (Längsnaht der zum Rohr gebogenen Bänder bzw. Bleche oder Spiralnaht eines endlosen Stahlbandes an den Bandkanten)
- Pressschweißen – Band, dessen Breite dem künftigen Rohrumfang entspricht, wird der Länge nach zum Schlitzrohr geformt und die in einem Ofen angewärmten Bänder gegeneinander gepresst – Fretz-Moon-Verfahren.
- Elektr. Widerstandsschweißen – ein Pressschweißen, bei dem die Kanten eines zum Schlitzrohr gebogenen Bandes oder Bleches durch Hochfrequenzstrom angewärmt und durch Druckwalzen gegeneinander gepresst und verschweißt werden.

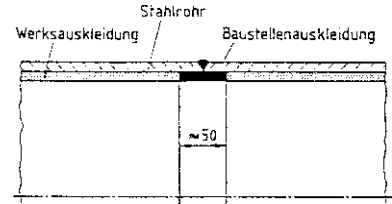


*Abb. 7-11 a: Stumpfschweißverbindung an befahrbaren Rohren
(Prinzipskizze)*

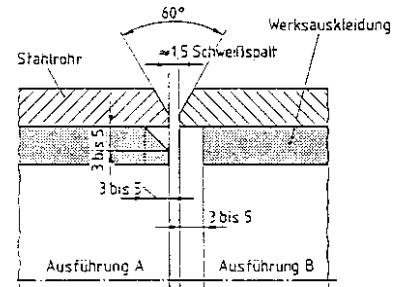


Abb. 7-11 b: Vorbereitung für Stumpfschweißverbindung an befahr- und nicht befahr-
baren Rohren mit Zementmörtelauskleidung bis zum Rohrende (Prinzipiskizze)

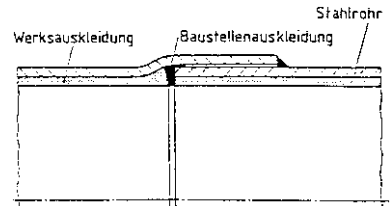


Abb. 7-12: Einsteckschweißmuffe

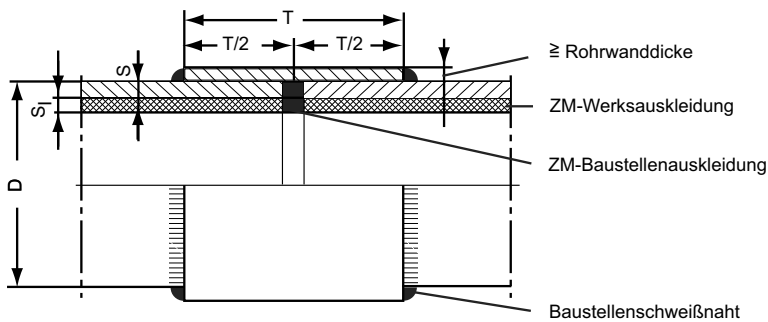


Abb. 7-13: Überschiebe-Schweißmuffe

Tab. 7-7: Fertigungsgrößen der Verfahren für geschweißte Rohre

Fertigungsart	Außendurchmesser mm	Wanddicke mm
Fretz-Moon-Verfahren	14–90	1,8–7
Hochfrequenzwiderstandsgeschweißt	33,7–610	1–20,6
Unterpulver-Längsnahtgeschweißt		
a) warm kalibriert	508–2020	5,6–25
b) kalt expandiert	457–1420	6,3–40
Unterpulver-Spiralnahtgeschweißt	508–2020	5,6–15

Entsprechend den Lieferbedingungen werden die Rohre vom Hersteller zerstörenden (Zerreiß- und Biegeproben) und zerstörungsfreien (Ultraschall- und Röntgen-) Prüfungen unterzogen.

Rohre mit Steckmuffen

In den Nennweiten DN 100 bis DN 300 werden Stahlrohre aus L235 mit TYTON-Steckmuffen hergestellt die bis MDP 40 geeignet sind. Zur Verbindung der Rohre können die handelsüblichen Formstücke aus Gusseisen verwendet werden.

7.3.1.2.2 Druckstufen

Die in DIN EN 10224, DIN 2460 genormten Rohre sind den höchsten Bauteilbetriebsdrücken PFA gemäß **Tab. 7-8** zugeteilt. Rohre anderer Wanddicken können gefertigt werden.

7.3.1.2.3 Abmessungen

Herstellungsverfahren je nach Blechgrößen 5 bis 16 m; auch HFI- und spiralgeschweißte Rohre werden aus Transportgründen nicht länger gefertigt.
Durchmesser, Wanddicken, Massen der St-Rohre siehe **Tab. 7-8**. Der Nenndurchmesser DN entspricht nicht dem tatsächlichen Innendurchmesser.

Tab. 7-8: Maße und längenbezogene Massen der geschweißten Stahlrohre und zul. Bauteilbetriebsdrücke der Rohrleitungen

Nennweite DN	Rohr- außen- durch- messer d _a	Nenn- Wand- dicke ¹⁾ s mm	Längen- bezogene Masse ²⁾ kg/m	zul. Bauteilbetriebsdruck PFA der Rohrleitung ¹⁾				
				Stahlsorte: L235 ⁴⁾	Stahlsorte: L235 ⁴⁾	Stahlsorte: L355 ⁴⁾	Stahlsorte: L235 ⁴⁾	Stahlsorte: L355 ⁴⁾
				v _N =0,9 ³⁾ Werks- zeugnis	v _N =0,9 ³⁾ Abnahme- prüfzeugnis	v _N =0,9 ³⁾ Abnahme- prüfzeugnis	v _N =1,0 ³⁾ Abnahme- prüfzeugnis	v _N =1,0 ³⁾ Abnahme- prüfzeugnis
				2.2	3.1 B	3.1 B	3.1 B	3.1 B
80	88,9	3,2	6,76	63	80	125	100	125
100	114,3	3,2	8,77	50	63	100	63	100
125	139,7	3,6	12,1	50	63	80	63	100
150	168,3	3,6	14,6	40	50	63	50	80
200	219,1	3,6	19,1	32	40	50	40	63
250	273	4,0	26,5	25	32	50	40	50
300	323,9	4,5	35,4	25	32	50	32	50
350	355,6	4,5	39,0	25	32	40	32	50
400	406,4	5,0	49,5	25	32	40	32	50
500	508	5,6	69,4	25	25	40	25	40
600	610	6,3	93,8	20	25	32	25	40
700	711	6,3	109	16	20	32	20	32
800	813	7,1	141	16	20	32	20	32
900	914	8,0	179	16	20	32	20	32
1 000	1 016	8,8	219	16	20	32	20	32
1 200	1 219	11,0	328	16	20	32	20	32
1 400	1 422	12,7	435	16	20	32	20	32
1 600	1 626	14,3	564	16	20	32	20	32
1 800	1 829	16,1	715	16	20	32	20	32
2 000	2 032	17,5	869	16	20	32	20	32

¹⁾Berechnung nach DIN 2413, Ausgabe April 2005, Geltungsbereich I, (vorwiegend ruhend beansprucht, bis 120°C) mit folgenden Sicherheitsbeiwerten: $S=1,70$ für St 37.0 mit Werkzeugnis 2.2, $S=1,50$ für St 37.0 mit Abnahmeprüfzeugnis 3.1 B, $S=1,58$ für St 52.0 mit Abnahmeprüfzeugnis 3.1 B ohne Zuschlag für Korrosion bzw. Abnutzung. Bei Rohren mit Auskleidung und Umhüllung ist in der Regel kein Korrosionszuschlag erforderlich. Der errechnete zulässige Betriebsüberdruck wurde auf die nächstniedrige Druckstufe nach DIN EN 764 gerundet.

Der angegebene Nenndruck gilt für Rohrleitungen mit Schweißverbindung und zwar: bis DN 500 für eine Verkehrsbelastung bis zu SLW 60, einer Erdüberdeckung von 0,6 bis 6 m und zusätzlich einem möglichen Abfall des Innendrucks auf den absoluten Druck $P_{abs}=0,2$ bar. über DN 500 für eine Verkehrsbelastung bis zu SLW 60, einer Erdüberdeckung von 0,6 bis 4 m und zusätzlich einem möglichen Abfall des Innendrucks auf den absoluten Druck $P_{abs}=0,2$ bar.

²⁾Längenbezogene Massen ohne Berücksichtigung der Umhüllung der Auskleidung und der Muffenverbindung.

³⁾Ausnutzung der zulässigen Berechnungsspannung in der Schweißnaht v_N nach DIN EN 10 224

⁴⁾Stahlsorte L235 und L355 nach DIN EN 10 224.

7.3.1.2.4 Verbindungen

Schweißverbindungen

Alle begehbaren, aber auch kleinere Rohre werden durch Stumpfschweißung (**Abb. 7-11 a und 7-11 b**) verbunden; für die nicht begehbaren Leitungen kann auch die Einsteckschweißmuffe oder eine gummigedichtete Steckmuffenverbindung (genormt bis DN 300) gewählt werden.

In begehbaren Rohren ist das Anbringen der ZM-Auskleidung an der Schweißstelle leicht möglich; lässt man an nicht begehbaren Rohren bereits werkseitig die ZM-Auskleidung bis zu den Rohrenden durchgehen, so verbleibt nach dem Schweißen zwar ein kleiner Spalt, in dem eine Korrosionsschädigung im Bereich der Stumpfschweißnaht jedoch nicht zu erwarten ist.

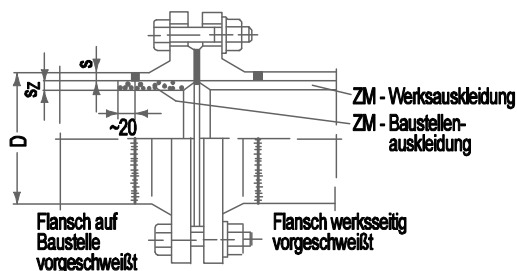


Abb. 7-14: Flansch-Verbindung St-Rohre

Die erwähnte Einsteckschweißmuffe (**Abb. 7-12**) ermöglicht ein gänztliches Verschließen der Schweißstelle; eine Sonderform ist die Überschiebe-Muffe, die zum Zusammenfügen zweier Spitzenden dient (**Abb. 7-13**).

Stahlrohre können auch durch werkseitig oder auf der Baustelle vorgeschweißte Flansche nach DIN EN 1092-1 verbunden werden (**Abb. 7-14**).

Das Herstellen der Verbindungen auf der Baustelle ist im Kap. RL-Bau behandelt, dsgl. das Anbringen des inneren und äußeren Korrosionsschutzes nach dem Verschweißen.

Gewindeverbindungen

Die Gewindeverbindung wird im Wasserleitungsbau vornehmlich für DN < 50, also für die Trinkwasserinstallation (Hausinstallation, verzinkt oder PE-umhüllt) verwendet. Zwei mit Whitworth-Gewinde (DIN 3858) an den Enden versehene Rohre werden mittels Gewindemuffen zusammengefügt. Der durch das Gewinde unterbrochene Außenschutz ist sorgsam wiederherzustellen.

Die Muffen und die Formstücke, sog. Fittinge (engl. Fittings) bestehen aus dem weniger korrosionsempfindlichen Temporguss.

Die hauptsächlich vorkommenden Formstücke sind im Kapitel Trinkwasserinstallation aufgeführt.

Tab. 7- 9: Gewinderohre mittelschwer und schwer (DIN EN 10 255) – Dicke der PE- Umhüllung 2 mm

DN	Außendurchmesser des Stahlrohres d _a mm	Rohre DIN 2440 Rohrwanddicke s mm	Masse mit Umhüllung G kg/m	Rohre DIN 2441 Rohrwanddicke s mm	Masse mit Umhüllung G kg/m
15	21,3	2,65	1,41	3,25	1,65
20	26,9	2,65	1,82	3,25	2,15
25	33,7	3,25	2,76	4,05	3,30
32	42,4	3,25	3,54	4,05	4,25
40	48,3	3,25	4,07	4,05	4,91
50	60,3	3,65	5,70	4,50	6,79
65	76,1	3,65	7,26	4,50	8,68
80	88,9	4,05	9,38	4,85	11,00 Längen 6 m

7.3.1.2.5 Formstücke aus Stahl

In den Werken werden beliebige Formstücke aus Stahl hergestellt und mit dem gleichen Außen- und Innenschutz wie die dazugehörigen Rohre ausgerüstet. Für große DN werden auch T-Stücke und andere Abzweige mit eingeschweißten Rohrstutzen bis zum gleichen DN für Durchgangs- und Abzweigrohr hergestellt. Ferner werden Rohre warm zu Krümmern mit großem Radius oder in speziellen Biegemaschinen auch von engem Radius und für Winkel mit 45, 90 oder 180°C als fertige Einschweißstücke gebogen. Auf der Baustelle müssen aber oft auch Abwinkelungen durch das Zusammenschweißen von Segmenten hergestellt werden, wobei dann auf die Wiederherstellung des Innen- und Außenschutzes geachtet werden muss. Segmentbögen liefern aber auch die Werke nach Angabe fertig zum Einbau einschl. Innen- u. Außenschutz.

7.3.1.3 Rohre aus Asbestzement (Faserzement) mit Formstücken aus Grauguss

7.3.1.3.1 Allgemeines

Druckrohre für den Wasserleitungsbau aus Asbestzement werden nicht mehr hergestellt und dürfen nicht mehr eingebaut werden, sie wurden jedoch in der BRD bis Ende der 80-er Jahre häufig verwendet. Deswegen wird in verkürzter Form auf sie eingegangen. Ausführliche Beschreibungen finden sich in der 13. und in früheren Auflagen dieses Taschenbuches.

Siehe auch DIN EN 512, November 1994

7.3.1.3.2 Druckstufen

Es wurden in Deutschland bzw. werden im übrigen Europa Rohre für MDP 2,5, 6, 10, 12,5 und 16 hergestellt. Für WV-Anlagen kommen aber nur die Druckstufen 10, 12,5 u. 16 in Betracht, da Leitungen unter MDP 10 grundsätzlich nicht zulässig sind. Ab DN 700 werden die Rohre nach den Belastungs- und Betriebsbedingungen gemäß den Festigkeitsanforderungen der DIN EN 512 bemessen.

7.3.1.3.3 Abmessungen (Tab. 7-10).

Der Innendurchmesser DN/ID entspricht dem DN.

Die Normung in DIN EN 512 umfasst die Festigkeiten und Maßabweichungen für alle DN und die Wanddicken bis DN 600. Hergestellt wurden Rohre bis DN 2000.

Tab. 7-10: Außendurchmesser d_a (mm), Wanddicke s (mm) u. Masse G (kg/lfdm)

PN 10				PN 12.5			PN 16		
DN	DN/ID	s	G	DN/OD	s	G	DN/OD	s	G
100	120	10	9,5	124	12	11	130	15	13,5
125	149	12	13,5	153	14	15,5	159	17	18,5
150	178	14	18	182	16	20,5	190	20	25,5
200	234	17	28	240	20	33	252	26	42,5
250	286	18	36,5	296	23	46	308	29	58
300	342	21	52	352	26	63	368	34	80
350	400	25	70	410	30	84	428	39	109
400	456	28	89	470	35	110	488	44	138
450	510	30	109	524	37	132	546	42	171
500	564	32	128	582	41	161	606	53	207
600	678	39	182	698	49	226	726	63	291

Baulängen für DN 100-150: 4 m, für DN 200-600: 5 m; auch halbe Baulängen sind lieferbar. 5 % der bestellten Rohre dürfen Kurzlängen sein, jedoch nicht kürzer als 75 % der bestellten Längen.

Zulässige Abweichungen von den Außendurchmessern und Wanddicken nach DIN EN 512 Blatt 1.

7.3.1.3.4 Verbindungen

Die Rohre werden durch die genormte Reka-Kupplung miteinander verbunden, einem werkstoffgleichen Überschieber mit ausgefrästen Nuten zur Aufnahme eines Anschlag- oder Distanz-Gummiringes in der Mitte und zweier etwas konischer, gezahnter Dichtungsringe, deren Lippen sich beim Einschieben der maßgerecht bearbeiteten Rohrenden nach innen legen. Die Rohre können in dieser Kupplung etwas verschwenkt werden.

Sonderausführungen sind die Reka-Langkupplung mit großem axialem Spiel (Bergsenkungsgebiete), ferner Kupplungen zum Übergang auf Rohre anderen Werkstoffes und Außendurchmessers oder zur Verbindung zweier AZ-Rohre verschiedener DN (Kaliberwechsel ohne Zwischenformstück).

Als Abgang einer Hausanschlussleitung bis Nennweite DN 50 dient die Reka-Kupplung mit festeingebautem Abgangsstutzen mit Außengewinde. In diesem Falle ist kein Distanzring vorhanden. An den Stutzen lassen sich Absperrventile unmittelbar anschließen.

Ab DN 150 gibt es eine zugfeste Reka-Kupplung für Dükerleitungen, Leitungen in Schutzrohren, Hangleitungen usw. Durch 2 Nuten in der Kupplungshülse und an den Rohrenden, die sich gegenüberstehen, wird ein Stahlseil als Scherelement durch eine tangential Bohrung eingeschoben.

7.3.1.3.5 Formstücke

Aus AZ gibt es bis DN 400 Winkelkupplungen von 11 1/4° und 12 1/2°, nur für MDP 10. Für größere DN und MDP: Gusseisenbögen mit 2 Spitzenden, zur Reka-Kupplung passend.

Die übrigen Formstücke, ebenfalls aus Gusseisen, entsprechen – auch bezeichnungsmäßig – denen von Guss- oder Stahlleitungen. An die Stelle von Muffen treten kalibrierte Spitzenden, die in Reka-Kupplungen eingefahren werden.

7.3.1.4 Spannbetonrohre und Stahlbetonrohre

7.3.1.4.1 Allgemeines

Spannbetonrohre werden in Deutschland nicht mehr hergestellt und als Druckrohrleitungen in der Wasserverteilung nicht mehr eingebaut; siehe auch DIN EN 639-642, Dezember 1994. Schlaff bewehrte Stahlbetonrohre kommen nur für Leitungen geringer Drücke (Entleerungsleitungen, Zuleitungen im Gefälle der Drucklinie usw.) in Frage und werden auch hier kaum noch eingesetzt. Aus-

fürliche Beschreibungen der Spannbetonrohre finden sich in der 13. und früheren Auflagen dieses Taschenbuches.

7.3.1.4.2 Druckstufen

Spannbetonrohre wurden angepasst an die örtlichen Verhältnisse aufgrund von Belastungsannahmen (max. Innendruck, äußere Lasten) nach DIN und DVGW-Regelwerk bemessen. Stahlbetonrohre sind keine Druckrohre; sie werden für Freispiegleleitungen mit gelegentlichen inneren Überdrücken bis 0,3 bar eingesetzt.

7.3.1.4.3 Verbindungen

Bei Spann- und Stahlbetonrohren wurden bzw. werden bewegliche, elastomergedichtete Rohrverbindungen angewandt, z. B. die Regelverbindungen Glockenmuffe mit Rollgummiring-Dichtung. Die Rohrenden besitzen große Maßgenauigkeit und verformen beim Zusammenfahren den runden Gummiring auf etwa halben Ausgangsquerschnitt. Der Gummiring nimmt nicht das Gewicht des eingeschobenen Rohres auf; er dichtet durch den Anpressdruck (elastische Verformung des Gummis) sowie durch den Innen-Wasserdruck, der einen zusätzlichen Anpressdruck hervorruft. Bei Spannbetonrohren waren auch Kammerdichtungen mit in einer Nut liegendem Dichtring und Verbindungselemente als Überschieber üblich.

7.3.1.5 PVC-U-Rohre (Kunststoff)

(Vgl. DVGW-Arbeitsblatt GW 335 A1, DIN 8061/8062)

7.3.1.5.1 Herstellung der Rohre

Durch Pressen des erwärmten PVC-Granulates oder -Pulvers durch eine Ringdüse mit anschließender Abkühlung (Maschine heißt Schneckenpresse, engl. Extruder). Die Rohre werden endlos angefertigt und bis DN 40 in Längen von 5 m, ab DN 50 in Längen von 6 und 12 m geliefert.

7.3.1.5.2 Druckstufen

Als Druckrohre für die Wasserversorgung sind nach DVGW GW 335-A1 nur Rohre SDR 13,6, SDR 21 und SDR 34,4 zugelassen. Diese sind für MDP 16, MDP 10 und MDP 6 geeignet. Der Wanddickenberechnung für die unterschiedlichen Druckstufen liegt die Forderung einer Mindestzugspannung von 25 N/mm^2 bei einer Dauerbelastung durch den Systemdruck MDP bei 20°C von 50 Jahren ($= 4,4 \cdot 10^5 \text{ h}$) zugrunde. Die Berechnungsspannung berücksichtigt eine Sicherheit von $S=2,5$ und ergibt sich damit zu $\sigma_{\text{zul}} = 10 \text{ N/mm}^2$.

Die Wanddicke wird berechnet nach

$$s = \frac{d_a \cdot p}{20 \cdot \sigma_{\text{zul}} + p}$$

s = Wanddicke (mm)

p = Innendruck (bar)

σ_{zul} = Berechnungsspannung = 10 N/mm^2

7.3.1.5.3 Abmessungen der Rohre für MDP 10 und MDP 16

In der folgenden Tabelle sind Wasserleitungsrohre für MDP 10 und MDP 16 des Rohrtyps PVC 100 aufgeführt.

Die Rohre tragen folgende Angaben: Herstellerzeichen/DVGW-Prüfzeichen mit Registernummer/ Werkstoff/Nennweite/Außendurchmesser · Wanddicke/ Nenndruck/DIN-Nr./Herstellerdatum/Maschinen-Nr.

Tab. 7-11: d_a = Außendurchmesser, d_i = Innendurchmesser, s = Wanddicke, G = Masse

DN	d_a mm	d_i mm	MDP 10		d_i mm	MDP 16	
			s mm	G kg/m		s mm	G kg/m
10	16	—	—	—	13,6	1,2	0,090
15	20	—	—	—	17,0	1,5	0,137
20	25	—	—	—	21,2	1,9	0,212
25	32	—	—	—	27,2	2,4	0,342
32	40	—	—	—	34,0	3,0	0,525
40	50	—	—	—	42,5	3,7	0,809
50	63	57	3,0	0,854	40,6	4,7	1,29
65	75	67,8	3,6	1,22	63,8	5,6	1,82
80	90	81,4	4,3	1,75	76,6	6,7	2,61
100	110	99,4	5,3	2,61	93,6	8,2	3,90
125	140	126,6	6,7	4,18	119,2	10,4	6,27
150	160	144,6	7,7	5,47	136,2	11,9	8,17
200	225	203,4	10,8	10,8	191,6	16,7	16,1
250	280	253,2	13,4	16,6	238,4	20,8	24,9
300	315	285	15,0	20,9	268,2	23,4	31,5
400	450	407	21,5	42,7	—	—	—

Rohrfarbe ist dunkelgrau (RAL 7011)
Der Nenndurchmesser DN weicht vom tatsächlichen Innendurchmesser ab.
Angeformte Muffe mit Sicke für den Dichtring. Die Wanddicke der Muffe ist wegen der höheren Randzugspannung größer als die des Rohres. Desgleichen beim Überschieber.

7.3.1.5.4 Verbindungen

Einsteckmuffen mit Gummiring: auf gleiche Weise Verbindung mit PVC-Formstücken und Übergangsstücken auf Metallrohre (**Abb. 7-15**); häufigste Verbindung

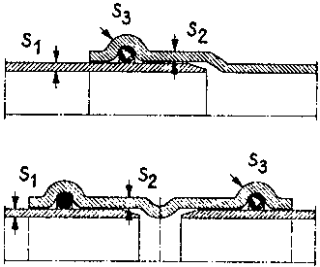


Abb. 7-15: Einsteckmuffe für PVC-Rohre

Einkleben des Spitzendes in „Klebemuffe“ durch Spezialkleber. Zylindrische kalibrierlose Verbindung mit einfachem Überschieber DN 10-200. Klebeverbindungen sind in der Werkstatt einfach, im Rohrgraben, der Witterung ausgesetzt, schwieriger herzustellen. Unter 5 °C ist das Kleben von PVC

nicht mehr möglich. Kleben ist daher im erdverlegten Rohrleitungsbau nicht empfehlenswert und nicht mehr gebräuchlich.

7.3.1.5.5 Formstücke

werden aus PVC-U in ausreichender Auswahl hergestellt, so dass alle Verbindungen mit Abzweigungen zusammengebaut werden können. Fast alle Formstücke besitzen Muffenenden. Zum Übergang auf metallische Rohre oder Armaturen gibt es besondere E- und F-Stücke mit Flanschen.

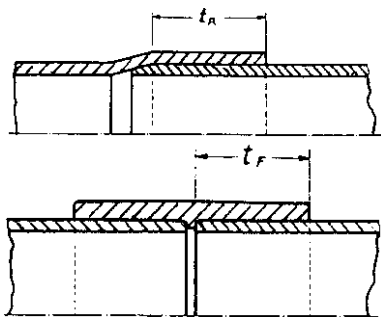


Abb. 7-16: Klebemuffe für PVC-Rohre
Angeformte Muffe und Überschieber

Tab. 7-12: PVC-Verbindungsarten in Abhängigkeit von DN

DN	10	15	20	25	32	40	50	65	80	100	125	200	250	300	400
Steckmuffen							x	x	x	x	x	x	x	x	x
Klebemuffen	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
Flansche							x	x	x	x	x	x	x	x	x
Verschraubungen	x	x	x	x	x	x	x	x	x						
PVC-Rohrbogen u. Sonderformst.	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x

7.3.1.6 Polyethylen-Rohre (Kunststoff)

(vgl. DVGW-Arbeitsblatt GW 335 A2/A3, DIN 8074/8075, DIN 16892/16893)

7.3.1.6.1 Herstellung der Rohre

PE-Granulat wird durch die elektrisch beheizte Ringdüse einer Schneckenpresse („Extruder“) gedrückt. Endlose Fertigung, beliebiges Ablängen.

7.3.1.6.2 Druckstufen

Maßgeblich für den zulässigen Betriebs- und Prüfdruck ist das Verhältnis von Außendurchmesser OD und Wandstärke s (SDR). Gefertigt werden Rohre für MDP 2,5-6-10-16; für WV-Anlagen kommen Druckstufen unter MDP 10 nicht in Frage. Für PE 80 gelten die Druckstufen MDP 20 für Rohrreihe 6 SDR 7,25 und MDP 12,5 für Rohrreihe 5 SDR 11,0. Für PE 100 gelten die Druckstufen MDP 16 für Rohrreihe 5 SDR 11,0 und MDP 10 für Rohrreihe 5 SDR 17,0. In der Gas- und Wasserversorgung dürfen Rohre PE 100 bis einschließlich DN/OD 63 mit SDR 17 aus Stabilitätsgründen nicht verwendet werden.

7.3.1.6.3 Abmessungen und Kennzeichnung

Die Rohre werden mit Außendurchmesser DN/OD von 20 mm bis ca. 500 mm (in Ausnahmefällen auch größer) hergestellt. Die Wandstärke und damit der Innendurchmesser DN/ID richten sich nach der Werkstoffqualität (z. B. PE 80, PE 100, PE X_a) und der Druckstufe. Kleine Nennweiten bis DN/DA 160 werden in Ringbunden mit Rohrlängen von 100 m bis 2000 m geliefert, größere Nennweiten üblicherweise in Stangen von 12 m Länge. Die Rohre tragen die Angaben: Herstellerzeichen/ DVGW-Prüfzeichen mit Register-Nr./Werkstoff/DN/Außendurchmesser – Wanddicke/PN/DIN-Nr./ Herstellerdatum/Maschinen-Nr.

DN weicht vom tatsächlichen Innendurchmesser ab.

7.3.1.6.4 Verbindungen

Bis DN 125 meist Klemmverbindung aus Messing (**Abb. 7-17**), Steckverbindung aus beschichtetem Gusseisen (**Abb. 7-18**) oder Schraub-Klemmverbindungen aus Polyethylen. Der Dichtring dichtet auch im drucklosen Zustand; die PVC-Klemme ist mit Korund beschichtet, so dass sich am Rohr keine Druckstellen (Riefen) bilden, die Verbindung jedoch die Zugbelastung aufnimmt.

Als Korrosionsschutz bei Verbindungselementen aus Metall werden die Verbindungen im Gewindebereich häufig nachisoliert. Alternativ dazu gibt es Fittings mit Bajonettverbindung, die einen integralen Korrosionsschutz gewährleisten (**Abb. 7-18**).

Für größeren DN: Flansch-, Elektroschweiß- oder Heizelement-Muffenschweißverbindung (siehe **Tab. 7-13**).

Für PE 80/PE 100 kommen vorrangig das Heizwendelschweißverfahren und das Heizelementstumpfschweißverfahren zur Anwendung, während für PE - X_a nur das Heizwendelschweißverfahren geeignet ist.

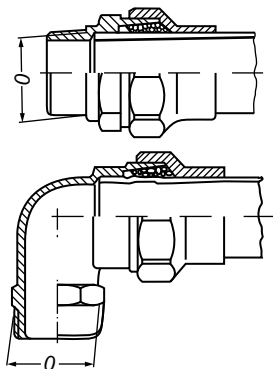


Abb. 7-17: Klemm-Verbindung für PE-Rohre

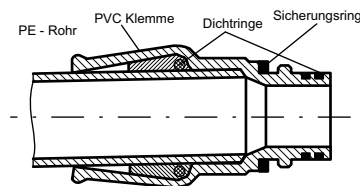


Abb. 7-18: Steck-Verbindung für PE-Rohre mit Bajonettverbindung

7.3.1.7 UP-GF-Rohre (Rohre aus glasfaserverstärkten Kunststoffen)

(Vgl. EN 1796, DIN 16 869)

7.3.1.7.1 Herstellung der Rohre

Die Rohrfertigung erfolgt im Schleuderverfahren, wobei in die relativ langsam drehende Matrizze Harz, Glas, Füllmittel und Linerharz eingespritzt werden. Danach wird die Matrizze auf hohe Drehzahl gefahren und so das vorgenannte Laminat verdichtet und entlüftet. Nach Abschluss dieses Vorgangs wird Heißwasser außen und heiße Luft innen durch die Matrizze geblasen und damit der exotherme Polymerisationsvorgang eingeleitet. Nach Abschluss der Polymerisation erfolgt die Abkühlung der Matrizze. Abschließend wird das fertige Rohr herausgepresst.

7.3.1.7.2 Abmessungen und Verbindungen

Maße, allgemeine Güteanforderungen u. die Prüfung dieser Rohre sind in DIN 16 869 festgelegt. Druckrohre für die Wasserversorgung werden in Längen von 3, 6 und 12 m in den Nennweiten DN 100 bis DN 3000 hergestellt. Die Fertigung unterliegt der Kunststoffverein-Güteüberwachung. Die Rohre werden wie die anderen Kunststoffrohre mit allen wichtigen Daten gekennzeichnet.

Die Rohre werden je nach Verwendungszweck mit verschiedenen Nennsteifigkeiten hergestellt. Für den Einbau in Wasserverteilungssysteme mit MDP 10 bzw. MDP 16 bedarf es der Nennsteifigkeit SN 5000 bzw. SN 10 000.

Verbindungen:

Bis DN 400 für MDP 10 bis 25 mittels DC-Kupplung, für DN > 500 MDP 10 bis 25 die FWC-Kupplung. Eine Abwinklung in den Kupplungen ist möglich.

Eigenschaften:

Die Rohre sind korrosionsbeständig, inkrustationsfrei, unempfindlich gegen Frost und höhere Temperaturen. Sie besitzen eine glatte Rohrlinnenfläche ($k = 0,01 \text{ mm}$) und eine einheitliche Rohrlänge von 6,0 m.

Tab. 7-14: Außendurchmesser, Wanddicke und Masse

Nennsteifigkeit:		SN 5000		SN 10 000	
DN	Rohr-Außen- durchmesser	Wanddicke (mm)	Gewicht (kg/m)	Wanddicke (mm)	Gewicht (kg/m)
200	220,8	4,5	5	5,2	6
250	272,5	5,2	8	6,3	9
300	324,5	6	11	7,2	13
350	376,1	6,7	14	8,2	17
400	427,1	7,5	18	9,1	21
500	530,2	9,1	27	11,1	32
600	616,4	10,4	35	12,7	43
700	718,8	12	48	14,6	58
800	820,4	13,5	61	16,5	75
900	924,1	15	77	18,5	94
1000	1026,1	16,5	94	20,4	115
1200	1229	19,7	134	24,8	168

(> DN 1200 siehe DIN 16869.)

7.3.2 Armaturen

7.3.2.1 Allgemeines

Die Armaturen müssen der gleichen Druckstufe entsprechen wie die RL selbst. Die Güte ihres Innen- und Außenschutzes darf der Güte der RL nicht nachstehen, um in die Kette der RL-Teile kein gegen Korrosion schwaches Glied einzubauen. Soweit Armaturen den Wasserstrom unterbrechen oder regeln können, werden ein dichter Abschluss und eine den Erfordernissen angepasste Regelcharakteristik gefordert.

Siehe auch DIN EN 1074 und DVGW-Arbeitsblatt W 332.

7.3.2.2 Werkstoffe

Die Gehäuse von Armaturen sind aus GGG-40 und GGG-50, für sehr hohe Drücke eventuell aus Stahl gefertigt. Teile der Armaturen sind aus Stahl, legiertem Stahl, Buntmetallen, Kunststoffen und Dichtungsstoffen hergestellt. Die Armaturen werden beim Hersteller auf Druck- und Funktionstüchtigkeit geprüft. In der Wasserversorgung sollen nur Armaturen eingesetzt werden deren nichtmetallische Werkstoffe nach DVGW-Arbeitsblatt W 270 und den KTW-Empfehlungen geprüft sind.

7.3.2.3 Korrosionsschutz

7.3.2.3.1 Grundsätzliches

Armaturen soweit sie nicht aus Edelstahl gefertigt sind, müssen von außen und innen gegen Korrosion geschützt sein. Je nach Beanspruchung kommen verschiedene Verfahren wie z. B. Epoxidbeschichtung, oder Emailierung zur Anwendung.

7.3.2.3.2 Korrosionsschutz der Außenseite

Geringe Beanspruchung – Für Erdeinbau in die Bodengruppe I oder für Schachteinbau muss nach DIN 30 677-1 die Umhüllung der Armatur nach dem Sandstrahlen eine Mindestschichtdicke von 120 µm an ebenen und drucktragenden Flächen bzw. 80 µm an außen konvexen Kanten aufweisen.

Diese Norm findet nur noch in Ausnahmefällen (z. B. Klappen großer Nennweite) Anwendung.

Erhöhte Anforderungen – Für Erdeinbau in Böden mit erhöhten Korrosionsbelastungen gelten die Anforderungen für die Beschichtung mit Epoxidharz (EP) und Polyurethan (PUR), wobei eine Mindestschichtdicke von 150 µm bis 1500 µm je nach Umhüllungsstoff und Fläche vorgeschrieben ist (DIN 30 677-2). Außerdem werden Porenfreiheit nach dem Hochspannungs- oder Elektrolytverfahren, Schlagbeständigkeit, Eindruckswiderstand, Biegebarkeit, Reißdehnung, spezifischer Umhüllungswiderstand u. a. geprüft. Die so umhüllten Armaturen müssen die dauerhafte Kennzeichnung mit der Angabe „DIN 30 677-2- (z. B.) EP-30“ aufweisen, wobei „EP“ der Beschichtungsstoff und „30“ die zulässige Dauerbetriebstemperatur bedeuten.

Die Schrauben an den Gehäusen sollen aus Edelstahl bestehen. Die Flanschschrauben – ebenfalls aus CrNi-Stahl – sollten nach dem Einbau besonders geschützt werden. (Umhüllung der ganzen Flansche mit Binden und dgl.)

7.3.2.3.3 Korrosionsschutz der Innenseite

Als Korrosionsschutz für die Innenseite haben sich zwei Verfahren durchgesetzt, die als gleichwertig anzusehen sind:

Innenemaillierung – Bei der Innenemaillierung handelt es sich um einen anorganischen, glasartigen Überzug, der bei etwa 800 °C im Durchlaufofen in den Gehäusewerkstoff eingebrannt wird. Die Anforderungen sind in der DIN 3475 festgelegt.

EP-Beschichtung – Die EP-Beschichtung kann als Flüssigbeschichtung („F“) oder als Pulverbeschichtung („P“) aufgebracht werden. Es handelt sich dabei um einen organischen Überzug, dessen Anforderungen in der DIN 3476 definiert sind.

7.3.2.4
Absperr- und Regelarmaturen allgemein

7.3.2.4.1
Grundsätzliches

Absperrrichtungen dienen in Leitungen aller Art zum Abtrennen von RL-Strecken und in PW und WA-Anlagen als Schaltstellen für verschiedene Betriebszustände. Absperrarmaturen in Zubringer- und Fernleitungen sollen in Schachtbauwerken untergebracht sein; soweit sie in untergeordneten Leitungen nicht in Schächten angeordnet sind, müssen sie für den Erdeinbau geeignet und von der Erdoberfläche aus bedienbar sein. Während für den Einbau in Schächten und anderen Bauwerken der WV Armaturen mit Flanschverbindungen verwendet werden, sind für den Erdeinbau Armaturen mit Muffverbindungen zu bevorzugen.

Die Flanschanschlussmaße für Armaturen sind genormt (**Tab. 7-15**)

Tab. 7-15: Flanschanschlussmaße (mm) DIN EN 1092-2

DN	PN 10				PN 16			
	Außen- Ø	Lochkreis- Ø	Schrauben- zahl	Schrauben- größe	Außen- Ø	Lochkreis- Ø	Schrauben- zahl	Schrauben- größe
40	Maße PN 16 anwenden				150	110	4	M 16×65
50					165	125	4	M 16×65
65					185	145	4**	M 16×65
80					200	160	8	M 16×70
100					220	180	8	M 16×70
125					250	210	8	M 16×75
150					285	240	8	M 20×80
200	340	295	8	M 20×75	340	295	12	M 20×80
250	395*	350	12	M 20×80	405*	355	12	M 24×90
300	445*	400	12	M 20×80	460*	410	12	M 24×100
350	505	460	16	M 20×90	520	470	16	M 24×100
400	565	515	16	M 24×90	580	525	16	M 27×100
450	615	565	20	M 24×90	640	585	20	M 27×100
500	670	620	20	M 24×90	715	650	20	M 30×110
600	780	725	20	M 27×100	840	770	20	M 33×125

* Für Rohre und Formstücke müssen die Außendurchmesser 400 mm (DN 250) und 455 mm (DN 300) sein

** in Sonderfällen auch 8 Schrauben

Tab. 7-16: Grundreihenmaße nach Tabelle 1 (DIN EN 558)

	DN	40	50	65	80	100	125	150	200	250	300	350	400
Grundreihe													
14 : FTF =		140	150	170	180	190	200	210	230	250	270	290	310
15 : FTF =		240	250	270	280	300	325	350	400	450	500	550	600
FTF =		Baulänge in mm für Durchgangsarmaturen											

Die Baulänge von metallischen Absperrarmaturen mit Flanschen ist nach zwei Grundreihen genormt (**Tab. 7-16**), wobei für Schieber die Grundreihe 14 (entspricht der früher verwendeten Bezeichnung

„F4“-DIN EN 558) oder Grundreihe 15 (= „F5“-DIN EN 558) und für Klappen nur die Grundreihe 14 verwendet wird.

7.3.2.4.2 Fast immer geöffnete Absperrvorrichtungen



Abb. 7-20: Weichdichtender Schieber mit Flanschen (VAG)

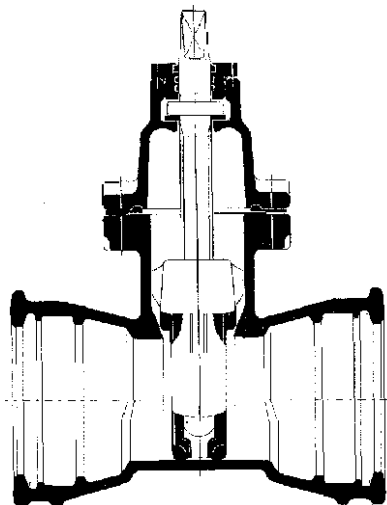


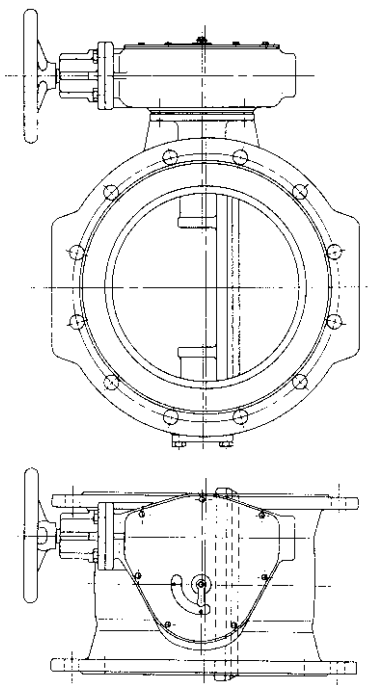
Abb. 7-21: Weichdichtender Schieber mit Steckmuffen (VAG)

Strecken- und Strangabtrennungen sowie Absperrungen in Hochbehältern:

Bis DN 200 empfiehlt sich der Einbau „weichdichtender“ Schieber und Klappen nach DIN EN 1984, DIN EN 1171, DIN EN 593. Die Dichtkörper sind ganz oder im Dichtbereich mit Elastomer oder Weichstoffen ausgestattet, damit entfällt der bei metallisch dichtenden Schiebern unvermeidliche Schiebersack, der Ablagerungen fördern würde; somit ist freier Durchgang vorhanden. Das innenliegende Spindelgewinde aus CrNi-Stahl soll wenigstens 13 % Cr aufweisen.



Abb. 7-22: Absperrklappe (VAG)



Die Spindelmutter wird nach Wahl des Herstellers, die Spindelabdichtung mittels Elastomer oder Weichstoff wartungsfrei gestaltet (**Abb. 7-20**). Für den Erdeinbau empfiehlt sich die Verwendung von Schiebern mit Steckmuffen (**Abb. 7-21**).

Ab DN 200 werden überwiegend Absperrklappen (**Abb. 7-22**) eingesetzt. Klappen sind bei einfachem Aufbau robust, haben ein verhältnismäßig geringes Gewicht, geringe Bauhöhen und -längen und erfordern nur mäßigen Kraftaufwand beim Bedienen. Eine gute Ausführung hat formgepresste elastische Dichtringe in der Scheibe und emaillierten Gehäusesitz bzw. nichtrostenden Gehäusedichtring. Der seitlich angebrachte Getriebekasten muss für Erdeinbau wasserdicht gekapselt sein.

Für Anschlussleitungen empfehlen sich, soweit nicht Anbohrschellen mit integrierter Absperrarmatur verwendet werden, ebenfalls die oben genannten Schieber mit elastischen Dichtelementen, die man auch für kleinere DN der Anschlussleitung mit DN 40 wählen sollte (hinter dem Schieber Übergangsstück z. B. 40/25 usw.), weil man dann nur eine Größe auf Vorrat halten muss.

Innerhalb von Gebäuden zum Absperrn vor und nach den Wasserzählern eignen sich Freifluß-Schrägsitzventile.

7.3.2.4.3 Fast immer geschlossene Absperrvorrichtungen

Spül- und Entleerungsauslässe aus RL:

Hier werden neben Schiebern und Klappen auch Kugelhähne für MDP 10, 16, 25 und 40 und DN 80 bis 1400 eingesetzt (**Abb. 7-23**). Gehäuse und Kugel werden aus GG 25, ab PN 25 aus GGG 40 oder GGG 50 gefertigt. Der Spindeltrieb wird mit Handrad, Einbaugarnitur oder Stellmotor ausgestattet. Außen- und Innenschutz sind wie bei Absperrklappen vorzusehen.

Vorteil gegenüber Keilschiebern und Klappen: kein Verklemmen durch Fremdkörper, freier Durchgang.

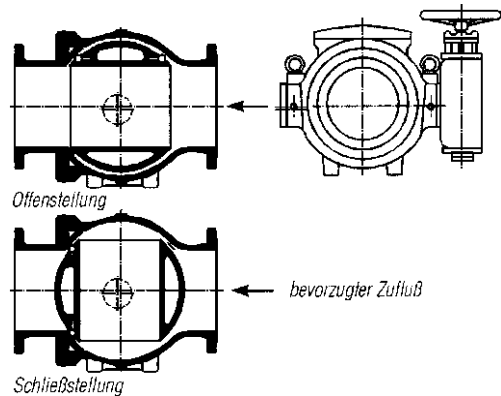


Abb. 7-23: Kugelhahn

Tab. 7-17: Längen L und Massen G für Kugelhähne Maße nach Grundreihe 26 - DIN EN 558-1

DN	L mm	G kg
80	310	58
100	350	72
125	400	103
150	450	143
200	550	290
250	650	310
300	750	445
350	850	750
400	950	970
450	1 050	1 300

7.3.2.4.4 Regeleinrichtungen (DIN EN 1074-5)

Für DN 40 bis 125 verwendet man meist Regelventile in Durchgangsform mit Handrad oder angebautem Stellmotor, der z. B. in Pumpendruckleitungen mit der Schaltung des Pumpen-Motors so gekoppelt ist, dass das Ventil erst nach P-Anlauf öffnet und vor P-Stillstand schließt (Vermeidung von Druckstößen) (Abb. 7-24).

Der Kolben des Regelventils soll eine möglichst lange Führung haben. Werkstoffe z. B.: Kolben, Ventilsitz: Edelstahl, Kolbenführungsbüchse: Messing, Dichtringe: Perbunan. Zur Bestimmung der optimalen Ventilgröße sind dem Hersteller Druck und Durchflussmenge anzugeben.

Ab DN 150 und größer werden bevorzugt Ringkolbenventile (Abb. 7-25 und 7-26) für PN 10 bis 64 eingesetzt, wobei das Gehäuse aus GG 25 und (ab PN 25) GGG 40 oder GGG 50 und der Kolben bis DN 400 aus Rotguss, darüber aus Edelstahl gefertigt werden. Zum Betätigen dient ein Schubkurbelantrieb. Außen- und Innenschutz sind wie bei den Absperrklappen vorzusehen.

Vorteile der Ringkolbenventile: beliebig einstellbare Schließzeit lieferbar, schadlose Belassung in gedrosselter Stellung, geringer Kraftaufwand für die Betätigung, dichter und stoßfreier Abschluss, strömungstechnisch günstig. Geeignet für viele Aufgaben: Steuerung und Regelung von Behälterein-

Tab. 7-18: Längen L und Massen G von Ringkolbenventilen

DN	L	G
	mm	kg
125	325	90
150	350	110
200	400	148
250	500	220
300	500	330
350	700	425
400	800	570



Abb. 7-24: Regelventil (VAG)



Abb. 7-25: Ringkolbenventil mit Schaufelkranz (VAG)

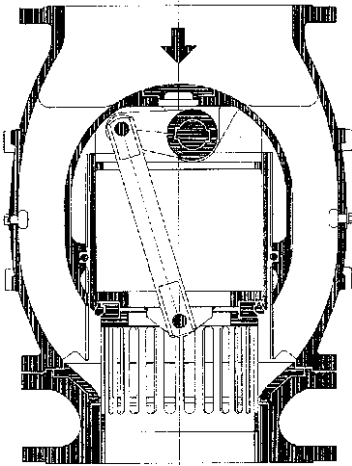


Abb. 7-26: Ringkolbenventil mit Schlitzzylinder

läufen, Druck- und Durchflussregelung, druckstoßfreier P-Anfahr- und -Abfahrbetrieb, Abschluss einer Leitung bei Rohrbruch (Rohrbruchsicherung) und, in Verbindung mit angebauter Messeinrichtung, Messung des Durchflusses („Messringkolbenschieber“). Hinter einer Pumpe eingebaut kann die Armatur Pumpendruckschieber, Durchflussmessgerät oder Rückschlagarmatur sein. Auch zum Öffnen eines Nebenauslasses zur Druckstoßsicherung ist sie geeignet. Der Antrieb erfolgt durch Hand, Stellmotor, hydraul. Kraftkolben oder Fallgewicht; letzteres, wenn das Ventil zur Rohrbruchsicherung eingebaut ist, um das Auslaufen langer Leitungen oder von Behältern und die dadurch möglichen Schäden im Gelände und an Bauwerken zu verhindern. In diesem Falle erfolgt mechanische Auslösung durch einen Grenzwertgeber, der auf einen Durchflussgrenzwert anspricht oder elektrisch durch Messen der Mengendifferenzen an 2 Punkten der Rohrleitung. Gegen Druckstöße durch zu schnelles Schließen ist am Fallgewicht eine einstellbare Verzögerung angebaut.

Vorsicht: Wenn der größte Betriebsdurchfluss nicht wesentlich kleiner ist als der zur Auslösung ermittelte Rohrbruchdurchfluss, ist für den Feuerlöschfall zusätzlich eine elektr. Auslösesperre notwendig. Sonst besteht die Gefahr, dass das Ventil bei großer Löschwasserentnahme anspricht und den Zulauf sperrt, wenn das Wasser am nötigsten gebraucht wird.

Die Fernregelung der Ringkolbenventile ist auch zur Aufrechterhaltung eines bestimmten Druckes an einer ausgewählten Stelle des Rohrnetzes möglich. Ihr Einsatz empfiehlt sich überall dort, wo eine Regelkennlinie mit möglichst geradliniger Wasserdurchflussdrosselung verlangt wird und wo hohe Betriebs- und Differenzdrücke sowie große Durchflussgeschwindigkeiten vorliegen.

7.3.2.4.5 Einbau von Absperr- und Regelarmaturen

In den Armaturen treten – besonders im geschlossenen Zustand – axiale Kräfte auf, die sich auf die anschließende RL übertragen; an Abzweigungen entstehen – bezogen auf die Hauptleitung – auch Seitenkräfte. Es ist daher durch Rechnung zu prüfen, ob diese Kräfte durch geeignete Vorkehrungen (Betonwiderlager, zugfeste Verbindungen der anschließenden Leitungen) abgefangen werden müssen (siehe hierzu auch DVGW-Arbeitsblatt GW 368).

Auch an Schacht- und Gebäudemauern, die von RL mit Absperrorganen durchdrungen werden, sind die Axialkräfte zu berücksichtigen; sie lassen sich z. B. nach **Abb. 7-27** auf die Schachtwand übertragen. Die Festigkeit der Schachtwand ist durch Rechnung nachzuweisen.

Sind diese Axialkräfte groß und nicht auf die Mauern übertragbar, sind die RL durch Mauerdurchführungen zu verlegen, so dass eine gewisse Beweglichkeit besteht. Beiderseits des Schachtes muss dann die RL kraftschlüssig sein.

Um Armaturen aus gestreckten RL ausbauen zu können (z. B. in Schächten), sind auf einer Seite der Armatur Ausbaustücke vorzusehen (**Abb. 7-28**).

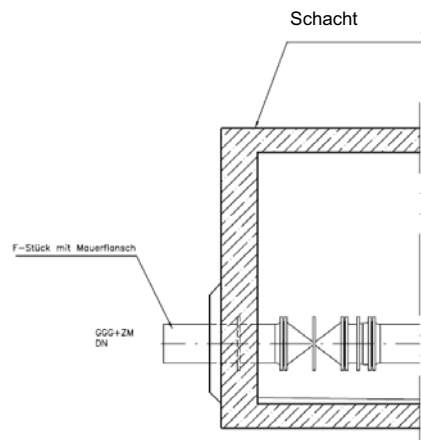


Abb. 7-27: Verankerung d. RL in der Schachtwand

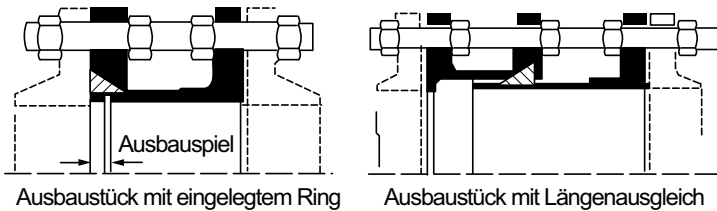


Abb. 7-28: Ausbaustücke

7.3.2.4.6 Bedienung von Absperrarmaturen

In Gebäuden und Schächten werden die Armaturen durch Handräder (für Großarmaturen auch mit Untersetzungsgetrieben), durch Stellmotore oder durch Druckluft oder Druckflüssigkeit angetrieben. Erdverlegte Armaturen benötigen eine Einbaugarnitur (Abb. 7-29). Solche Armaturen sollen nicht unter freies Land (Äcker, Wiesen) gesetzt werden, weil die Straßenkappen dort schon bald nicht mehr auffindbar sind. In nicht befestigten Wegen sind armierte, Betonplatten um die Straßenkappen zu legen!

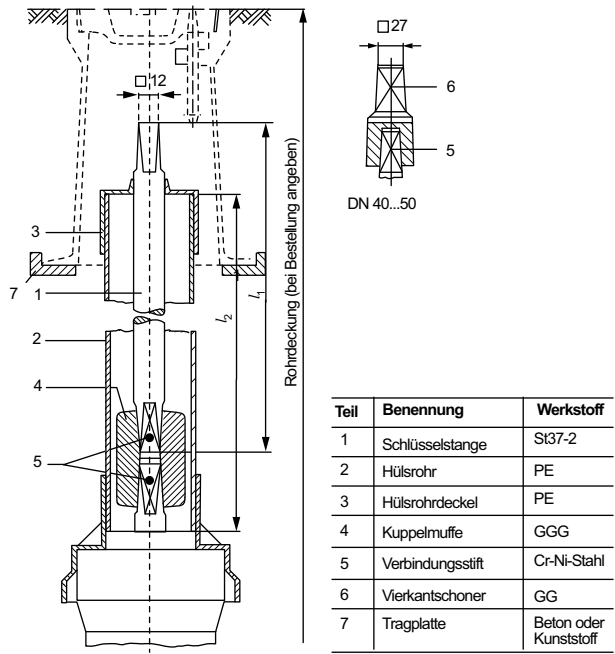


Abb. 7-29: Einbaugarnitur

7.3.2.5 Sonderbauarten

7.3.2.5.1 Membranventile

Für DN 40 bis DN 100 und PN 10 sind stopfbuchsenlose, weichdichtende Absperrarmaturen (Abb. 7-30) in kleineren WV-Anlagen geeignet. Es sind reine „Auf und Zu“-Armaturen, die auch durch Magnet, Druckluft oder Druckflüssigkeit gesteuert werden können.

7.3.2.5.2 Ringförmige Gummimembranen

Diese sind um einen Strömungskörper gelegt, werden durch Druckluft oder Druckflüssigkeit gesteuert und arbeiten geräuschlos, ohne Stopfbuchsen und ohne gleitende Teile. Sie sind unempfindlich und daher ferngesteuert für größere Aufbereitungsanlagen geeignet (**Abb. 7-31**).

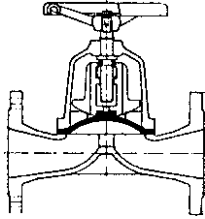


Abb. 7-30: Membran-Ventil

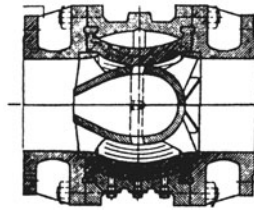


Abb. 7-31: Membran-Ventil steuerbar

7.3.2.6 Rückflussverhindernde Armaturen

Armaturen in Klappenform – Rückschlagklappen – sind dann zu verwenden, wenn die durchfließende Wassersäule nach dem Ausfall der sie öffnenden Kraft nicht schlagartig zum Stillstand kommt, z. B. wenn eine Pumpe vor der Klappe mit Schwungmassen ausgestattet ist und daher die Förderung verzögert auf Null zurückgeht. In kleinen Abmessungen – bis etwa DN 80 – können bei sonst nicht ungünstigen Verhältnissen solche Klappen auch dann eingesetzt werden, wenn die Förderung plötzlich ausfällt. Eine übliche Rückschlagklappe für kleine Innendurchmesser zeigt **Abb. 7-32**. Ab DN 300 sollten Klappen mit exzentrisch gelagerter Scheibe gewählt werden. Sie benötigen in jeder Lage eine herausgeführte Welle mit Hebel und Gegengewicht (**Abb. 7-33**).

Bei größeren Klappen ist ihr dynamisches Verhalten zu berücksichtigen und ihre Schließzeit mit der Zeit bis zum Stillstand der Wasserbewegung in der RL zu vergleichen. Ggf. sind Bremsen (Öl, Druckluft) anzubringen, um das Schließen zu verzögern, wobei während der Schließzeit ein Rückfluss durch die Armatur eintritt.

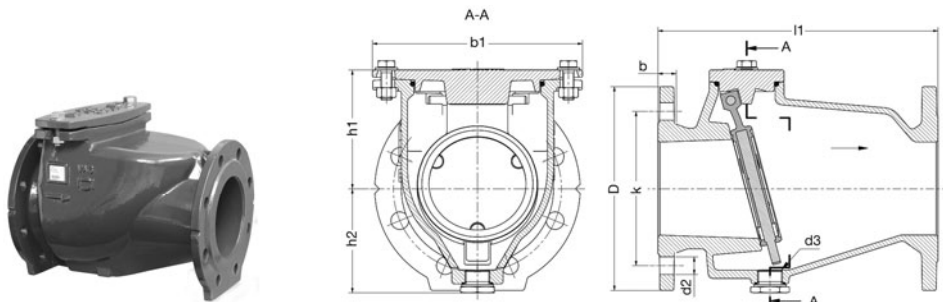


Abb. 7-32: Rückschlagklappe (VAG)

Für solche Zwecke eignen sich auch mit Verzögerung eingerichtete Ringkolben-Rückschlagventile. Lieferbar sind sie ab DN 150.

Bei Rückschlagklappen in Wasserbehältern ist zu beachten: Sind die Behälter als Gegenbehälter installiert, so besitzen sie nur eine einzige Zu- und Entnahmeleitung, die im Behälter aufgespalten ist. Im Entnahmeteil der RL wird, um die Wasserzirkulation im Behälter zu erzwingen, eine Rückschlagklappe eingesetzt. Hierfür eignen sich nur druckverlustarme, also normale Klappen, keinesfalls Rückflussverhinderer mit Membranen.

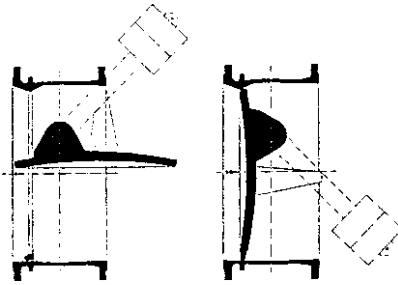


Abb. 7-33: Rückenventil mit doppellexzentrisch gelagerter Klappenscheibe

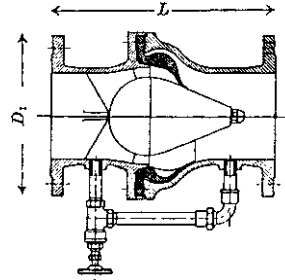


Abb. 7-34: Membran-Rückflussverhinderer (oben zu, unten offen)

Der *Membranrückflussverhinderer* nach **Abb. 7-34** ist ein Verschluss, bei dem sich ein ringförmiger Gummi um einen Strömungskörper legt. Er wird in DN 40 bis DN 400 hergestellt und schließt massefrei, also ohne harten metallischen Schlag, lässt sich aber nicht verzögern. Wegen der Vorspannung der Gummimanschette bedarf es zum Öffnen eines Druckes von 0,1 bis 0,15 bar, das bedeutet: beim Einsatz in einem Hochbehälter würden also die untersten 1,5 m nicht entleert werden können (siehe oben).

7.3.2.7 Sonstige Armaturen

7.3.2.7.1 Ent- und Belüftungen

Bei üblichen Betriebsbedingungen wird in den Leitungen ungelöste Luft mitgeführt. Temperatur- und Druckänderungen können ein laufendes Ausscheiden von meist kleinen Luftmengen bewirken. Schließlich können betriebliche Störungen größere Luftmengen der RL zuführen. Beim Entleeren von Leitungsabschnitten werden die Leitungen mit Luft befüllt. Die Ansammlung der mitgeführten Luft erfolgt an geodätischen und hydraulischen Hochpunkten der Leitung sowie an Leitungsstellen, an denen sich die Schleppkraft des Wassers und die Auftriebskraft der Luftblasen im Gleichgewicht befinden. Ferner kann sie sich hinter Drosselstellen (wie z. B. Armaturen) und hinter Leitungsquerschnittsänderungen sammeln.

Luftansammlungen in Leitungen können den Durchflussquerschnitt vermindern, unzulässige dynamische Druckänderungen verursachen und Durchflussmessungen verfälschen.

Maßnahmen gegen störende Luftansammlungen in Leitungen:

In Fern-, Zubringer- und Hauptleitungen sind störende Luftansammlungen während des normalen Betriebs nicht zu erwarten, wenn die Luft stets selbständig entweichen kann und die Schleppkraft des fließenden Wassers ausreicht, die Luftblasen mitzureißen (Abb. 7-35).

Neuere Untersuchungen wurden an der Universität der Bundeswehr München (UniBwM), Institut für Wasserwesen durchgeführt. (Walther, G.; Günthert, F.W.: Neue Untersuchungen zur Selbstentlüftungsgeschwindigkeit in Trinkwasserleitungen. gwf-Wasser/Abwasser). Es wurden umfangreiche Versuche an einem Kunststoffrohr (PE-HD, 63 · 5,8) durchgeführt. Der Neigungsbereich konnte von 0° bis 34° verändert werden. In die Rohrleitungen wurden Luftblasen unterschiedlicher Größe (25 ml–200 ml) eingebracht und mittels digitaler Messtechnik die Selbstentlüftungsgeschwindigkeit gemessen. Aus den Messergebnissen wurde die Kurvenschar abgeleitet.

An Orten, an denen eine störende Luftansammlung möglich ist, sind selbsttätige Entlüfter in Verbindung mit einem ausreichend bemessenen Entlüftungsdom zu setzen. Ausreichende Schleppkraft des Wassers ist gegeben, wenn täglich mindestens einmal die Fließgeschwindigkeit des Wassers die Mindestwerte der **Abb. 7-35** erreicht. Ist Luft in erheblichem Umfang zu erwarten, so können vorgesteuerte Entlüftungsarmaturen mit einem ausreichenden Entlüftungsdom in Betracht kommen.

Aussetzend, aber selbsttätig arbeitende Entlüftungsarmaturen mit großen Öffnungen (nicht vorgesteuert) können die Luft, die bei dynamischen Druckänderungen auftritt, abführen.

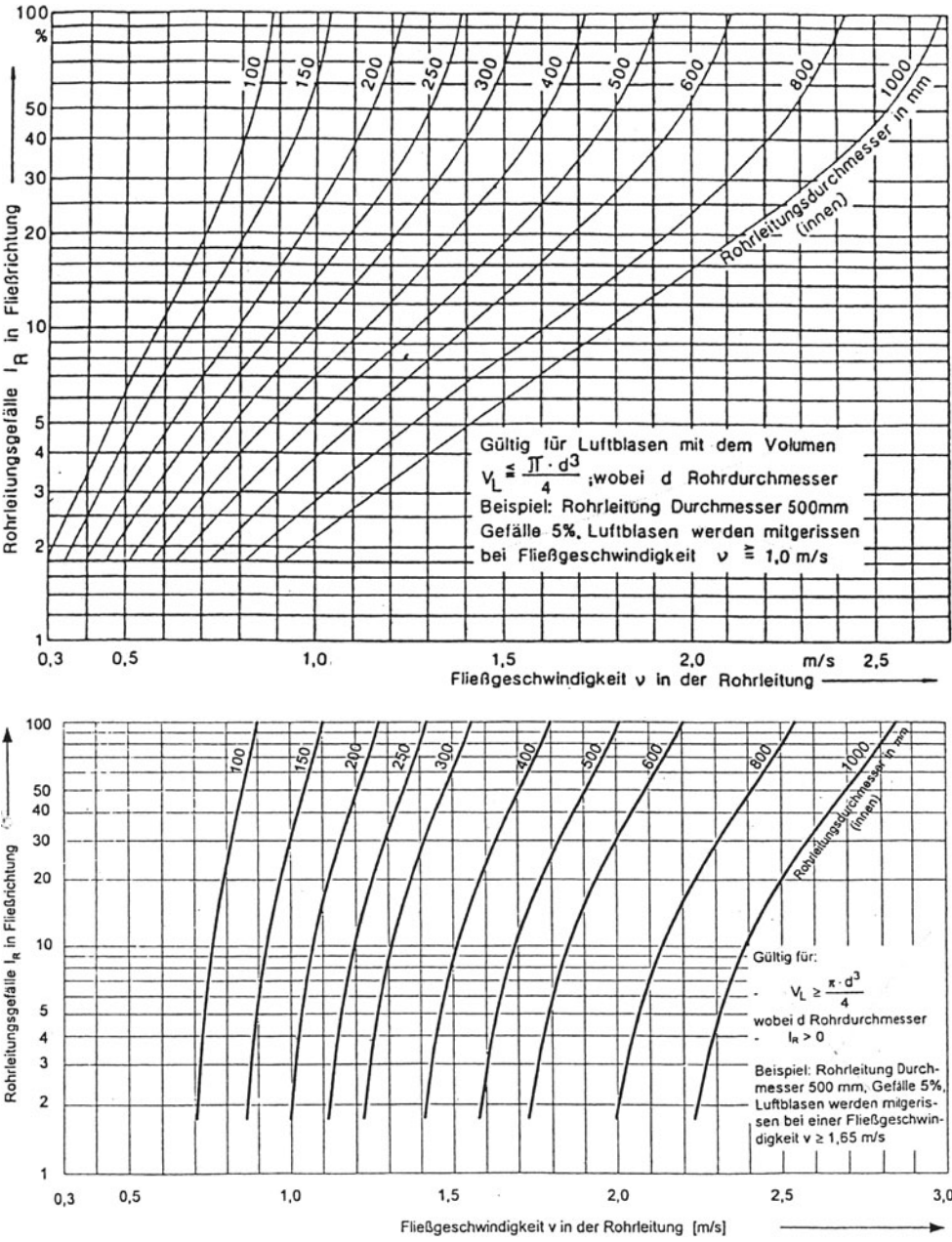


Abb. 7-35: Kleinste Fließgeschwindigkeit und größtes Rohrleitungsgefälle zur Selbstentlüftung; nach UniBwM.

Schnitt A - A

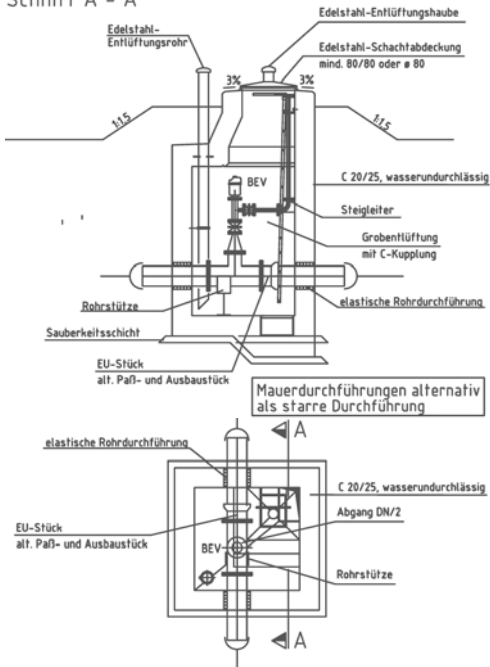


Abb. 7-36: Entlüftungs-Ventil im Schacht



Abb. 7-37: Entlüftungs-Ventil (VAG)

Das Zu- und Abführen von großen Luftmengen, die z. B. bei Entleerung einer Leitung erforderlich bzw. vorhanden sind, geschieht in der Regel durch handbetätigte Belüftungsarmaturen. Der Einbau einer solchen Einrichtung ist auch bei vorhandenem Be- und Entlüfter von Vorteil, weil damit der Be- und Entlüfterquerschnitt ganz wesentlich vergrößert wird (**Abb. 7-36**).

Um die Rohrleitung nicht zu gefährden, ist Unterdruckbildung unbedingt zu vermeiden.

Das betriebsmäßige Entlüften der Versorgungs- und Anschlussleitungen erfolgt in der Regel über die Entnahmestellen der Hausinstallation.

Bauarten der selbsttätigen Be- und Entlüftungsarmaturen:

- Ventile mit Schwimmkörper
Einkammerventile besitzen einen großen Lüftungsquerschnitt mit einem Absperrkörper und gleichzeitig einen kleinen Lüftungsquerschnitt im Absperrkörper (**Abb. 7-37**).
Zwei- oder Doppelkammerventile: Die der größeren Öffnung zugeordnete Kugel übernimmt die wechselnde Be- u. Entlüftung, die andere Kugel dient der laufenden Entlüftung unter Betriebsdruck (**Abb. 7-38**).
- Federbelastete Tellerventile
sind nur geeignet für das automatische Belüften großer Luftmengen. Sie werden vom Rohrleitungsdruck gesteuert und bei Unterdruck geöffnet (**Abb. 7-39**).
- Vorgesteuerte Kolbenventile
können große Luftmengen unter Betriebsüberdruck entlüften. Mit einer verstellbaren Drossel kann die Schließzeit in gewissen Grenzen verändert werden.
- Rollmembranventile
Bei Rollmembranventilen rollt die Membran über einen geschlitzten Kegel und öffnet damit mehr oder weniger große Bereich dieser Schlitzes (**Abb. 7-40**).

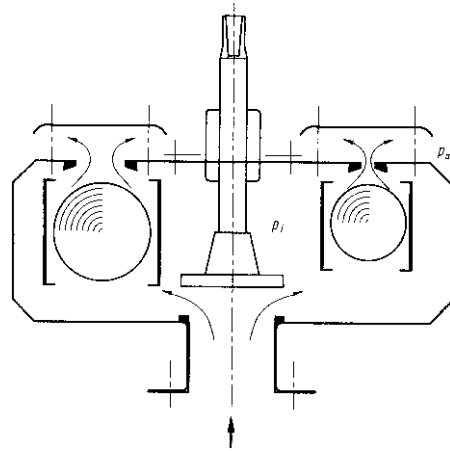


Abb. 7-38: Entlüftungs-Zweikammer-Ventil

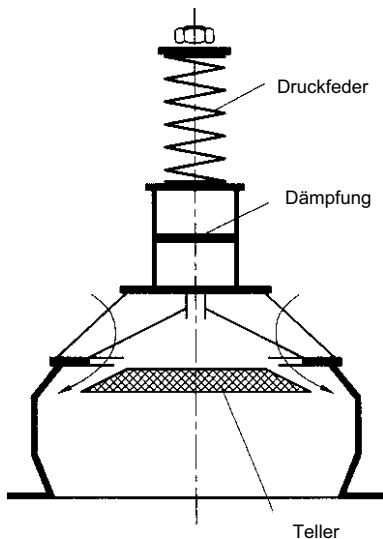


Abb. 7-39: Federbelastetes Tellerventil

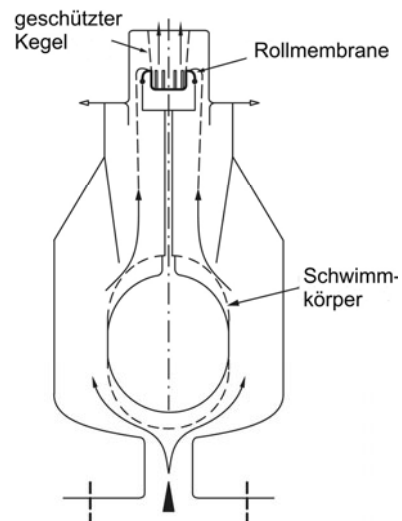


Abb. 7-40: Rollmembranventil

Aus funktionstechnischen Gründen müssen die vorgenannten Be- und Entlüfterarmaturen in ausreichend großen Schächten untergebracht werden. Diese Armaturen sind senkrecht auf der Rohrleitung anzuordnen. Die Schächte müssen Zu- und Ablufteinrichtungen aufweisen, deren lichte Querschnitte mindestens die doppelte Fläche des Entlüftungsquerschnitts der Armatur besitzen. Wärmedämmung und Frostschutz müssen ausreichend sein; außerdem muss das Eindringen von Kleinlebewesen verhindert werden (**Abb. 7-36**).

Die Überwachung der vorgenannten Armaturen-Einrichtungen erfolgt gemäß den örtlichen Betriebsverhältnissen, jedoch mindestens gemäß DVGW-Arbeitsblatt W 392.

Berechnung (dazu **Abb. 7-41** und **7-42**) und weitere Einzelheiten s. DVGW-Arbeitsblatt W 334.

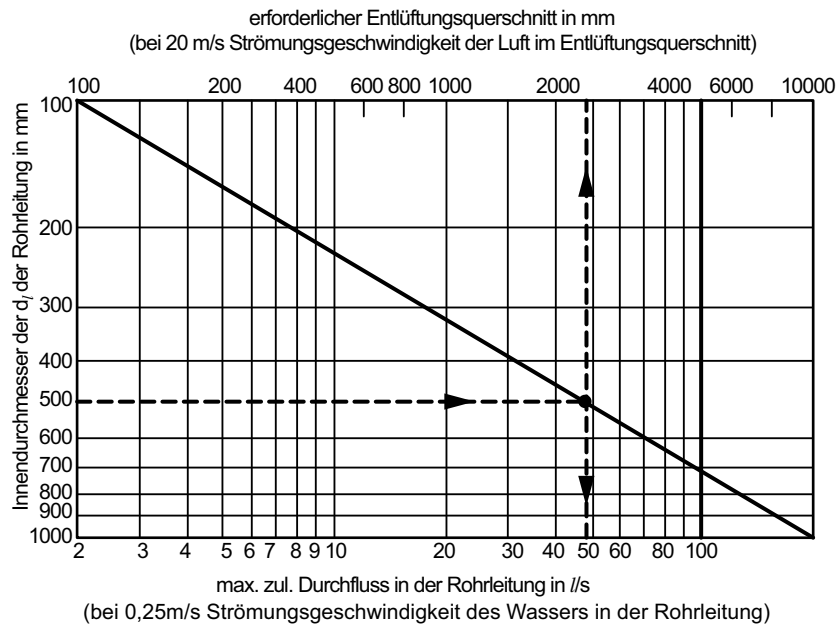


Abb. 7-41: erforderlicher Entlüftungsquerschnitt (DVGW W 334, Abb. 16)

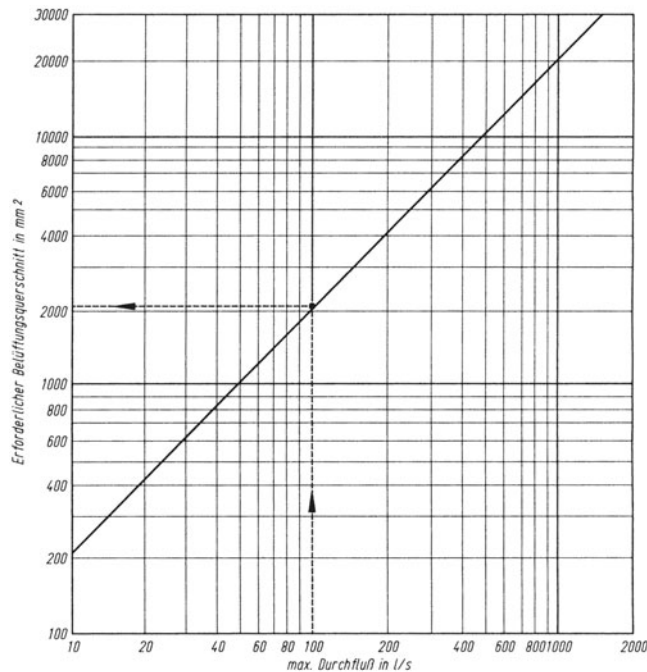


Abb. 7-42: erforderlicher Belüftungsquerschnitt (DVGW W 334, Abb. 17)

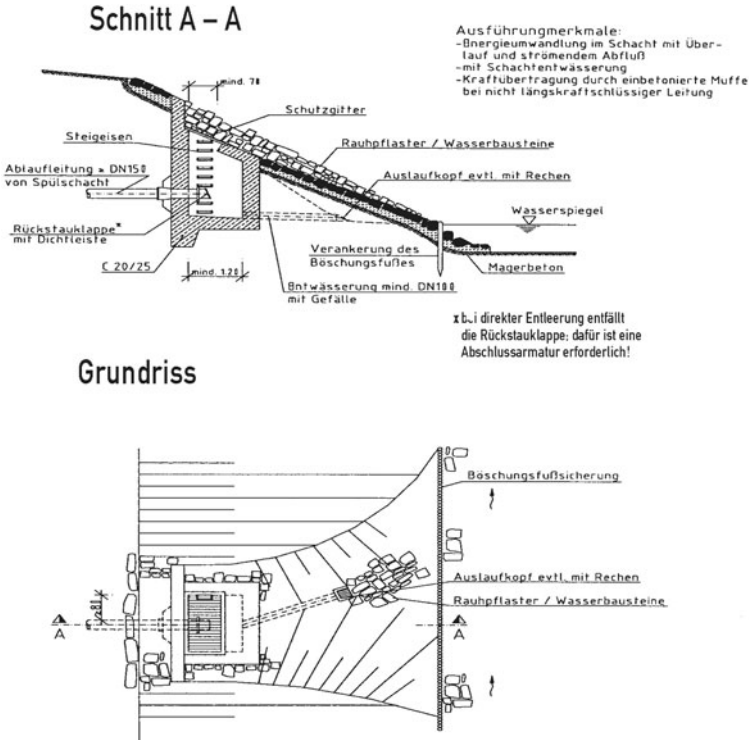


Abb. 7-43b: Auslaufbauwerk bei großer Fließgeschwindigkeit (DVGW W 358)



Abb. 7-44: Spülschacht mit Auslaufbauwerk

Zu den Entleerungsleitungen gehören auch die Grundablass- und Überlaufleitungen von Wasserbehältern aller Art.

Am Ende jeder Entleerungs- oder Spülleitung ist eine Rückschlagklappe (Froschklappe) vorzusehen, damit kein Schmutz und keine Kleinlebewesen eindringen können. Die Froschklappe ist durch ein Auslaufbauwerk vor Unbefugten zu schützen (**Abb. 7-43a**). Die Ausführung ist auch mit Gitter möglich. Die Klappenachse ist stets beweglich zu halten. Muster für Auslaufbauwerke vgl. DVGW-Arbeitsblatt W 358.

7.3.2.7.3 Behältereinlaufarmaturen

Die Wasserzufuhr zu einem Behälter erfolgt i. Allg. über eine Zubringerleitung, die als Gravitations- oder Pumpendruckleitung betrieben werden kann. Das ankommende Wasser muss sicher und zuverlässig in die Behälterkammer geleitet werden. Die vorhandene Restenergie muss schadfrei für Rohrleitung und Armatur in Wärme und/oder Schall umgewandelt werden. Damit ergeben sich die Anforderungen an Behältereinlaufarmaturen: Möglichst geringe Druckstöße beim Öffnen und Schließen der Armatur, zuverlässiges Öffnen und Schließen der Zulaufleitung und Einspeisung über und unter der Wasseroberfläche, d. h. mit und ohne Gegendruck.

Direkt mechanisch gesteuerte Einlaufarmaturen (Schwimmerventil):

Das Öffnen und Schließen der Armaturen erfolgt unmittelbar über Seilzug oder Hebel und Schwimmer in Abhängigkeit von der Wasserspiegelhöhe. Der Öffnungsgrad der Armatur steht im gleichen Verhältnis zur Änderung des Wasserhubes, d. h. der Wasserhub im Behälter ist von der Armatur abhängig. Diese Armaturen werden in Durchgangs- oder Eckform (**Abb. 7-45**) von DN 50 bis DN 150 gebaut. Die Einspeisung erfolgt hier über der Wasseroberfläche. Abgestufte Regelschlitze erlauben ein sanftes (druckstoßarmes) Öffnen und Schließen.

Als Einlaufarmatur kann auch ein hydraulisch vorgesteuertes Eckventil oder ein Ringkolbenventil mit Schwimmersteuerung für DN 150 bis DN 1200 verwendet werden. Erfolgt die Einspeisung über der Wasseroberfläche, ist Schaufelkranzausführung (**Abb. 7-25**) mit ausreichender Luftzufuhr zu wählen, bei Einspeisung unter der Wasseroberfläche dagegen die Schlitzzylinderausführung (**Abb. 7-26**); bei letzterer ist eine Führung des Schwimmers notwendig (**Abb. 7-46**). Ein innerer Schubkurbelantrieb sorgt für ein weiches (druckstoßarmes) Schließen kurz vor der Endstellung.

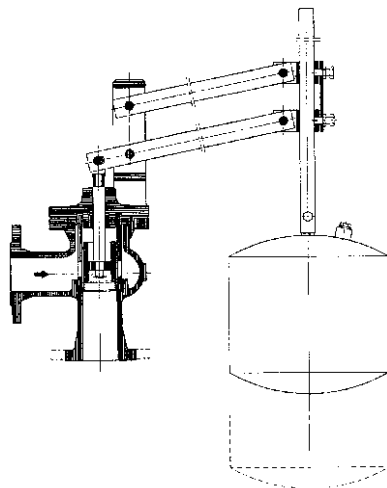


Abb. 7-45: Direktgesteuertes Ventil

Intervallgesteuerte (mechanische oder elektrische) Einlaufarmaturen:

Sie erlauben das Abfahren des Behälters bis zu einem bestimmten Wasserspiegel. Nach Unterschreitung dieses Pegels öffnet die Armatur vollständig und füllt mit höchstmöglichem Durchfluss den Behälter. Die Armatur ist entweder „Auf“ oder „Zu“, der Wasserhub im Behälter frei wählbar. Es kommen direkt gesteuerte Schwimmerventile mit Schwimmerbehälter und Hilfsschwimmerventil in Durchgangs- oder Eckform oder Ringkolbenventile mit Schwimmersteuerung mit Schwimmerbehälter und Hilfsschwimmerventil (**Abb. 7-46**) sowie Absperr- und Regelarmaturen mit elektrischem Antrieb in Frage.

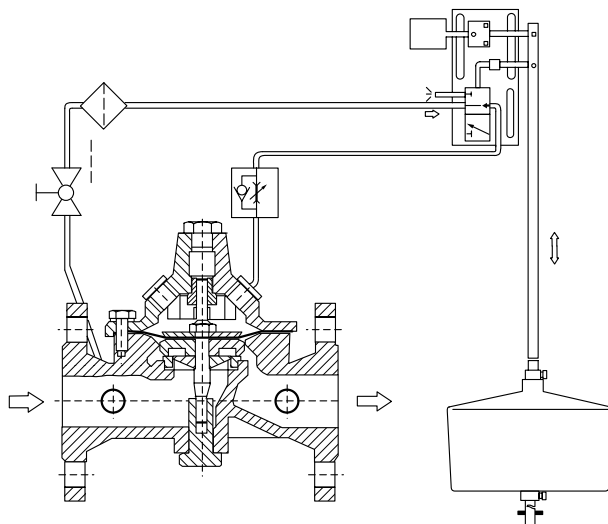


Abb. 7-46a: Schwimmerventil mit Hilfsschwimmerventil

a) Auf-Zu-Funktion

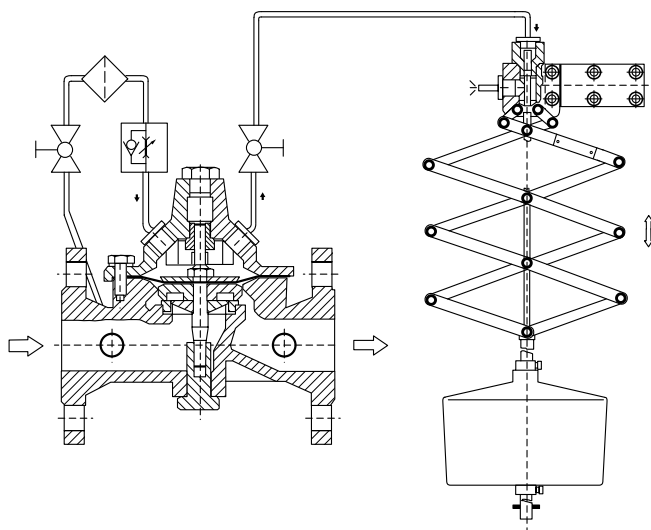


Abb. 7-46b: Schwimmerventil mit Hilfsschwimmerventil

b) Konstant-Niveau-Steuerung

Bei hydraulisch vorgesteuerten Schwimmerventilen kann die Steuereinheit weitgehend unabhängig von der Armatur im Behälter eingebaut werden. Um ein sicheres Arbeiten zu gewährleisten, ist ein Mindestdruck auf der Eingangsseite der Armatur erforderlich. Eine einstellbare Schließdrossel verhindert Druckstöße in der Zuleitung.

Die Direktsteuerung ist angebracht, wenn:

- die Einlaufarmatur wenigstens einmal wöchentlich ganz geöffnet wird,
- kleine Behälter sehr schnell und stark schwankende Wasserspiegel haben. Die Direktsteuerung wirkt sich mit ihrem stetigen Öffnen und Schließen vorteilhaft auf das Druckstoßverhalten aus.

Die Lebensdauer der Armatur kann verlängert werden, wenn Dauerbetrieb in Teilöffnung vermieden wird.

Die Intervallsteuerung wird angewendet, wenn:

- über längere Zeit (Jahre) der gewöhnliche Durchfluss kleiner ist als der Feuerlöschbedarf, d. h. die Armatur nur über einen kleinen Bereich des Hubes betätigt wird. Es besteht dann die Gefahr von Ablagerungen (Kalk): Wird die Armatur im Brandfall plötzlich vollständig geöffnet, kann sie blockieren
- sehr hohe Druckdifferenzen, die in Teilöffnung zu sehr hohen Spaltgeschwindigkeiten und damit zu Verschleiß führen, zu erwarten sind.

Die Intervallsteuerung (Auf-Zu) sorgt dafür, dass Verschleißgefahr verringert und die Armatur über den ganzen Hub betätigt wird. Die mechanisch gesteuerten Einlaufarmaturen wurden in den letzten Jahren zunehmend von elektrisch angetriebenen und gesteuerten Armaturen verdrängt.

7.3.2.7.4 Siebe

Siebe werden an Saugleitungen und am Beginn von Behälterentnahmeleitungen gegen das Eindringen von groben Verunreinigungen eingebaut. Man unterscheidet Flansch-, Muffen- und Einsteck-Siebe, wobei letztere mit 3 Federn festgehalten und meist an Entleerungsleitungen angesetzt werden, da sie eine gänzliche Entleerung der Behälter, Schächte usw. ermöglichen. Die Siebe werden aus Edelstahl, in Sonderfällen aus Messing oder Kupferblech hergestellt. Der Gesamtquerschnitt der nicht über 7 mm breiten Schlitzes soll aus strömungstechnischen Gründen nicht geringer sein als der 2,5 fache Rohrquerschnitt.

Die Siebe für Saugleitungen sind unmittelbar an die Fußventile angebaut. Der Flanschdurchmesser gilt für PN 10.

7.3.2.7.5 Hydranten

Hydranten sind für Feuerlöschzwecke, Betriebsmaßnahmen der WVU und für sonstige Benutzungszwecke (z. B. Bauwasserentnahme) bestimmt. Anforderungen u. Anerkennungsprüfungen für Unterflurhydranten sind in DIN EN 14 339 und für Überflurhydranten in DIN EN 14 384 genormt. Im DVGW-Arbeitsblatt W 331 „Auswahl, Einbau und Betrieb von Hydranten“ sind u. a. die Einbaugrundsätze und die Betriebshinweise enthalten. Hydranten, die den Normvorschriften und den sonstigen einschlägigen Prüfvorschriften entsprechen, werden mit dem DIN/DVGW-Prüfzeichen gekennzeichnet und sind gegenüber anderen vorzuziehen.

Unterflurhydranten haben den Vorteil, dass sie neben den geringeren Anschaffungskosten keine Behinderung des Straßenverkehrs verursachen und durch ihn nicht beschädigt werden können. Sie sind einfach einzubauen, die Innenteile lassen sich leicht auswechseln.

Nachteilig ist, dass sie bei Dunkelheit, bei Schnee oder wegen parkender Fahrzeuge schlecht zu finden sind. Deshalb sind für sie Hinweisschilder (s. Abschn. 7.3.3.3) notwendig. Für die Inbetriebnahme wird mehr Zeit benötigt als bei den Überflurhydranten. Ferner werden Undichtheiten schlechter erkannt und die Hydranten durch den Straßenschmutz verunreinigt. Auch haben sie einen geringeren Durchfluss (ca. 110 m³/h bei 1 bar Druckdifferenz) als Überflurhydranten.

Die Verbindung der Hydranten mit der Rohrleitung kann als starre (**Abb. 7-47**) oder als bewegliche Verbindung (**Abb. 7-48**) ausgeführt werden. Unterflurhydranten werden mit Kegelabsperung (**Abb. 7-47**) oder mit Steckscheibenabsperung (**Abb. 7-48**) angeboten.

In den Rohrnetzen der WVU werden aus hygienischen Gründen vorrangig Unterflurhydranten DN 80 eingesetzt. Diese Hydranten werden auch auf innerhalb der Fahrbahn liegende Rohrleitungen direkt aufgesetzt. Werden Unterflurhydranten mit Doppelabsperung (Form AD) verwendet, kann die Hydrantenrevision und der Austausch des Mantelrohrs mit Hauptabsperung ohne Unterbrechung der Wasserversorgung erfolgen. Unterflurhydranten DN 100 dürfen nicht in öffentlichen Wasserversorgungsnetzen und nicht für öffentliche Feuerwehren, sondern ausschließlich in Betrieben für Werksfeuerwehren eingebaut werden.

Überflurhydranten (Ausführungsbeispiel s. **Abb. 7-48**) sind schnell einsetzbar, bei Schnee leicht auffindbar und ohne Verwendung von Zusatzteilen (z. B. Standrohre) sofort benutzbar. Sie haben höhere Durchflüsse (140 m³/h bei DN 80, 200 bzw. 210 m³/h bei DN 100 und 1 bar Druckdifferenz sowie 2 geöffneten oberen Abgängen) als Unterflurhydranten.

Früher wurden gelegentlich Überflurhydranten mit 2 oberen C-Abgängen verwendet. Heute haben alle (neuen) Überflurhydranten oben 2 B-Abgänge; ab DN 100 ist ein unterer A-Abgang möglich. Der untere A-Abgang ist nicht für den Anschluss von Saugschläuchen, sondern ausschließlich für Druckschläuche bestimmt.

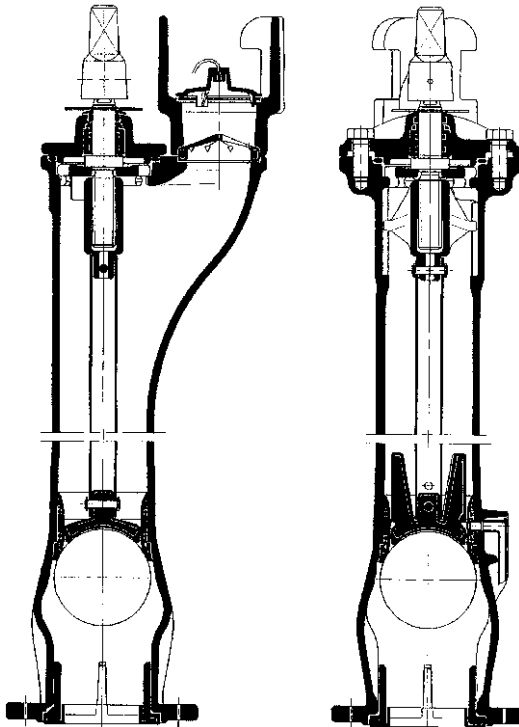


Abb. 7-47: Unterflurhydrant mit Flanschanschluss

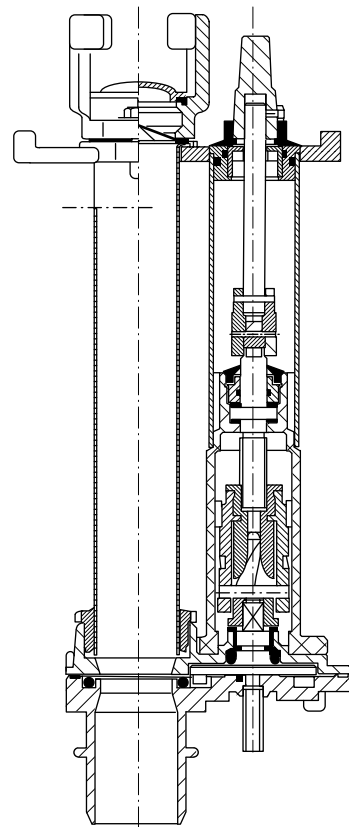


Abb. 7-48: Freistrom-Unterflurhydrant mit Spitzende



Abb. 7-49: Überflurhydrant (VAG)

Zum Öffnen des Fallmantelhydranten wird mit dem Hydrantenschlüssel ein Dreikant am Hydrantenkopf gelöst, der Fallmantel kann nach unten gleiten und gibt die oberen Abgänge frei.

Als Nachteile sind neben den höheren Anschaffungskosten vor allem die mögliche Behinderung und Gefährdung durch den Verkehr zu nennen. Überflurhydranten werden deshalb nur noch mit Sollbruchstelle geliefert, damit bei einem Umfahren die Hauptabspernung oder die Rohrleitung nicht beschädigt wird. Höhere Kosten fallen auch beim Einbau an, da Verankerung oder Absteifungen notwendig sind. Für die Wartung des Überflurhydranten sind ebenfalls höhere Kosten anzusetzen.

Es gibt folgende Hydrant-Bauformen:

Unterflurhydranten DN 80 (DIN EN 14339): A1, AD1
Überflurhydranten DN 80, DN 100 und DN 150 (DIN EN 14384): AU, AUD, AFU, AFUD

dabei bedeuten:

A mit selbsttätiger Entleerung und Druckwasserschutz

D mit zusätzlicher Abspernung

1 mit unterem Anschluss (nur bei Unterflurhydranten)

F mit Fallmantel (nur bei Überflurhydranten)

Die Entleerungszeiten betragen bei Unterflurhydranten 100 bis 300 s, bei Überflurhydranten 200 bis 900 s. Bei den neueren Bauarten wurde die Restwassermenge bis auf vernachlässigbare Werte ($\leq 80 \text{ cm}^3$) verringert.

7.3.2.7.6 Druckminderventile

Druckminderventile werden dort eingesetzt, wo Rohrnetze unter einem bestimmten, nicht zu überschreitenden Druck betrieben werden sollen, z. B. wenn tiefer liegende Versorgungsgebiete eine eigene Druckzone bilden.

Vor Druckminderventilen ist ein Partikelfilter einzubauen, dessen Sieb regelmäßig gereinigt werden muss. Der Einbau eines Sicherheitsventils nach dem Druckminderer ist sinnvoll.

Die Druckminderventile sind so ausulegen, dass der Hinterdruck einen Höchstwert nicht überschreitet, dass aber durch das Ventil der gewünschte Höchstdurchfluss hindurchgeht, ohne einen unerwünschten Druckverlust hervorzurufen. Soll ein Hochbehälter nicht nur das 50 m tiefere Gebiet A, sondern auch eine 140 m tiefere Siedlung B versorgen, so würde in letzterer zu hoher Druck herrschen (14 bar). Wird unmittelbar vor dem Ortsnetz von B ein Druckminderventil eingebaut und der Hinterdruck auf beispielsweise auf 6,0 bar eingestellt, so kann in B kein größerer Druck entstehen. Bei größeren Versorgungsgebieten ist zu prüfen, ob einer Druckunterbrechung durch Zwischenschalten eines Unterbrecherschachtes oder besser eines Niederzonenbehälters wegen der größeren Betriebssicherheit der Vorzug vor dem Einbau eines Druckminderventils gegeben werden sollte. Druckminderventile sind grundsätzlich in einem Schacht unterzubringen. Dort ist auch das Sicherheitsventil im einzubauen, das bei Versagen des Druckminderventils so viel Wasser abführt, dass in der Tiefzone kein zu hoher Druck auftritt. Von Bedeutung ist die Kenntnis des Druckverlustes abhängig vom Durchfluss. Die Hersteller halten Leistungskurven der Ventile bereit. **Abb. 7-50** zeigt den Schnitt eines Druckminderventils mit Vorsteuerventil. Kleine Durchflüsse fließen durch das Vorsteuerventil (A), wächst der Durchfluss und damit die Geschwindigkeit, so entlastet die Blende (B) den Kolbenraum (C), so dass

das Ventil durch den Eingangsdruck geöffnet wird. **Abb. 7-51** zeigt eine Einbauempfehlung für ein Druckminderventil.

Weitere Informationen sind im DVGW-Merkblatt W 335 „Druck-, Durchfluss- und Niveauregelung in Wassertransport und -verteilung“ zu finden.

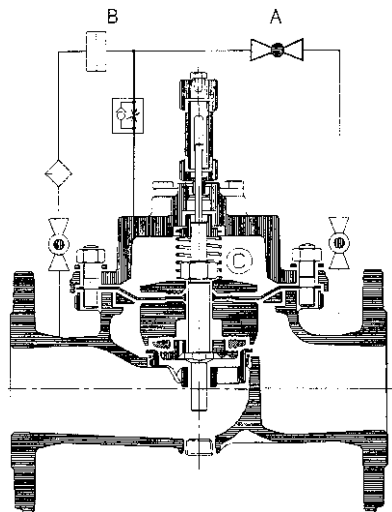


Abb. 7-50: Schema und Bild (VAG) eines eigenmediumgesteuerten Druckminder-Ventils mit Vorsteuerung

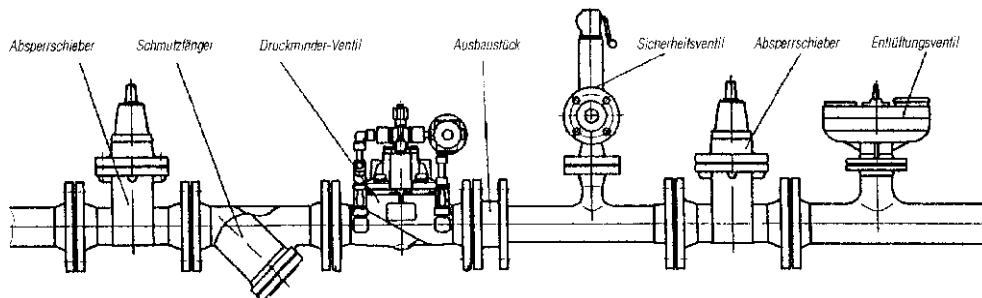


Abb. 7-51: Einbauempfehlung für ein Druckminder-Ventil mit nachgeschalteten Sicherheits- und Entlüftungsventilen

7.3.2.8 Armaturen für Hausanschlussleitungen

7.3.2.8.1 Allgemeines

Die von den Versorgungsleitungen (VL) zu den einzelnen Anwesen oder Verbrauchern führenden Hausanschlussleitungen (AL) werden in der Regel mittels Anbohrung angeschlossen. Asbest-(Faser-)zement- und Kunststoff-Rohre lassen sich ebenso anbohren wie Guss- u. Stahlrohre. Der Bügel oder das Haltestück muss hier aber breiter sein, um den Flächendruck herabzusetzen.

Es ist vielerorts üblich oder nötig, das Absperrorgan der AL nicht unmittelbar an der VL anzubringen, sondern z. B. aus der Straßenfahrbahn in den Gehweg zu legen. In diesem Fall ist an der VL nur eine Schelle mit Übergang auf die AL nötig. Damit bei Schäden an der AL vor dem Absperrorgan auch das Zwischenstück abgesperrt werden kann, empfiehlt sich eine Anbohrschelle mit Sperre in

Form einer Steckscheibe, die durch einen O-Ring abgedichtet ist; sie ist zwar erst nach dem Aufgraben bedienbar, aber freigelegt muss die defekte AL ja auf jeden Fall werden. Die Sperre kann auf eine Anbohrschelle aufschraubbar oder in sie eingebaut sein. Zwischen dem Sattel der Schelle und dem Hauptrohr werden Gummidichtungen in verschiedenen Passformen eingepresst.

Bei allen Armaturen für Hausanschlussleitungen ist besonderer Wert auf den Korrosionsschutz zu legen, deshalb sind gesteckte Anschlüsse oder Schweißanschlusstutzen für PE-Leitungen zu bevorzugen. Die Haltebügel der Anbohrschellen sollen gummiert oder beschichtet sein.

Bei der Bestellung von Anbohrschellen ist DN/OD der anzubohrenden Hauptleitung, deren Werkstoff sowie der DN/ID der Anschlussleitung und die gewünschte Verbindungsart (z.B. Anschweißstutzen für PE-Leitungen) anzugeben.

Damit sich an den beweglichen Teilen keine Stoffe aus dem Wasser ansetzen und die Ventile schwergängig oder gar funktionsunfähig werden, sind sie regelmäßig zu bedienen, mindestens entsprechend DVGW-Arbeitsblatt W 392.

7.3.2.8.2 Ventilanbohrschellen

Ventilanbohrschellen die Anschluss- und Absperrorgan in sich vereinen sind die am häufigsten verwendete Bauart für die Verbindung der AL mit der VL. Für die Bedienung ist eine Einbaugarnitur erforderlich.

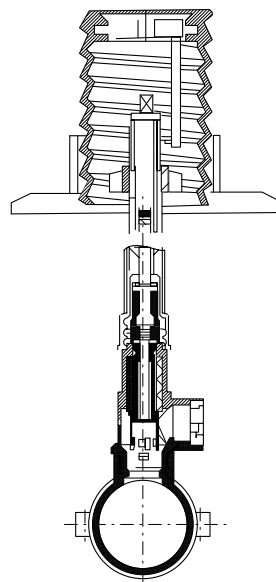


Abb. 7-52: Ventilanbohrschelle mit Schraub-Straßenkappe

Neben der herkömmlichen Bauart nach **Abb. 7-52** wurde eine Reihe von Ventil- oder Schieberarmaturen entwickelt, die mit einer Einbaugarnitur von der Straßenkappe aus bedienbar sind; von diesen sind hier nur einige genannt:

7.3.2.8.3 Drehscheiben- und Steckscheibenverschlüsse

Ein vom Gestänge angetriebenes Ritzel bewegt die Öffnung einer Niro-Zahnscheibe vor dem Gehäusedurchgang; die Abdichtung der Zahnscheibe erfolgt durch einen O-Ring (**Abb. 7-53**) oder durch einen Zapfen, der eine Steckscheibe verschiebt (**Abb. 7-54**).

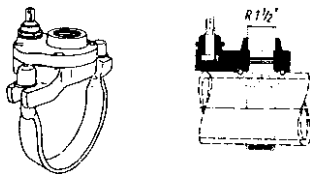


Abb. 7-53: Drehscheiben-Verschluss

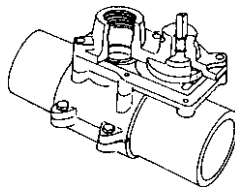


Abb. 7-54: Steckscheiben-Verschluss

7.3.2.8.4 Anbohrbrücken

Die eingebaute Betriebsabspernung erfolgt bei Anbohrbrücken durch einen Kükenhahn, der durch die Antriebsspinde! gedreht wird (**Abb. 7-55**).

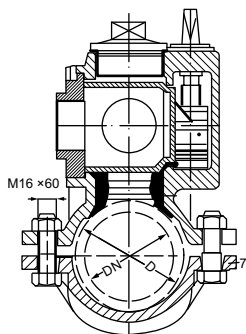


Abb. 7-55: Kükenhahn

7.3.2.8.5 Weichdichtende Absperrschieber

Weichdichtende Absperrschieber werden bei seitlicher Anbohrung oder bei seitlich in den Gehweg verschleppter Absperrung eingesetzt. Im Hausanschlussbereich ist nur noch der Einsatz von gewindelosen Verbindungstechniken üblich (**Abb. 7-56**). Um die Lagerhaltung zu vereinfachen, kann man generell DN 40-Armaturen wählen und nach ihnen entsprechend reduzieren.

7.3.2.8.6 Einfache Eckventile

Eckventile werden bei Anbohrschellen mit Gewinde- oder Steckfitting-Abgang (**Abb. 7-57**) eingebaut.

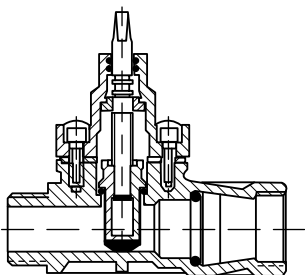


Abb. 7-56: Absperrschieber mit gewindeloser Verbindungstechnik

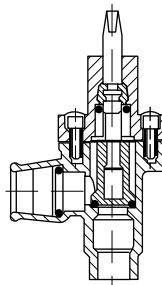


Abb. 7-57: Eckventil mit Gewinde und Steckverbindung

7.3.3 Rohrleitungszubehör

7.3.3.1 Entlüftungsrohre

Entlüftungs-, auch Ventilationsrohre genannt, für Behälter, Schächte usw. müssen eine nur mit Werkzeug abnehmbare Dunsthaube und ein Kunststoff- oder Edstahlgewebe als Sieb besitzen, durch das auch Kleintiere (Fliegen) nicht eindringen können. Der freie Siebquerschnitt muss mindestens dem Rohrquerschnitt entsprechen. Entlüftungsrohre dürfen nicht über offenen Wasserspiegeln angebracht werden, da sie ggf. beschädigt und dann Stoffe in das Wasser eingebracht werden können. Ent- und Belüftungsvorrichtungen für Wasserkammern siehe Abschn. 6.4.8.2.

7.3.3.2 Schachtdeckel

Für Schächte mit offenem Wasserspiegel (Quellsammler, Saugbehälter usw.) sollen dichtschießende, mit Gummileisten versehene Deckel verwendet werden. Früher wurden schwere, runde Graugussdeckel, lichter Durchstieg 0,8 m eingebaut. Im Deckelrahmen ist ein rechteckiger, oben überstehender Profilgummi, auf den sich der Deckel satt auflegt, erforderlich. Der Verschluss muss sicher gegen unbefugtes Öffnen sein und darf nicht anrosten (Rotguss). Das Gewicht beträgt insgesamt ca. 150 kg, der Deckel allein 100 kg. Deckel unmittelbar über offenen Wasserspiegeln sind aus hygienischen Gründen nicht erlaubt. Heute werden als Abdeckungen Edelstahldeckel mit Gummidichtung und ggf. mit Wärmeisolierung und Einbruchsicherung verwendet, die auch für Schächte ohne offenen Wasserspiegel (Schieber-, Entlüftungs- usw. Schächte) zum Einsatz kommen. Die Deckel müssen eine Sicherung gegen unbeabsichtigtes Zufallen in der Haltevorrichtung besitzen. Diese Deckel sind nicht befahrbar. Muss in Ausnahmefällen ein Schacht in Verkehrsraum angeordnet werden, sind befahrbare Abdeckungen nach DIN EN 124 zu verwendet.

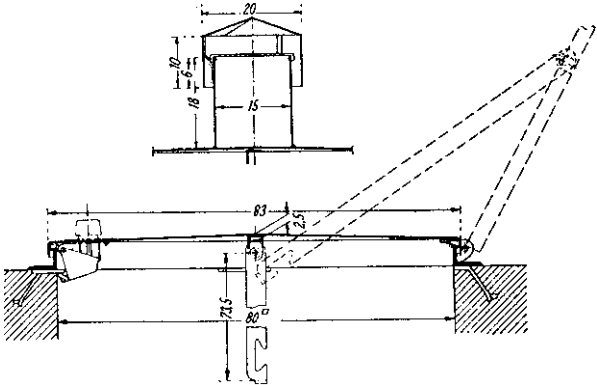


Abb. 7-58: Schachtdeckel (Stahlblech)

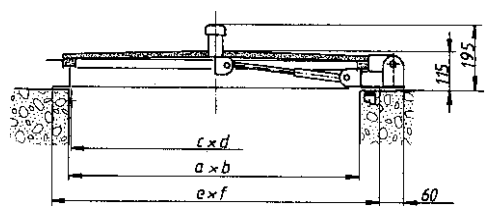


Abb. 7-59: Schachtdeckel rund, überflutungssicher u. isoliert (Fabr. Huber)

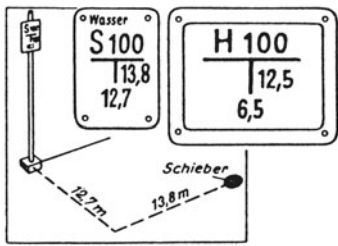


Abb. 7-60: Hinweisschilder

Es werden auch Deckel aus glasfaserverstärktem Polyester hergestellt, die sehr leicht sind und keinen Anstrich brauchen. Wegen ihres geringen Gewichtes sind sie für große Öffnungen ($> 1,2$ m) geeignet. Alle Deckelarten können auch mit Lüftungshaube und Sieb ausgerüstet werden.

7.3.3.3 Hinweisschilder

Hinweisschilder geben die Lage von Schieber- und Hydrantenstraßenkappen an. Sie sind in gut sichtbarer Höhe an Häusern, Pfosten, Säulen usw. so anzubringen, dass die links oder rechts des T-Balkens stehenden Ziffern die seitliche Entfernung der Straßenkappe vom Schild, die unter dem T-Balken stehenden Ziffern die Entfernung senkrecht zum Schild zeigen. Die Schilder nach DIN 4067 für Schieber (S), Entleerungsschieber (ES), Entlüfter (LS) sind hochkant 140×200 mm, die für Hausanschlussschieber (A) 100×140 mm, sämtliche Farbe blau mit weißer Schrift. Die Hydranten-hinweisschilder (H) sind in DIN 4066 genormt: roter Rand mit weißem Feld, quer, 200×250 mm. Die Zahl nach dem Buchstaben (S, ES, LS, A oder H) gibt den DN der Rohrleitung an. Die Schilder waren früher aus Metall emailliert, heute sind sie aus Kunststoff mit auswechselbaren Ziffern (Abb. 7-60).

7.3.3.4 Leitern

Die in Abb. 7-61 dargestellte Leiter besitzt oben einen ausklappbaren Bügel. Er verhindert ein Hineinstürzen beim Öffnen des Deckels und gibt beim Einsteigen einen festen Halt. Üblich ist die Ausführung aus Edelstahl.

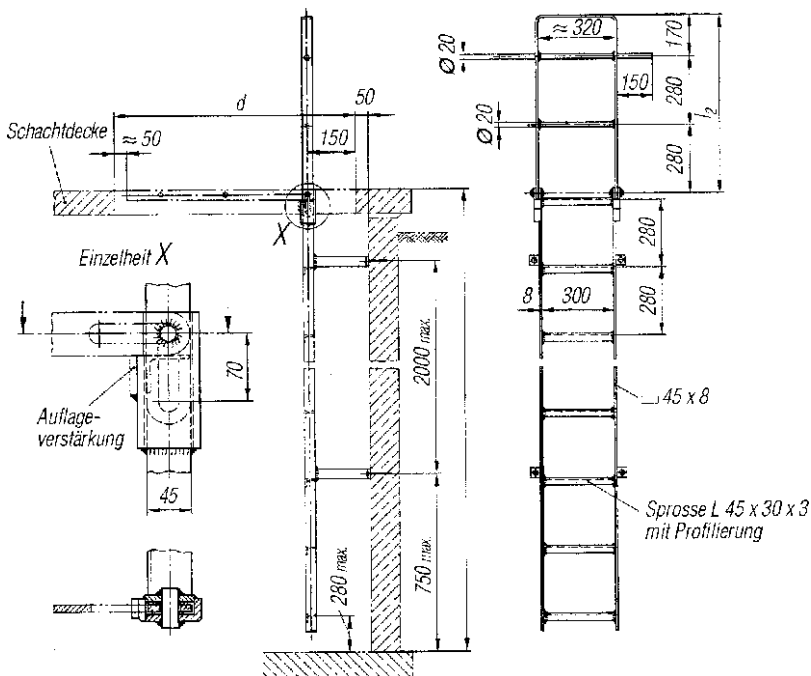


Abb. 7-61: Steigleitern nach DIN EN 14396

7.4 Planung von Rohrleitungen

7.4.1 Allgemeines

Mit der Veröffentlichung der europäischen Systemnorm DIN EN 805 „Anforderungen an Wasserversorgungssysteme und deren Bauteile außerhalb von Gebäuden“ im März 2000 wurden vom Deutschen Institut für Normung gleichzeitig die bisherigen Normen für die Bauausführung und Druckprüfung von Rohrleitungen DIN 19 630 und DIN 4279 komplett bzw. teilweise zurückgezogen, obwohl deren Inhalte durch die DIN EN 805 nicht vollständig abgedeckt werden. Die dadurch entstandenen Lücken sowie die zur DIN EN 805 erforderlichen ergänzenden Konkretisierungen werden durch das DVGW-Arbeitsblatt W 400 „TRWV Technische Regeln Wasserverteilung“ abgedeckt werden. Das Arbeitsblatt W 400 besteht aus drei Teilen:

- W 400-1 Planung von Wasserverteilungsanlagen,
- W 400-2 Bau und Prüfung von Wasserverteilungsanlagen,
- W 400-3 Betrieb und Instandhaltung von Wasserverteilungsanlagen.

Der Baukostenanteil der Rohrleitungen beträgt bei Fernwasserversorgungsanlagen 55 bis 65 %, bei Ortsversorgungsanlagen 45 bis 60 % der Gesamtkosten der Wasserversorgungsanlagen (bei Ortsnetzen ohne Hausanschlussleitungen).

Rohrleitungen (RL) liegen im Erdboden, in bebauten Gebieten vielfach unter Straßen und Gehwegen. Ihre Instandsetzung und Auswechslung ist kostenaufwendig. Falsche Planungen der Rohrleitungen wären daher nur unter hohem Arbeits- und Finanzaufwand korrigierbar.

Daher ist es notwendig, das Trassieren und Bemessen der Rohrleitungen sowie die Auswahl der Werkstoffe und Bauverfahren sorgfältig vorzunehmen. Das Einhalten der allgemein anerkannten Regeln der Technik beim Entwurf und eine übersichtliche Darstellung in den Entwurfsunterlagen vermindert die möglichen Fehlerquellen. Bezüglich der Auswirkungen von Bauweisen und Bauverfahren auf die Wirtschaftlichkeit von Betrieb und Instandhaltung wird auf den DVGW-Hinweis W 409 verwiesen.

Zur Planung von Rohrleitungen gehört grundsätzlich:

- die Erkundung der Trasse (das Trassieren),
- die bildhafte Darstellung (das Zeichnen von Plänen),
- das Bemessen der RL,
- die Wahl der Rohrart und der Art der Einbauteile,
- die Entwurfsbeschreibung mit Kostenberechnung.

7.4.2 Trassieren

7.4.2.1 Allgemeines

Unter Trassieren versteht man die technisch und wirtschaftlich günstigste Einordnung der RL im Gelände. Selten ist die kürzeste Verbindung zwischen den Hauptteilen einer WV-Anlage (Brunnen, Pumpwerk, Hochbehälter Versorgungsgebiet usw.) die günstigste Trasse.

7.4.2.2 Geländeaufnahmen zu den Lageplänen

7.4.2.2.1 für Zubringer- und Fernleitungen

Voraussetzung für das Trassieren dieser Leitungen ist ausreichende Erfahrung, weil viele Gesichtspunkte zu beachten sind. Große Schwierigkeiten können neben der Geländegestalt, konkurrierende Nutzungen wie Vorbehaltsgebiete für Bodenschätze, Natur- und Landschaftschutzgebiete, Trassen von Bahnlinien und Fernstraßen, Bauerwartungsland und Einsprüche betroffener Grundstückseigner bereiten. Es ist daher zweckmäßig, in einer Vorplanung unter Zuhilfenahme von Karten mit Grund-

stücksgrenzen und Höhenschichtlinien (M 1 : 5 000) eine Trasse zu suchen (s. auch DVGW-Hinweis GW 121), wobei die Grundstücke vorläufig nicht betreten werden, und dabei Folgendes zu beachten:

- Fern- und Zubringerleitungen sind *außerhalb von Ortschaften* zu führen; diese sind über Abzweig- bzw. Abgabeschächte anzuschließen. Auszuweichen ist auch solchen Flächen, für die Flächennutzungspläne ausgewiesen sind.
- Fernleitungen sind *nicht in Verkehrswege* einzulegen. Spätere mögliche Verbreiterung oder Begradigung von Straßen verlangt ausreichende Abstände.
- Nasse und sumpfige Stellen, Talsohlen mit hohem Grundwasserstand sind wegen der Wasserhaltung beim RG-Bau, der Setzungsgefährdung und der höheren Aufwendungen für den Korrosionsschutz metallischer Leitungen zu meiden. Länger offen gehaltene Grabenstrecken sollten zur Einsparung von Pumpkosten der Wasserhaltung im natürlichen Gefälle entwässerbar sein.
- Steilhänge müssen in der Falllinie überwunden werden, weil bei schräger Querung des Hanges nicht nur axiale Kräfte auf die RL wirken, so dass bei nicht zugfesten Verbindungen diese auseinander gezogen werden können.
- Felsige Strecken sind, soweit möglich, wegen der höheren Kosten (Felsausbruch, Sprengen, Fremdmaterial für die Grabenverfüllung) und dem langsameren Baufortschritt zu minimieren.
- Waldschneisen für eine RL zu schlagen ist vielfach aus Gründen des Natur- und Landschaftsschutzes unerwünscht. Der *Grabenaushub im Wald* ist wegen der Wurzelstöcke erschwert und kostspielig. Die Anlehnung der Trasse an vorhandene Schneisen oder Wege ist deshalb empfehlenswert.
- Die *hydraulische Drucklinie* soll möglichst hoch über der RL liegen, jedoch ist auf den geplanten maximalen Systembetriebsdruck und eventuelle Druckstöße zu achten. Wegen des sicheren Ansprechens von automatischen Entlüftungsvorrichtungen müssen auch Hochpunkte genügend tief unter der Drucklinie liegen. Rohrgefälle $< 0,5 \%$ sind nicht zweckmäßig, weil sie bei der Bauausführung Schwierigkeiten bereiten, nur unter günstigen Voraussetzungen einzuhalten sind und die Entlüftung der Leitung behindern; deutlich ausgeprägte Hoch- und Tiefpunkte sind für Entlüften und Entleeren besser als flach geführte Leitungen.
- Für die *Mindestüberdeckung* gilt die **Tab. 7-19**. Die Überdeckung kann in Ausnahmefällen bis auf 1 m vermindert werden, wenn ausreichende Wasserbewegung zur Verhinderung des Einfrierens gewährleistet ist und Schäden durch äußere Belastung ausgeschlossen sind. In Gegenden mit besonders tief eindringendem Bodenfrost sind die RL entsprechend tiefer zu legen. Der Wetterdienst kann Angaben zur Bodenfrosttiefe machen.
- Abwinkelungen der RL sind durch Krümmerformstücke herzustellen. Ausnahmsweise ist, wenn eine Geradeführung nicht möglich ist, die Verlegung in schlanken Bögen zulässig, soweit die Rohrverbindungen oder die Rohrelastizität dies zulassen. Steckmuffen sind in diesem Falle durch längskraftschlüssige Verbindungen zu sichern, wenn nicht jede Verbindung durch Betonwiderlager abgestützt wird.
- Armaturen in der freien Strecke sind in Schächten unterzubringen, die möglichst mit Fahrzeugen erreichbar sind. In Grundstücken wähle man einen Standort in der Grundstücksecke oder nahe der Grenze, um die Bewirtschaftung des Grundstückes nicht zu erschweren.
- Für *Straßenkreuzungen* sind Stellen zu suchen, an denen das Wasser bei einem Rohrbruch ohne Gefährdung der Straße abgeleitet werden kann. Die Bedingungen der Straßenbauverwaltung sind anlässlich der Trassierung einzuholen.
- Gewässerkreuzungen sind, wenn eine Tieferlegung der Rohrsohle erforderlich ist, im Allgemeinen in Form von Dükern zu planen. Kreuzungsstellen unterhalb von Wehren, Brückenpfeilern usw. sind wegen der Gefahr der Kolkbildung ungeeignet. Die Trasse sollte unter Wasser keinen Fels anschneiden (hohe Kosten für Felsbeseitigung!). Probebohrungen sind meist nötig. Die Aufhängung der RL an Brücken ist – abgesehen von den statischen Erfordernissen und der Tragfähigkeit des Brückenbauwerkes – zulässig, wenn eine Unterfahrung des Gewässers nicht möglich ist oder unverhältnismäßig hohe Kosten verursachen würde. Die Bedingungen der Wasserwirtschafts- oder Wasserstraßenverwaltungen sind anlässlich der Trassierung einzuholen.

- Bahnkreuzungen müssen nach den Kreuzungsrichtlinien 2000 der Deutschen Bahn AG und des BGW, die auch für Privatbahnen zutreffen, ausgeführt werden. Günstig sind Punkte, an denen die Bahnlinie in Geländehöhe oder auf einem kleinen Damm verläuft.

Tab. 7-19: Mindestüberdeckung von RL

DN	Mindestüberdeckung m
80–200	1,5
–250	1,45
300–350	1,4
400	1,35
500	1,3
600	1,25
700	1,2
800	1,15

Um das Gelände möglichst gut kennen zu lernen und auf die zu erwartenden Fragen und Einwände eingehen zu können, ist es nötig, die gefundene Trasse zu begehen. Anschließend wird sie mit dem Bauträger und den betroffenen Grundbesitzern zu besprechen sein, die man zweckmäßig in Gruppen einlädt (je Gemeinde oder Gemarkung) und deren Zustimmung zum Betreten ihrer Grundstücke, zum Schlagen von Pflöcken für das Nivellement und zur späteren Bestellung der unbedingt erforderlichen Grunddienstbarkeiten schriftlich eingeholt wird. Auch die Straßen-, Bahn- und Wasserwirtschafts-Dienststellen und andere Träger öffentlicher Belange sollen in einem Instruktionsverfahren Gelegenheit haben, sich zu der Trasse zu äußern. Anschließend kann entschieden werden, ob ein Planfeststellungsverfahren ggf. mit Umweltverträglichkeitsprüfung erforderlich wird. Dabei ist für Leitungen mit einer Länge von 2 km und mehr, die das Gebiet einer Gemeinde überschreiten, seitens der zuständigen Behörde durch eine allgemeine oder standortbezogene Vorprüfung des Einzelfalls die Notwendigkeit einer Umweltverträglichkeitsprüfung (UVP) zu ermitteln. Ist eine Umweltverträglichkeitsprüfung erforderlich, wird ein Planfeststellungsverfahren eingeleitet, andernfalls ist eine Plangenehmigung notwendig. Die Zuständigkeit für die Durchführung eines Planfeststellungs- bzw. Plangenehmigungsverfahrens richtet sich nach dem jeweiligen Landesrecht.

7.4.2.2.2 für Ortsnetze

Innerhalb des bebauten Gebietes werden die RL im Bereich der öffentlichen Verkehrswege verlegt. Straßen und sonstige öffentliche Verkehrsweg sind Träger der Versorgung. Einsprüche privater Grundeigentümer sind daher nicht zu befürchten, es sei denn, diese halten als Anlieger der zu berohrenden Straßen Schäden an Gebäuden usw. für möglich.

Zu beachten ist folgendes:

Einordnen der RL in den Straßenkörper:

Hierfür gilt DIN 1998 – Unterbringung von Leitungen und Anlagen in öffentlichen Flächen; Richtlinien für die Planung–. Auch künftig mögliche Versorgungsleitungen, z. B. Gasversorgung, Fernwärme sind soweit möglich zu berücksichtigen.

Abstand zu halten ist von Kanälen, insbesondere hochliegenden Straßen-Entwässerungskanälen, die Kaltluft führen. Von anderen Leitungen ist mindestens so weit abzurücken, dass die RL nicht in den Bereich des Setzungskeiles kommt.

Die RL ist möglichst im Gehweg seitlich der Fahrbahn oder in der Fahrbahn nahe am Straßenrand zu verlegen. Die Straßenseite soll nicht gewechselt werden; ist das unvermeidbar, so ist die Straße rechtwinklig zu kreuzen.

Von nicht unterkellerten Gebäuden und von Stützmauern ist ausreichender Abstand zu halten.

Zahl der RL in einer Straße:

Im Allgemeinen genügt eine RL in einer Straße, die man auf diejenige Straßenseite legt, bei der möglichst wenige Straßenkreuzungen für Versorgungs- und Anschlussleitungen notwendig werden. In breiten Straßen sind beide Seiten zu bohren, die eine mit einem Rohrquerschnitt, der auch für die Hydrantenversorgung nötig ist, die andere lediglich für die Wasserabgabe an die Abnehmer. In sehr breiten Straßen werden beiderseits RL auch für die Brandbekämpfung verlegt.

Ring- und Endstränge:

Zusammengeschlossene Ringstränge sind zu bevorzugen, weil das Wasser in Endsträngen bei nur geringer Entnahme stagniert, was zu mikrobiologischen Beeinträchtigungen der Wasserqualität führen kann. Daher müssen Endstränge spülbar sein, z. B. durch einen Unterflurhydranten. Kommt später ihre Verlängerung in Betracht, müssen die Enden zur Weiterführung ausgebildet sein.

Tiefenlage:

Die Überdeckung soll 1,5 m betragen, das Gefälle wenigstens 5 v. T. Hochpunkte sind so zu legen, dass sie durch Hausanschlussleitungen entlüftet werden, Tiefpunkte müssen durch Hydranten spülbar sein.

Lage der Absperrorgane:

An den Knotenpunkten müssen nicht alle abgehenden Leitungen ein Absperrorgan erhalten; die Haupt-Versorgungsleitungen sind immer so abzusichern, dass sich Störungen in den abgehenden RL nicht auf die Haupt-RL auswirken können. In Stadtstraßen mit größerem Verkehr setzt man die Absperrorgane an Knotenpunkten zweckmäßig nicht in Form des früher üblichen „Schieberkreuzes“, sondern vom Abzweigpunkt so weit entfernt, dass beim Aufgraben nicht beide Fahrbahnen gestört werden (Abb. 7-62).

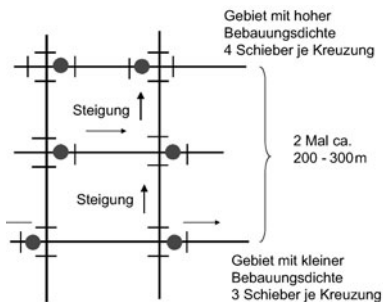


Abb. 7-62: Anordnung von Schiebern und Hydranten (DVGW W 400-1 (A))

Lage der Hydranten:

Der Standort für Hydranten ist im Benehmen mit der Feuerwehr zu bestimmen. Der Abstand soll im Allgemeinen bei offener Bauweise nicht über 140 m, in Wohngebieten ca. 120 m, in Geschäftsstraßen u. Industriegebieten 100 m, möglichst nicht überschreiten. Für die Überflurhydranten sind Punkte ohne Verkehrsgefährdung zu wählen.

Gewöhnlich werden $\frac{2}{3}$ Unterflur- und $\frac{1}{3}$ Überflurhydranten vorgesehen, bei hoher Schneelage mehr Überflurhydranten.

Begehen der Trasse:

Die Trasse wird in vorläufiger Weise in einen Plan eingetragen, sie kann auch in der Natur kenntlich gemacht werden; sie ist dann noch mit der Bauherrschaft und den Betriebs- oder Planungsstellen für andere den Straßenraum bereits oder künftig beanspruchende Unternehmen zu begehen, nach deren Zustimmung sie endgültig festgelegt wird.

7.4.2.3 Höhenaufnahmen für die Längsschnitte

7.4.2.3.1 Zweck der Längsschnitte

- Festlegen der *Höhenlage* der Rohrgrabensohle und der RL-Überdeckung,
- Darstellen der *RL-Längen*,
- Ermitteln der vertikalen *RL-Brechpunkte*, insbes. der Entlüftungshochpunkte und der Spül- und Entleerungstiefpunkte,
- Berechnen der *Aushubmengen* (für Kostenberechnung usw.),
- Darstellen der *Drücke* in der RL bei verschiedenen Betriebszuständen durch die eingetragenen Drucklinien und zum Prüfen, ob sich nicht RL-Strecken über die Drucklinien erheben; ist dies der Fall, ist die Trasse zu ändern.

7.4.2.3.2 In den Längsschnitten festzuhaltende Punkte

- *Anfangs- und Endpunkte* der RL-Strecken, insbes. Anschluss der RL an Bauwerke.
- *Hoch- und Tiefpunkte* der RL, sowie Brechpunkte in vertikaler und horizontaler Richtung (Winkelpunkte).
- *Vereinfachter Geländeverlauf* entlang der RL mit Kuppen, Einschnitten, Dämmen, Gräben, Gewässern, Straßen- und Bahnkörpern.
- Weist der Geländeverlauf keine markanten Punkte auf, sind *Zwischenpunkte* gewöhnlich nicht weiter als 50 m, ausnahmsweise 80 m voneinander oder vom nächsten Messpunkt entfernt einzufügen, da die Genauigkeit des Nivellements mit der Länge der jeweiligen Messstrecke abnimmt.

7.4.2.3.3 Arten der Längsschnitte

- Skizzenhafter Längsschnitt
Zur vorläufigen hydraulischen Berechnung werden für Fernleitungen vielfach Längsschnitte aufgrund von Schichtlinienkarten entworfen.
- Durch Vermessung in der Natur hergestellte Längsschnitte.
Die einzumessenden Punkte – siehe voriger Absatz – werden durch Pflöcke markiert. Das Nivellement schließt an das Festpunktnetz der Landesvermessung an.

7.4.3 Zeichnerische Darstellung

7.4.3.1 Allgemeines

Da die Rohrnetzpläne, insbesondere die Lagepläne, häufig auch von Nichttechnikern benutzt werden, müssen sie übersichtlich und leicht verständlich sein. Zur Übersichtlichkeit gehört die Beschränkung auf handliche Größen. Das Ausmaß von $0,8 \cdot 0,8$ m soll nicht überschritten werden. Zur Verständlichkeit gehört die Anwendung der Sinnbilder (DIN 2425, siehe **Tab. 7-20**).

Die plangemäße Darstellung des Rohrnetzes umfasst gewöhnlich folgende Lagepläne und Längsschnitte (im Sprachgebrauch auch als Höhenpläne bezeichnet):

Tab. 7-20: Sinnbilder für Wasserversorgungsanlagen nach DIN 2425 (1 u.3) und DIN 30 600

a) Rohrnetz: Planzeichen als vereinfachte Darstellung und Bildzeichen

Gemeinsam für Gas- und Wasserleitungen

Leitungskreuzung (die höherliegende Leitung wird durchgezeichnet)		
Abzweig	einseitig	
	beidseitig	
Übergang	im Rohrwerkstoff	<u>GG, St</u>
	in der Nennweite	<u>100, 200</u>
	in der Verbindungsart	<u>Sm, Sr</u>
Fremdleitungen, die nicht zum dargestellten Rohrnetz gehören		----
Einbaustelle einer Absperrarmatur		
Leitungsabschluß		
Entlüftung (Ausblasestutzen)		
Zähler	für Gas	
	für Wasser	
Rückschlagklappe (z. B. Durchfluß von links nach rechts)		
Mantelrohr		
Isolierstück (z. B. Isolierflansch)		
Meßkontakt	auf der Rohrleitung	
	verzogen	
Kathodische Korrosionsschutzanlage		
Hinweis- (Markierungs)stein (z. B. 2 m Abstand)		

Zusätzlich für Wasserleitungen

Unterflurhydrant	auf dem Rohr	
	neben dem Rohr	
	seitlich des Rohres	
Überflurhydrant	auf dem Rohr	
	neben dem Rohr	
	seitlich des Rohres	
Schachthydrant		
Rohrreinigungskasten		
Gartenhydrant	auf dem Rohr	
	neben dem Rohr	
	seitlich des Rohres	
Wasserständer		
Springbrunnen		

(Fortsetzung nächste Seite)

Fortsetzung Tab. 7-20

Rohrleitungen			
Leitungskreuzung (die höherliegende Leitung wird durchgezeichnet)		Leitungsabzweig	
Fremdleitung		Übergang im Werkstoff in der Nennweite in der Verbindungsart	
Rohrverbindungen			
Lage der Rohrverbindung		Überschiebrohr	
Flanschverbindung, allgemein		Muffenverbindung	
Reduzierstück		lösbare Verankerung nicht längskraftschlüssiger Rohrver- bindungen (hier einer Muffen- verbindung)	
Längenausgleicher			
Stopfbuchsendehner, -langmuffe		U-Bogen-Ausgleicher	
U-Stück-Ausgleicher		Wellrohrausgleicher	
Armaturen			
Absperrarmatur, allgemein		Absperrarmatur, mit stetigem Stellverhalten	
Absperrarmatur, mit motorischem Stellantrieb		Absperrschieber	
Durchgangshahn		Absperrventil, Durchgangsventil	
Absperrklappe		Rückschlagklappe	
Be- und Entlüftung, Auslaß in die Atmosphäre		Entleerung mit Schieber	
b) Fernleitungen:			
Einbauteile			
Leitungsabschluß		Wasserbehälter	
Molchschleuse		Blindflansch	
Durchflußmessung		Isolierkupplung, einbaufertig	
Isolierflansch		Mantelrohr	
elektrische Überbrückung (hier Isolierflansch)		Riechrohr, Revisionsstelle	
Kondensatsammler		Meßstelle für mechanische Dehnungsmessungen	

(Fortsetzung nächste Seite)

Fortsetzung Tab. 7-20

Meßstelle für kathodischen Korrosionsschutz		Molchmelder	
Meßstelle für elektrische Dehnungsmessungen		Schilderpfahl (hier auf der Leitung)	
Meldesonde		Pfahl mit Kabeltelefonstecker (hier neben der Leitung)	
Pfahl mit Meßstelle für kathodischen Korrosionsschutz (hier neben der Leitung)		Schacht	
Hinweis-(Markierungs)stein (z.B. 2 m Abstand)		Kathodische Korrosionsschutzanlage	
Widerlager			
Betonwiderlager am Bogen		Betonwiderlager mit Druckstütze am Bogen	
Widerlager am Bogen		Betonwiderlager am geraden Rohr	
Erdanker (nur für Längsschnitt)			

7.4.3.2 Lagepläne

7.4.3.2.1 Berechnungslagepläne

Sie stellen das Rohrnetz in vereinfachter Form dar und erleichtern so das Berechnen der einzelnen Netzabschnitte. Für vermaschte Netze sind sie unbedingt nötig, gleichgültig, ob die Nennweiten der RL mit Tabellen oder Rechnern ermittelt werden. Die Berechnungslagepläne (**Abb. 7-63**) entsprechen den Entwurfslageplänen, jedoch wird nur das Rohrnetz allein gezeichnet. Für Fernleitungen, die strangweise betrachtet werden, genügen Skizzen.

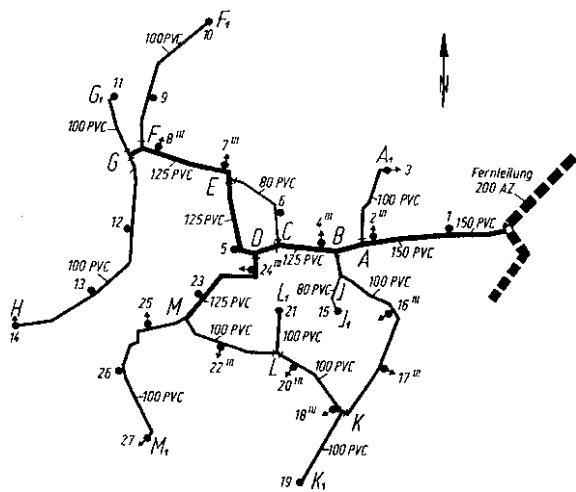


Abb. 7-63: Berechnungslageplan

In diesen Plänen werden die Knotenpunkte der Hauptfließrichtung des Wassers folgend alphabetisch mit großen Buchstaben bezeichnet. Knotenpunkte in Seitensträngen erhalten den Buchstaben des Abzweigpunktes mit Indexzahl, z. B. A₁, A₂. . .

7.4.3.2.2 Übersichtslagepläne

Übersichtslagepläne – meist M 1:25 000 – zeigen die Einordnung des ganzen Bauvorhabens im Gelände und zu anderen vorhandenen oder geplanten Bauten, z. B. Straßen, Bahnen, Gewässern, Siedlungsgebieten, Natur-, Landschafts-, Wasserschutzgebieten. Für Fernleitungen sind sie unentbehrlich und können, je nach Größe des Versorgungsgebietes, auch in größeren Maßstäben angefertigt sein

7.4.3.2.3 Entwurfslagepläne

Fern- und Zubringerleitungen (Abb. 7-64) – meist M. 1 : 2.500 mit Höhenschichtlinien. Strichstärke für die RL: 0,5 mm. Längs der RL sind einzutragen:

- die Kilometrierung in 100 m-Abständen,
- horizontale Winkelpunkte mit Bezifferung,
- Bauwerke im Zuge der RL, z. B. Armaturenschächte,
- die Flurstücknummern, soweit die Flurstücke durch die WV-Anlage berührt sind; ggf. Gemeinde- und Landkreisgrenzen,
- Geländehöhen an wichtigen Punkten,
- Wasserspiegel von Behältern,
- benutzte Fixpunkte der Landesvermessung.

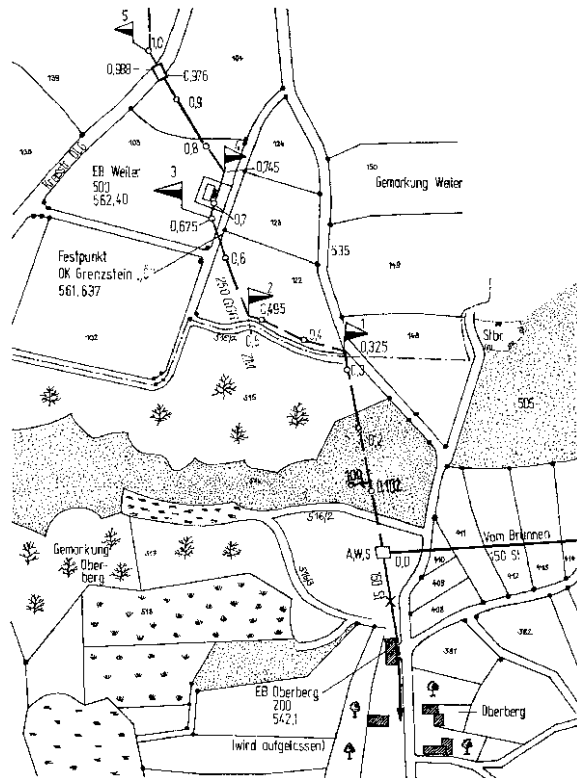


Abb. 7-64: Entwurfslageplan einer Fernleitung

Ortsnetze (Abb. 7-65) – im M. 1 : 2500, auch 1 : 1000 und 1 : 500. – Strichstärke für die RL: 0,5 mm.

Einzutragen sind:

- Bezeichnung der Knotenpunkte gleichlaufend mit dem Berechnungsplan,
- Standort und Art der Hydranten,
- Geländehöhe an wichtigen Punkten,
- eingemessene, z. B. auf Gebäude bezogene Winkelpunkte der RL,
- Bauwerke im Zuge der RL, z. B. Armaturenschächte,
- Wasserspiegel von Behältern,
- Flurstücknummern, soweit die Flurstücke berührt sind.

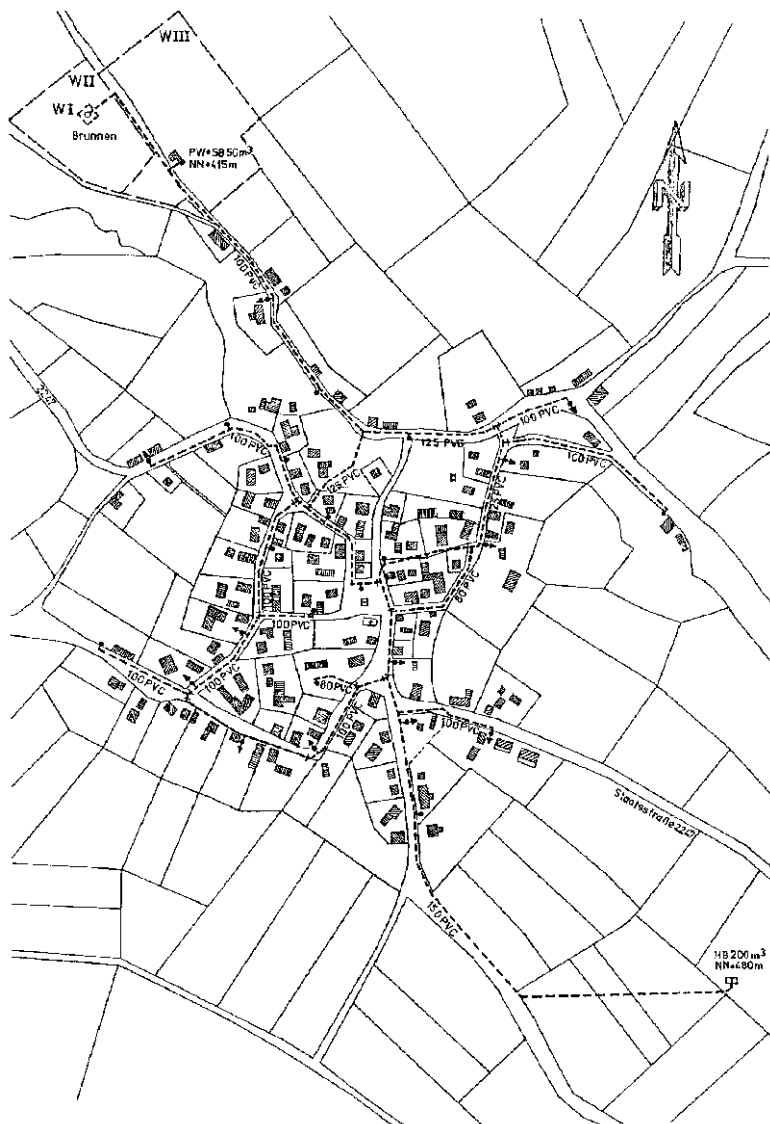


Abb. 7-65: Entwurfslageplan eines Ortsnetzes

- die wesentlichen Einzelheiten der RL, auch deren Teile innerhalb von Schächten
- die Anschlussleitungen mit ihren Einbaumäßen, bezogen auf deutliche Punkte im Gelände, z. B. Hausecken, Grenzsteine, Gelände-Fluchtlinien
- Straßennamen und Hausnummern

Ein Exemplar dieser auf handliche Größe zu beschränkenden Bestands-Lagepläne wird zweckmäßigerweise für die Mitarbeiter des Rohrnetzbetriebes in Folie eingeschweißt, damit die Pläne auch unter Schlechtwetterbedingungen anlässlich von RL-Arbeiten nicht beschädigt werden.

In zunehmendem Maße wird hierfür auch die digitale Leitungsdokumentation oft in Verbindung mit Sachdaten (Netzinformationssysteme) eingesetzt.

7.4.3.2.5 Ausführungs- und Verlegeskizzen

nicht maßstäblich, während der Bauzeit anfallend, z. B. die skizzenhafte Darstellung von Anschlussleitungen, die auch zur Fertigung der Bestands-Lagepläne dienen.

7.4.3.3 Längsschnitte

7.4.3.3.1 Allgemeines

Längsschnitte werden über einer Bezugsebene aufgebaut, die einer durch 10 teilbaren Zahl der Höhe über Normal-Null (+NN) entspricht.

7.4.3.3.2 Übersichtslängsschnitte

Meist im M. 1 : 25 000/500 – Strichstärke für die RL: 0,5 mm, für die Drucklinie statisch 0,4 mm, für die Drucklinien der Betriebszustände 0,2 mm. Die Pläne dienen im Wesentlichen zur Darstellung der hydraulischen Zusammenhänge von Fern- und Zubringerleitungen (**Abb. 7-67**). Für kleine WV-Anlagen sind sie meist entbehrlich, weil die Drucklinien dort im Entwurfs-Längsschnitt – möglichst auf einem Blatt – eingetragen werden können. Einzuzeichnen sind:

- markante Geländepunkte in NN + m, insbes. ausgeprägte Hoch- und Tiefpunkte,
- deren Verbindungslinie in Form einer Geraden,
- die Drucklinien für Ruhedruck und verschiedene Betriebszustände,
- Anschlusspunkte der RL an Pumpwerke und Behälter und deren WSp,
- Abzweige zu Ortsnetzen und anderen Zweigleitungen.

An jeder Drucklinie ist anzugeben:

- Berechnungswassermenge in l/s,
- Fließgeschwindigkeit in m/s,
- Druckgefälle in %,
- Höhe der Drucklinie über besonderen Punkten, mindestens über allen Knoten- und Brechpunkten der Drucklinie in NN + m

Ferner unter der Bezugslinie:

- Kilometrierung in 100 m-Abständen,
- Länge der Abschnitte zwischen Schächten u. dgl.,
- Rohrennenweite (DN), Rohrwerkstoff, Druckstufe der RL (MDP),
- Höhe der RG-Sohle an den vertikalen Brechpunkten,
- bei großen Anlagen: Bauabschnitts- und Losnummer, Gemeinde- und Landkreisgrenzen.

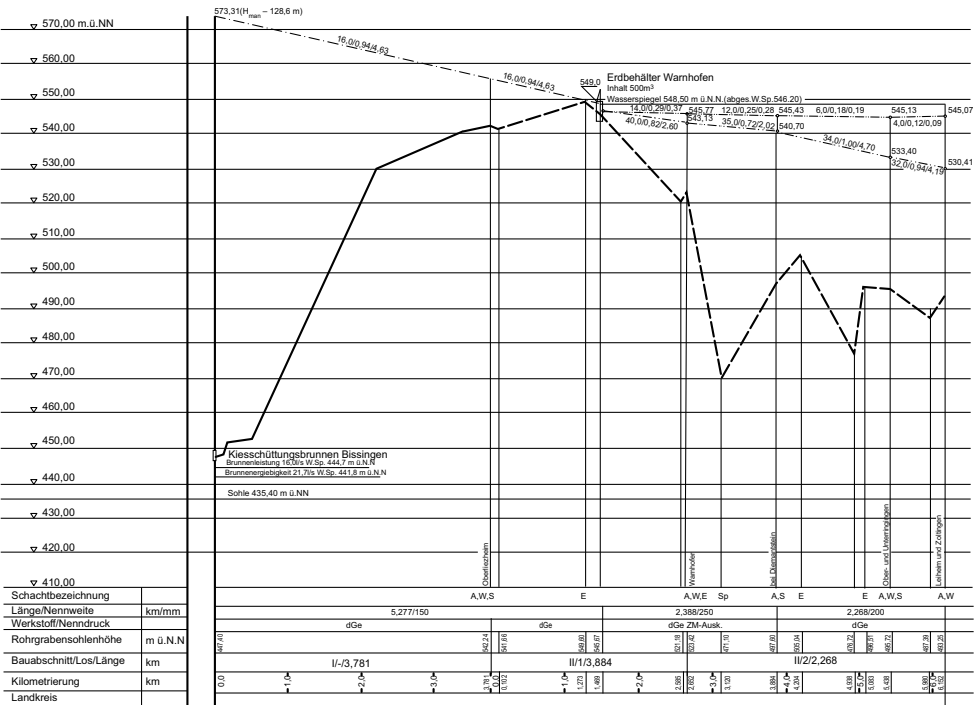


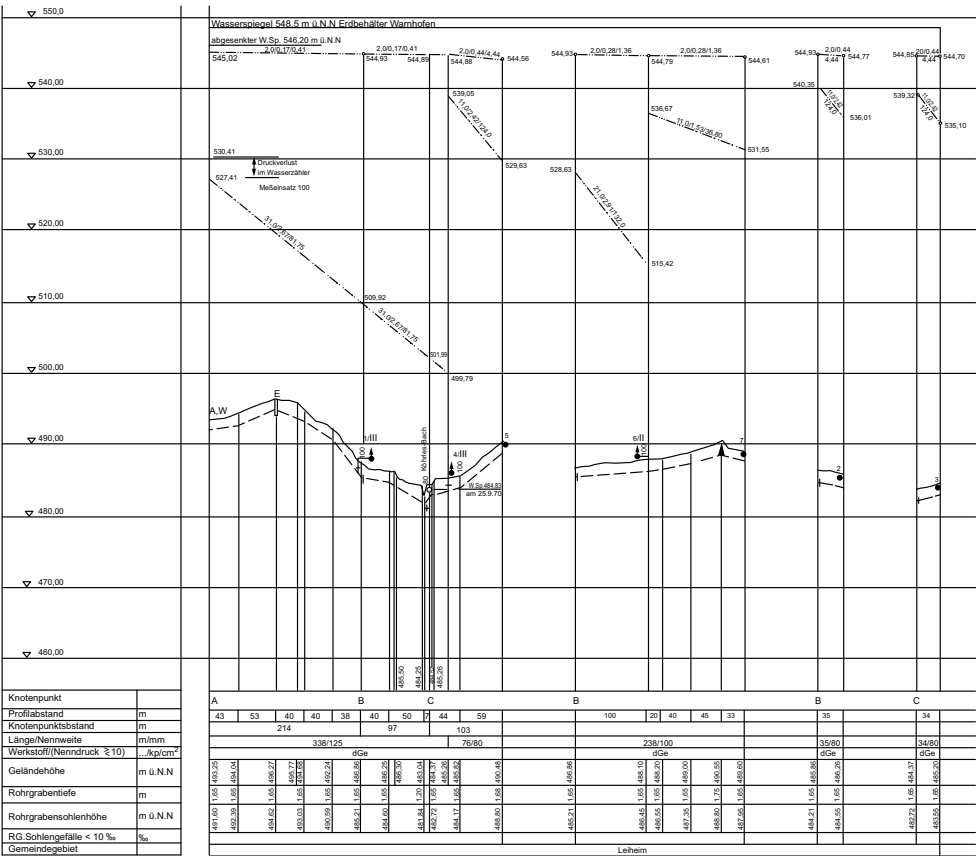
Abb. 7-67: Übersichtslängsschnitt einer Fernleitung

7.4.3.3 Entwurfs-längsschnitte

Fern- und Zubringerleitungen – M. 1 : 2500/250 – Strichstärke für die RL: 0,5 mm, für die vertikalen Bezugslinien, die von der untersten horizontalen bis zur Geländelinie durchgezogen sind 0,2 mm. Eingetragen werden alle für die Baudurchführung erforderlichen Angaben, also:

- Höhe der RG-Sohle an den Brechpunkten, an denen die „RG-Profile“ aufzustellen sind, auch an Zwischenpunkten, wenn die Brechpunkte mehr als rd. 50 m weit entfernt sind.
- Höhenlage der Schächte, bezogen auf RL-Mitte,
Unter der horizontalen Bezugsebene sind die Angaben wie bei Übersichtslängsschnitten zu machen.
- Winkelpunktnummern der horizontalen Brechpunkte, Schachtbezeichnungen sowie die Namen von gekreuzten Gewässern, Bahnstrecken und die Nummern von gekreuzten Straßen.

Ortsnetz (Abb. 7-68) – M. 1 : 2500/250 – Strichstärke für die RL: 0,5 mm, für die statische Drucklinie 0,4 mm, für die Drucklinien von Betriebszuständen 0,2 mm. Die Darstellung entspricht denjenigen für Fern- und Zubringerleitungen, jedoch sind die Drucklinien wie im Übersichtslängsschnitt anzugeben. Die Hydranten mit ihrer Nummer sind einzutragen.



Für die hydraulischen Berechnungen werden allgemein Vereinfachungen verwendet, die für die meisten Fälle ausreichende Genauigkeit ergeben, dies sind:

- Das geringe Maß der Kompressibilität des Wassers von 0,05 v. T. bei Druckänderung um 1 bar ist außer bei der Berechnung von Druckstößen zu vernachlässigen.
- Die Wassertemperatur wird konstant, meist mit 10 oder 15 °C angenommen. In besonderen Fällen muss die durch die Temperatur bedingte Änderung der Viskosität für das Fließen des Wassers berücksichtigt werden.
- Das Wasser ist reibungsfrei.
- Dampfbildung und Oberflächenspannung sind außer bei Kavitation nicht vorhanden.
- Die Berechnungen für Standorte in Meereshöhe und 1013 mbar (1013 hPa) Luftdruck werden für alle europäischen Verhältnisse als gültig angesehen.

7.5.2 Hydrostatische Berechnungen

7.5.2.1 Hydrostatischer Druck

Der Wasserdruck p_W beträgt in Abhängigkeit von der Wassertiefe:

$$p_W = g \cdot \zeta \cdot h \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

mit $g = 9,81 \approx 10 \text{ m/s}^2$, Dichte des Wassers $\zeta = 1\,000 \text{ kg/m}^3$, Tiefe $h = m$ wobei Wasser als ideale, reibungsfreie Flüssigkeit angenommen wird. Damit ergibt sich:

$$p_W = 10 \cdot 1\,000 \cdot h \text{ (kg/ms}^2\text{)}, \text{ da } 1 \text{ bar} = 10^5 \text{ (kg/ms}^2\text{)}, p_W = 0,1 h \text{ (bar)}.$$

Die Wassersäule von 1 m Höhe erzeugt den Wasserdruck $p_W = 0,1 \text{ bar}$ oder eine Druckhöhe von 1 m, der Druck nimmt mit der Tiefe linear zu, die Druckverteilungsfläche ist ein Dreieck, **Abb. 7-69**.

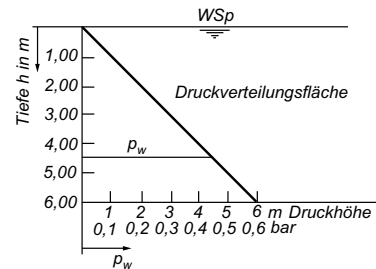


Abb. 7-69: Druckverteilung des hydrostatischen Druckes p_W

Beispiel: Wasserdruck in 5 m Tiefe

$p_W = 0,1 \cdot 5 = 0,5 \text{ bar}$, oder 5 m Wassersäule (WS) = 5 m Druckhöhe.

Bei der Berechnung von Wasserversorgungsanlagen ist es üblich, den hydrostatischen Druck p_W und die hydrostatische Druckkraft in bar, die Druckhöhen h und Druckhöhenverluste h_v in Rohrleitungen jedoch in m Druckhöhe anzugeben.

7.5.2.2 Hydrostatische Druckkraft

Die auf eine Fläche A in $h \text{ m}$ Tiefe unter dem WSp wirkende Druckkraft W ist normal, d. h.. senkrecht, auf die Fläche gerichtet und beträgt:

$$W = p_W \cdot A \quad \text{mit } p_W = 1 \text{ (bar)} = 100 \text{ (kN/m}^2\text{)}.$$

Beispiel 1: Wasserdruckkraft W auf eine horizontale Fläche $A = 1 \text{ m}^2$ in 5 m Tiefe:

$$p_W = 0,1 \cdot 5,0 = 0,5 \text{ bar} = 50 \text{ kN/cm}^2$$

$$W = 50 \text{ (kN/cm}^2) \cdot 1 \text{ m}^2 = 50 \text{ kN}$$

Beispiel 2: Wasserdruckkraft W auf eine unter 45° geneigte Fläche A mit $L = 7,07 \text{ m}$, $B = 1,00 \text{ m}$, Fußpunkt 5 m unter WSp, **Abb. 7-70**

Wasserdruck in 5 m Tiefe: $p_W = 0,1 \cdot 5 = 0,5 \text{ bar}$

Gesamte Wasserdruckkraft $W = 0,5 \cdot p_W \cdot A = 0,5 \cdot 50 \cdot 7,07 \cdot 1,00 = 177 \text{ kN}$

Die Resultierende der Wasserdruckkraft W_R hat einen Abstand vom unteren Ende der Fläche von $1/3 = 2,36 \text{ m}$. W_R kann in eine horizontale und eine vertikale Komponente zerlegt werden:

$$W_{R(\text{hor})} 0,5 \cdot p_W \cdot L_{\text{vert}} = 0,5 \cdot 50 \cdot 5,00 \cdot 1,00 = 125 \text{ kN}$$

$$W_{R(\text{vert})} 0,5 \cdot p_W \cdot L_{\text{hor}} = 0,5 \cdot 50 \cdot 5,00 \cdot 1,00 = 125 \text{ kN}$$

$$\text{ges } W_R = \sqrt{W_{R(\text{hor})}^2 + W_{R(\text{vert})}^2} = \sqrt{125^2 + 125^2} = 177 \text{ kN}$$

7.5.2.3 Auftrieb

Die Berechnung der Auftriebskraft ist im Wasserbau häufig erforderlich. (z. B. Schacht im Grundwasser, leere Rohrleitungen in einem mit Wasser gefüllten Rohrgraben). Für den Auftrieb eines festen Körpers im Wasser sind nur die vertikalen Druckkräfte wirksam, denn die Summe der horizontalen Kräfte ist i. a. gleich Null. Die Auftriebskraft W_A wird errechnet aus:

$W_A = \text{Summe der nach oben gerichteten Wasserdruckkräfte abzüglich der Summe der nach unten gerichteten Wasserdruckkräfte.}$

Der Auftrieb ist dann: Auftriebskraft abzüglich Lastkraft. Der Auftrieb ist positiv, wenn nach oben gerichtet, negativ, wenn nach unten gerichtet (Prinzip des Archimedes).

Die Auftriebskraft ist nach oben durch den Schwerpunkt des verdrängten Wasserkörpers gerichtet, die Lastkraft des eingetauchten Körpers nach unten durch den Schwerpunkt des eingetauchten Körpers.

Beispiel 3: eintauchender Körper, Masse 10 000 kg, Breite $B = 2 \text{ m}$, Länge $L = 3 \text{ m}$, Eintauchtiefe 2 m, **Abb. 7-71.**

Wasserdruck in Sohlentiefe: $p_W = 0,1 \times 2,00 = 0,2 \text{ bar} = 20 \text{ kN/m}^2$

Wasserdruckkraft auf Sohle des Körpers: $W_A = p_W \cdot A$, nach oben gerichtet

$$W_A = 20 \cdot 2,0 \cdot 3,0 = 120 \text{ kN}$$

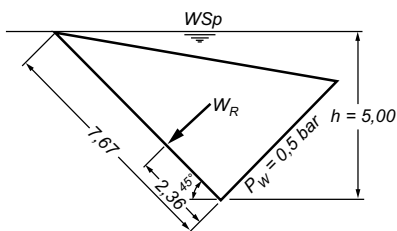


Abb. 7-70: Wasserdruckkraft W auf eine geneigte Fläche

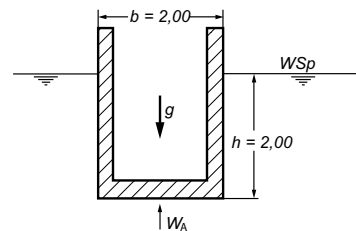


Abb. 7-71: Auftrieb eines eingetauchten Körpers

Lastkraft nach unten gerichtet: $G = g \cdot 10\,000 = 100\,000 \text{ mkg/s}^2 = 100 \text{ kN}$

Auftrieb $= W_A - G = 120 - 100 = 20 \text{ kN}$, positiv daher nach oben gerichtet.

Der Körper wird bei dieser Eintauchtiefe nach oben gedrückt. Wenn er in der ursprünglichen Lage bleiben soll, muss die Lastkraft um 20 kN erhöht werden, d. h. die Masse um $20 \text{ kN/g} = 2000 \text{ kg}$.

7.5.3 Hydrodynamische Berechnungen

7.5.3.1 Grundlagen

7.5.3.1.1 Bewegungsarten des Wassers

Die Bewegung des Wassers ist i. a. räumlich dreidimensional und zeitabhängig. Die Bahn eines Flüssigkeitsteilchens wird als Stromlinie bezeichnet. Für die Berechnungen sind Vereinfachungen notwendig und üblich, welche durch Beiwerte in den Berechnungsverfahren berücksichtigt werden. Nach DIN 4044 werden folgende Bewegungsarten unterschieden:

Fließen – das Wasser bewegt sich laminar oder turbulent auf fester Sohle innerhalb fester Wandungen. Dabei wird unterschieden in:

Laminare Fließen – die Stromlinien verlaufen parallel, es findet keine Durchmischung statt. Diese Bewegungsart ist nur bei sehr kleinen Fließgeschwindigkeiten vorhanden.

Turbulentes Fließen – die Stromlinien verlaufen unregelmäßig und durchsetzen sich, es findet eine Durchmischung statt. Dies ist die übliche Bewegungsart des Wassers.

Stationär gleichförmiges Fließen – die Geschwindigkeit ist im betrachteten Strömungsgebiet über die betrachtete Zeit gleich groß, z. B. Durchfluss durch ein Rohr mit gleich bleibendem Durchmesser bei gleich bleibender Druckhöhe am Rohranfang und Rohrende.

Stationär ungleichförmiges Fließen – die Geschwindigkeit im betrachteten Strömungsgebiet ist an verschiedenen Stellen verschieden, dort aber immer gleich groß, z. B. Durchfluss durch ein Rohr mit veränderlichem Querschnitt, aber bei gleich bleibender Druckhöhe am Rohranfang und Rohrende.

Instationäres Fließen – die Geschwindigkeit im betrachteten Strömungsgebiet ist an verschiedenen Stellen verschieden und dort auch nicht gleich bleibend, z. B. Abfluss aus einem Behälter durch eine Rohrleitung bei Veränderung der Druckhöhe infolge Schwankungen der Entnahme.

Stürzen – das Wasser bewegt sich im gas-luftgefüllten Raum, z. B. Wasserfall, freier Überfall über Wehr.

7.5.3.1.2 Geschwindigkeitsverteilung

Die Fließgeschwindigkeit ist im gesamten Querschnitt nicht gleich groß, sie steigt von Null im mehr oder weniger großen Grenzbereich an den Rändern auf einen Größtwert in der Hauptströmung. In der Praxis wird i. a. mit der mittleren Fließgeschwindigkeit gerechnet, d. h. $v = v_m$. Das Verhältnis v_m/v_{max} beträgt:

- im Freispiegelgerinne: $v_m/v_{max} = 0,50 - 0,90$.
Je größer die Rauheit der Wände und je größer der hydraulische Radius ist, umso kleiner ist das Verhältnis.
- bei Druckrohrleitungen: bei laminarem Fließen ist $v_m/v_{max} = 0,5$, bei turbulentem Fließen $v_m/v_{max} = 0,8$
Geschwindigkeitsverteilung siehe **Abb. 7-72**.

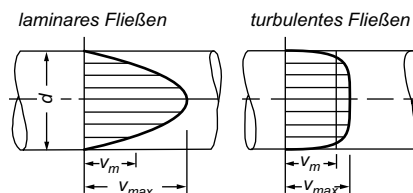


Abb. 7-72: Geschwindigkeitsverteilung in einer Druckrohrleitung

7.5.3.1.3 Reynolds'sche Zahl

Geschwindigkeit, Größe und Form des Durchflussquerschnitts bestimmen die Grenze von laminarem zu turbulentem Fließen, ferner im glatten und im Übergangsbereich vom hydraulisch glatten zum rauen Bereich auch den Druckhöhenverlust des Fließens. Die Auswirkung der 3 Faktoren ist in der dimensionslosen *Reynolds* Zahl R_e zusammengefasst:

$$R_e = v \cdot R / \nu, \text{ wobei } R = A/U$$

mit: v = Geschwindigkeit m/s, R = hydraulischer Radius m, A = Durchflussquerschnitt m^2 , U = benetzter Umfang m, ν kinematische Zähigkeit m^2/s

Beim Kreisquerschnitt gilt $R = D/4$ gesetzt, so dass $R_e = v \cdot D/\nu$

In Freispiegelgerinnen ist bei den in der Natur vorkommenden Rauheiten der Wände und Sohle immer turbulentes Fließen vorhanden. Bei Rohrleitungen liegt die untere Grenze zwischen laminarem und turbulentem Fließen bei der kritischen Reynolds Zahl von

$$R_{e, \text{ (krit)}} = v \cdot D/\nu = 2320$$

Beispiel 4: DN 300, $\nu \text{ (krit)} = 2320 \cdot 1,14 \cdot 10^{-6}/0,3 = 0,01 \text{ m/s}$ ($t = 10^\circ$)

Nach dem dynamischen Ähnlichkeitsgesetz gilt ferner:

$$v_1 \cdot D_1/\nu_1 = v_2 \cdot D_2/\nu_2.$$

Hiermit lassen sich die Strömungsverhältnisse bei anderer Zähigkeit, z. B. anderer Temperatur, berechnen.

7.5.3.1.4 Kontinuitätsgleichung

Für das stationäre Fließen gilt die Kontinuität, d. h. durch jeden Querschnitt des Strömungsabschnittes fließt in der Zeiteinheit die gleiche Wassermenge.

$$Q_1 = v_1 \cdot A_1 = Q_2 = v_2 \cdot A_2 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

7.5.3.1.5 Gleichung der Erhaltung der Energie

Der um den Druckhöhenverlust erweiterte Energiesatz – *Bernoullische* Gleichung – lautet für die ideale, reibungslose Flüssigkeit (Wasser):

$$z + p_w/g \cdot \rho + v^2/2g + h_v = \text{konst.}$$

z = Höhe über Nulllinie, $p_w/g \cdot \rho$ = Druckhöhe, $v^2/2g$ = Geschwindigkeitshöhe, h_v = Druckverlust m,

Abb. 7-73.

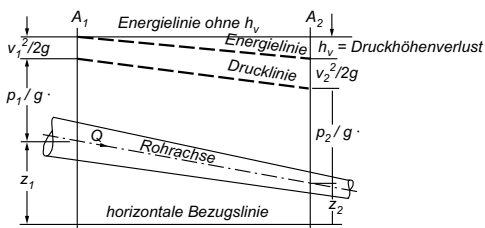


Abb. 7-73: Energierlinie und Drucklinie für eine Druckrohrleitung nach dem Energiesatz

Für die Berechnung der Druckhöhen in einem Rohrnetz wird i. a. von NN als Bezugslinie ausgegangen, nur Druckhöhe und Druckhöhenverlust werden berücksichtigt, jedoch nicht die sehr kleine Geschwindigkeitshöhe $v^2/2g$. Bei der Berechnung des Druckhöhenverlustes in Leitungen mit geringen Druckhöhen, z. B. Pumpensaugleitungen, Leitungen in Aufbereitungsanlagen u. a. ist jedoch die

Geschwindigkeitshöhe wichtig, da hieraus die Druckhöhenverluste in Formstücken und Armaturen berechnet werden.

7.5.3.1.6 Allgemein gültige Geschwindigkeitsformel

Grundlage für die Berechnung der Fließgeschwindigkeit, bzw. des Druckhöhenverlustes h_v von Wasser in Freispiegelgerinnen und in Druckrohrleitungen ist die Gleichung von *Brahms – de Chezy*:

$$v = C \cdot R^{0,5} \cdot J^{0,5}$$

C = Beiwert, R = hydraulischer Radius, J = Druckhöhengefälle

7.5.3.2 Druckhöhenverlust in Freispiegelgerinnen

Für die Geschwindigkeitsformel von Chezy haben Ganguillet und Kutter eine Formel zur Berechnung des Beiwerts C aufgestellt. In der Praxis wird heute meist mit der sehr brauchbaren Formel von *Manning – Gauckler – Strickler* (Schweiz) gerechnet:

$$v = k_{st} \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2}$$

v = mittlere Geschwindigkeit = Q/A , k_{st} = Rauheitsbeiwert Strickler nach **Tab. 7-21**,
 R = hydraulischer Radius = A/U , J = Druckhöhengefälle = h_v/l , Q = Volumenstrom = Durchfluss,
 A = Durchflussquerschnitt, U = benetzter Umfang.

Tab. 7-21: Rauheitsbeiwert k_{st} für verschiedene Wandrauheiten nach Strickler

Wandbeschaffenheit	k_{st}	Wandbeschaffenheit	k_{st}
Fels sehr grob	15–20	verwilderter Fluss mit Geschiebe	25
Fels, mittel	20–28	Fluss mit grobem Schotter	28
kopfgroße Steine	25–30	Fluss mit Geschiebe u. Wasserpflanzen	36
Kies, grob, 50–150 mm	35	Rhein bei Basel	28–35
Kies, mittel, 20–60 mm	40	Rhein in Holland	35–40
Kies, fein, 10–30 mm	45		
Bruchsteinmauerwerk	60		
Beton	60		
geglätteter Beton	90		
Zement-Glattstrich	100		

7.5.3.3 Druckhöhenverlust in geraden Druckrohrleitungen

7.5.3.3.1 Formeln von Darcy–Weisbach und Colebrook–White

Der Druckhöhenverlust – wird mit der physikalisch einwandfreien Formel von *Darcy–Weisbach* berechnet:

$$h_v = \lambda \cdot L/D \cdot v^2/2g$$

wobei die Schwierigkeit in der Ermittlung der dimensionslosen Widerstandszahl λ liegt, für die es je nach Wandrauheit verschiedene Formeln von Prandtl–Kármán gibt:
hydraulisch glatt:

$$1/\sqrt{\lambda} = 2 \cdot \lg (R_e \cdot \sqrt{\lambda} / 2,51)$$

hydraulisch rau:

$$1/\sqrt{\lambda} = 2 \cdot \lg (3,71 \cdot D/k)$$

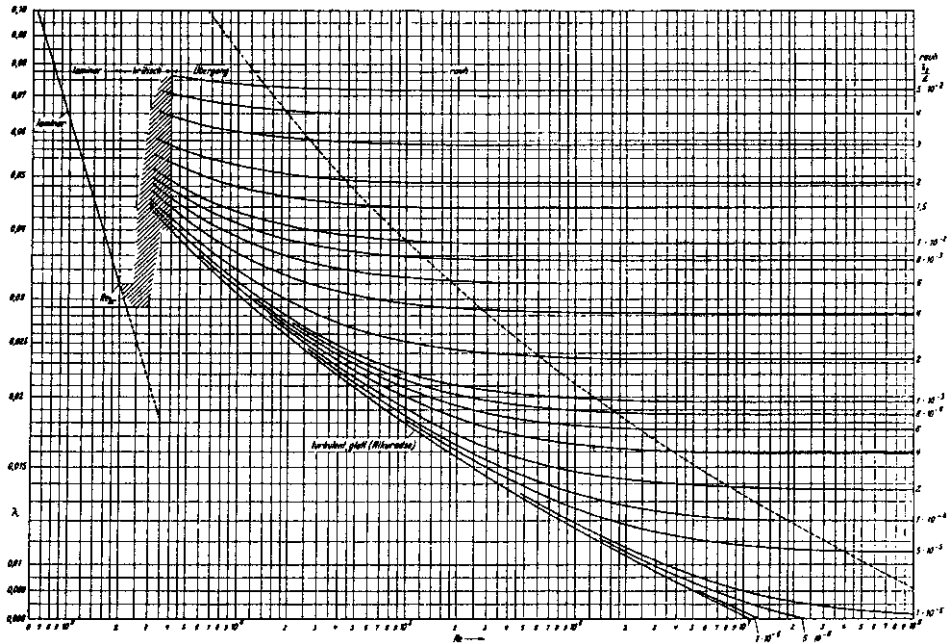


Abb. 7-74: Reibungsziffern λ von Rohren in Abhängigkeit von der natürlichen Rauheit k der Rohrwand und der Reynolds Zahl Re nach Moody

Für den Übergangsbereich glatt – rau gilt die Formel von Colebrook und White

$$1/\sqrt{\lambda} = -2 \cdot \lg (2,51/(Re \cdot \sqrt{\lambda}) + k/(3,71 \cdot D))$$

Mit Re =Reynolds Zahl, D (m)=lichter Rohrdurchmesser, k (m)=natürliche Wandrauheit. In **Abb. 7-74** ist das Diagramm nach Moody, Widerstandszahl λ in Abhängigkeit von der Wandrauheit k und der Reynolds Zahl dargestellt.

Da die Colebrook-Formel in gewissem Umfang auch über die Grenzen des Übergangsbereichs vom glatten zum rauen Bereich hinaus geht, wird sie allgemein für die Berechnung des Druckhöhenverlustes in Druckrohrleitungen verwendet. Der Wert λ ist in der Gleichung

$$\lambda = (-2 \lg (2,51/(Re \cdot \sqrt{\lambda}) + k/(3,71 D)))^{-2}$$

implizit vorhanden, so dass die Lösung nur iterativ errechnet werden kann.

Der Rauheitswert k ist streng genommen nur abhängig von der Beschaffenheit der Rohrwand. Für neue Rohre in geraden Leitungen hat der technische Ausschuss der IWSA 1955 die in **Tab. 7-22** enthaltenen Werte für k empfohlen.

Tab. 7-22: Rauheitswert *k* für gerade Rohre ohne Formstücke und Armaturen nach dem Techn. Ausschuss des 3. Internationalen Wasserkongresses London 1955

Rohrmaterial	k mm	Rohrmaterial	k mm
unisoliertes Gussrohr	0,25	geschleuderte Zementisol.	0,01
isoliertes Gussrohr	0,125	geschleuderte Bitumenisol.	0,01
isoliertes Schleudergussrohr	0,05	Kunststoffrohr PVC, PE	0,01
verzinktes Stahlrohr	0,125	Spannbetonrohr	0,25-0,04
schmiedeeisernes Stahlrohr	0,05	Rohre mit Zement- nachisolierung	0,5
isoliertes Stahlrohr	0,05	unisoliertes Stahlrohr	0,04
unisoliertes AZ-Rohr	0,025	isoliertes AZ-Rohr	0,01

In der Praxis werden bei der Berechnung des Druckhöhenverlustes i. a. die zusätzlichen Druckhöhenverluste aus Formstücken und Armaturen und auch aus unvermeidbaren Ablagerungen in den Rohren durch einen höheren *k*-Wert mit berücksichtigt. Der DVGW hat im Arbeitsblatt GW 303 für Wasser mit 10 °C folgende *k*-Werte empfohlen:

Zubringer- und Fernleitungen aus GGG, Stahl, AZ, SpB und *k*=0,1 mm
Kunststoff

Haupt- und Versorgungsleitungen mit weitgehend gestreckter *k*=0,4 mm
Leitungsführung aus allen Materialien

vermaschte Netze aller Materialien ohne Ablagerungen und *k*=1,0 mm
Inkrustationen

Alte Rohrleitungen aus ungeschütztem GG, GGG und Stahl *k* ≥ 1,0 mm

Zur einfachen Ermittlung der Druckverlusthöhen in Druckrohrleitungen nach Prandtl–Colebrook können Tabellen verwendet werden wie sie z. B – im Auftrag des ehem. Bayer. Landesamtes für Wasserwirtschaft (LfW) – *Bazan* aufgestellt hat. Grundlage bildet die Colebrook–Gleichung, die wirklichen lichten Durchmesser von neuen Rohren unter Berücksichtigung eventueller Auskleidungen und folgende *k*-Werte:

	Zubringer- und Hauptleitungen	Versorgungsleitungen
PVC, PE	<i>k</i> = 0,01 mm	<i>k</i> = 0,04 mm
AZ	<i>k</i> = 0,05 mm	
St, GG, GGG, mit Bit, oder ZM	<i>k</i> = 0,1 mm	<i>k</i> = 0,4 mm
SpB	<i>k</i> = 0,1 mm	

In **Tab. 7-23 (1 bis 20)** sind die LfW-Tabellen z. T. etwas gekürzt angegeben.

Druckverlust-Tabellen für Anschluss- und Installationsleitungen der DN 10 bis DN 50 sind in Abschn. 7.5.7 aufgeführt.

Durch den Einsatz von einschlägigen Rechenprogrammen wird die Anwendung von Druckverlusttabellen immer mehr in den Hintergrund gedrängt, zumal z. B. für neuere Rohrwerkstoffe wie PE keine ausführlichen Tabellen mehr erstellt wurden.

Tab. 7-23/1: DN 25, $A = 0,049 \text{ dm}^2$

Q [l/s]	PE-HD 32 · 2,9 D = 26,2 k = 0,01	J _v [m/km]		v [m/s] für D = DN
		PVC	St	
		32 · 1,8 D = 28,4 k = 0,01	32 · 2,9 D = 26,2 k = 0,1	
0,10	2,76	1,88	2,97	0,20
0,15	5,55	3,79	6,12	0,31
0,20	9,09	6,20	10,2	0,41
0,25	13,5	9,15	15,4	0,51
0,30	18,4	12,6	21,4	0,61
0,35	24,2	16,5	28,5	0,71
0,40	30,6	20,8	36,4	0,81
0,45	37,7	25,6	45,4	0,92
0,50	45,4	30,8	55,3	1,02
0,60	62,8	42,6	77,9	1,22
0,70	82,7	56,1	104	1,42
0,80	105	71,2	135	1,63
0,90	130	87,9	168	1,83
1,00	157	106	206	2,04
1,2	218	148	293	2,44
1,4	289	195	394	2,85

Tab. 7-23/2: DN 32, $A = 0,080 \text{ dm}^2$

Q [l/s]	PE-HD 40 · 3,6 D = 32,8 k = 0,01	J _v [m/km]		v [m/s] für D = DN
		PVC	St	
		40 · 2 D = 36,6 k = 0,01	42,4 · 3,25 D = 35,9 k = 0,1	
0,20	3,13	2,02	2,20	0,25
0,25	4,61	2,96	3,26	0,31
0,30	6,33	4,06	4,52	0,37
0,35	8,28	5,31	5,97	0,44
0,40	10,5	6,71	7,61	0,50
0,45	12,9	8,25	9,43	0,56
0,50	15,5	9,92	11,5	0,62
0,60	21,4	13,7	16,0	0,75
0,70	28,1	18,0	21,3	0,87
0,80	35,6	22,8	27,3	1,00
0,90	43,9	28,0	34,0	1,12
1,00	53,0	33,8	41,5	1,24
1,2	73,5	46,9	58,5	1,49
1,4	97,0	61,8	78,4	1,74
1,6	123	78,6	101	1,99
1,8	153	97,2	127	2,23
2,0	185	118	155	2,49
2,2	220	140	187	2,73
2,4	258	164	221	2,98

Tab. 7-23/3: DN 40, $A = 0,126 \text{ dm}^2$

Q	PE-HD	J _v [m/km] PVC	AZ	St	v
[l/s]	50 · 4,5 D=41 k=0,01	50 · 2,4 D=45,2 k=0,01	D=DN k=0,05	48,3 · 3,25 D=41,8 k=0,1	[m/s] für D=DN
0,25	1,64	1,04	1,92	1,61	0,20
0,50	5,34	3,35	6,51	5,40	0,40
0,75	10,9	6,85	13,5	11,4	0,60
1,00	18,1	11,4	22,0	19,3	0,79
1,2	25,1	15,7	31,2	27,1	0,95
1,4	33,0	20,6	41,0	36,3	1,11
1,6	41,9	26,2	52,5	46,7	1,27
1,8	51,8	32,4	65,4	58,3	1,43
2,0	62,6	39,1	79,7	71,3	1,59
2,5	93,8	58,4	120	109	1,99
3,0	131	81,3	167	155	2,39

Tab. 7-23/4: DN 50, $A = 0,196 \text{ dm}^2$

Q	PE-HD	J _v [m/km] PVC	AZ	St is	v
[l/s]	63 · 5,7 D=51,6 k=0,01	63 · 3 D=57 k=0,01	D=DN k=0,05	60,3 · 2,3 D=51,7 k=0,1	[m/s] für D=DN
0,5	1,79	1,12	2,15	1,91	0,26
0,6	2,46	1,53	2,97	2,65	0,31
0,7	3,22	2,00	3,92	3,50	0,36
0,8	4,07	2,53	4,97	4,46	0,41
0,9	5,00	3,11	6,14	5,52	0,46
1,0	6,02	3,74	7,43	6,70	0,51
1,2	8,31	5,16	10,3	9,37	0,61
1,4	10,9	6,78	13,7	12,5	0,71
1,6	13,9	8,60	17,5	16,0	0,81
1,8	17,1	10,6	21,7	20,0	0,92
2,0	20,6	12,8	26,3	24,3	1,02
2,5	30,9	19,1	39,9	37,1	1,28
3,0	42,8	26,5	56,0	54,2	1,53
3,5	56,6	35,0	74,8	70,5	1,79
4,0	72,0	44,5	96,2	91,0	2,04
4,5	89,3	55,1	120	114	2,30
5,0	108	66,7	147	140	2,55

Tab. 7-23/5: DN 65, $A = 0,332 \text{ dm}^2$

Q	PE-HD	J _v [m/km] PVC	AZ	St is	v
[l/s]	75 · 6,8 D=61,4 k=0,01	75 · 3,6 D=67,8 k=0,01	D=DN k=0,05	76,1 · 2,6 D=66,9 k=0,1	[m/s] für D=DN
0,5	0,78	0,49	0,61	0,55	0,15
0,6	1,08	0,67	0,84	0,76	0,18
0,7	1,41	0,88	1,11	1,00	0,21
0,8	1,78	1,11	1,40	1,26	0,24
0,9	2,18	1,36	1,73	1,56	0,27
1,0	2,63	1,64	2,08	1,89	0,30
1,2	3,62	2,26	2,88	2,63	0,36
1,4	4,75	2,96	3,80	3,48	0,42
1,6	6,02	3,75	4,84	4,44	0,48
1,8	7,42	4,61	5,98	5,52	0,54
2,0	8,95	5,56	7,25	6,70	0,60
2,5	13,4	8,28	10,9	10,2	0,75
3,0	18,5	11,5	15,2	14,3	0,90
3,5	24,4	15,5	20,3	19,1	1,05
4,0	31,0	19,2	25,9	24,5	1,21
4,5	38,4	23,8	32,9	30,7	1,36
5,0	46,5	28,7	39,3	37,5	1,51
5,5	55,2	34,2	47,0	45,0	1,66
6,0	64,7	40,0	55,4	53,2	1,81
8,0	110	67,5	95,5	92,5	2,41
9,0	136	83,8	120	116	2,71

Tab. 7-23/6: DN 80, $A = 0,503 \text{ dm}^2$

Q [l/s]	J _v [m/km]						v [m/s] für D=DN
	PVC 90 · 4,3 D=81,4 K=0,01	AZ D=DN k=0,05	GG D=DN k=0,1	GGG 98 · 6 D=86 k=0,1	St is 88,9 · 2,9 D=79,1 k=0,1	D=DN K=0,4	
0,7	0,38	0,41	0,42	0,34	0,42	0,46	0,14
0,8	0,47	0,52	0,53	0,38	0,56	0,59	0,16
0,9	0,57	0,64	0,66	0,46	0,69	0,74	0,18
1,0	0,69	0,77	0,79	0,56	0,84	0,90	0,20
1,2	0,94	1,06	1,10	0,77	1,16	1,25	0,24
1,4	1,24	1,39	1,45	1,02	1,53	1,62	0,28
1,6	1,56	1,77	1,84	1,29	1,95	2,10	0,32
1,8	1,93	2,18	2,28	1,60	2,42	2,62	0,36
2,0	2,32	2,64	2,77	1,94	2,93	3,25	0,40
2,5	3,45	3,95	4,18	2,94	4,42	4,88	0,50
3,0	4,76	5,49	5,84	4,08	6,18	7,30	0,60
3,5	6,27	7,28	7,78	5,43	8,23	10,0	0,70
4,0	7,96	9,30	9,99	6,96	10,6	12,8	0,80
4,5	9,83	11,5	12,5	8,67	13,2	16,0	0,90
5,0	11,9	14,0	15,2	10,6	16,1	19,8	0,99
5,5	14,1	16,7	18,2	12,7	19,3	23,5	1,09
6,0	16,5	19,7	21,5	14,9	22,7	28,3	1,19
6,5	19,1	22,9	25,0	17,4	26,5	32,6	1,29
7,0	21,8	26,2	28,8	20,0	30,5	38,5	1,39
7,5	24,7	29,9	32,8	22,8	34,8	42,5	1,49
8,0	27,8	33,7	37,2	25,8	39,4	49,5	1,59
8,5	31,2	37,8	41,7	28,9	44,2	54,5	1,69
9,0	34,4	42,1	46,6	32,2	49,3	62,0	1,79
9,5	38,0	46,6	51,7	35,8	54,8	68,5	1,89
10	41,7	51,3	57,0	39,5	60,4	77,0	1,99
11	49,6	61,5	68,6	47,4	72,6	93,0	2,19
12	58,2	72,5	81,1	56,0	86,0	110	2,39
13	67,4	84,5	94,7	65,4	100	127	2,59
14	77,2	97,3	109	75,5	116	145	2,79

GGG mit ZM (D = 76 mm), J_v = rd:

bei k = 0,1: Werte der Spalte GGG mit 1,85 vervielfachen

bei k = 0,4: Werte der Spalte GGG mit 2,50 vervielfachen

Tab. 7-23/7: DN 100, $A = 0,785 \text{ dm}^2$

Q [l/s]	PVC	AZ	J _v [m/km]				v [m/s] für D=DN
	110 · 5,3		GG	GGG	St is		
	D=99,4 k=0,01	D=DN k=0,05	D=DN k=0,1	D=105,8 k=0,1	D=103,9 k=0,1	D=DN k=0,4	
1,0	0,27	0,26	0,27	0,21	0,22	0,30	0,13
1,2	0,37	0,36	0,37	0,28	0,31	0,43	0,15
1,4	0,48	0,48	0,49	0,37	0,41	0,57	0,18
1,6	0,60	0,60	0,62	0,47	0,52	0,72	0,20
1,8	0,74	0,74	0,77	0,59	0,64	0,91	0,23
2,0	0,89	0,90	0,93	0,71	0,77	1,08	0,26
2,5	1,36	1,33	1,43	1,09	1,19	1,68	0,32
3,0	1,83	1,85	1,94	1,47	1,61	2,32	0,38
3,5	2,41	2,45	2,57	1,95	2,13	3,23	0,45
4,0	3,05	3,12	3,29	2,49	2,73	4,00	0,51
4,5	3,76	3,86	4,09	3,10	3,39	5,10	0,57
5,0	4,54	4,68	4,98	3,76	4,12	6,20	0,64
5,5	5,39	5,57	5,95	4,49	4,92	7,52	0,70
6,0	6,30	6,54	7,00	5,28	5,78	9,01	0,76
6,5	7,27	7,58	8,13	6,13	6,72	10,5	0,83
7,0	8,31	8,69	9,35	7,05	7,72	12,0	0,89
7,5	9,41	9,87	10,7	8,02	8,78	13,8	0,96
8,0	10,6	11,1	12,0	9,05	9,92	15,5	1,02
8,5	11,8	12,5	13,5	10,2	11,1	17,4	1,08
9,0	13,1	13,9	15,0	11,3	12,4	19,6	1,15
9,5	14,4	15,3	16,7	12,5	13,7	21,6	1,21
10	15,8	16,9	18,4	13,8	15,1	24,5	1,27
11	18,8	20,1	22,0	16,6	18,1	29,7	1,40
12	22,0	23,7	26,0	19,6	21,4	35,2	1,53
13	25,5	27,6	30,3	22,8	25,0	41,1	1,66
14	29,2	31,7	35,0	26,3	28,8	47,3	1,78
16	37,2	40,8	45,2	33,9	37,2	61,0	2,04
18	46,2	51,0	56,7	42,6	46,7	77,1	2,29
20	56,1	62,3	69,6	52,2	57,2	95,0	2,55
22	66,8	74,8	83,7	62,7	68,8	115	2,80

GGG mit ZM (D=95,8 mm), J_v=rd:

bei k=0,1: Werte der Spalte GGG mit 1,65 vervielfachen

bei k=0,4: Werte der Spalte GGG mit 2,10 vervielfachen

St mit ZM (D=99,9), k=0,05, J_v=rd. Spalte AZ

Tab. 7-23/8: DN 125, $A = 1,227 \text{ dm}^2$

Q [l/s]	PVC	AZ	J _v [m/km]		St is		v [m/s] für D = DN
	140 · 6,7 D = 126,6 k = 0,01	D = DN k = 0,05	GG D = DN k = 0,1	GGG 144 · 6,2 D = 131,6 k = 0,1	139,7 · 3,6 D = 128,5 k = 0,1	D = DN k = 0,4	
2,0	0,28	0,31	0,32	0,25	0,28	0,36	0,16
2,5	0,42	0,46	0,47	0,37	0,41	0,54	0,20
3,0	0,58	0,63	0,65	0,51	0,57	0,77	0,25
3,5	0,76	0,83	0,86	0,67	0,75	1,02	0,29
4,0	0,96	1,06	1,10	0,85	0,96	1,32	0,33
4,5	1,18	1,30	1,36	1,06	1,19	1,64	0,37
5	1,42	1,58	1,65	1,28	1,44	2,02	0,41
6	1,97	2,20	2,31	1,79	2,02	2,82	0,49
7	2,60	2,91	3,07	2,38	2,68	3,80	0,57
8	3,30	3,71	3,94	3,05	3,43	4,91	0,65
9	4,07	4,61	4,91	3,80	4,28	6,18	0,73
10	4,92	5,59	5,98	4,63	5,21	7,70	0,82
12	6,84	7,84	8,43	6,51	7,34	10,8	0,98
14	9,04	10,4	11,3	8,72	9,82	14,6	1,14
16	11,5	13,4	14,6	11,2	12,7	19,0	1,30
18	14,3	16,7	18,2	14,1	15,9	23,6	1,47
20	17,3	20,4	22,3	17,2	19,4	29,6	1,63
22	20,6	24,4	26,8	20,6	23,3	34,8	1,79
24	24,1	28,7	31,7	24,4	27,5	41,2	1,96
26	27,9	33,4	37,0	28,4	32,1	47,9	2,12
28	32,0	38,5	42,6	32,8	37,0	55,2	2,28
30	36,3	43,9	48,7	37,5	42,3	65,0	2,45
32	40,9	49,6	55,2	42,5	48,0	73,4	2,61
35	48,3	59,0	65,8	50,6	57,1	87,5	2,85

GGG mit ZM (D = 121,6 mm), J_v = rd.:

bei k = 0,1: Werte der Spalte GGG mit 1,48 vervielfachen

bei k = 0,4: Werte der Spalte GGG mit 1,95 vervielfachen

St mit ZM (D = 124,5), k = 0,05, J_v = rd. Spalte AZ

Tab. 7-23/9: DN 150, $A = 1,767 \text{ dm}^2$

Q [l/s]	PVC	AZ	J _v [m/km]		St is	v [m/s] für D = DN
	160 · 7,7 D = 144,6 k = 0,01	D = DN k = 0,05	GG D = DN k = 0,1	GGG 170 · 6,5 D = 157 k = 0,1	168,3 · 4 D = 156,3 k = 0,1	
3,0	0,31	0,26	0,27	0,22	0,22	0,30
3,5	0,40	0,35	0,36	0,29	0,29	0,41
4,0	0,51	0,44	0,45	0,36	0,37	0,52
4,5	0,63	0,54	0,56	0,45	0,46	0,65
5,0	0,75	0,65	0,68	0,54	0,55	0,79
6	1,04	0,91	0,94	0,75	0,77	1,12
7	1,37	1,20	1,25	1,00	1,02	1,50
8	1,74	1,52	1,60	1,28	1,30	1,95
9	2,15	1,89	1,99	1,59	1,62	2,45
10	2,60	2,29	2,41	1,93	1,97	2,98
12	3,60	3,20	3,39	2,70	2,76	4,28
14	4,76	4,25	4,52	3,60	3,69	5,80
16	6,05	5,43	5,82	4,63	4,74	7,40
18	7,49	6,76	7,27	5,78	5,91	9,40
20	9,07	8,22	8,87	7,06	7,22	11,4
22	10,8	9,83	10,6	8,45	8,65	13,9
24	12,6	11,6	12,6	9,97	10,2	16,3
26	14,6	13,4	14,6	11,6	11,9	19,2
28	16,8	15,5	16,9	13,4	13,7	22,1
30	19,0	17,6	19,3	15,3	15,6	25,3
32	21,4	19,9	21,8	17,3	17,7	28,8
34	23,9	22,3	24,5	19,4	19,9	32,1
36	26,5	24,8	27,4	21,7	22,2	36,1
38	29,3	27,5	30,4	24,1	24,6	40,0
40	32,2	30,3	33,5	26,6	27,2	44,0
42	35,2	33,3	36,8	29,2	29,9	49,0
45	40,1	38,0	42,1	33,4	34,2	56,0

GGG mit ZM (D = 147 mm), J_v = rd.:

bei k = 0,1: Werte der Spalte GGG mit 1,4 vervielfachen

bei k = 0,4: Werte der Spalte GGG mit 1,8 vervielfachen

St mit ZM (D = 152,3), k = 0,05, J_v = rd. Spalte AZ

Tab. 7-23/10: DN 200, $A = 3,142 \text{ dm}^2$

Q [l/s]	$J_v \text{ [m/km]}$						v [m/s] für D=DN
	PVC	AZ	GG	GGG	St is		
	225 · 10,8 D=203,4 k=0,01	D=DN k=0,05	D=DN k=0,1	222 · 7 D=208 k=0,1	219,1 · 4,5 D=DN k=0,1	D=DN k=0,4	
6	0,20	0,23	0,23	0,19	0,20	0,27	0,19
8	0,34	0,38	0,39	0,32	0,34	0,46	0,25
10	0,51	0,57	0,59	0,48	0,51	0,70	0,32
12	0,70	0,79	0,82	0,68	0,71	0,98	0,38
14	0,92	1,04	1,09	0,90	0,94	1,28	0,45
16	1,17	1,33	1,39	1,15	1,20	1,66	0,51
18	1,45	1,65	1,73	1,42	1,49	2,10	0,57
20	1,75	2,00	2,10	1,73	1,82	2,60	0,64
22	2,08	2,38	2,52	2,07	2,17	3,14	0,70
24	2,43	2,79	2,96	2,44	2,55	3,72	0,77
26	2,81	3,24	3,45	2,83	2,97	4,35	0,83
28	3,21	3,71	3,96	3,26	3,41	5,02	0,89
30	3,64	4,22	4,51	3,71	3,88	5,80	0,95
35	4,81	5,63	6,05	4,97	5,20	7,85	1,11
40	6,13	7,22	7,79	6,39	6,70	10,2	1,27
45	7,61	9,01	9,78	8,01	8,39	12,8	1,43
50	9,21	11,0	11,9	9,80	10,3	15,7	1,59
55	11,0	13,1	14,3	11,8	12,3	18,9	1,75
60	12,9	15,5	17,0	13,9	14,6	22,4	1,91
65	14,9	18,0	19,8	16,2	17,0	26,0	2,07
70	17,1	20,8	22,8	18,7	19,6	30,3	2,23
75	19,4	23,7	26,1	21,4	22,4	34,4	2,39
80	21,9	26,8	29,6	24,2	25,4	39,0	2,54
90	27,2	33,5	37,2	30,4	31,9	48,6	2,86
100	33,0	41,4	45,6	37,3	39,1	59,5	3,18

GGG mit ZM (D=198 mm), $J_v = \text{rd.}$:bei $k=0,1$: Werte der Spalte GGG mit 1,28 vervielfachenbei $k=0,4$: Werte der Spalte GGG mit 1,65 vervielfachenFür Rohre aus Stahl mit Zementmörtelauskleidung (D=200,1 mm) können bei $k=0,1$ die Werte aus der Spalte GG benützt werden.St mit ZM (D=200,1), $k=0,05$, $J_v = \text{rd.}$ Spalte AZ

Tab. 7-23/11: DN 250, $A = 4,909 \text{ dm}^2$

Q [l/s]	J _v [m/km]					v [m/s] für D = DN
	PVC	AZ	GG	GGG		
	280 · 13,4 D = 253,2 k = 0,01	D = DN k = 0,05	D = DN k = 0,1	274 · 7,5 D = 259 k = 0,1	D = DN k = 0,4	
10	0,18	0,19	0,20	0,17	0,22	0,20
12	0,25	0,27	0,28	0,23	0,32	0,24
14	0,32	0,35	0,36	0,31	0,42	0,29
16	0,41	0,45	0,46	0,39	0,55	0,33
18	0,51	0,56	0,58	0,49	0,68	0,37
20	0,61	0,67	0,70	0,59	0,83	0,41
25	0,91	1,01	1,06	0,89	1,29	0,51
30	1,26	1,41	1,48	1,25	1,82	0,61
35	1,67	1,87	1,98	1,66	2,46	0,71
40	2,13	2,40	2,54	2,13	3,20	0,81
45	2,63	2,98	3,18	2,66	3,95	0,92
50	3,19	3,63	3,88	3,25	4,95	1,02
55	3,79	4,34	4,65	3,89	5,81	1,12
60	4,45	5,10	5,48	4,59	7,00	1,22
65	5,14	5,93	6,39	5,35	8,15	1,32
70	5,89	6,81	7,36	6,16	9,40	1,43
75	6,68	7,76	8,40	7,03	10,8	1,53
80	7,52	8,76	9,51	7,95	12,2	1,63
90	9,34	11,0	11,9	9,97	15,4	1,83
100	11,3	13,4	14,6	12,2	19,0	2,04
110	13,5	16,0	17,6	14,7	22,5	2,24
120	15,8	18,9	20,8	17,4	26,7	2,44
130	18,4	22,0	24,3	20,3	31,0	2,65
140	21,1	25,4	28,1	23,4	35,9	2,85

GGG mit ZM (D = 249 mm), J_v = rd.:

bei k = 0,1: Werte der Spalte GGG mit 1,25 vervielfachen

bei k = 0,4: Werte der Spalte GGG mit 1,55 vervielfachen

Für Rohre aus Stahl mit Zementmörtelauskleidung (D = 253 mm) können die Werte aus der Spalte AZ benützt werden.

St is (D = 259), k = 0,1, J_v = Spalte GGG.

St mit ZM (D = 253), k = 0,05, J_v = rd. Spalte AZ

Tab. 7-23/12: DN 300, $A = 7,069 \text{ dm}^2$

Q [l/s]	PVC	AZ	J _v [m/km]				v
	315 · 15 D=285 k=0,01	D=DN k=0,05	GG D=DN k=0,1	GGG 326 · 8 D=310 k=0,1	St is 223,9 · 5,6 D=308,7 k=0,1	D=DN k=0,4	[m/s] für D=DN
30	0,72	0,58	0,60	0,51	0,52	0,71	0,42
35	0,95	0,77	0,80	0,68	0,70	0,96	0,50
40	1,20	0,98	1,03	0,87	0,89	1,28	0,57
45	1,49	1,22	1,28	1,09	1,11	1,61	0,64
50	1,80	1,48	1,56	1,33	1,35	1,91	0,71
60	2,51	2,07	2,20	1,87	1,91	2,78	0,85
70	3,32	2,76	2,94	2,05	2,55	3,74	0,99
80	4,24	3,54	3,79	3,22	3,29	4,83	1,13
90	5,25	4,42	4,75	4,02	4,11	6,08	1,27
100	6,37	5,39	5,80	4,92	5,03	7,40	1,41
110	7,59	6,44	6,97	5,80	6,03	8,85	1,56
120	8,91	7,59	8,23	6,98	7,13	10,4	1,70
130	10,3	8,84	9,61	8,14	8,31	12,2	1,84
140	11,8	10,2	11,1	9,38	9,59	14,2	1,98
160	15,2	13,1	14,4	12,2	12,4	18,4	2,26
180	18,8	16,4	18,0	15,3	15,6	23,3	2,55
200	22,9	20,1	22,1	18,7	19,1	29,0	2,83

GGG mit ZM (D=300 mm), J_v=rd.:

bei k=0,1 die Werte der Spalte GG

bei k=0,4 die Werte der letzten J_v - Spalte (D=DN, k=0,4)

Für Rohre aus Stahl mit Zementmörtelauskleidung (D=302,7) können ebenfalls die Werte aus der Spalte GG benützt werden.

St mit ZM (D=302,7), k=0,05, J_v=rd. Spalte AZ

Tab. 7-23/13: DN 350, $A = 9,621 \text{ dm}^2$

Q [l/s]	PVC	AZ	J _v [m/km]				v [m/s]
	400 · 19,1 D = 361,8 k = 0,01	D = DN k = 0,05	GG D = DN k = 0,1	GGG 378 · 8,5 D = 361 k = 0,1	St is 368 · 5,6 D = 352,8 k = 0,1	St ZM 368 · 5,6 D = DN k = 0,1	
40	0,38	0,46	0,48	0,41	0,46	0,52	0,42
50	0,57	0,70	0,73	0,62	0,70	0,78	0,52
60	0,79	0,97	1,02	0,88	0,98	1,10	0,62
70	1,05	1,29	1,36	1,17	1,31	1,47	0,73
80	1,34	1,66	1,75	1,50	1,69	1,89	0,83
90	1,65	2,06	2,19	1,88	2,11	2,36	0,94
100	2,00	2,51	2,67	2,29	2,57	2,88	1,04
110	2,38	3,00	3,21	2,74	3,08	3,46	1,14
120	2,80	3,53	3,78	3,24	3,64	4,08	1,25
130	3,24	4,10	4,41	3,77	4,24	4,75	1,35
140	3,71	4,72	5,08	4,35	4,88	5,48	1,46
160	4,73	6,07	6,56	5,61	6,30	7,08	1,66
180	5,88	7,58	8,23	7,04	7,91	8,88	1,87
200	7,14	9,26	10,1	8,62	9,69	10,9	2,08
220	8,51	11,1	12,1	10,4	11,7	13,1	2,29
240	10,0	13,1	14,4	12,3	13,8	15,5	2,50
260	11,6	15,3	16,8	14,3	16,1	18,1	2,70
280	13,3	17,6	19,4	16,6	18,6	20,9	2,91
300	15,1	20,1	22,2	18,9	21,3	23,9	3,12

GGG mit ZM (D = 348 mm), J_v = rd.:

bei k = 0,1: Werte der Spalte GGG mit 1,20 vervielfachen

bei k = 0,4: Werte der Spalte GGG mit 1,53 vervielfachen

Für Rohre mit D = DN und k = 0,4 können die mit 1,25 vervielfachten Werte der Spalte GG benutzt werden (bis v = 1,5 m/s).

Tab. 7-23/14: DN 400, $A = 12,566 \text{ dm}^2$

Q [l/s]	AZ	GG/SpB	J _v [m/km]			
			GGG	St is	StZM	v
			429 · 9 D = 411 k = 0,1	419 · 6,3 D = 402,4 k = 0,1	419 · 6,3 D = 394,4 k = 0,1	[m/s] für D = DN
60	0,51	0,53	0,46	0,51	0,57	0,48
70	0,67	0,70	0,62	0,68	0,75	0,56
80	0,86	0,90	0,79	0,88	0,97	0,64
90	1,07	1,33	0,98	1,09	1,21	0,72
100	1,30	1,37	1,20	1,33	1,47	0,80
120	1,83	1,94	1,69	1,88	2,08	0,96
140	2,43	2,60	2,27	2,52	2,79	1,12
160	3,13	3,35	2,92	3,25	3,59	1,27
180	3,90	4,19	3,66	4,07	4,50	1,43
200	4,76	5,13	4,47	4,98	5,51	1,59
220	5,70	6,16	5,37	5,98	6,62	1,75
240	6,72	7,29	6,35	7,07	7,83	1,91
260	7,82	8,51	7,41	8,25	9,14	2,07
280	9,01	9,82	8,55	9,52	10,6	2,23
300	10,3	11,2	9,78	10,9	12,1	2,39
320	11,6	12,7	11,1	12,3	13,7	2,55
340	13,1	14,3	12,5	13,9	15,4	2,71
360	14,6	16,0	13,9	15,5	17,2	2,87
380	16,2	17,8	15,5	17,2	19,1	3,02
400	17,8	19,6	17,1	19,0	21,1	3,18

GGG mit ZM (D = 398 mm), J_v = rd.:

bei k = 0,1: Werte der Spalte GGG mit 1,18 vervielfachen

bei k = 0,4: Werte der Spalte GGG mit 1,52 vervielfachen

Für Rohre mit D = DN und k = 0,4 können die mit 1,28 vervielfachten Werte der Spalte GG benützt werden.

Tab. 7-23/15: DN 500, $A = 19,635 \text{ dm}^2$

Q [l/s]	AZ	GG/SpB	J _v [m/km]		StZM D = 483,4 k = 0,1	v [m/s] für D = DN
			GGG	St is		
			532 · 10 D = 512 k = 0,1	508 · 6,3 D = 491,4 k = 0,1		
	D = DN k = 0,05	D = DN k = 0,1				
100	0,44	0,45	0,40	0,50	0,54	0,51
120	0,61	0,64	0,57	0,70	0,75	0,61
140	0,81	0,85	0,76	0,93	1,01	0,71
160	1,04	1,10	0,97	1,19	1,30	0,82
180	1,29	1,37	1,22	1,49	1,62	0,92
200	1,58	1,67	1,48	1,82	1,98	1,02
220	1,88	2,00	1,78	2,19	2,37	1,12
240	2,22	2,36	2,10	2,58	2,80	1,22
260	2,58	2,76	2,45	3,01	3,26	1,32
280	2,96	3,17	2,82	3,46	3,76	1,43
300	3,37	3,62	3,22	3,96	4,30	1,53
320	3,81	4,10	3,64	4,48	4,86	1,63
340	4,27	4,61	4,09	5,03	5,47	1,73
360	4,76	5,15	4,56	5,62	6,10	1,83
380	5,28	5,71	5,07	6,24	6,78	1,94
400	5,82	6,31	5,59	6,89	7,48	2,04
420	6,38	6,93	6,14	7,57	8,23	2,14
440	6,97	7,58	6,72	8,28	9,00	2,24
460	7,59	8,26	7,33	9,03	9,81	2,34
480	8,23	8,98	7,96	9,80	10,7	2,45
500	8,90	9,72	8,61	10,6	11,5	2,55
520	9,60	10,5	9,29	11,5	12,5	2,65
540	10,3	11,3	10,0	12,3	13,4	2,75
560	11,1	12,1	10,7	13,2	14,4	2,85
580	11,8	13,0	11,5	14,2	15,4	2,95
600	12,6	13,9	12,3	15,1	16,5	3,06

GGG mit ZM (1) (D = 499 mm), k = 0,05, Werte aus Spalte AZ

Für Rohre mit D = DN und k = 0,4 können die mit 1,26 vervielfachten Werte der Spalte GG/SpB benutzt werden.

Tab. 7-23/16: DN 600, $A = 28,274 \text{ dm}^2$

Q [l/s]	AZ	GG/SpB	J _v [m/km]			
			GGG	St is	StZM	v
			635 · 11	609,6 · 6,3	609,6 · 6,3	[m/s]
	D=DN k=0,05	D=DN k=0,1	D=613 k=0,1	D=593 k=0,1	D=581 k=0,1	für D=DN
100	0,18	0,19	0,17	0,20	0,22	0,35
120	0,25	0,26	0,23	0,28	0,30	0,42
140	0,33	0,35	0,31	0,37	0,41	0,50
160	0,43	0,44	0,40	0,47	0,52	0,57
180	0,53	0,55	0,50	0,59	0,65	0,64
200	0,64	0,67	0,61	0,71	0,79	0,71
220	0,77	0,81	0,72	0,85	0,95	0,78
240	0,90	0,95	0,85	1,01	1,12	0,85
260	1,05	1,11	0,99	1,17	1,30	0,92
280	1,20	1,27	1,14	1,35	1,49	0,99
300	1,37	1,45	1,30	1,54	1,70	1,06
320	1,54	1,64	1,47	1,74	1,93	1,13
340	1,73	1,84	1,65	1,95	2,16	1,20
360	1,92	2,05	1,84	2,18	2,41	1,27
380	2,13	2,28	2,04	2,41	2,68	1,34
400	2,35	2,51	2,25	2,66	2,95	1,41
420	2,57	2,76	2,47	2,92	3,24	1,49
440	2,81	3,01	2,71	3,20	3,55	1,56
460	3,06	3,28	2,95	3,48	3,86	1,63
480	3,31	3,56	3,20	3,78	4,19	1,70
500	3,58	3,85	3,46	4,09	4,54	1,77
550	4,29	4,32	4,16	4,92	5,46	1,95
600	5,06	5,48	4,92	5,82	6,45	2,12
650	5,89	6,40	5,74	6,79	7,53	2,30
700	6,79	7,39	6,63	7,84	8,70	2,48
800	8,77	9,58	8,59	10,2	11,3	2,83
900	11,0	12,1	10,8	12,8	14,2	3,18

GGG mit ZM (D 600), k=0,05, J_v=Spalte AZ.

Für Rohre mit D=DN und k=0,4 können die mit 1,24 vervielfachten Werte der Spalte GG/SpB benutzt werden.

Tab. 7-23/17: DN 700, $A = 38,485 \text{ dm}^2$

Q [l/s]	AZ	J _v [m/km]		St is 711,2 · 7,1 D=693 k=0,1	StZM 711,2 · 7,1 D=681 k=0,1	v [m/s] für D=DN
		GG/SpB				
		D=DN k=0,05	D=DN k=0,1			
100	0,09	0,09	0,09	0,10	0,26	
120	0,12	0,12	0,13	0,14	0,31	
140	0,16	0,16	0,17	0,19	0,36	
160	0,20	0,21	0,22	0,24	0,42	
180	0,25	0,26	0,27	0,30	0,47	
200	0,30	0,32	0,33	0,36	0,52	
250	0,47	0,49	0,50	0,55	0,65	
300	0,64	0,68	0,71	0,77	0,78	
350	0,87	0,91	0,95	1,04	0,91	
400	1,09	1,17	1,22	1,33	1,04	
450	1,38	1,47	1,53	1,67	1,17	
500	1,66	1,80	1,87	2,04	1,30	
550	2,01	2,16	2,24	2,44	1,43	
600	2,35	2,55	2,65	2,88	1,56	
650	2,75	2,97	3,08	3,37	1,69	
700	3,14	3,43	3,56	3,88	1,82	
750	3,59	3,92	4,07	4,44	1,95	
800	4,05	4,44	4,61	5,03	2,08	
900	5,07	5,58	5,79	6,32	2,34	
1000	6,20	6,84	7,10	7,75	2,60	
1200	8,80	9,76	10,1	11,1	3,12	
1400	11,9	13,2	13,7	15,0	3,64	

GGG (D=714), k=0,1, J_v wie Spalte AZGGG mit ZM (D=698), k=0,1, J_v wie Spalte GG/SpB

Tab. 7-23/18: DN 800, $A = 50,266 \text{ dm}^2$

Q [l/s]	AZ	J _v [m/km] GG/SpB	St is 812,8 · 8 D = 792,8 k = 0,1	StZM 812,8 · 8 D = 776,8 k = 0,1	v [m/s] für D = DN
	D = DN k = 0,05 und GGG 842 · 13 k = 0,1	D = DN k = 0,1 und GGG-ZM 842 · 13 k = 0,1			
160	0,11	0,11	0,11	0,13	0,32
180	0,13	0,13	0,14	0,16	0,36
200	0,16	0,16	0,17	0,19	0,40
250	0,24	0,25	0,26	0,29	0,50
300	0,33	0,35	0,36	0,40	0,60
350	0,44	0,46	0,48	0,54	0,70
400	0,57	0,60	0,62	0,69	0,80
450	0,71	0,74	0,78	0,86	0,90
500	0,86	0,91	0,95	1,05	1,00
550	1,03	1,09	1,14	1,26	1,10
600	1,21	1,28	1,35	1,49	1,19
650	1,41	1,50	1,57	1,74	1,29
700	1,62	1,73	1,81	2,00	1,39
800	2,08	2,23	2,33	2,59	1,59
900	2,60	2,80	2,93	3,24	1,79
1000	3,18	3,43	3,59	3,98	1,99
1200	4,50	4,88	5,11	5,66	2,39
1400	6,05	6,58	6,89	7,64	2,79
1600	7,81	8,54	8,94	9,92	3,18
1800	9,81	10,7	11,3	12,5	3,58
2000	12,0	13,2	13,8	15,4	3,98

Tab. 7-23/19: DN 1000, $A = 78,54 \text{ dm}^2$

Q [l/s]	AZ	J _v [m/km] GG/SpB	St is 1016 · 10 D=992 k=0,1	StZM 1016 · 10 D=972 k=0,1	v [m/s] für D=DN
	D=DN k=0,05 und GGG 1048 · 15 D=1018 k=0,1	D=DN k=0,1 und GGG-ZM 1048 · 15 D 1002 k=0,1			
300	0,11	0,12	0,12	0,13	0,38
400	0,19	0,20	0,21	0,23	0,51
500	0,29	0,30	0,31	0,35	0,64
600	0,40	0,42	0,44	0,49	0,76
700	0,54	0,57	0,59	0,65	0,89
800	0,69	0,73	0,76	0,84	1,02
900	0,86	0,91	0,95	1,05	1,15
1000	1,05	1,11	1,16	1,28	1,27
1100	1,25	1,34	1,39	1,54	1,40
1200	1,48	1,58	1,64	1,82	1,53
1300	1,72	1,84	1,92	2,13	1,66
1400	1,98	2,12	2,21	2,45	1,78
1600	2,55	2,75	2,86	3,17	2,04
1800	3,20	3,45	3,60	3,99	2,29
2000	3,91	4,24	4,41	4,89	2,55
2200	4,70	5,10	5,31	5,89	2,80
2400	5,55	6,04	6,29	6,98	3,06
2600	6,47	7,06	7,36	8,16	3,31
2800	7,47	8,16	8,50	9,44	3,57
3000	8,53	9,34	9,73	10,8	3,82

Tab. 7-23/20: DN 1200, $A = 113,1 \text{ dm}^2$

Q [l/s]	AZ	J _v [m/km] GG/SpB	St is 1220 · 12,5 D = 1191 k = 0,1	StZM 1220 · 12,5 D = 1167 k = 0,1	v [m/s] für D = DN
	D = DN k = 0,05 und GGG 1256 · 17 D = 1222 k = 0,1	D = DN k = 0,1 und GGG-ZM 1256 · 17 D 1206 k = 0,1			
500	0,12	0,12	0,13	0,14	0,44
600	0,16	0,17	0,18	0,20	0,53
700	0,22	0,23	0,24	0,26	0,62
800	0,28	0,29	0,31	0,34	0,71
900	0,35	0,37	0,38	0,42	0,80
1000	0,43	0,45	0,47	0,52	0,89
1200	0,60	0,63	0,66	0,73	1,06
1400	0,80	0,85	0,88	0,98	1,24
1600	1,03	1,10	1,14	1,26	1,42
1800	1,29	1,38	1,43	1,58	1,59
2000	1,57	1,68	1,75	1,94	1,77
2200	1,89	2,02	2,10	2,33	1,95
2400	2,23	2,40	2,49	2,76	2,12
2600	2,59	2,80	2,91	3,22	2,30
2800	2,99	3,23	3,35	3,72	2,48
3000	3,41	3,69	3,84	4,25	2,65
3200	3,86	4,19	4,35	4,82	2,83
3400	4,34	4,71	4,90	5,43	3,01
3600	4,84	5,27	5,47	6,07	3,18
3800	5,37	5,85	6,08	6,75	3,36
4000	5,93	6,47	6,72	7,46	3,54

Der Druckhöhenverlust in gebrauchten Rohrleitungen kann sich abhängig von Durchflussgeschwindigkeit, Wasserbeschaffenheit und Betriebsalter durch Ablagerungen, Inkrustationen usw. vergrößern. Es ist üblich, diese erhöhten Widerstände in einem höheren scheinbaren Rauheitswert k_i zusammenzufassen. Bei dem Bemessen und Berechnen von Rohrleitungen ist im Folgenden für den k-Wert immer dieser scheinbare k_i -Wert zugrunde gelegt.

Schwing gibt für Rohrleitungen bei Gelsenwasser mit gutem Durchfluss folgende Zunahme der Rauheit abhängig vom Betriebsalter an:

Alter (a)	10	20	30	40	50	60
DN 300 k (mm)	0,13	0,33	0,82	2,0	5,0	12,5
DN 600 k (mm)	0,35	0,88	2,20	5,4	13,4	33,3

Es ist daher nicht ausreichend, wenn für gebrauchte Leitungen bei Wässern, die zu Ablagerungen und Inkrustationen neigen, einheitlich über ein großes Gebiet ein fester Rauheitswert, etwa $k = 1,0 \text{ mm}$ gewählt wird. Vielmehr ist es notwendig, durch Druckverlustmessungen in den verschiedenen Rohrleitungen die wirklichen Rauheitswerte zu ermitteln und bei den Berechnungen zu berücksichtigen. Manchmal ist der so ermittelte k-Wert fehlerhaft erhöht, etwa wegen nicht ganz geöffneter Absperrorgane u. a. Bei sehr hohen k-Werten ist es unerlässlich, die Leitung auf solche Fehler zu untersuchen und diese zu beheben. Der Druckhöhenverlust in gebrauchten Leitungen ist somit mit

den wirklich vorhandenen k -Werten (k_i) zu berechnen. Die Colebrook-Formel und die modernen Rechenhilfsmittel ermöglichen die genauen Berechnungen, vorteilhaft ist dann der Vergleich mit den Tabellenwerten der **Tab. 7-23**.

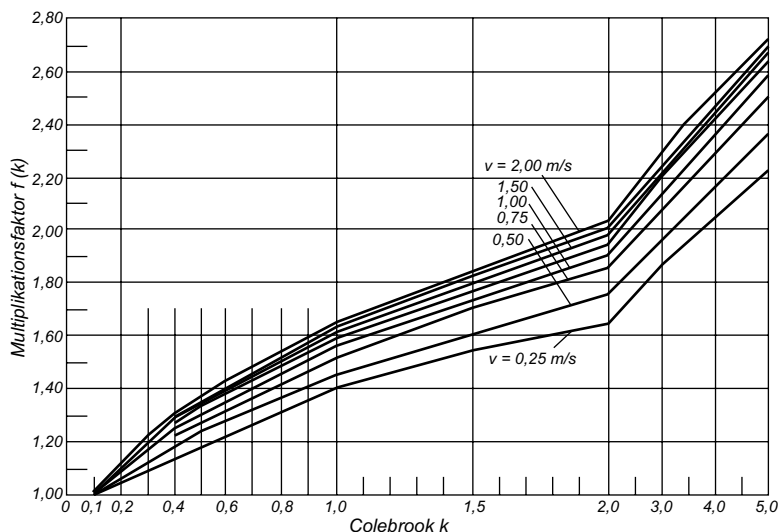


Abb. 7-75: Grafikon der Multiplikationsfaktoren $f(k)$, für DN 300, $k = 0,1$

Der Vergleich zwischen den verschiedenen h_v -Werten bei verschiedenen k -Werten ist aus **Abb. 7-75** ersichtlich. Hierin ist für DN 300 bei verschiedenen v der Multiplikationsfaktor f_k aufgetragen, mit welchem der Druckhöhenverlust h_v berechnet aus $k=0,1$ ($f_k=1,00$), multipliziert werden muss, um h_v bei anderen k -Werten zu erhalten. Dies ist z.B. dann vorteilhaft, wenn bei einer Leitung der Druckhöhenverlust h_v gemessen wird und schnell hieraus der vorhandene k -Wert festgestellt werden soll. Die Faktoren der Abb. können angenähert auch für andere DN verwendet werden.

Beispiel: GG, DN 250, $Q=0,030 \text{ m}^3/\text{s}$, h_v gemessen = 2,90 m (1000 m), $v=0,61 \text{ m/s}$ für $k=0,1$, $L=1000 \text{ m}$, **Tab. 7-23/11**, $h_v=1,48 \text{ m}$

$f_k = h_v(\text{gem}) / h_v(\text{Tab.}) = 2,90 / 1,48 = 1,96$, aus Abb. 7-90: k (vorh) 2,60 gerechnet nach Coolebrook: für $k=2,60$ $h_v=2,95 \text{ m}$.

7.5.3.3.2 Potenzformeln

Potenzformeln zur Berechnung des Druckhöhenverlustes sind zwar ungenauer als das Berechnungsverfahren nach Prandtl-Colebrook aber einfacher aufgebaut und eignen sich daher besonders gut für die schnelle überschlägige Berechnung mittels programmierbarer Taschenrechner oder Tabellenkalkulationsprogramm. Bekannt sind vor allem die Formel von Manning, Gauckler, Strickler (Schweiz), von Williams-Hazen (englischsprachiger Raum) und von Ludin.

Formel von Strickler – Diese für den Abfluss in Freispiegelgerinnen geeignete Formel (Abschn. 7.5.3.2) kann auch für die Berechnung des Druckhöhenverlustes in Druckrohrleitungen verwendet werden.

$$v = k_s \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2} = k_s \cdot R^{0,667} \cdot J^{0,5}$$

mit $R = A/U = D/4$, $J = h_v/L$, $v = Q/A = Q/D^2 \cdot \pi/4$ umgeformt ergibt:

$$h_v = L \cdot 10,293 \cdot Q^2 / (k_s^2 \cdot D^{5,33})$$

Beispiel: DN=300, $k_s = 100$, $L = 1000$ m, $Q = 0,070$ m³/s

ergibt $h_v = 3,10$ m

Nach **Tab. 7-23/12** mit $k = 0,1$ ist $h_v = 2,94$ m. Somit wird ein k_s (Strickler) = 98 etwa den gleichen Druckverlust wie nach Colebrook $k = 0,1$ ergeben.

Formel von Williams–Hazen:

$$v = 1,318 \cdot 140 \cdot R^{0,65} \cdot J^{0,54} \text{ (ft/s)}$$

Die Formel ist im englischsprachigen Raum üblich und an die dort noch gebräuchlichen Einheiten angepasst, sie wird hier nicht weiter behandelt.

Formel von Ludin – aufgrund von Versuchen an AZ-Rohren hat Ludin (1932) folgende Potenzformel aufgestellt:

$$v = C \cdot R^{0,65} \cdot J^{0,54} \text{ m/s.}$$

Ursprünglich hatte Ludin den Beiwert C unterteilt in $C = 122$ für $v < 0,60$ m/s und $C = 134$ für $v > 0,60$ m/s. Nach Versuchen an gebrauchten Leitungen hat Ludin vorgeschlagen, einheitlich $C = 134$ zu verwenden, wobei angenommen wurde, dass AZ-Rohre auch nach längerer Betriebsdauer keine Erhöhung der Wandrauheit erfahren. Umgeformt lautet die Formel für h_v ($L = 1000$ m):

$h_v = k_L \cdot Q^{1,85} / D^{4,9}$. Dabei entspricht: $k_L = 0,961$ einem Wert $C = 134$.

Die Formel ergibt mit $k_L = 1,10$ ausreichend genaue Werte für h_v , entsprechend einem k -Wert (Colebrook) 0,1. In **Abb. 7-76** ist für DN 300 k_L für verschiedene k (Colebrook) und v angegeben. Diese Werte können ausreichend genau auch für andere DN verwendet werden.

Beispiel: GG, DN 250, $Q = 0,030$ m³/s, $v = 0,61$ m/s, h_v gemessen = 2,90 m,

nach **Tab. 7-23/11** für $k = 0,1$, $h_v = 1,48$ m

für $k_L = 1,1$ aus Formel Ludin $h_v = 1,49$ m

Ermittlung des vorhandenen k_i bei gemessenem h_v :

h_v (gemess.) 2,90 / h_v (Ludin) 1,49 = 1,95,

nach **Abb. 7-75** für 1,95 ist $k_{\text{vorh}} = 2,60$.

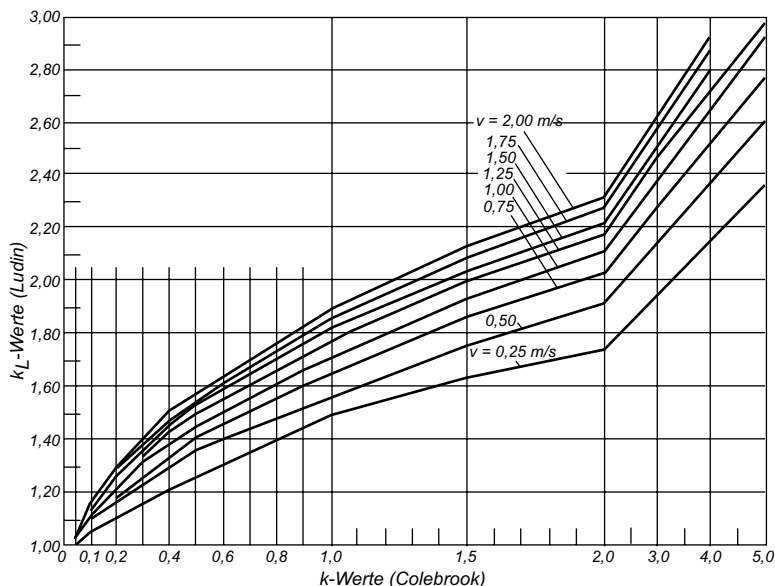


Abb. 7-76: Grafikon: Verhältnis k_L -Werte (Ludin) zu k -Werte (Colebrook) bei verschiedenen n bei DN 300

7.5.3.4 Druckhöhenverlust in Rohrleitungseinbauten

7.5.3.4.1 Allgemeines

Der Druckhöhenverlust durch Rohrleitungseinbauten setzt sich zusammen aus dem Anteil infolge Wandrauheit und dem infolge Beeinflussung der Strömung. Entsprechend der Formel *Darcy-Weisbach* (Abschn. 7.5.3.3.1) wird der Druckhöhenverlust der Rohrleitungseinbauten berechnet aus:

$$h_v = \text{Konstante} \cdot \text{Geschwindigkeitshöhe} = \xi \cdot v^2/2g.$$

Da z. B. für $v = 1 \text{ m/s}$ die Geschwindigkeitshöhe nur rd. $0,05 \text{ m}$ beträgt und Rohrleitungen auf der freien Strecke i. a. große Längen und einen hohen Betriebsdruck haben sowie der Anteil an Rohrleitungseinbauten, die die Strömung beeinflussen, relativ gering ist, wird in diesen Fällen der Druckhöhenverlust durch Rohrleitungseinbauten nicht besonders berechnet, sondern im k_f -Wert mit erfasst. Bei niedrigen Drücken und großem Anteil an Rohrleitungseinbauten, wie bei Heberleitungen, Saugleitungen, Zu- und Ablauf von Behältern, Verbrauchsleitungen u. a. sind jedoch diese Druckhöhenverluste gesondert zu berechnen, insbesondere bei der hydraulischen Ausrüstung von Pumpwerken, da hier oft aus Wirtschaftlichkeitsgründen eine höhere Fließgeschwindigkeit gewählt wird.

Im Folgenden sind die ζ -Werte für häufig vorkommende Einbauten in Rohrleitungen angegeben. Manchmal werden in den Druckhöhenberechnungen die Widerstände der Einbauten durch Einsetzen von Mehrlängen berücksichtigt, dies wird jedoch nicht empfohlen.

7.5.3.4.2 ζ -Wert für Einlauf in eine Rohrleitung

Für den Einlauf in eine Rohrleitung mit v_2 , aus einer Wasserkammer mit $v_1 = 0 \text{ m/s}$ muss zunächst die Geschwindigkeitshöhe $v^2/2g$ erzeugt werden. Zusätzlich ist in Abhängigkeit von der Ausbildung des Einlaufs dessen Druckhöhenverlust zu überwinden:

trompeten- oder kegelförmiger Einlauf	$\zeta = 0,05 - 0,15$
gebrochene Kanten	0,25
scharfkantig	0,50

7.5.3.4.3 ζ -Wert für Erweiterungen

Plötzliche Erweiterung – Abb. 7-77: nach *Borda-Carnot* $\zeta (A_2/A_1 - 1)^2$, dies ergibt für verschiedene Werte A_2/A_1 :

A_2/A_1	1,0	1,25	1,50	1,75	2,00	3,00	4,00
ζ	0	0,06	0,25	0,56	1,00	4,00	9,00

Diese Werte gelten auch bei Querschnittserweiterungen nach düsenförmiger Einschnürung, z. B. bei Kurz-Venturirohren.

Allmähliche Erweiterung – Abb. 7-78: die ζ -Werte sind umso kleiner, je lang gestreckter die Erweiterung, d. h. je kleiner der Winkel α ist

$$\zeta = \eta (A_2/A_1 - 1)^2, \text{ mit } \begin{aligned} \eta &= 0 \text{ für } \delta < 8^\circ \\ \eta &= 1 \text{ für } \delta \geq 30^\circ \end{aligned}$$

7.5.3.4.4 ζ -Wert für Verengungen

Plötzliche Verengung – Abb. 7-79: nach *Franke* ist $\zeta = 0,4$ bis $0,5 (1 - A_2/A_1)$; dies ergibt für den Faktor 0,4:

A_2/A_1	0,20	0,25	0,50	0,75	1,0
ζ	0,32	0,30	0,20	0,10	0

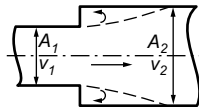


Abb. 7-77: Plötzliche Erweiterung

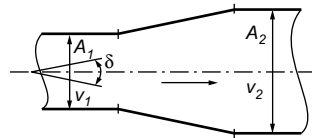


Abb. 7-78: Allmähliche Erweiterung

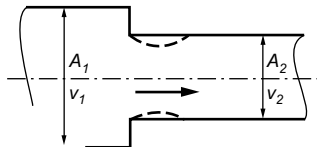


Abb. 7-79: Plötzliche Verengung

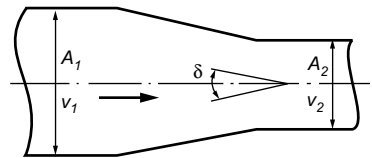


Abb. 7-80: Allmähliche Verengung

Allmähliche Verengung – Abb. 7-80: hier ist eine Senkenströmung vorhanden mit starker Führung der Strömungsfäden, so dass die Verluste sehr klein sind, etwa wie beim trompetenförmigen Einlauf.

Für $\delta \leq 8^\circ$ ist $\zeta = 0$, für $\delta \leq 20^\circ$ ist $\zeta = 0,04$

7.5.3.4.5 ζ -Wert für Krümmer

Der ζ -Wert für Krümmer **Abb. 7-81** ist abhängig vom Verhältnis Krümmerradius zu Rohrdurchmesser und vom Krümmerwinkel. In **Tab. 7-24** sind die ζ -Werte für die gebräuchlichen Krümmer für glatte Strömung angegeben. Für raue Strömung sind die 2-fachen Werte der Tab. zu nehmen.

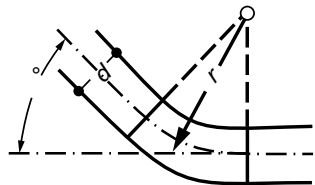


Abb. 7-81: Krümmer

Tab. 7-24: ζ -Werte für Krümmer

r/D	1	2	4	6	10
$\delta = 15^\circ$	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03
22,5°	0,045	0,045	0,045	0,045	0,045
45°	0,14	0,09	0,08	0,075	0,07
60°	0,19	0,12	0,10	0,09	0,07
90°	0,21	0,14	0,11	0,09	0,08

7.5.3.4.6 ζ -Wert für Kniestücke

Kniestücke sind vor allem dann vorhanden, wenn die hydraulische Ausrüstung in Pumpwerken und Schächten in Stahl ausgeführt wird und die Formstücke für die Abwinkelungen am Einbauort aus

geraden Rohren geschweißt werden, **Abb. 7-82**. Die ζ -Werte für Einfach-Kniestücke sind umso größer gegenüber denen von Krümmern, je stärker die Abwinkelung ist.

Tab. 7-25: ζ -Werte für Einfach-Kniestück, nach Franke

Knickwinkel°	5	10	15	22,5	30	45	60	90
ζ glatt	0,014	0,029	0,044	0,075	0,120	0,245	0,470	1,15
ζ rau	0,021	0,045	0,064	0,105	0,165	0,325	0,600	1,30

Für Mehrfach-Kniestücke = Polygonkrümmer kann angenähert ζ gesamt errechnet werden aus:

$$\zeta_n = \zeta_{\text{(Einzel)}} \cdot \sqrt{n} \text{ ,}$$

wobei ζ Einfach-Kniestück mit Knickwinkel φ , n =Anzahl der Kniestücke

Beispiel: $\varphi = 10^\circ$, Anzahl der Kniestücke $n=9$, gesamte $\alpha=90^\circ$
 $\zeta_n = 0,029 \sqrt{9} = 0,087$, zum Vergleich: Krümmer 90° für $r/D = 10$: $\varepsilon = 0,08$

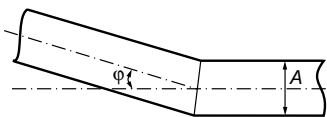


Abb. 7-82: Einfaches Kniestück

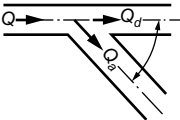


Abb. 7-83: Abzweig bei Trennung des Durchflusses

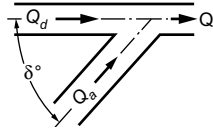


Abb. 7-84: Abzweig bei Vereinigung des Durchflusses

7.5.3.4.7 ζ -Wert für Abzweige

Der ζ -Wert ist abhängig von Strömungsrichtung und Winkel des Abzweigs. In **Tab. 7-26** sind die ζ -Werte für die Trennung des Wasserstroms bei 90° und 45° Abzweigwinkel mit ζ_d -Wert für die gerade durchlaufende Leitung und ζ_a -Wert für die abzweigende Leitung, **Abb. 7-83**, in **Tab. 7-27** die ζ -Werte für die Vereinigung des Wasserstroms, **Abb. 7-84**, angegeben.

Tab. 7-26: ζ -Werte für Abzweig bei Trennung des Durchflusses

Q_d/Q		0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
$\delta = 90^\circ$	ζ_a	0,95	0,88	0,89	0,95	1,10	1,28
	ζ_d	0,04	-0,08	-0,05	0,07	0,21	0,35
$\delta = 45^\circ$	ζ_a	0,90	0,68	0,50	0,38	0,35	0,48
	ζ_d	0,04	-0,06	-0,04	0,07	0,20	0,33

Tab. 7-27: ζ -Werte für Abzweig bei Vereinigung des Durchflusses

Q_d/Q		0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
$\delta = 90^\circ$	ζ_a	-1,2	-0,4	0,08	0,47	0,72	0,91
	ζ_d	0,04	0,17	0,30	0,41	0,51	0,60
$\delta = 45^\circ$	ζ_a	-0,92	-0,38	0,00	0,22	0,37	0,37
	ζ_d	0,04	0,17	0,19	0,09	-0,17	-0,54

7.5.3.4.8 ζ -Wert für Armaturen

Armaturen mit selbsttätigem Schließen bei $v=0\text{ m/s}$ – Rückschlagklappe, Hydrostopp, Fußventil, die ζ -Werte, **Tab. 7-28**, sind abhängig von der Fließgeschwindigkeit und damit vom Öffnungswinkel der Armatur. Je kleiner v ist, umso größer ist die Druckverlusthöhe.

Tab. 7-28: ζ -Werte für Armaturen zur Rückflussverhinderung

	Rückschlag-Klappe			Hydrostopp			Fußventile	
v	DN			DN			DN	
m/s	50	200	500	100	200	300	50 ... 80	100 ... 350
1	3,05	2,95	2,85				4,1	3
2	1,35	1,30	1,15	6	7	6	3	2,25
3	0,86	0,76	0,66	4	3,5	1,8	2,8	2,25

Armaturen zum gesteuerten Schließen – Keilschieber, Schieber mit glattem Durchgang, Klappen, Hähne – die ζ -Werte **Tab. 7-29** gelten für volle Öffnung der Armatur. Die ζ -Werte für Zwischenstellungen des Schließvorgangs sind abhängig von der Charakteristik der betreffenden Armatur und sehr unterschiedlich. Im Bedarfsfall sind die Werte bei den Herstellern zu erfragen.

Tab. 7-29: ζ -Werte für gesteuerte Armaturen

DN	50	100	200	300	500	800
Keil-Schieber	0,25	0,25	0,25	0,22	0,15	
Schieber mit glattem Durchgang	0,10	0,06	0,06	0,06	0,06	
Klappe				0,25	0,25	0,25
Durchgangshahn	0,28	0,25				
Kugelhahn		0,22	0,17	0,077	0,030	

Tab. 7-30: ζ -Werte für Klein-Armaturen

DN	10-15	20-25	32-40	50
Absperrschieber	1,0	0,5	0,3	0,3
Eckventil				1,35
Schrägsitzventil	3,5	2,5	2,0	2,0
Durchgangsventil	10	8,5	6,0	5,0
Freiflußventil	2,0	1,7	1,3	1,0

7.5.3.4.9 ζ -Wert für Kleinformstücke und -armaturen

Die ζ -Werte für die Rohrleitungseinbauten in Anschlussleitungen und Verbrauchsleitungen sind wegen der sehr kleinen Krümmungsradien und der Gestaltung der Armaturen relativ groß, so dass es wichtig ist, die Geschwindigkeiten in diesen Leitungen klein zu halten, was auch die Geräusche vermindert.

7.5.3.4.10 ζ -Wert für Wasserzähler

Der ζ -Wert für Venturirohre, Kurzventurirohre und Messblenden kann aus Abschn. 7.5.3.4.2-4 überschlägig entnommen werden, zweckmäßig ist es jedoch, Angaben im Einzelfall vom Hersteller einzuholen. Mit Ausnahme vom Venturirohr sind die Druckhöhenverluste der Wasserzähler bei den

üblichen Fließgeschwindigkeiten relativ groß, so dass sie bei max. Durchfluss nicht vernachlässigt werden dürfen (siehe auch Abschn. 5.5).

7.5.3.5 Freier Ausfluss aus einem Behälter bzw. einer Rohrleitung

Für den Auslauf aus einem Behälter in eine Rohrleitung gilt der ζ -Wert nach Abschn. 7.5.3.4.2. Bei freiem Auslauf aus einem Behälter, **Abb. 7-85**, ist die Auslaufmenge abhängig von der vorhandenen Druckhöhe h , dem Öffnungsquerschnitt A und dem Beiwert infolge Kontraktion des austretenden Strahles. Nach *Weisbach–Franke* hat die Form der Ausflussöffnung keinen wesentlichen Einfluss auf den Beiwert. Dieser beträgt 0,60–0,66. Die Ausflussmenge pro Sekunde errechnet sich aus:

$$Q = \mu \cdot A \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

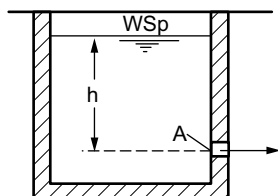


Abb. 7-85: Ausfluss aus einer Wasserkammer

Beispiel 1: $h = 5$ m, Durchmesser der kreisförmigen Öffnung 2,5 cm, $A = 4,91 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

$$Q = 0,63 \cdot 4,91 \cdot 10^{-4} \cdot \sqrt{2 \cdot 10 \cdot 5} = 0,003 \text{ m}^3/\text{s} = 3 \text{ l/s}$$

Beispiel 2: freier Ausfluss aus einer Rohrleitung $h = 50$ m, Durchmesser der kreisförmigen Öffnung 2,5 cm, $A = 4,91 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

$$Q = 0,63 \cdot 4,91 \cdot 10^{-4} \cdot \sqrt{2 \cdot 10 \cdot 50} = 0,0098 \text{ m}^3/\text{s} = 9,8 \text{ l/s.}$$

Wenn die Rohrleitung erdverlegt ist, gilt die Formel nur in grober Näherung, da der Ausfluss durch die Grabenverfüllung und das bereits ausgetretene Wasser behindert ist.

7.5.3.6 Hydraulische Hilfsrechnungen

7.5.3.6.1 Umrechnung von Rohrlängen mit verschiedenem DN

Für die Berechnung der Druckhöhenverluste von Leitungen mit abschnittsweise unterschiedlichen Nennweiten ist es, wenn kein elektronisches Rechenprogramm zur Verfügung steht, vorteilhaft, die Rohrleitungslängen auf solche mit gleichem Durchmesser umzurechnen. In **Tab. 7-31** sind die Umrechnungswerte r_{100} und r_{300} angegeben, welche für gleiche Q dem Verhältnis der Längen entsprechen, und zwar r_{100} bezogen auf DN 100, d. h. z. B. 30,33 m DN 200 entsprechen hinsichtlich des Druckhöhenverlustes für gleiches Q einer Länge von 1 m DN 100, analog r_{300} bezogen auf DN 300. Somit ist: $L_2 = L_1 \cdot r_2/r_1$

Tab. 7-31: Faktor r zur Umrechnung auf Längen gleichen DN

DN	80	100	125	150	200	250	300	400	500	600	700
r_{100}	0,33	1,00	3,07	8,10	30,33	98,00	245,7	1153,3			
r_{300}							1,0	4,7	13,6	34,2	74,5

Beispiel: GG, $DN_1 = 300$, $L_1 = 1000$ m, gesucht L_2 für DN 200,

$L_2 = 1000 \cdot 30,33 / 245,7 = 123,4$ m

Druckverlusthöhe h_v für $Q = 50$ l/s

DN 300, $L_1 = 1000$ m $h_{v1} = 1,56$ m (**Tab. 7-23/12**)

DN 200, $L_2 = 123,4$ m $h_{v2} = 1,47$ m (**Tab. 7-23/10**)

7.5.3.6.2 Leitungsverzweigungen

Die Aufteilung des Durchflusses Q auf 2 Rohrstränge einer Leitungsverzweigung **Abb. 7-86** kann wie folgt berechnet werden:

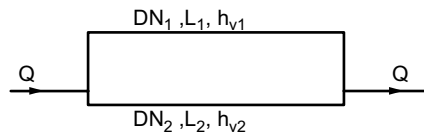


Abb. 7-86: Leitungsverzweigung

Mittels Umrechnung auf Rohrlängen mit gleichem DN:

Gegeben: GG, $Q = 40$ l/s, $DN_1 = 200$, $L_1 = 2450$ m, $r_1 = 30,33$

$DN_2 = 250$, $L_2 = 2600$ m, $r_2 = 98,00$

Umrechnung auf DN 100

$L'_1 = 2450 \cdot 1/30,33 = 80,78$ m, $L'_2 = 2600 \cdot 1/98,00 = 26,53$ m

bei gleichem λ ist: $Q_1^2/Q_2'/L_1'$

$$\text{somit: } Q_1 = Q_2 \cdot \sqrt{26,53/80,78} = Q_2 \cdot 0,573,$$

da $Q_1 + Q_2 = 0,573 Q_2 + Q_2 = Q$, $Q_2 = Q/1,573$

$Q_2 = 40/1,573 = 25,3$ l/s, $Q_1 = 40 - 25,3 = 14,7$ l/s

Kontrolle: $h_{v2} = DN 250$, $k = 0,1$, $h_{v2} = 1,09 \cdot 2,6 = 2,83$ m (**Tab. 7-23/11**)

DN 200, $k = 0,1$, $h_{v1} = 1,18 \cdot 2,45 = 2,89$ m (**Tab. 7-23/10**)

Grafisch mittels Rohrleitungskennlinien – in einem Koordinatensystem wird links einer senkrechten 0-Achse die Rohrleitungskennlinie für Rohrstrang 2, d. i. die Kurve h_{v2} für L_2 und verschiedene Q_2 , rechts der 0-Achse sinngemäß die Rohrleitungskennlinie für Rohrstrang 1 aufgetragen, Abb. 7-87. Das horizontale Maß $Q = 40$ l/s wird nun nach oben und unten bzw. links und rechts so lange verschoben, bis die Endpunkte der Strecke auf den Rohrleitungskennlinien liegen. Hieraus kann abgelesen werden: Q_1 und Q_2 , h_{v1} und h_{v2} .

Mittels Verfahren nach Cross – Erläuterung des Verfahrens siehe Abschn. 7.5.6.3, die Leitungsverzweigung ist eine Masche. Die Aufteilung $Q = 40$ l/s wird geschätzt zu $Q_1 = 16$ l/s, $Q_2 = 24$ l/s. Es ist:

$h_{v1} + 1,39 \cdot 2,45 = 3,41$	$h_{v1} / Q_1 = 3,41 / 16 = 0,2131$
$h_{v2} - 0,99 \cdot 2,60 = -2,57$	$h_{v2} / Q_2 = 2,57 / 24 = 0,1071$
$\Sigma h_v \quad +0,84$	$\Sigma h_v / Q \quad = 0,3202$

Verbesserungswert $\Delta Q = -\Sigma h_v / 2 \cdot \Sigma h_v / Q$

$= -0,84 / 2 \cdot 0,3202 = -1,3$ l/s

$Q_1 = 16 - 1,3 = 14,7$ l/s, $Q_2 = 24 + 1,3 = 25,3$ l/s.

Die Näherungslösung nach Cross führt bei der sehr nahegelegenen Schätzung bereits beim 1. Schritt zum endgültigen Resultat.

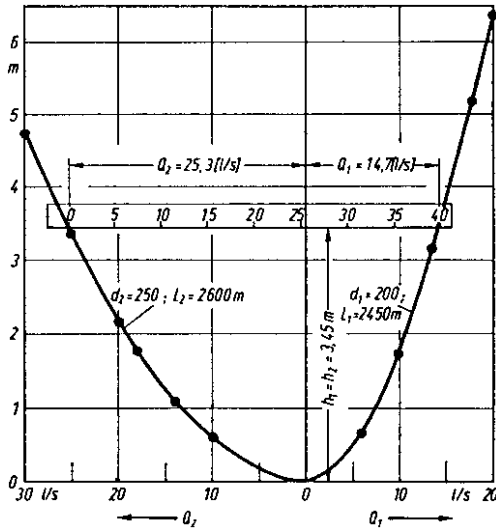


Abb. 7-87: Grafische Ermittlung der Aufteilung des Durchflusses Q bei einer Leitungsverzweigung mittels Rohrleitungskennlinien für vorstehendes Beispiel 1

7.5.3.6.3 Einteilung einer Rohrleitung in verschiedene DN

Diese Aufgabe liegt z. B. vor, wenn zu ermitteln ist, welche Leitungslänge von DN₁ durch eine Leitung DN₂ ausgewechselt werden muß, um einen größeren Durchfluss zu erreichen.

Beispiel: GG, DN₁ = 200, L₁ = 4 km, verfügbarer Druckhöhenverlust 20 m, Q_{erf} = 40 l/s, DN₂ = 250

Lösung rechnerisch $h_v = 20 \text{ m} = h_{v1} + h_{v2}$

$h_{v1} = 7,79 \cdot L_1$ (Tab. 7-23/10)

$h_{v2} = 2,54 \cdot (4 \text{ km} - L_1)$ (Tab. 7-23/11)

$7,79 \cdot L_1 + 2,54 (4 - L_1) = 20 \text{ m}$, $L_1 = (20 - 2,54 \cdot 4) / (7,79 - 2,54)$

$L_1 = 1,87 \text{ km}$, $L_2 = 2,13 \text{ km}$

Lösung grafisch – in Abb. 7-88 wird vom linken Ende der 4 km langen Leitung die Druckhöhenverlustlinie für DN 200 und $Q = 40 \text{ l/s}$ aufgetragen, vom rechten Ende die Druckhöhenverlustlinie für DN 250 mit Ausgangspunkt 20 m tiefer. Der Schnittpunkt der beiden Linien ergibt die Teilung in DN 200 und DN 250.

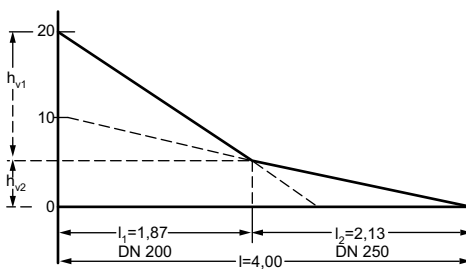


Abb. 7-88: Einteilung einer Rohrleitung in verschiedene DN

7.5.4 Bemessung und Berechnung von Rohrleitungen

7.5.4.1 Allgemeines

Grundlagen für das Bemessen und Berechnen einer Rohrleitung sind:

- Durchfluss = Volumenstrom Q in m^3/h , l/s
- Fließgeschwindigkeit v in m/s
- Rauheit k in mm
- zulässige bzw. vorhandene Druckhöhe entlang der Rohrleitung h

Es ist zu unterscheiden das Bemessen von neu zu verlegenden Leitungen und das Berechnen der hydrodynamischen Verhältnisse in verlegten neuen oder gebrauchten Leitungen. Die zu erfüllenden Bedingungen sind etwas unterschiedlich zwischen Fern- und Zubringerleitungen einerseits und Haupt- und Versorgungsleitungen in Rohrnetzen andererseits. Zu den hydraulischen Grundlagen, der Netzmodellierung und der Berechnung von Wasserrohrnetzen siehe auch DVGW-Arbeitsblatt GW 303-1.

7.5.4.2 Bemessen von Zubringer- und Fernleitungen

7.5.4.2.1 Allgemeines

Zubringer- und Fernleitungen verbinden z. B. Pumpwerke mit Behältern, oder Behälter untereinander. Entlang dieser Leitung sind keine Endverbraucher angeschlossen. Eine mögliche Wasserabgabe erfolgt über Abgabeschächte in Ortsnetze oder Behälter. Die Aufgabe der Bemessung besteht daher darin, für einen benötigten größten Durchfluss Q eine Rohrleitung zwischen 2 lage- und höhenmäßig gegebenen Punkten wirtschaftlich zu bemessen und danach die Förderhöhen von Pumpen oder die Standorte von Hochbehältern zu bestimmen.

7.5.4.2.2 Durchfluss Q

Der Spitzen-Volumenstrom $Q_{h \max}$ ist durch die geforderte Förderleistung des Pumpwerks oder der Verbindungsleitung zwischen den Hochbehältern festgelegt. Zur Vermeidung, dass eine Auswechslung der meist sehr langen Leitungen oder das Neuverlegen einer 2. Leitung nach kurzer Zeit erforderlich ist, muss Q nach dem künftigen Bedarf festgelegt werden. Wenn die Möglichkeit hinsichtlich der zulässigen Druckhöhe besteht, später durch Auswechslung der Pumpen eine größere Förderhöhe zu erreichen oder Druckerhöhungspumpwerke einzubauen, was bei langen Fernleitungen oft sehr wirtschaftlich ist, kann Q für den Bedarf in 15 Jahren, andernfalls sollte er für den Bedarf in 30 Jahren festgelegt werden.

Tab. 7-32: Wirtschaftliche Fließgeschwindigkeit und wirtschaftlicher Durchfluss der verschiedenen DN

DN	v m/s	Q l/s	h_v m/km
80	0,80	4,0	10,0
100	0,80	6,3	7,5
125	0,80	9,8	5,8
150	0,85	15,0	5,1
200	0,90	28,3	4,0
250	0,95	46,6	3,7
300	1,00	70,7	2,8
350	1,05	101	2,7
400	1,10	138	2,5
500	1,20	236	2,3

Tab. 7-32: Fortsetzung

DN	v m/s	Q l/s	h _v m/km
600	1,30	368	2,2
700	1,40	539	2,1
800	1,55	779	2,1
900	1,65	1 150	2,1
1000	1,75	1 375	2,1

7.5.4.2.3 Fließgeschwindigkeit

Große Fließgeschwindigkeit v und damit kleines DN senkt die Kosten der Rohrleitung und Armaturen, erhöht aber die Förderkosten und vergrößert das Druckstoßproblem. Je höher und je näher die Wassergewinnung gegenüber dem Versorgungsgebiet liegt, um so mehr kann man an die obere Grenze von v gehen. Bei Leitungen mit großem DN und damit hohen Kosten sind eingehende Vergleichsrechnungen entsprechend den örtlichen Verhältnissen und den Preisgrundlagen erforderlich. Einen Anhaltspunkt für die wirtschaftliche Fließgeschwindigkeit gibt **Tab. 7-32**. Sie entspricht in etwa auch der bekannten Formel:

$$DN_{\text{wirtsch.}} = \mu \cdot \sqrt{Q \text{ m}^3/\text{s}} \cdot 1000$$

mit $\mu = 1,3$ für kleines Q und $\mu = 1,0$ für großes Q .

7.5.4.2.4 Rauheit

Die Werte k (Colebrook) der **Tab. 7-23** entsprechen neuen Rohrleitungen mit wenigen Einbauten. Bei Neuverlegung mit großen Leitungslängen können diese Werte noch gering unterschritten werden. Es muss aber berücksichtigt werden, dass neuverlegte Leitungen auch nach mehreren Jahrzehnten den Bedarf ohne Einschränkungen decken müssen. Nach *Schwing* verändert sich bei Gelsenwasser der k -Wert nach n Jahren:

$$k = 1,095^n \cdot 0,0001777 \cdot DN$$

z. B. DN 300 in 15 Jahren: $k = 0,21$ mm.

Nach *Kraut* wurde im Versorgungsgebiet Stuttgart in 80% der Fälle die scheinbare Rauheit mit $k = 1,0$ mm, häufig k bis 3,0 mm gemessen. Die Zunahme der Rauheit ist sehr unterschiedlich, abhängig von der Wasserqualität und dem Rohrmaterial. Bei Verwendung von modernem Rohrmaterial, d. i. GGG- oder St- Rohre mit ZM oder nichtmetallischen Rohren sollte k_1 für das Bemessen von Zubringerleitungen mit mind. 0,1 mm (siehe 7.5.3.3.1) gewählt werden.

7.5.4.2.5 Druckhöhe

Die maximale Druckhöhe in Zubringer- und Fernleitungen wird i. a. nicht von einem erforderlichen Versorgungsdruck bestimmt. Maßgebend sind die Höhen des WSp am Anfang und Ende der Leitung. Dabei muss über den Hochpunkten noch eine ausreichende Druckhöhe vorhanden sein, damit die Entlüfter gut funktionieren und bei Druckstößen die Drucklinie die Rohrachse nicht unterschreitet. Bei der Ermittlung der maximalen Druckhöhen muss zusätzlich die Druckerhöhung aus Druckstößen berücksichtigt werden. Wird die Höhe des Druckstoßes nicht berechnet, wird hierfür 2 bar angesetzt und dementsprechend die Druckstoßsicherung bemessen. Die größte Druckhöhe einschl. Druckstoß darf MDP der Rohrleitung nicht übersteigen. Bei großen Druckhöhen werden die Kosten der Armaturen sehr hoch und der Betrieb schwieriger. Falls möglich sollten Zubringer- und Fernleitungen auf MDP 25 beschränkt werden.

7.5.4.2.6 Beispiel

Eine 20 km lange Zubringerleitung soll für $Q = 0,200 \text{ m}^3/\text{s}$ wirtschaftlich bemessen werden.

Nach **Tab. 7-32**: v_w gewählt $1,20 \text{ m/s}$, gewählt GGG ZM DN 500, $k = 0,1 \text{ mm}$, ergibt $h_v = 20 \text{ km} \times 1,48 \text{ m/km} = 29,60 \text{ m}$.

Bei der Abnahme der Zubringerleitung muss die Druckverlusthöhe kleiner oder etwa gleich diesem Wert sein.

7.5.4.3 Berechnen bestehender Zubringer- und Fernleitungen

Das Berechnen der hydrodynamischen Verhältnisse von bereits bestehenden Zubringer- und Fernleitungen ist meist einfach, weil Durchflüsse, Druckhöhen am Anfang, Ende und an Zwischenstellen leicht messbar sind. Aus den Messwerten errechnet sich die scheinbare Rauheit k_i und damit der Alterungsgrad der Leitung. Somit sind die Unterlagen für die Berechnung auch von anderen Durchflussmengen gegeben.

7.5.5 Bemessen von Rohrnetzen

7.5.5.1 Allgemeines

Neue Rohrnetze werden heute nur noch bei der Erschließung mehr oder weniger großer Baugebiete gebaut. Die Rohrnetzberechnung dient daher -zusammen mit Druckmessungen- häufig der Überprüfung bestehender Netze um Aufschlüsse über deren Zustand und Leistungsfähigkeit zu erhalten oder um Rückbaumaßnahmen wegen rückläufiger Einwohnerzahlen und abnehmendem Wasserbedarf zu planen. Dazu werden fast ausschließlich EDV-gestützte Rechenprogramme verwendet. Da insbesondere bei kleineren ländlichen Verteilungsnetzen auch noch ohne EDV-Unterstützung gerechnet wird, sind die entsprechenden Verfahren nachfolgend beschrieben. Die der Berechnung vorausgehenden Erhebungen und die Erstellung eines Netzmodells sind unabhängig vom gewählten Rechenverfahren.

7.5.5.2 Geforderte Leistung des Rohrnetzes

7.5.5.2.1 Bemessungsdurchfluss

Für die Ermittlung des Bemessungs- Volumenstromes müssen die folgenden Werte bekannt sein:

- Maximaler Stundenbedarf $Q_{h \max}$ am verbrauchsreichsten Tag des Jahres $Q_{d \max}$ ohne den Bedarf überörtlicher Pumpwerke und ohne Löschwasserbedarf.
- Maximaler Stundenbedarf $Q_{h \max}$ am Tag durchschnittlichen Verbrauchs Q_d .
- Minimaler Stundenbedarf $Q_{h \min}$ am verbrauchsreichsten Tag des Jahres $Q_{d \max}$.
- Maximale Förderung eines eventuell auf das Rohrnetz wirkenden Pumpwerkes Q_p .
- Maximaler Löschwasserbedarf Q_L .

Mit diesen Werten sind mindestens folgende 3 Betriebszustände zu untersuchen:

Betriebszustand 1 – größte Förderung des Pumpwerks Q_p , bei kleinstem Verbrauch $Q_{h \min}$

Betriebszustand 2 – größter Stundenverbrauch $Q_{h \max}$ am Tag mit größtem Verbrauch $Q_{d \max}$, ohne Förderung des Pumpwerks Q_p

Betriebszustand 3 – Löschwasserförderung Q_L , bei größtem Stundenverbrauch $Q_{h \max}$ an Tagen mit mittlerem Verbrauch Q_d ohne Förderung des Pumpwerks Q_p .

Zur Bemessung des Rohrnetzes wird der Betriebszustand mit dem maximalen Durchfluss (Bemessungsdurchfluss) gewählt.

Bei der Planung ländlicher Wasserversorgungsanlagen wird darüber hinaus zur Ermittlung des Bemessungsdurchfluss folgendes vorgeschlagen:

- Bei Einzelanwesen und Aussiedlerhöfen:
Hierbei soll Löschwasser nur dann aus dem Trinkwassernetz zur Verfügung gestellt werden, soweit dies hygienisch vertretbar und gesamtwirtschaftlich zweckmäßig ist. Ansonsten ist die Löschwasserbereitstellung anderweitig sicherzustellen.
- Bei kleinen ländlichen Orten von 2–10 Anwesen (bis rd. 50 Einwohnern):
Löschwasserbedarf $48 \text{ m}^3/\text{h}$, aufgerundet 14 l/s .
(Durch die Aufrundung ist ein Zuschlag für den Stundenverbrauch abgedeckt).
- Bei Orten über 10–100 Anwesen (bis rd. 500 Einwohnern):
Löschwasserbedarf $96 \text{ m}^3/\text{h}$, aufgerundet 30 l/s .
(Durch die Aufrundung ist ein Zuschlag für den Stundenverbrauch abgedeckt.)
- Bei Orten mit über 50 Anwesen bzw. über rd. 250 Einwohnern:
Zusätzlich zum Löschwasserbedarf von $96 \text{ m}^3/\text{h}$ – entsprechend $27,7 \text{ l/s}$ – ist der größte Stundenverbrauch an Tagen mit durchschnittlichem Verbrauch zu berücksichtigen.

7.5.5.2.2 Löschwasserbedarf

Der Berechnungs-Löschwasserbedarf richtet sich nach Bebauung und Brandempfindlichkeit. Er ist im DVGW- Arbeitsblatt W 405 geregelt und im Benehmen mit der örtlichen Feuerwehr festzulegen, Grundlagen hierzu (siehe Abschn. 2.7.4).

7.5.5.2.3 Druckhöhe

Für die Ermittlung der Druckhöhe müssen die folgenden Werte bekannt sein:

- Maximaler und minimaler Wasserstand des maßgeblichen Behälters bzw. Ein- und Ausschaltdruck des maßgeblichen Druckerhöhungspumpwerkes.
- Drucklinien für die oben beschriebenen Betriebszustände 1 bis 3

Bei der größten Druckhöhe, einschl. 2 bar für Druckstöße, darf der maximal zulässige Systembetriebsdruck (MDP) für Ortsrohrnetze von 10 bar nicht überschritten werden. Bei der kleinsten Druckhöhen muss an der höchsten Anschlussstelle noch ein ausreichender Versorgungsdruck in Abhängigkeit der Geschoszahl des angeschlossenen Bauwerkes vorhanden sein (mindestens 2,0 bar bei zwei Geschossen, bei eingeschossigen Gebäuden min. 1,5 bar).

Nach DVGW-Arbeitsblatt W 400-1 sollte der Ruhedruck im Schwerpunkt einer Druckzone am Hausanschluss 4 bis 6 bar betragen. Die max. Druckhöhe sollte nicht über 8 bar (ohne Druckstoß) liegen. Im Hinblick auf die Beanspruchung der Haushaltsgeräte empfiehlt es sich bei Druckhöhen über 5 bar Druckminderer in die Hausinstallation einzubauen, die Angaben der Gerätehersteller sind zu beachten. Liegt in einem größeren Gebiet der Druck über 6 bar, dann ist es zweckmäßig, für das ganze Gebiet einen Druckminderer im Rohrnetz oder einen Zonenbehälter vorzusehen.

Es ist unwirtschaftlich, die Druckhöhe im Rohrnetz nach der höchsten Entnahmestelle in einzelnen Hochhäusern (mehr als vier Geschosse) festzulegen. Wenn hier die normale Druckhöhe der Versorgungsleitungen nicht ausreicht, sind Druckerhöhungsanlagen in solchen Hochhäusern einzurichten. Die hierfür geltenden Grundsätze DIN 1988 T. 5 sind zu beachten.

Für die Löschwasserbereitstellung benötigt die Feuerwehr eine Druckhöhe von 40 m am Strahlrohr. Dies erfordert eine Druckhöhe am Hydranten von mindestens 50 m, wenn die Hydranten zum direkten Spritzen verwendet werden sollen. Die Bemessung für diese Druckhöhe bei Betriebszustand 3 ist bei kleinen und mittleren Anlagen aus wirtschaftlichen Gründen meist nicht möglich. In diesem Fall dienen die Hydranten als Wasserzubringer zu den Motorspritzen der Feuerwehr. Es ist dann ein Mindestdruck am Hydranten von 1,5 bar zu fordern, damit Unterdruck im Zulauf durch die Motorspritzen vermieden wird.

7.5.5.3 Bemessungsunterlagen

7.5.5.3.1 Rohrnetzplan

Im Rohrnetzplan, **Abb. 7-89**, wird entsprechend den geplanten oder vorhandenen Straßen, der Bebauung und den Abnehmern der Verlauf und die Länge der Versorgungsleitungen mit Absperrorganen, Hydranten und sonstigen Leitungseinbauten, bei Neuplanungen ohne Angabe DN, eingetragen. Die Leitungsverzweigungen und Ecken werden als Knoten K_n , die entstehenden Maschen als M_n fortlaufend nummeriert.

7.5.5.3.2 Belastungsplan

Im Belastungsplan, **Abb. 7-90**, werden die einzelnen Durchfluss = Bedarfswerte wie folgt eingetragen:

$$K_n \left| \frac{Q_A \text{ Abnahme l/s} + Q_D \text{ Durchfluss l/s}}{+ Q_L \text{ Löschwasser l/s} = \text{Strangbelastung } \Sigma Q_{n-(n+1)} \frac{\text{l/s}}{\text{l/s}}} \right| K_{n+1}$$

Die Abnahme Q_A des Stranges $K_n - K_{n+1}$ ($Q_{h \max}$) wird aus dem Wasserbedarf der Einwohner, die flächenmäßig entsprechend der dachförmig geteilten Gesamtfläche auf den Strang entfallen, berechnet. Die Einwohnerzahl wird entweder aus den vorhandenen oder geplanten Wohngebäuden ermittelt, z. B. bei sehr unterschiedlicher Bebauung, oder überschlägig aus Wohndichte und Flächenanteil:

$$E = D / 10^4 \text{ m}^2 \cdot F_{(K_n - K_{n+1})} \cdot 10^4 \text{ m}^2 \text{ (Tab. 2-12)}$$

somit: $Q_A = Q_{h \max} (Q_{d \max}) = E \cdot \text{Einheitsverbrauch l/Ed} \cdot f_{s(h)} / 86\,400$

Beispiel: Wohndichte Klasse III $300 \text{ E}/10^4 \text{ m}^2$, $F_{(K_n - K_{n+1})} = 2 \cdot 10^4 \text{ m}^2$

$f_{s(h)} = 5,0$, mittl. Einheitsverbrauch 120 l/Ed .

$E = 300 \cdot 2 = 600 \text{ E}$, $Q_A = 600 \cdot 120 \cdot 5,0 / 86\,400 = 4,16 \text{ l/s}$

Meist wird jedoch vereinfacht die Abnahme Q_A des Stranges $K_n - K_{n+1}$ aus der gleichmäßigen Aufteilung des gesamten Haushaltsbedarfs im Verhältnis der Stranglänge zu Gesamtlänge der Versorgungsleitungen berechnet:

$$Q_A = \text{gesamt } Q_{h \max} (Q_{d \max}) \cdot L_{(K_n - K_{n+1})} / L \text{ gesamt.}$$

Der Wasserbedarf der Großabnehmer wird entsprechend den örtlichen Verhältnissen im Einzelnen erhoben und zum Haushaltsbedarf hinzugerechnet.

Die Abnahme Q_A des Stranges $K_n - K_{n+1}$ wird mehr oder weniger gleichmäßig entlang des Stranges verbraucht, dies wird dadurch berücksichtigt, daß für die Berechnung des Druckhöhenverlustes angenähert $0,60 \cdot Q_A$ eingesetzt wird.

7.5.5.3.3 Bemessungsplan und Bemessungstabelle

Das Bemessen der Leitungsstränge und das Berechnen der Druckhöhenverluste und der Druckhöhen für die in Betracht kommenden Betriebszustände wird zweckmäßig in Form einer Tabelle in Verbindung mit einem Bemessungsplan durchgeführt. Für das Beispiel der **Abb. 7-89** Rohrnetzplan, bzw. **Abb. 7-90** Belastungsplan, ist die **Tab. 7-33**, Bemessung und Berechnung des Druckhöhenverlustes, Betriebszustand 3 nach dem Verästlungssystem erstellt. Im Beispiel wurde der Strang 2-3 am Knoten 3, der Strang 5-6 am Knoten 6 geschnitten. Nachdem aus dem Belastungsplan die Strangbelastung bekannt ist, berechnet in **Tab. 7-34** Sp. 4-6, wird das Rohrmaterial gewählt, hier GGG-ZM. Der k -Wert wird entsprechend den örtlichen Verhältnissen, wie Zahl der Rohrleitungseinbauten, Wasserbeschaffenheit gewählt, hier z. B. Strang HB- K_1 und PW- K_6 mit $k=0,2 \text{ mm}$, für die Versorgungsleitungen $k=0,4 \text{ mm}$. Für die Bemessung nach dem Betriebszustand 1 und 2 wird die wirtschaftliche Fließgeschwindigkeit nach **Tab. 7-32** zugrunde gelegt. Bei Versorgungsleitungen somit für $DN < 250 \text{ v} = 0,80 - 0,95 \text{ m/s}$, wenn der Durchfluss für größte Abnahme bzw. größte Förderung des

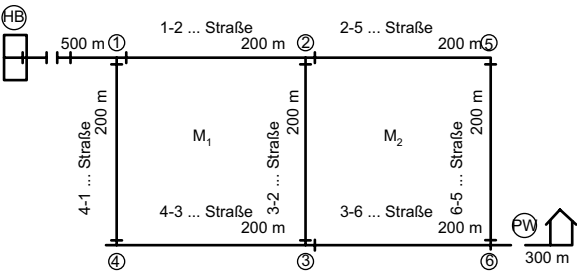
Pumpwerks größer ist als Löschwasser + $Q_{h\max}(Q_d)$. Bei kleinen Rohrnetzen überwiegen jedoch die Strangdurchflüsse für Betriebszustand 3, hier kann v für die Berechnung je nach den örtlichen Verhältnissen etwas erhöht werden, z. B. $v = 0,80\text{--}1,20\text{ m/s}$, da für die Betriebszustände ohne Löschwasser v weit darunter liegt. Mit diesen Werten ist die **Tab. 7-33** gerechnet und die Ergebnisse im Bemessungsplan **Abb. 7-91** eingetragen. An den Knoten werden die maßgeblichen Höhenangaben, wie Druckhöhe, Geländehöhe und Druckhöhe über Gelände, angegeben. Die Lage der Druckhöhenlinie ist dann aus dem Längsschnitt der Leitungsstränge ersichtlich.

Tab. 7-33: Bemessung und Berechnung des Druckhöhenverlustes Betriebszustand 3 eines Rohrnetzes nach dem Verästelungssystem

Nr.	Strang- Bez.	Län- ge L	Strangbelastung					Werk stoff	Bemessung			Druckhöhen- verlust		Druckhöhe	
			Abnahme Q _A	0,6 · Q _A	Durch- fluß Q _D	Lösch- wasser Q _L	Strang- belast. 5 + 6 + 7		DN mm	k mm	v m/s	1000 m	Strang- m	Anfang- knoten NN	End- knoten NN
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	HB-1	500	-	-	10,5	26,6	37,1	GGG	200	0,2	1,18	7,52	3,75	500,00	496,25
2	1-2	200	1,50	0,9	4,5	26,6	32,0	GGG	200	0,4	1,02	6,48	1,30	496,25	494,95
3	2-5	200	1,50	0,9	1,5	26,6	29,0	GGG	200	0,4	0,92	5,35	1,07	494,95	493,88
4	5-6	200	1,50	0,9	-	13,3	14,2	GGG	125	0,4	1,16	15,16	3,03	493,88	490,85
5	2-3	200	1,50	0,9	-	26,6	27,5	GGG	200	0,4	0,88	4,82	0,96	494,95	493,99
6	1-4	200	1,50	0,9	3,0	26,6	30,5	GGG	200	0,4	0,97	5,91	1,18	496,25	495,07
7	4-3	200	1,50	0,9	1,5	26,6	29,0	GGG	200	0,4	0,92	5,35	1,07	495,07	493,90
8	3-6	200	1,50	0,9	-	26,6	27,5	GGG	200	0,4	0,88	4,82	0,96	493,90	492,94
9	6-PW	300	-	-	-	26,6	26,6	GGG	200	0,2	0,85	3,96	1,19	492,94	491,75

7.5.5.3.4 Nachteile des Verästelungssystems

Wenn das Rohrnetz dauernd wie im Verästelungssystem getrennt bleibt, ist es richtig bemessen und die hydraulischen Verhältnisse sind richtig dargestellt. Die Sicherheit der Versorgung erfordert aber nach Möglichkeit die 2-seitige Versorgung, d.h. soweit als möglich die Stränge zu Maschen zu verbinden. Bei der Berechnung nach dem Verästelungssystem ergeben sich an den Trennstellen Unterschiede der Druckhöhen, im Beispiel **Abb. 7-91** am K_6 H_{3-6} 492,94 und H_{3-6} 490,85. Werden die Stränge hier verbunden, muss gleiche Druckhöhe vorhanden sein, d.h. der Durchfluss verteilt sich anders, als nach dem Verästelungssystem errechnet wurde. Der Ausgleich und die Berichtigung der Strangdurchflüsse und Druckhöhen kann mit den modernen Rechenhilfsmitteln nach dem *Hardy-Cross* Verfahren übersichtlich und schnell erfolgen.



Erläuterung
① Knoten M₁ Maschen HB Hochbehälter PW Pumpwerk

Abb. 7-89: Rohrnetzplan

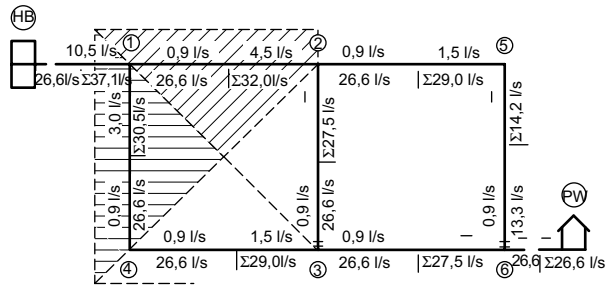


Abb. 7-90: Belastungsplan Betriebszustand 3, Rohrnetz Verästelungssystem

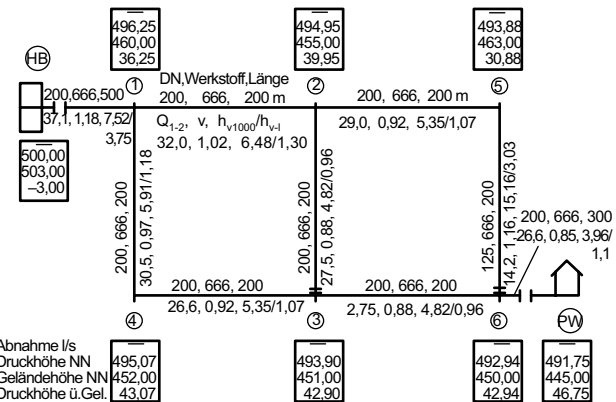


Abb. 7-91: Bemessungsplan für Betriebszustand 3, Rohrnetz Verästelungssystem

7.5.6 Berechnen von vermaschten Rohrnetzen

7.5.6.1 Grundlage

Neben in Betrieb befindlichen vermaschten Rohrnetzen werden auch neu geplante Rohrnetze die nach dem Verästelungssystem vorläufig bemessen sind als vermaschtes Rohrnetz berechnet und berichtet. Grundlage für das Berechnen von vermaschten Rohrnetzen bilden die *Kirchhoff'schen* Gesetze der Elektrotechnik und das Widerstandsgesetz:

- *Knotenbedingung* – die Summe der Zuflüsse und Abflüsse an jedem Knoten $\Sigma Q=0$, hierbei Zufluss positiv, Abfluss negativ.
- *Maschenbedingung* – die Summe der Druckhöhenverluste der Rohrstränge einer Masche $\Sigma h_v=0$, hierbei Q und h_v positiv, wenn Fließrichtung in der Masche im Uhrzeigersinn, negativ wenn Gegen-Uhrzeigersinn.
- *Knotenzahl-Bedingung* – im vermaschten Rohrnetz gilt $K-n+m=1$. K =Anzahl der Knoten, n =Anzahl der Stränge, m =Anzahl der Maschen. In **Abb. 7-106**: $6-7+2=1$.
- *Widerstandsgesetz* – gilt für das Berechnen der Druckhöhenverluste.

Die Ermittlung der gesuchten Werte Strangdurchflüsse, Strang-Druckverlusthöhen und Druckhöhen an den Knoten ist durch Analog-Modelle oder durch Rechenverfahren möglich.

7.5.6.2 Analog-Modelle

Bei den früher verwendeten elektrischen Analog-Verfahren werden die Ähnlichkeit des Widerstandsgesetzes einer Rohrströmung mit dem *Ohm'schen* Gesetz und die *Kirchhoff'schen* Gesetze

benutzt. Es wird ein elektrisches Modell erstellt, wobei die Rohrleitungen durch elektrische Elemente mit ähnlichen Veränderungen des Widerstandes in Abhängigkeit vom Durchfluss, der Wasserdurchfluss Q durch den Strom I , die Druckverlusthöhe h_v durch den Spannungsverlust, die Druckhöhe durch die Spannung dargestellt werden. Die Schwierigkeit besteht darin, elektrische Elemente zu finden, welche einem ähnlichen Veränderungsgesetz des Widerstandes folgen wie die hydraulische Strömung in einer Rohrleitung.

Der Vorteil der Analog-Modelle besteht vor allem darin, dass die Strömungsverhältnisse durch die Strom- und Spannungsmessungen optisch sichtbar sind, eine Veränderung im Leitungssystem, z. B. Einbau einer Leitung mit größerem DN, sofort optisch die Wirkung erkennen lässt, wobei nur die davon betroffenen Elemente ausgetauscht werden müssen. Von Nachteil ist, dass das Analog-Modell für jeden Einzelfall besonders erstellt werden muss und nur für diese Untersuchungen einsetzbar ist. Von Vorteil sind sie bei räumlich ausgedehnten Rohrnetzen mit vielen Maschen, bei welchen häufig Veränderungen zu untersuchen sind. Die Analog-Modelle sind daher verhältnismäßig teuer, so dass heute vorwiegend die EDV-gestützte Rechenverfahren (Rohrnetzrechnungsprogramme) benutzt werden, die mit der stetig steigenden Rechnerleistung immer vielseitiger verwendbar werden.

7.5.6.3 Rechenverfahren, Digital-Modelle

7.5.6.3.1 Allgemeines

Heute wird allgemein das iterative Rechenverfahren nach *Hardy-Cross* angewendet. Für die vorhandenen bzw. vorher bemessenen Rohrleitungen sind noch unbekannt Durchfluss Q und Druckhöhenverlust h_v . Diese Werte können mittels zweier verschiedener aber ähnlicher Verfahren ermittelt werden, dem Druckhöhenausgleich bzw. dem Durchflussausgleich.

7.5.6.3.2 Verfahren mit Druckhöhenausgleich

Die Strangdurchflüsse müssen zunächst unter der Knoten-Bedingung $\Sigma Q = 0$ geschätzt werden. Mit diesen Werten werden die Druckhöhenverluste der Stränge berechnet. Wenn die geschätzten Werte Q der Stränge noch nicht die Maschen-Bedingung $\Sigma h_v = 0$ erfüllen, wird eine Korrektur ΔQ für jede Masche berechnet aus:

$$\Delta Q = -\Sigma h_v / 2 \cdot \Sigma h_v / Q.$$

Zu beachten sind die Vorzeichen von Q und h_v entsprechend von Q , so dass h_v/Q immer positiv ist. Mit diesen Korrekturwerten werden die Strangdurchflüsse berichtigt. Bei Strängen, welche zu 2 Maschen gehören, muss der Korrekturwert der berechneten Masche in der Nachbarmasche mit dem umgekehrten Vorzeichen eingesetzt werden.

Bei Rohrnetzen mit wenig Maschen unter Benützung von programmierbaren Taschenrechnern ist es übersichtlicher, wenn zunächst im 1. Schritt alle Maschen einmal durchgerechnet werden, dann die ΔQ Korrekturen aller Stränge und aller Maschen vorgenommen werden. Bei der Prüfung der Rechenschritte ist es notwendig, immer die Knoten-Bedingung zu prüfen, d. h. $\Sigma Q = 0$ an jedem Knoten.

Es gibt verschiedene Vorschläge, wie die Ausführung der Korrekturen vorzunehmen ist, um die Konvergenz der Näherungsrechnung schneller zu erreichen. Dies betrifft jedoch eher große Rohrnetze, die mit Rohrnetzrechenprogrammen berechnet werden, in die die entsprechenden Verfahren integriert sind.

7.5.6.3.3 Verfahren mit Durchflussausgleich

Bei diesem Verfahren werden die Druckhöhen an den Knoten geschätzt, hieraus die Druckhöhenverluste h_v berechnet, wobei die Maschen-Bedingung $\Sigma h_v = 0$ erfüllt sein muss. Es ist dann noch nicht die Knoten-Bedingung erfüllt, $\Sigma Q \neq 0$. Der Korrekturwert wird errechnet aus:

$$\Delta h_v = 2 \cdot \Sigma Q / \Sigma Q / h_v$$

Das Verfahren verläuft sonst wie beim Druckhöhenausgleich.

7.5.6.3.4 Berechnungsunterlagen

Rohrnetzplan – Er ist die 1. Grundlage für die Berechnung, **Abb. 7-89**. Bei bestehenden Rohrnetzen muss geprüft werden, ob die vorhandenen Rohrnetzpläne dem letzten Stand hinsichtlich Material, DN und L entsprechen. Ferner muss geprüft werden, ob alle Abschlussorgane bewegbar und offen sind. Bei neuen Rohrnetzen ist zunächst die Leitungsführung der Rohrstränge festzulegen, dann sind die Stränge vorläufig zu bemessen. (siehe 7.3.5.3)

Belastungsplan – Entgegen dem Verfahren des Verästelungssystems wird beim vermaschten Rohrnetz der Verbrauch den Knoten zugeordnet. Die Zuflüsse Q_z an den Knoten werden so auf die Abflüsse = Strangabfluss + Abnahme verteilt, dass die Knotenbedingung $\Sigma Q = 0$ erfüllt ist, woraus sich die 1. Schätzung der Strangdurchflüsse Q_{a-b} ergibt. Für diese Schätzung gibt folgende Formel brauchbare Werte, wobei r aus **Tab. 7-31** entnommen wird.

$$Q_{a-b} = Q_z \cdot 1 / \sqrt{L/r_{a-b}} / \Sigma 1 / \sqrt{L/r};$$

Beispiel: Aufteilung $Q_z = 100 \text{ l/s}$ am Knoten K_1 auf Strang 1-2 und Strang 1-4 ergibt für **Abb. 7-92**:

$$Q_{1-2} = 100 \cdot 1 / \sqrt{500/30,33} / \Sigma (1 / \sqrt{500/30,33} + 1 / \sqrt{400/245,7})$$

$$Q_{1-2} = 23,9 \text{ l/s}, Q_{1-4} = 74,1 \text{ l/s}$$

Für das gleiche Beispiel des Rohrnetzplanes **Abb. 7-89** mit den Strängen DN der **Abb. 7-91**, Betriebszustand 3 mit einer Strangabnahme $Q_A = 1,5 \text{ l/s}$ und einer Löschwasserentnahme von $Q_L = 13,3 \text{ l/s}$ an K_5 und $13,3 \text{ l/s}$ an K_6 ist der Belastungsplan **Abb. 7-108** und die **Tab. 7-34** Schätzung der Strangdurchflüsse erstellt. Aus dem Vergleich der Belastungspläne **Abb. 7-89** und **Abb. 7-93** ist ersichtlich, daß die Strangbemessung nach dem Verästelungssystem das Löschwasser an jeder Stelle des Rohrnetzes berücksichtigt, bei der Berechnung des vermaschten Rohrnetzes können dagegen jeweils nur die bestimmten, festgelegten Entnahmestellen des Löschwassers berücksichtigt werden, im Beispiel an K_5 und K_6 . Dafür sind aber reale Fließzustände und Druckhöhenverluste errechenbar. Wenn die Bemessung nach den Belastungen des vermaschten Rohrnetzes erfolgen soll, müssen alle Belastungsfälle mit den denkbaren Löschwasserentnahmen berechnet werden. Die Größtwerte der Strangbelastungen bilden dann die Bemessungsgrundlagen.

Rechennetzplan – **Abb. 7-94** bildet mit dem Belastungsplan **Abb. 7-93** die Grundlage für die Berechnung der Strangdurchflüsse und Druckhöhenverluste. Der Rechennetzplan ist ein vereinfachter Rohrnetzplan, denn je nach den Schwerpunkten des Belastungsplanes werden endgültig die zu berücksichtigenden Knoten festgelegt, Doppelstränge zu Einfachsträngen zusammengelegt, unbedeutende Nebenstränge mit kleinem DN weggelassen.

Üblich ist etwa ein Verhältnis: Größter Rohrquerschnitt/kleinster zu berücksichtigender Rohrquerschnitt =

$$A_1 / A_2 = 4 / 1 \text{ oder } DN_1 / DN_2 = 2 / 1.$$

Größter DN	250	300	350	400
Im Allgemeinen nicht mehr zu berücksichtigende DN	80	100	125	150

Im Rechennetzplan werden die Berechnungsgrundlagen eingetragen, d. i. DN, Rohrmaterial, k-Wert, Länge, später das Ergebnis der Berechnung (**Abb. 7-94**).

Vergleichsrechnung – Schwierig ist die richtige Ermittlung der scheinbaren k-Werte in einem Rohrnetz, die einen wesentlichen Einfluss auf die Berechnung von h_v hat. Bei gebrauchten Leitungen in Ortsnetzen großer Ausdehnung kann der k-Wert sehr unterschiedlich und z. T. sehr hoch sein. Nach Kraut wurden für Stuttgarter Verhältnisse bei rd. 80 % der untersuchten Rohrnetze der k-Wert mit $1,0 \text{ mm}$ festgestellt, bei den übrigen lag der k-Wert noch höher. Bei Rohrnetzen geringer Ausdehnung und gleichem Alter der Leitungen kann die erste Annahme von einem einheitlich erhöhten k-Wert ausgehen. Bei großen Rohrnetzen ist meist ein unterschiedlich hoher Ansatz der k-Werte

erforderlich. Notwendig ist die Durchführung einer Vergleichsrechnung zum Vergleich der gemessenen und berechneten Druckhöhen, um daraus die örtlich vorhandenen k-Werte zu ermitteln. In DVGW-Arbeitsblatt GW 303 ist die Messanordnung und die Durchführung der Druckmessungen angegeben, mit denen die örtlich vorhandenen Druckhöhen festzustellen sind. Die Mindestanzahl der Druckmessungen ist je nach Aufgabenstellung und Anzahl der Knoten etwa wie folgt anzusetzen:

Anzahl der Knoten	bis 100	bis 200	bis 1 000	über 1 000
erf. Druckmesspunkte i. % d. Knoten	25	15	10	mehr als 100 Druckmesspunkte

Tab. 7-34: Grunddaten der Stränge und Schätzung des Strangdurchflusses eines vermaschten Rohrnetzes (Abb. 7-93)

Knoten	Strang	DN	Rauheit		L	r	Knoten		Summe	Einzel-
			k _C	k _L			Abfluss	Abnahme		Strang-
						100	Zufluss		Strang-	Durch-
			mm		m		l/s	l/s	Durch-	fluss
									fluss	v
										m/s
1	Q _Z /Q _A						37,1	-1,5	35,6	
	1-2	200	0,4	1,3	200	30,33				-17,8
	1-4	200	0,4	1,3	200	30,33				-17,8
2	Q _Z /Q _A						17,8	-2,2	-15,6	
	2-5	200	0,4	1,3	200	30,33				-7,8
	2-3	200	0,4	1,3	200	30,33				-7,8
4	Q _Z /Q _A						17,8	-1,5	-16,3	
	4-3	200	0,4	1,3	200	30,33				-16,3
3	Q _Z /Q _A						16,3	-2,3	-21,8	
	3-6	200	0,4	1,3	200	30,33	+7,8			-21,8
5	Q _Z /Q _A						7,8	-14,8	+7,0	
	5-6	125	0,4	1,3	200	3,17				+0,7
6	Q _Z /Q _A						21,8	-14,8	-7,0	
	5-6	125	0,4	1,3	200	3,17				-7,0

Erläuterung: k_C (Colebrook), k_L (Ludin)

Die Druckmessungen sind mit überprüften schreibenden Geräten von einem sachkundigen Messtrupp auszuführen. Als Druckmesspunkte werden vor allem Hydranten, dann Anschlussleitungen in Gebäuden, falls dort keine Entnahme, gewählt. Die geodätische Höhe der Druckmesspunkte muss mit mind. 0,10 m Genauigkeit gemessen werden. Ferner werden alle Zuflüsse in das Rohrnetz, Durchflüsse im Rohrnetz wenn möglich, Abnahme der Großverbraucher möglichst mit Schreibgeräten gemessen. Die Auswertung der Messung gibt dann gute Resultate, wenn große Druckunterschiede vorhanden sind und Zuflüsse und Abnahme genau gemessen werden. DVGW-Arbeitsblatt GW 303 fordert einen möglichst über das ganze Rohrnetz verteilten Druckabfall von 20 % des Ruhedrucks, mind. jedoch von 1,5 bar.

Vorteilhaft ist das *Stuttgarter Verfahren*. Hierbei werden festgelegte, mit WZ gemessene Abnahmen aus über das Rohrnetz verteilten Hydranten in Zeiten des geringsten Verbrauchs, etwa ab 23.30 Uhr, auf die Dauer von 1/2 Stunde für jeden Belastungsfall derart entnommen, dass Druckabsenkungen von 3 bar und mehr erreicht werden. Gemessen werden dabei alle Zuflüsse, die für die Untersuchung festgelegten Abnahmen und solche von Großabnehmern, ferner WSp der Zufluss-Behälter. Durch Wechsel der Abnahmemengen und der Entnahmestellen sind verschiedene Belastungsfälle darstellbar.

Nach DVGW-Arbeitsblatt GW 303 ist die zulässige Einzelabweichung a=2 % des Ruhedrucks, bzw. 2 m WS, ferner muss die Bedingung erfüllt sein:

$$-a/\sqrt{n} \leq U \leq a/\sqrt{n} + a/\sqrt{n} \text{ , mit } U = \sum_i^n (p_m - p_e) / n$$

U = Erwartungswert der Druckabweichung, n = Anzahl der Druckmessstellen, p_m = gemessener Druck, p_e = errechneter Druck, a = zulässige Abweichung der Einzelmessung.

Mit den bei der Druckmessung erhaltenen Werten werden die Vergleichsrechnungen durchgeführt, um daraus die k_i Werte des Rohrnetzes bzw. der Stränge zu erhalten. Sind große Abweichungen vorhanden, muss geprüft werden, ob die eingegebenen Grunddaten des Rohrnetzes richtig sind, z. B. Fehler in DN, L, Höhenlage, ferner ob der k_i Wert durch nicht erkannte Betriebsunterschiede, wie geschlossene oder teilgeschlossene Schieber, unterschiedliche Ablagerungen in den Strängen, schadhafte Armaturen, unbekannte Abnahmen und Leckstellen beeinflusst ist. Diese Fehler müssen zunächst behoben werden, dann ist der k_i Wert zu verändern, bis eine ausreichende Übereinstimmung zwischen Rechnung und Messung vorhanden ist.

Planungsrechnung – Mit den aus der Vergleichsrechnung erhaltenen Werten ist der hydraulische Zustand eines Rohrnetzes bestimmt. Hieraus kann entnommen werden, ob für die vorhandene Belastung des Rohrnetzes oder für geplante zusätzliche Belastungen Mängel vorhanden sind, wie unzureichender Druck an einzelnen Stellen, zu große Geschwindigkeit, Stagnieren des Wassers, ferner wie zweckmäßig Erweiterungen durchzuführen sind, z. B. zur Verbesserung der Druckverhältnisse, zur Versorgung zusätzlicher Großabnehmer, Erhöhung der Druckverhältnisse bei erhöhter Löschwasserbereitstellung, Versorgung neuer Wohngebiete u. a. Die der Planungsrechnung eingegebenen Daten und die errechneten Werte werden in Listen zusammengestellt, die für jeden Betriebszustand erhaltenen Werte werden in den Rechenetzplan, **Abb. 7-94**, bzw. Belastungsplan, **Abb. 7-93**, eingetragen, und zwar:

- am Strang: Durchfluss Q l/s, Fließrichtung, v m/s, Druckverlust h_v m
- am Knoten: Druckhöhe NN, Geländehöhe NN, Druckhöhe über Gelände m.

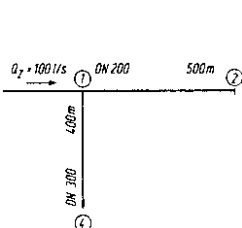


Abb. 7-92: Aufteilung der Zu- und Abflüsse an einem Knoten

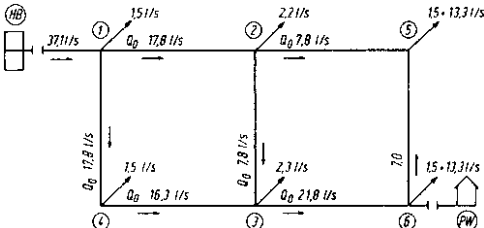


Abb. 7-93: Belastungsplan, Betriebszustand 3, vermaschtes Rohrnetz

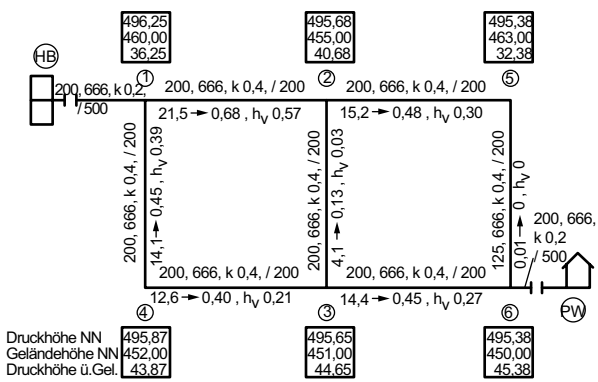


Abb. 7-94: Rechenetzplan, Betriebszustand 3, vermaschtes Rohrnetz

Auch die Rohrnetzberechnung nach dem Durchflussausgleich erfolgt heute hauptsächlich mittels EDV Programmen bei denen die Eingabe aller Daten von bestehenden Anlagen bis hin zur Eingabe von Pumpen mit ihren Kennlinien möglich ist.

7.5.7 Rohrnetzberechnung unter Verwendung geographischer Informationssysteme

In immer mehr Wasserversorgungsunternehmen werden die technischen Anlagen und ihre Sachdaten mit den geographischen Daten verknüpft, so dass sogenannte Geografische Informationssysteme entstehen (GIS). Im GIS ist ein Großteil der für die Rohrnetzberechnung erforderlichen Daten bereits digital vorhanden. Es empfiehlt sich deshalb, GIS und Rohrnetzrechenprogramm zu verknüpfen.

Durch die automatische Übergabe der Basisdaten kann der Aufwand für die Netzmodellierung minimiert werden. Die Übertragung der Rechenergebnisse ins GIS ermöglicht deren anschauliche Darstellung im Bestandslageplan.

Durch GIS-gestützte Rohrnetzberechnung wird die Anlage und Verwaltung redundanter Daten vermieden und die Qualität des Rechenmodells und des GIS-Datenbestandes steigt durch die gegenseitige Verifizierung der Daten. Einzelheiten zur Verknüpfung von GIS und Rohrnetzrechenprogrammen finden sich im DVGW-Hinweis GW 303-2.

7.5.8 Bemessen und Berechnen von Anschlussleitungen

(s. auch DVGW-Merkblatt W 404 und DVGW-Arbeitsblatt W 410)

Die Berechnung der Anschlussleitung erfolgt i. d. R. durch das WVU.

Bemessungsgrundlagen sind der Spitzenvolumenstrom V_S und die technisch wirtschaftlich günstigste Fließgeschwindigkeit. Als Mindest-DN ist DN 25 einzuhalten. Im Hinblick auf die meist hohen Kosten für Rohrgraben, Straßenaufbruch und Wiederherstellen, Mauerdurchführung usw. sind die Materialkosten der Rohrleitung gering, so dass sich Einsparungen durch Wahl von kleinem DN kostenmäßig nicht lohnen. Die Druckhöhenverluste der Formstücke werden berechnet aus:

$$h_v = \zeta \cdot v^2 / 2g$$

Für eine Ventilanbohrschelle + Wasserzählereingangsventil (Schrägsitz) + Wasserzählerausgangsventil mit Rückflussverhinderer ergibt sich die Summe der Verlustbeiwerte nach (**Tab. 7-75**) zu:

$$\zeta = 5 + 2 + 5 = 12$$

Für Formstücke meist mind. $2 \cdot 90^\circ$ Bogen:

$$\zeta = 2 \cdot 0,3 = 0,6;$$

somit:

$$h_v = \zeta \cdot v^2 / 2g = (12 + 0,6) \cdot 1,44^2 / (2 \cdot 9,81) = 1,332 = 133 \text{ mbar};$$

Zur Vereinfachung wird für ein *Eigenheim mit Einliegerwohnung und zentraler Trinkwassererwärmung* (gem. DIN 1988 (3) Bbl. 1/Seite 2 bzw. der im nachfolgenden Abschnitt 7.3.7.4 aufgeführten Berechnung) ein Spitzendurchfluss von 1,22 l/s ($= 4,39 \text{ m}^3/\text{h}$) die Anschlussleitungs-Länge von 12,5 m sowie der Mindestversorgungsdruck am Anschluss an die Versorgungsleitung von 4000 mbar zugrunde gelegt. Gewählt wird ein Wasserzähler mit Nenndurchfluss $2,5 \text{ m}^3/\text{h}$ (max. Durchfl. $= 5 \text{ m}^3/\text{h}$) damit V_S nach **Tab. 7-70**. Der Druckverlust im WZ beträgt:

$$\Delta p_{wz} = p_g \frac{V_S^2}{V_g^2} = 700 \frac{4,39^2}{5^2} = 540 \text{ mbar};$$

Druckverlust für den Filter, gewählt Nenndurchfluss $V = 1,4 \text{ l/s} = V_g$ und dem zugehörigen Druckverlust $\Delta_p = 200 \text{ mbar}$;

$$\Sigma p_{FIL} = p_g \frac{V_s^2}{V_g^2} = 200 \cdot \frac{1,22^2}{1,4^2} = 152 \text{ mbar} ;$$

Zusammenstellung Beispiel Anschlussleitung:

- 1. Spitzenvolumenstrom $V_s = 1,22 \text{ l/s}$
- 2. Für $v < 2 \text{ m/s}$ gewählt PE 100 DN 32
(**Tab. 7-23/2**) $7,54 \text{ mbar/m}$
somit Druckhöhenverlust $\Delta p = 12,5 \cdot 7,54 = 95 \text{ mbar}$;
- 3. Wasserzähler (siehe oben) $\Delta p_{w_z} = 540 \text{ mbar}$;
- 4. Filter (siehe oben) $h_v = 152 \text{ mbar}$;
- 5. Formstücke und Armaturen (siehe oben) 133 mbar ;
- $\Sigma p_{anschl} = 920 \text{ mbar}$;

Sofern für die nachfolgende Trinkwasserinstallation keine Angaben vorliegen, schlägt DIN 1988 einen pauschalen Ansatz von 200 mbar für die Anschlussleitung vor. Davon ist für die Einzelwiderstände 40 % in Abzug zu bringen, so dass ein Restwiderstand von insgesamt 120 mbar zur Verfügung steht und schließlich für die Leitungslänge von 1 m ein:

$$R_{verf} = \frac{\text{Restwid.}}{\text{AL-Länge}} = \frac{120}{12,5} = 9,6 \text{ mbar / m}$$

Das ergibt nach **Tab. 7-23/2**, für PE-HD DN 32 einen Spitzendurchfluss von rd. $1,4 \text{ l/s}$ bei $R = 9,7 \text{ mbar/m}$.

Rohrreibungsgefälle „R“ und Fließgeschwindigkeit „v“ für Anschluss- und Verbrauchsleitungen
(Auszug aus DIN 1988 (3) für DN 10 bis DN 50 in **Tab. 7-35/1 bis 7**)

Tab. 7-35/1: DN 10 ($V/l = 0,12 \text{ l/m}$)

Q	St - DIN 2440		R = J _v (mbar/m)		Kupferrohre	
			Edelstahl		nach DIN EN 1057	
	d _i 12,5 mm		ABI. W 541		d _i 13 mm	
l/s	k = 0,15		k = 0,1		k = 0,0015	
	R	v	R	v	R	v
	mbar/m	m/s	mbar/m	m/s	mbar/m	m/s
0,01	0,2	0,1			0,2	0,08
0,05	3,4	0,4	2,2	0,4	2,2	0,38
0,10	12,3	0,8	7,3	0,8 □ 7,3	0,8	0,15
26,6	1,2	14,8	1,1	14,8	1,1	0,20
46,2	1,6	24,5	1,5	24,5	1,5	0,25
71,2	2,0	36,2	1,9	36,2	1,9	0,30
101,6	2,4	49,9	2,3	49,9	2,3	0,35
137,3	2,9	65,6	2,6	65,6	2,6	0,40
178,3	3,3	83,1	3,0	83,1	3,0	0,45
224,8	3,7	102,4	3,4	102,4	3,4	0,50
276,5	4,1	123,6	3,8	123,6	3,8	0,55
333,7	4,5	146,5	4,1	146,5	4,1	0,60
396,1	4,9	171,1	4,5	171,1	4,5	0,65
464,0	5,3	197,5	4,9	197,5	4,9	

Tab. 7-35/2: DN 15 ($V/l = 0,20 \text{ l/m}$)

Q	St - DIN 2440		R = J _v (mbar/m)		Kupferrohre nach DIN EN 1057	
	d _i 16 mm k = 0,15		Edelstahl ABl. W 541 d _i = 16 mm k = 0,1		d _i = 16 mm k = 0,0015	
	R	v	R	v	R	v
l/s	mbar/m	m/s	mbar/m	m/s	mbar/m	m/s
0,05	1,0	0,25	0,8	0,25	0,8	0,25
0,10	3,5	0,5	2,7	0,5	2,7	0,5
0,15	7,5	0,7	5,5	0,7	5,5	0,7
0,20	12,9	1,0	9,1	1,0	9,1	1,0
0,30	28,0	1,5	18,5	1,5	18,5	1,5
0,40	43,8	2,0	30,8	2,0	30,8	2,0
0,50	75,4	2,5	45,7	2,5	45,7	2,5
0,60	107,7	3,0	63,2	3,0	63,2	3,0
0,70	145,7	3,5	83,2	3,5	83,2	3,5
0,80	189,5	4,0	105,6	4,0	105,6	4,0
0,90	239,0	4,5	130,3	4,5	130,3	4,5
1,00	294,2	5,0	157,4	5,0	157,4	5,0

Tab. 7-35/3: DN 20 ($V/l = 0,31 \text{ l/m}$)

Q	St - DIN 2440		R = J _v (mbar/m)		Kupferrohre nach DIN EN 1057	
	d _i = 21,6 mm k = 0,15		Edelstahl ABl. W 541 d _i = 25,6 mm k = 0,1		d _i = 20 mm k = 0,0015	
	R	v	R	v	R	v
l/s	mbar/m	m/s	mbar/m	m/s	mbar/m	m/s
0,05	0,2	0,14	0,3	0,2	0,3	0,16
0,10	0,8	0,3	1,0	0,3	1,0	0,3
0,20	2,8	0,5	3,3	0,6	3,2	0,6
0,30	6,0	0,8	6,5	1,0	6,4	1,0
0,40	10,3	1,1	10,8	1,3	10,6	1,3
0,50	15,8	1,4	16,0	1,6	15,7	1,6
0,60	22,5	1,6	22,2	1,9	21,7	1,9
0,70	30,3	1,9	29,1	2,2	28,5	2,2
0,80	39,3	2,2	37,0	2,5	36,2	2,5
0,90	49,4	2,5	45,6	2,9	44,6	2,9
1,00	60,7	2,7	55,1	3,2	53,9	3,2
1,10	73,2	3,0	65,3	3,5	63,9	3,5
1,20	86,8	3,3	76,3	3,8	74,7	3,8
1,30	101,6	3,5	88,1	4,1	86,2	4,1
1,40	117,5	3,8	100,6	4,5	98,4	4,5
1,50	134,6	4,1	113,9	4,8	111,4	4,8
1,60	152,8	4,4	127,9	5,1	125,1	5,1
1,85	203,5	5,0				

Tab. 7-35/4: DN 25 ($V/l = 0,49 \text{ l/m}$)

Q	St - DIN 2440		R = J _v (mbar/m)		Kupferrohre nach DIN EN 1057	
	d _i = 27,2 mm k = 0,15		Edelstahl ABI. W 541 d _i = 25,6 mm k = 0,1		d _i = 25 mm k = 0,0015	
	R	v	R	v	R	v
l/s	mbar/m	m/s	mbar/m	m/s	mbar/m	m/s
0,10	0,3	0,2	0,3	0,2	0,3	0,2
0,20	0,9	0,3	1,1	0,4	1,1	0,4
0,30	1,9	0,5	2,1	0,6	2,2	0,6
0,40	3,2	0,7	3,6	0,8	3,7	0,8
0,50	4,8	0,9	5,3	1,0	5,4	1,0
0,70	9,2	1,2	9,5	1,4	9,8	1,4
1,0	18,3	1,7	17,9	2,0	18,5	2,0
1,25	28,2	2,15	26,7	2,5	27,5	2,5
1,5	40,2	2,6	37,0	3,1	38,1	3,1
1,75	54,5	3,0	46,3	3,5	50,2	3,6
2,0	70,7	3,4	62,0	4,1	63,9	4,1
2,25	83,2	3,9	76,5	4,6	82,1	4,7
2,5	109,7	4,3	92,5	5,1	95,4	5,1
2,75	132,5	4,7				
3,0	157,2	5,2				

Tab. 7-35/5: DN 32 ($V/l = 0,80 \text{ l/m}$)

Q	St - DIN 2440		R = J _v (mbar/m)		Kupferrohre nach DIN EN 1057	
	d _i = 35,9 mm k = 0,15		Edelstahl ABI. W 541 d _i = 32 mm k = 0,1		d _i = 32 mm k = 0,0015	
	R	v	R	v	R	v
l/s	mbar/m	m/s	mbar/m	m/s	mbar/m	m/s
0,2	0,2	0,2	0,3	0,2	0,3	0,2
0,5	1,2	0,5	1,7	0,6	1,7	0,6
1,0	4,4	1,0	5,7	1,2	5,7	1,2
1,5	9,5	1,5	11,7	1,9	11,7	1,9
2,0	16,7	2,0	19,5	2,5	19,5	2,5
2,5	25,7	2,5	29,1	3,1	29,1	3,1
3,0	36,7	3,0	40,4	3,7	40,4	3,7
3,5	49,7	3,5	53,4	4,4	53,4	4,4
4,0	64,7	4,0	67,8	5,0	67,8	5,0
4,5	81,4	4,4				
5,0	100,4	4,9				

Tab. 7-35/6: DN 40 ($V/I = 1,19 \text{ l/m}$)*

Q	St - DIN 2440		R = J_v (mbar/m)		Kupferrohre nach DIN EN 1057	
	$d_i = 41,8 \text{ mm}$ $k = 0,15$		Edelstahl ABl. W 541 $d_i = 39 \text{ mm}^*)$ $k = 0,1$		$d_i = 39 \text{ mm}^*)$ $k = 0,0015$	
l/s	R	v	R	v	R	v
	mbar/m	m/s	mbar/m	m/s	mbar/m	m/s
0,2	0,1	0,1	0,1	0,2	0,1	0,2
0,5	0,6	0,4	0,7	0,4	0,7	0,4
1,0	2,0	0,7	2,2	0,8	2,2	0,8
1,5	4,4	1,1	4,6	1,3	4,6	1,3
2,0	7,6	1,5	7,6	1,7	7,6	1,7
2,5	11,7	1,8	11,3	2,1	11,3	2,1
3,0	16,7	2,2	15,6	2,5	15,6	2,5
3,5	22,5	2,6	20,6	2,9	20,6	2,9
4,0	29,2	2,9	26,2	3,3	26,2	3,3
4,5	36,8	3,3	32,3	3,8	32,3	3,8
5,0	45,3	3,6	39,1	4,2	39,1	4,2
5,5	54,6	4,0	46,5	4,6	46,5	4,6
6,0	64,8	4,4	54,4	5,0	54,4	5,0
6,8	83,0	5,0				

Tab. 7-35/7: DN 50 ($V/I = 1,96 \text{ l/m}$)*

Q	St - DIN 2440		R = J_v (mbar/m)		Kupferrohre nach DIN EN 1057	
	$d_i = 53 \text{ mm}$ $k = 0,15$		Edelstahl ABl. W 541 $d_i = 51 \text{ mm}$ $k = 0,1$		$d_i = 50 \text{ mm}$ $k = 0,0015$	
l/s	R	v	R	v	R	v
	mbar/m	m/s	mbar/m	m/s	mbar/m	m/s
0,5	0,2	0,2	0,3	0,3	0,2	0,3
1,0	0,6	0,5	0,7	0,5	0,7	0,5
1,5	1,3	0,7	1,4	0,8	1,4	0,8
2,0	2,3	0,9	2,3	1,0	2,3	1,0
2,5	3,4	1,1	3,4	1,3	3,5	1,3
3,0	4,9	1,4	4,6	1,5	4,7	1,5
3,5	6,6	1,6	6,2	1,8	6,3	1,8
4,0	8,5	1,8	7,7	2,0	7,9	2,0
4,5	10,7	2,0	9,6	2,3	9,0	2,2
5,0	13,2	2,3	11,6	2,5	11,8	2,5
6,0	18,8	2,7	16,1	3,1	16,4	3,1
7,0	25,4	3,2	22,3	3,7	21,7	3,6
8,0	33,1	3,6	27,0	4,1	27,6	4,1
9,0	41,7	4,1	33,5	4,6	34,2	4,6
10,0	51,3	4,5	40,6	5,1	41,4	5,1
11,0	61,9	5,0				

7.5.9 Statische Beanspruchung von Rohren

7.5.9.1 Allgemeines

Rohre im Wasserleitungsbau werden beim Transport, bei der Verlegung und in der endgültigen Lage statisch beansprucht. Die statischen Beanspruchungen der Rohre durch den Transport und die Verlegearbeiten sind i. a. kleiner als die im Betrieb, wenn Transport und Verlegung sachgemäß ausgeführt werden. In Sonderfällen, z. B. für den Transport dünnwandiger Großrohre, kann ein statischer Nachweis für die Transportlagerung und Sicherung gegen Deformierung erforderlich werden. Das frei verlegte Rohr, z. B. in Rohrkellern, bei der Anhängung an Brücken u. a., wird durch den Innendruck, durch die Rohrlast und Wasserlast beansprucht, beim erdverlegten Rohr kommen die Belastung aus der Erdüberfüllung, der Verkehrslast und gegebenenfalls durch das Grundwasser hinzu.

Weitere statische Beanspruchungen können durch Temperatur hervorgerufen werden, z. B. Spannungen infolge Verhinderung der Längenausdehnung, Erhöhung der Belastung durch Bodenfrost, Hebung von frostgefährdeten Böden. Diese Temperaturbeanspruchungen sollen aber durch ausreichende Erdüberdeckung, Wärmeisolierung und Einbau von Dehnungsstücken klein gehalten werden. Sie werden im Folgenden nicht weiter berücksichtigt.

Bei den metallischen Rohren ist heute die Auskleidung mit Zementmörtel als innerer Korrosionsschutz üblich. Es wird aber empfohlen, diese ZM-Schicht bei der statischen Beanspruchung der Rohre nicht als statisch mitwirkend zu berücksichtigen.

7.5.9.2 Beanspruchung durch Innendruck

7.5.9.2.1 Größe der Belastung

Maßgebend für die Beanspruchung durch den Innendruck ist der größte auftretende Innendruck, dies ist der Prüfdruck, z. B. bei Rohren für MDP 10 beträgt der Prüfdruck 15 bar. Es ist zu beachten, dass der größte Betriebsdruck + Druckstoß kleiner als MDP sein muss.

Bei Änderung des Durchflusses (z. B. durch beabsichtigte Schalt- oder Regelvorgänge oder durch unbeabsichtigte Störungsfälle), werden durch die Massenträgheit des Wassers Druckstöße erzeugt. Druckstöße sind Wellenerscheinungen, deren Ausbreitungsgeschwindigkeit als Druckwellengeschwindigkeit a bezeichnet wird (**Tab. 7-36**). Die Druckwellengeschwindigkeit für Rohre mit veränderter Längsdehnung (= erdverlegte Rohre) errechnet sich zu:

a) für dünnwandige Rohre mit $s/d \leq 0,04$:

$$a = \sqrt{\frac{1}{\gamma F} \cdot \frac{g}{\frac{1}{E_w} + \frac{d_i}{s \cdot E_R} \cdot (1 - \mu^2)}}$$

b) für dickwandige Rohre mit $s/d > 0,04$:

$$a = \sqrt{\frac{1}{\gamma F} \cdot \frac{g}{\frac{1}{E_w} + \frac{2}{E_R} \cdot \frac{(1 - \mu) d_a^2 + (1 - 2\mu) d_i^2}{d_a^2 - d_i^2}}}$$

In kürzeren Leitungen wird die Ausbildung des maximalen Druckstoßes am Wellenkopf („Joukowsky-Stoß“) durch bereits vor dem Totalabschluss eintreffende Reflexionen verhindert.

Bei verzweigten Leitungen verringert sich der Druckstoß um den Druckstoßfaktor s (= Verhältnis des durchfließenden Druckstoßanteils zum einlaufenden Druckstoß) nach der Formel:

$$s = \frac{2 \cdot \frac{f_k}{p_k \cdot d_k}}{\sum_{i=1}^n \frac{f_i}{p_i \cdot d_i}}$$

wobei f=lichter Durchmesser, die Indizes k betreffen das Rohr, in dem der Druckstoß einläuft, und i alle einlaufenden Rohre, also auch das von k beinhaltet.

Aus diesen Gründen kann für verzweigte und vermaschte Rohrnetze im Regelfall auf eine besondere hydraulische Untersuchung verzichtet werden. Es empfiehlt sich aber, wegen der unvermeidbaren Druckschwankungen, den Berechnungsdruck 2 bar über dem höchsten Druck im stationären Betrieb anzusetzen.

Bei langen Fernleitungen kann dagegen wegen der langen Laufzeit der Reflexionen der Joukowsky-Stoß erreicht und danach in einen steten allmählichen Druckanstieg übergehen. Wie auch **Abb. 7-95** zeigt, überlagern sich die Druckstöße dem stationären Betriebsüberdruck so, dass es durch hohe Spannungsspitzen zu kritischen Rohrbelastungen kommt oder dass sie das Druckniveau so absenken, dass es zum Abreißen der Flüssigkeitssäule kommen kann. Bei längeren Rohrfernleitungen bedarf es deshalb, schon im Rahmen der Planung, einer Druckstoßberechnung zur Beurteilung der möglichen Druckänderungen und nach Fertigstellung der Rohrleitungsanlage einer Messung der Druckänderungen. Über Art und Umfang der Berechnung und der Messung der Druckänderungen gibt das DVGW-Arbeitsblatt W 303 („Dynamische Druckänderungen in Wasserversorgungsanlagen“) Auskunft.

Die möglichen Druckänderungen beanspruchen das Rohr ggf. auf seine Schwellfestigkeit. Für Stahlrohre kann diese nach DIN 2413 – Geltungsbereich III – rechnerisch nachgewiesen werden (siehe Beispiel im nächsten Abschn.). Für andere Rohrwerkstoffe sollte vom Rohrhersteller ein entsprechender Nachweis gefordert werden.

Tab. 7-36: Vergleich der Fortpflanzungsgeschwindigkeit a für Rohre DN 500 aus verschiedenen Werkstoffen und mit behinderter Längsdehnung

Rohrart:	da · s	s/d	a
Stahl	508 · 6,3	0,01	1 096 m/s
GGG (K10)	532 · 10	0,02	1 306 m/s
SpB	610 · 55	0,09	1 209 m/s
AZ PN 10	564 · 32	0,06	1 060 m/s
PVC	560 · 26,7	0,05	511 m/s

7.5.9.2.2 Spannungen durch Radialkräfte

Der jeweils senkrecht und damit radial auf die Rohrrinnenwand wirkende Innendruck erzeugt Zugspannungen in der Rohrwand, etwas größere an der Rohr-Außenwandfaser gegenüber der Innenwandfaser. Da bei den Rohren für die Wasserversorgung die Wanddicke s verhältnismäßig klein gegenüber dem Rohrdurchmesser ist, wird i. a. vereinfacht für die Berechnung der Zugkraft in der Wand D = D_a gewählt. Die Ringzugspannung s_R errechnet sich:

$$\sigma_R = W/A = p \cdot D_a \cdot L / (2 \cdot s \cdot L)$$

wobei: p = Innendruck in N/mm² (mit 1 N/mm² = 10 bar), D_a = tatsächlicher Außendurchmesser mm, s = Wanddicke mm, L = betrachtete Rohrlänge mm.

Beispiel: GGG - K 9, DN 400, D_a = 429 mm, s = 8,1 mm, ausgelegt für PN 10 mit Prüfdruck 15 bar, p = 1,5 N/mm²

$$s_R = 1,5 \cdot 429 / (2 \cdot 8,1) = 39,72 \text{ N/mm}^2$$

Die Berstfestigkeit beträgt bei GGG 300 N/mm²

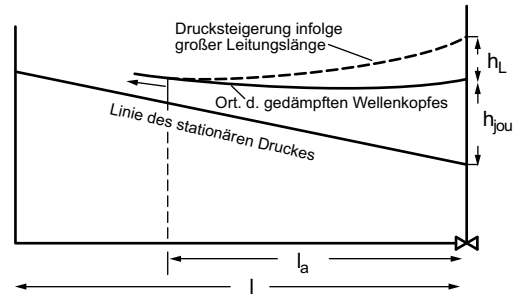


Abb. 7-95: Druckverlauf nach plötzlichem Abschluss am Leitungsende

7.5.9.2.3 Bemessung der Wanddicken von Druckrohren

Für die Bemessung der Wanddicken von Druckrohren wird von dem maximalen Systembetriebsdruck MDP, der Berstfestigkeit, oder Ringzugfestigkeit, oder Streckgrenze ausgegangen und ein Sicherheitsbeiwert berücksichtigt. In der Regel werden zu dieser so errechneten Wanddicke noch Zuschläge gemacht, wie bei GGG-Rohren für Maß-Toleranzen und Gusshaut, bei geschweißten Stahlrohren für Wertigkeit der Schweißnaht, Maß-Toleranzen, Korrosion und Abnutzung usw. Die Wanddicke wird berechnet:

GGG-Rohre – die Wanddicke wird wie folgt berechnet:

$$s = p \cdot D_a / (2 \cdot \sigma_B \cdot 1/S + p) + (1,3 + 0,001 \text{ DN}) + 1,5 \text{ [mm]}$$

mit: s = Wanddicke mm, p = Innendruck N/mm^2 , σ_B = Berstfestigkeit 300 N/mm^2 , S = Sicherheitsbeiwert = 2,3, $(1,3 + 0,001 \text{ DN})$ = Zuschlag für Wanddickentoleranz, 1,5 mm = Zuschlag für Gusshaut.

Beispiel: GGG - K 9, DN 400, $D_a = 429$, $p = 25 \text{ bar} = 2,5 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_B = 300 \text{ N/mm}^2$ $s = 2,5 \cdot 429 / (2 \cdot 300 \cdot 1/2,3 + 2,5) + (1,3 + 0,001 \cdot 400) = 7,27 \text{ mm}$

Das GGG-Rohr K 9 hat $s = 8,1 \text{ mm}$, ist also für MDP 25 ausreichend, das GGG-Rohr Klasse 40 hat $s = 7,8 \text{ mm}$ und ist ebenfalls für MDP 25 ausreichend, Das GGG-Rohr Klasse 30 hat $s = 6,5 \text{ mm}$ und ist für MDP 25 nicht mehr ausreichend (gilt für derzeit handelsübliche Rohre der Hersteller Buderus und Saint Gobain PAM Deutschland)

Nach DIN EN 545 wird die Wanddicke für Rohre K 9 nach der Formel $s = 4,5 + 0,009 \text{ DN}$ ($s_{\min} = 6,0 \text{ mm}$) vereinfacht berechnet. Für die Rohre Klasse 30 und Klasse 40 gelten die Mindestwanddicken nach **Tab. 7-37**.

Tab. 7-37: Mindestwanddicken für duktile Gussrohre nach DIN EN 545

DN	Mindestwanddicke	
	Klasse 30	Klasse 40
80		3,0
100		3,0
125		3,0
150		3,0
200		3,1
250		3,9
300		4,6
350	4,7	5,3
400	4,8	6,0
500	5,6	7,5
600	6,7	8,9
700	7,8	10,4

Stahlrohre – die Wanddicke wird nach DIN 2413 berechnet.

- für vorwiegend ruhende Beanspruchung und bis 120 °C (Geltungsbereich I):

$$s = D_a - p / (2 \sigma_{zul} \cdot v_n) + c_1 + c_2$$

wobei $\sigma_{zul} = K/S$; K = Festigkeitskennwert (= Streckgrenze des Werkstoffes); S = Sicherheitsbeiwert (abhängig von der Werkstoffart, Rohrabnahme u. Betriebssicherheit); v_n = Wertigkeit der Schweißnaht (Rohre für die Wasserversorgung sollten mind. 0,9, im besonderen Falle 1,0 aufweisen); c_1 = zul. Wanddickentoleranz und c_2 = Zuschlag für Korrosion und Abnutzung, (für Wasserrohrleitungen wird i. d. Regel $c_1 + c_2 = 10$ mm gewählt.)

- für schwellende Belastung (Geltungsbereich III):

Stahlrohre für längere Wasserfernleitungen sollten mindestens für eine Zeitschwingfestigkeit von 50 Betriebsjahren berechnet werden. $\sigma_{zul} = \sigma_{sch}/S$; σ_{sch} kann für Zeitschwing- bzw. Dauerschwellfestigkeit, entsprechend der Stahlsorte und Schweißart der DIN 2413 entnommen werden, ebenso der Wert $s \cdot \hat{p} - \check{p}$ ist die Schwellbreite, der im Betrieb vorkommenden Druckschwankungen.

Beispiel: Stahlrohr $D_a = 508$ mm; L235 ($K = 235$ N/mm²); UP-geschweißt; Berechnungsdruck 25 bar (2,5 N/mm²); bei 3 Schaltvorgängen/Tag Druckschwankungen max. 25–15 bar und abklingender Schwingbreite.

Geltungsbereich I:

$$\sigma_{zul} = 235/1,5 = 157 \text{ N/mm}^2 \quad (S = \text{lt. DIN 2413})$$

$$s = 508 \cdot 2,5 / (2 \cdot 157 \cdot 1,0) + 1,0 = 5,04 \text{ mm};$$

nächste Normwanddicke (DIN 2458) = 5,6 mm;

Geltungsbereich III:

mögliche Bruchlastspielzahl $n_B = S_L \cdot n = 10 \cdot 3 \cdot 365 \cdot 50 = 5,5 \cdot 10^5$ wobei $S_L = 10$ für Lastspiele unterschiedl. Schwingbreite (DIN 2413). Für n_B u. St 37.4 nach DIN 2413 (Wöhlerkurve, UP-geschw. Rohre) ergibt sich für Zeitschwingbruch $\sigma_{Sch} = \sigma_{zul} = 105$ N/mm²; damit

$$s = \frac{508}{\frac{2 \cdot 105}{1,5} - 1} + 1,0 = 4,65 \text{ mm}$$

Das nach Geltungsbereich I berechnete St-Rohr 508 · 5,6 ist auch für die geforderte Zeitschwingbeanspruchung ausreichend bemessen.

PVC-Rohre – die Wanddicke s wird berechnet nach DIN 8061:

$$s = p \cdot D_i / (2 \cdot \sigma_{zul} + p) + c$$

$$\sigma_{zul} \text{ bei PVC } 100 = 10 \text{ N/mm}^2$$

$$c = \text{Zuschlag für zul. Abweichung der Wanddicke} = 0,1 \cdot s + 0,2 \text{ mm}$$

Beispiel: PVC DN 200, PN 10

$$s = 1 \cdot 200 / (2 \cdot 10 + 1) + c$$

$$s = 9,52 + 0,95 + 0,20 = 10,67 \text{ mm}$$

Die Wanddicke beträgt nach DIN $s = 10,8$ mm.

Analog werden Rohre aus anderem Rohrwerkstoff mit den hierfür geltenden Festigkeiten, Sicherheitsbeiwerten und Zuschlägen bemessen, die in den zuständigen DIN-Normen enthalten sind.

7.5.9.2.4 Beanspruchung durch Axialkräfte

Der allseitig wirkende Wasserdruck erzeugt außer den Radialkräften auch beidseits gerichtete Axialkräfte, die sich auf Rohrab schlüsse, wie Blindflansche, geschlossene Absperrorgane, Drosselstellen, aber auch auf jede Abweichung von der Geraden, wie horizontale und vertikale Krümmer sowie auf

Reduktionen auswirken. Die Berechnung dieser Kräfte und die erforderlichen Maßnahmen zur Aufnahme dieser Kräfte, wie Krümmersicherungen, längskraftschlüssige Rohrverbindungen u. a. sind in Abschn. 7.6.2.2.8 beschrieben.

7.5.9.3 Beanspruchung erdverlegter Rohre durch äußere Kräfte

7.5.9.3.1 Allgemeines

Das erdverlegte Rohr wird durch Eigenlast, Wasserfüllung, Erdlast, Wasserauftrieb bzw. Wasserdruk von außen bei hohem Grundwasser und durch Lasten auf der Erdoberfläche, allgemein als Verkehrslasten bezeichnet, belastet. Diese Lasten wirken quer zur Rohrachse auf den Rohrquerschnitt und erzeugen Momente und Normalkräfte, woraus die Spannungen an den jeweils ungünstigsten Punkten, meist Scheitel, Kämpfer oder Sohle, berechnet werden. Die Lasten erzeugen in Längsrichtung des Rohres Biegebeanspruchungen, wenn das Rohr nicht völlig gleichmäßig eben auf der Rohrgrabensohle aufliegt. Dies kann bei Untergrabungen von erdverlegten Rohrleitungen, bei der Lagerung der Rohre auf Pfahljochen, bei der unsachgemäßem Verlegen der Rohre oder wenn der Rohrgraben unsachgemäß verfüllt wurde der Fall sein. Hieraus ist ersichtlich, wie wichtig das gleichmäßige Aufliegen der Rohre ist und eine einwandfreie Bettung ist.

Die statische Berechnung des erdverlegten Rohres ist kompliziert, weil die Belastungen und Beanspruchungen von vielen, sehr unterschiedlichen Faktoren abhängen. Die statische Berechnung ist in erster Linie für Freispiegelleitungen d. h. für drucklose Rohre notwendig, da sie geringere Wanddicken als die Druckrohre besitzen. Die für die Wasserversorgung benutzten genormten Rohre benötigen i. d. R. für die Verkehrsbelastung SLW 60 (höchster Belastungswert für Verkehr) und für normale Verlegungstiefen von mindestens 1,20 m bis höchstens 4,0 m Erdüberdeckung keine Überprüfung der Außendruckfestigkeit. Die Mindest- und die Höchstüberdeckung bei Verkehrslast SLW 60 ist für GGG-Rohre in DIN EN 545 (z. B. für Klasse 9 Überdeckung von 0,60 m bis 10,0 m) für Stahlrohre im VdTÜV-Merkbl. 1063 festgelegt.

Die früheren Berechnungsverfahren beruhen auf den Untersuchungen von *Marston*, die neueren Berechnungsverfahren sind im Wesentlichen von den Untersuchungen von *Wetzel* abgeleitet. Vom Unterausschuss Fernleitungen des deutschen Ausschusses für brennbare Flüssigkeiten wurde die „Technische Richtlinie zur statischen Berechnung eingerdeter Stahlrohre“ erstellt, welche für Fernleitungen zur Beförderung gefährdender Flüssigkeiten gilt (1975). Zur Zeit liegt ferner das Berechnungsverfahren der statischen Berechnung erdverlegter Kanalisationsrohre nach der Schweizer SIA-Norm 190 vor (siehe 3R 1/2/82 *Heierli* und *Yang*: Die statische Berechnung erdverlegter Kanalisationsrohre), ferner die Richtlinie für die statische Berechnung von Entwässerungskanälen und -leitungen, DWA-Regelwerk, Arbeitsblatt A 127 v. Dez. 88. Der DVGW hat für diesen Bereich noch kein eigenes Arbeitsblatt herausgegeben, es ist daher zweckmäßig, auch für Wasserleitungen das ATV-Arbeitsblatt A 127 zu verwenden. *Heierli* hat darauf hingewiesen, dass die Berechnung nach SIA Norm 190 ähnliche Werte liefert. Allgemein besteht die Tendenz, von dem früher üblichen Nachweis der Tragfähigkeit abzugehen und, wie im Ingenieurbau allgemein üblich, Spannungen und Sicherheiten im Rohrmaterial nachzuweisen. Im Folgenden wird daher im Wesentlichen vom Arbeitsblatt A 127 ausgegangen und die Berechnung gleichzeitig an einem Beispiel dargestellt. Im Bedarfsfall ist es unerlässlich, das ATV-Arbeitsblatt A 127 beizuziehen.

7.5.9.3.2 Grundformen der Belastung des erdverlegten Rohres

Die Belastung des erdverlegten Rohres ist abhängig von der Bodenart, der Art der Herstellung und Verfüllung des Rohrgrabens und der Art der Rohrlagerung. Nach A 127 werden die verschiedenen Möglichkeiten jeweils in 4 Grundformen zusammengefasst.

Bodenarten (Kurzzeichen nach DIN 18196)

Gruppe 1: Nichtbindige Böden (GE, GW, Gl, SW, SI)

Gruppe 2: Schwachbindige Böden (GU, GT, SU, ST)

Gruppe 3: Bindige Mischböden, Schluff, bindiger Sand und Kies, bindiger steiniger Verwitterungsböden (GU2, GT2, SU2, ST2, UL, UM)

Gruppe 4: Bindige Böden (z. B. Ton) (TL, TM, TA, OU, OT, OH, OK)

Einbettungsbedingungen für die Rohrleitung

- B 1: Lagenweise gegen den gewachsenen Boden bzw. lagenweise in der Dammschüttung verdichtete Einbettung (ohne Nachweis des Verdichtungsgrades – im Wasserleitungsbau häufig der Fall –); gilt auch für Trägerbohlwände (Berliner Verbau).
- B 2: Senkrechter Verbau innerhalb der Leitungszone mit Kanaldielen oder Leichtspundprofilen (bis zu einer Profilhöhe von 80 mm), die erst nach dem Verfüllen gezogen werden. Verbauplatten und -geräte unter der Voraussetzung, dass die Verdichtung des Bodens nach dem Ziehen des Verbaues sichergestellt ist.
- B 3: Senkrechter Verbau innerhalb der Leitungszone mit Spundwänden und Verdichtung gegen den Verbau.
- B 4: Lagenweise gegen den gewachsenen Boden bzw. lagenweise in der Dammschüttung verdichtete Einbettung mit Nachweis des nach ZTVE-StB erforderlichen Verdichtungsgrades. Die Einbettungsbedingung B 4 ist nicht anwendbar bei Böden der Gruppe G 4.

Rohr-Lagerungsfälle

Lagerungsfall I: Auflager im Boden ergibt vertikal und rechteckförmig verteilte Reaktionen. Dies gilt für biegesteife u. biegeweiche Rohre.

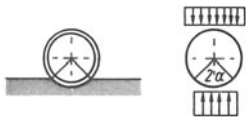


Abb. 7-96: Lagerungsfall I, Schema und Druckverteilung



Abb. 7-97: Lagerungsfall II, Schema und Druckverteilung



Abb. 7-98: Lagerungsfall III, Schema und Druckverteilung

Lagerungsfall II: Festes Auflager (z. B. Beton) nur für biegesteife Rohre. Radial gerichtete und rechteckförmig verteilte Reaktionen.

Lagerungsfall III: Auflager und Einbettung im Boden für biegeweiche Rohre. Vertikal gerichtete und rechteckförmig verteilte Reaktionen.

7.5.9.3.3 Kennwerte der Belastungen

Bodenarten – wenn keine genauen örtlichen Ermittlungen durchgeführt werden, sind die Werte aus Tab. 7-38 zu verwenden.

Tab. 7-38: Kennwerte der Bodengruppen

Gruppe	γ_B [kN/m ³]	innerer Reibungswinkel φ [°]	Rei-	Verformungsmodul E_B [N/mm ²]	bei Verdichtungsgrad D_{pr} [%]				
					85	90	92	95	100
1	20	35,0	2,4	6	9	16	23	40	
2	20	30,0	1,2	3	4	8	11	20	
3	20	25,0	0,8	2	3	5	8	13	

Gruppe	γ_B [kN/m ³]	innerer Reibungswinkel φ [°]	Rei-	Verformungsmodul E_B [N/mm ²]	bei Verdichtungsgrad D_{pr} [%]				
					85	90	92	95	100
4	20	20,0	0,6	1,5	2	4	6	10	

Verkehrslasten: Straßen und Wege – Die Lasten der Regelfahrzeuge nach DIN 1072 sind aus **Tab. 7-39** zu entnehmen. In Autobahn- und Schnellverkehrsflächen ist i. d. Regel der **SLW 60** (damit sind auch Fahrzeuge gem. 85/3/EWG erfasst), auf sonstigen Verkehrs- und anderen Flächen der **SLW 30**, außerhalb der Verkehrsflächen zumindest Last des **LKW 12** anzusetzen.

Tab. 7-39: *Kenn- und Stoßbeiwerte der Regelfahrzeuge*

Regelfahrzeug	Gesamtlast		Radlast	Aufstandsfläche eines Rades		Stoßbeiwert
	[kN]		[kN]	Breite [m]	Länge [m]	
SLW 60	600		100	0,60	0,20	1,2
SLW 30	300		50	0,40	0,20	1,4
LKW 12	120	hinten	40	0,30	0,20	1,5
		vorn	20	0,20	0,20	

Verkehrslasten: Schiene – Maßgebend ist das Belastungsbild UIC 71 der DV 804 der Deutschen Bundesbahn. Bei Ermittlung der vertikalen Spannungen im Boden infolge Schienenlasten wird die lastverteilende Wirkung von Schienen und Schwellen berücksichtigt. Gerechnet wird mit einer vertikalen Bodenspannung p aus Verkehrslast in Rohrschittlebene in Abhängigkeit von der Überdeckung h (bis Oberkante Schwelle): Zwischen den angegebenen Werten darf geradlinig interpoliert werden. Die Werte gelten unabhängig von der Anzahl der Gleise.

h	p
[m]	[kN/m ²]
1,5	48
≤ 5,5	30

Die Mindestüberdeckung beträgt: $h = 1,50$ m bzw. $h = D_i$

Für Rohre unter Gleisen beträgt der Stoßfaktor $\psi = 1,40 - 0,1 (h - 0,50) \geq 1,10$

Flugzeugverkehrslasten – Maßgeblich hierfür sind die von der ARGE Deutscher Verkehrsflughäfen (ADV) festgelegten Belastungsbilder BFZ 90 bis BFZ 750 oder die Angaben der betreffenden Flughafenverwaltung.

Sonstige Verkehrslasten – Verkehrslasten unter Baustellenbedingungen sind zu beachten.

Bei Belastungen z. B. durch speziellen Verkehr in Industriebetrieben sind Einzelerhebungen der Belastungen erforderlich.

Flächenlasten – Schüttgüter, Bauwerksgründungen u. a. sind als Flächenlasten ggf. auch als Punktlasten zu berücksichtigen.

Verdichtete Dammschüttungen und unverdichtete Auffüllungen gelten nicht als Flächenlasten, sie sind wie Erdüberdeckungen anzusetzen.

7.5.9.3.4 *Kennwerte der Rohrwerkstoffe*

Die Kennwerte der Rohrwerkstoffe sind aus **Tab. 7-40** zu entnehmen. Die zul. Biegezugspannungen sind aus den jeweiligen DIN bzw. der „Studie über erdverlegte Trinkwasserleitungen aus verschiedenen Werkstoffen“ des DVGW zu entnehmen.

Tab. 7-40: Kennwerte der Rohrwerkstoffe

Werkstoff	Elastizitätsmodul ¹ E_R [N/mm ²]	γ_R [kN/m ³]	Biegezugspannung Rechenwert σ_R
Asbestzement	25 000	20	siehe DIN 19 850
Beton	30 000	24	siehe DIN EN 1916
Gusseisen (duktil)	170 000	70,5	siehe DIN EN 545
Polyethylen PE-HD	1 000/150 ²	9,5	siehe DIN 8074/8075
Polyvinylchlorid PVC-U	3 600/1 750 ²	13,8	siehe DIN 8061/8062
Stahl mit ZM-Auskleidung	210 000	77	siehe DIN EN 10224 siehe DIN 2460
Stahlbeton	30 000	25	siehe DIN EN 1916
Spannbeton	39 000	25	siehe DIN 4227
Steinzeug	50 000	22	siehe DIN EN 295-1
UP-GF	7 000/1 400 ²	17,5	siehe DIN 16869

Anmerkung:
¹Die Zahlenangaben sind Richtwerte und werden – soweit erforderlich – für die verschiedenen Rohrarten anhand eines zweckmäßigen Prüfverfahrens ermittelt.
²Erste Zahl Kurzzeitwert, zweite Zahl Langzeitwert (Kriechmodul).

7.5.9.3.5 Kennwerte des Beispiels einer Berechnung

Zur Erläuterung des Rechnungsganges für die Ermittlung der vertikalen und horizontalen Gesamtbelastung, der Schnittkräfte, der vorhandenen Ringzugspannung und der Sicherheit wird in den folgenden Abschnitten der Rechnungsgang gleichzeitig an einem Beispiel mit folgenden Kennwerten dargestellt:

Rohrmaterial – AZ-Rohr DN 600, DIN EN 512, PN 10
 $D_a = 678$ mm, $s = 39,0$ mm, $r_m = 319,5$ mm, $A = 39,0$ mm²/mm, $W = 253,5$ mm³/mm
 $E_R = 25\,000$ N/mm², $\gamma_R = 20$ kN/m³

Einbaubedingungen – nach Abb. 7-99, Überdeckung $h = 2,00$ m, Breite des Rohrgrabens in Scheitelhöhe des Rohres $b = 1,75$ m, Winkel der Grabenwand zur Horizontalen $\beta = 60^\circ$, Einbettungsbedingung, Sandauflager, Verteilwinkel $2\alpha = 60^\circ$, Ausladung $a =$ Höhe des Rohrscheitels über dem festen Auflager / $D_a = 1,0$, relative Ausladung $a' = a \cdot E_1/E_2$, hier $E_1 = E_2$ und $a' = 1,0$

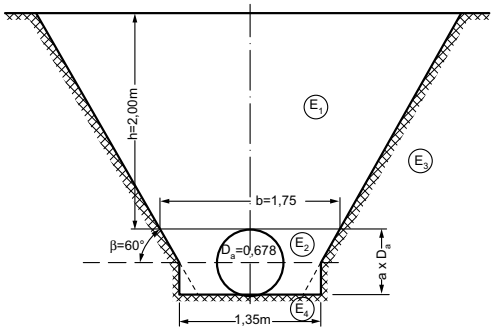


Abb. 7-99: Systemskizze des Berechnungsbeispiels

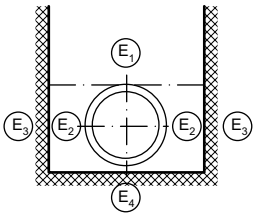


Abb. 7-100: Bezeichnung der Verformungsmoduln für die verschiedenen Bodenzonen

Boden – Bodengruppe 3, $g \cdot \varsigma = 20$ kN/m³, $\varphi' = 25^\circ$, $E_1 = 3$ N/mm² (nach Tab. 7-41), $E_3 = 11$ N/mm² und $E_{20} = E_2 = E_1 = 3$ N/mm² (Annahme gleichwertige Verdichtung um u. über dem Rohr.)

Die Verformungsmoduln E des Bodens werden nach **Abb. 7-100** wie folgt bezeichnet:

- E₁ = Verfüllung über Rohrscheitel
- E₂ = Verfüllung seitlich vom Rohr
- E₃ = gewachsener Boden neben dem Rohrgraben
- E₄ = gewachsener Boden unter dem Rohrgraben.

4. Verkehrslast – SLW 60, φ = 1,2

Tab. 7-41: Verformungsmoduln E₁ und E₂₀

Überschüttungs- bedingungen	A ₁		A ₂ und A ₃		A ₄	
Einbettungs- bedingungen	B ₁		B ₂ und B ₃		B ₄	
Verdichtungsgrad	D _{Pr}		D _{Pr}		D _{Pr}	
D _{Pr} in % Verformungsmodul	E ₁ , E ₂₀		E ₁ , E ₂₀		E ₁ , E ₂₀	
E ₁ , E ₂₀ in N/mm ²						
G 1	95	16	90	6	97	23
G 2	95	8	90	3	97	11
G 3	92	3	90	2	95	5
G 4	92	2	90	1,5	–	–

Bei gleichwertiger Verdichtung des Bodens neben und über dem Rohr ist E₁ = E₂₀; E₂₀ darf nicht > E₁ angenommen werden, ausgenommen bei Bodenaustausch in der Leitungszone oder Einbettungsbedingung B 4. D_{Pr} ist entspr. dem Tabellenwert für die jeweilige Einbettungsbedingung einzusetzen.

7.5.9.3.6 Berechnung der Beanspruchung durch die Erdlast

Die **mittlere vertikale Spannung** infolge Erdlast p_E – beträgt in einem horizontalen Schnitt im Abstand h von der Oberfläche:

$$p_E = \kappa \cdot \gamma_B \cdot h$$

κ ist ein Abminderungsfaktor der Erddruckspannung, der berücksichtigt werden kann, wenn innerhalb von vorhandenen Grabenwänden die Abminderung des Druckes infolge Silowirkung möglich ist. Maßgebend für den Abminderungsfaktor sind: h / b, der Seitendruck auf die Grabenwände, ausgedrückt durch das Verhältnis K₁ von horizontalem zu vertikalem Erddruck, und der wirksame Wandreibungswinkel Δ. K₁ und Δ sind aus **Tab. 7-42** entsprechend dem vorhandenen Einbaufall, der Abminderungsfaktor k aus Tab. 7-42 zu entnehmen.

Tab. 7-42: Werte K₁ und Δ beim Einfüllen nach Abschn. 7.3.8.3.2

Fall	K ₁	Δ
1	0,5	0,67 φ'
2	0,5	0,33 φ'
3	0,5	0
4	0,5	1,0 φ'

Wird zum Verfüllen oberhalb der Leitungszone anderer als der ausgehobene Boden verwendet, so ist der jeweils kleinere Reibungswinkel maßgebend.

Beispiel: h/b = 2,00 / 1,75 = 1,14, K₁ = 0,5, Δ = 1/3 φ = für Bodengruppe 2, φ' = 30°, aus **Tab. 7-43** k = 0,91.

Tab. 7-43: Abminderungsfaktor κ für Grabenlast nach der Silotheorie (ATV-DWK A 127 Tabelle T1)

$\Delta = \varphi'$					$\Delta = \frac{2}{3}\varphi'$					$\Delta = \frac{2}{3}\varphi'$				
$K_1 = 0,5$					$K_1 = 50$					$K_1 = 50$				
Δ	20,0°	25,0°	30,0°	35,0°	Δ	13,3°	16,7°	20,0°	23,3°	Δ	6,7°	8,3°	10,0°	11,7°
h/b					h/b					h/b				
0,0	1,00	1,00	1,0	1,00	0,0	1,00	1,00	1,00	1,00	0,0	1,0	1,0	1,0	1,0
0,1	0,98	0,98	0,97	0,97	0,1	0,99	0,99	0,98	0,98	0,1	0,99	0,99	0,99	0,99
0,2	0,96	0,95	0,94	0,93	0,2	0,98	0,97	0,96	0,96	0,2	0,99	0,99	0,98	0,98
0,3	0,95	0,93	0,92	0,90	0,3	0,97	0,96	0,95	0,94	0,3	0,98	0,98	0,97	0,97
0,4	0,93	0,91	0,89	0,87	0,4	0,95	0,94	0,93	0,92	0,4	0,98	0,97	0,97	0,96
0,5	0,91	0,89	0,87	0,84	0,5	0,94	0,93	0,91	0,90	0,5	0,97	0,96	0,96	0,95
0,6	0,90	0,87	0,85	0,82	0,6	0,93	0,92	0,90	0,88	0,6	0,97	0,96	0,95	0,94
0,7	0,88	0,85	0,82	0,79	0,7	0,92	0,90	0,88	0,86	0,7	0,96	0,95	0,94	0,93
0,8	0,87	0,83	0,80	0,77	0,8	0,91	0,89	0,87	0,85	0,8	0,95	0,94	0,93	0,92
0,9	0,85	0,82	0,78	0,74	0,9	0,90	0,88	0,85	0,83	0,9	0,95	0,94	0,92	0,91
1,0	0,84	0,80	0,76	0,72	1,0	0,89	0,86	0,84	0,81	1,0	0,94	0,93	0,92	0,90
1,2	0,81	0,77	0,72	0,68	1,2	0,87	0,84	0,81	0,78	1,2	0,93	0,92	0,90	0,89
1,4	0,78	0,73	0,69	0,64	1,4	0,85	0,82	0,78	0,75	1,4	0,92	0,90	0,89	0,87
1,6	0,76	0,70	0,65	0,60	1,6	0,83	0,79	0,76	0,72	1,6	0,91	0,89	0,87	0,85
1,8	0,73	0,68	0,62	0,57	1,8	0,81	0,77	0,73	0,70	1,8	0,90	0,88	0,86	0,84
2,0	0,71	0,65	0,59	0,54	2,0	0,80	0,75	0,71	0,67	2,0	0,89	0,87	0,84	0,82
2,2	0,69	0,63	0,57	0,51	2,2	0,78	0,73	0,69	0,65	2,2	0,88	0,85	0,83	0,80
2,4	0,67	0,60	0,54	0,48	2,4	0,76	0,71	0,67	0,62	2,4	0,87	0,84	0,82	0,79
2,6	0,65	0,58	0,52	0,46	2,6	0,75	0,69	0,65	0,60	2,6	0,86	0,83	0,80	0,77
2,8	0,63	0,56	0,50	0,44	2,8	0,73	0,68	0,63	0,58	2,8	0,85	0,82	0,79	0,76
3,0	0,61	0,54	0,48	0,42	3,0	0,72	0,66	0,61	0,56	3,0	0,84	0,81	0,78	0,75
4,0	0,53	0,45	0,39	0,34	4,0	0,65	0,58	0,53	0,48	4,0	0,80	0,76	0,72	0,68
5,0	0,46	0,39	0,33	0,28	5,0	0,59	0,52	0,46	0,41	5,0	0,76	0,71	0,66	0,62
6,0	0,41	0,34	0,28	0,23	6,0	0,53	0,46	0,41	0,36	6,0	0,72	0,67	0,62	0,57
7,0	0,36	0,29	0,24	0,20	7,0	0,49	0,42	0,36	0,32	7,0	0,68	0,63	0,57	0,53
8,0	0,32	0,26	0,21	0,18	8,0	0,45	0,38	0,32	0,28	8,0	0,65	0,59	0,54	0,49
9,0	0,29	0,23	0,19	0,16	9,0	0,41	0,35	0,29	0,25	9,0	0,62	0,56	0,50	0,45
10,0	0,27	0,21	0,17	0,14	10,0	0,38	0,32	0,27	0,23	10,0	0,59	0,52	0,47	0,42

Aus der Tab. ist ersichtlich: Je größer b im Verhältnis zu h wird, desto mehr nähert sich κ gegen 1,0, d.h. bei Dammbedingung ist $\kappa = 1,0$. Ein besonderer Unterschied in der Berechnung für Graben- bzw. Dammbedingungen, wie dies früher notwendig war, ist bei dem neuen Berechnungsverfahren nicht mehr notwendig.

Die Werte der **Tab. 7-43** gelten für vertikale Grabenwände, sie müssen für geböschte Grabenwände entsprechend dem Böschungswinkel b zur Horizontalen linear erhöht werden, derart, dass bei $\beta = 0^\circ$ $\kappa = 1$ wird. Somit:

$$\kappa b = 1 - \beta / 90 + \kappa \cdot \beta / 90,$$

jedoch ist $\kappa = 1,0$, wenn $\beta \leq \zeta'$

Beispiel: $\beta = 60^\circ$, $\kappa_{60} = 1 - 60/90 + 0,91 \cdot 60/90 = 0,94$ (statt 0,91).

Die mittlere vertikale Spannung in Scheithöhe des Rohres beträgt somit:

$$p_E = \kappa_{60} \cdot \gamma_R \cdot h = 0,94 \cdot 20 \cdot 2,0 = 37,6 \text{ kN/mm}^2 = 0,037 \text{ N/mm}^2$$

Umlagerung der mittleren Spannung p_E – infolge der unterschiedlichen Verformung des Rohres und des umgebenden Bodens lagern sich die mittleren Spannungen p_E um, und zwar entsteht in idealisierter Form über dem Rohr auf Breite D_a eine Konzentration der Spannung mit dem Faktor γ_R , also $p_e = \lambda_R \cdot p_E$, seitlich des Rohres auf Breite $D_a \cdot \frac{3}{2}$ eine verminderte Spannung, wiederum seitlich hiervon beträgt die Spannung $p_e = p_E$.

Konzentrationsfaktor λR – ist abhängig vom Steifigkeitsverhältnis V_s von Rohr zu Boden, von der wirksamen relativen Ausladung a_9 und vom Erddruckverhältnis. $K_2 \cdot V_s$ ist abhängig von der Rohrsteifigkeit S_R , von der vertikalen Bettungssteifigkeit des Bodens seitlich vom Rohr S_{Bv} sowie vom Beiwert der vertikalen Durchmesseränderung c_v' , bzw. c_{v1} , gegebenenfalls von der Steifigkeit einer Deformationsschicht. $S_D \cdot V_s$ wird nach folgenden Gleichungen berechnet:

$V_s = S_R / (c_v' \cdot S_{Bv})$, bei Berücksichtigung des horizontalen Reaktionsdruckes

$V_s = S_R / (c_{ve} \cdot S_{Bv})$, ohne Berücksichtigung des horizontalen Reaktionsdruckes

$V_s = S_D / (S_{Bv})$, bei Berücksichtigung einer Deformationsschicht.

Hierin ist: $S_R = E_R \cdot s^3 / (r_m^3 \cdot 12) = E_R \cdot I^3 / r_m^3$

$S_{Bv} = E_2 / a$

Die horizontale Systemsteifigkeit $V_{RB} = S_R / S_{Bh}$

Die horizontale Bettungssteifigkeit $S_{Bh} = 0,6 \cdot \zeta \cdot E_2$

Der Faktor ζ ist eine Funktion von E_2/E_3 und b/D_a , er ist aus **Abb. 7-101** zu entnehmen. Die Verformungsbeiwerte c_v und c_h , für die vertikale und horizontale Verformung Δd_v , Δd_h infolge q_v mit c_1 , infolge q_h mit c_2 bezeichnet, sind für die Lagerungsfälle I und III (näherungsweise auch für II) in **Tab. 7-44** angegeben.

ζ rechnerisch:

$$\zeta = \sqrt{\frac{1,44}{\Delta f (1,44 - \Delta f)} \cdot \frac{E_2}{E_3}}$$

$$\text{mit } \Delta f = \frac{\frac{b}{D_a} - 1}{1,154 + 0,444 \left(\frac{b}{D_a} - 1 \right)} \geq 1,44$$

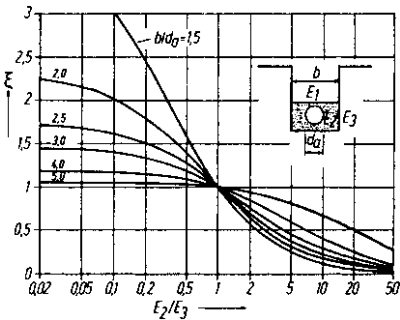


Abb. 7-101: Diagramm zur Ermittlung von ζ aus b/D_a und E_2/E_3

Tab. 7-44: Verformungsbeiwerte

Auflagerwinkel	c_{v1}	c_{v2}	c_{h1}	c_{h2}
60°	-0,1053	+0,0640	+0,1026	-0,0658
90°	-0,0966	+0,0640	+0,0956	-0,0658
120°	-0,0893	+0,0640	+0,0891	-0,0658
180°	-0,0833	+0,0640	+0,0833	-0,0658

Beispiel:

$S_R = 25\,000 \cdot 1 \cdot 39,0^3 / (319,5^3 \cdot 12) = 3,79 \text{ N/mm}^2$

$S_{Bv} = E_2/a = 3 / 1 = 3 \text{ N/mm}^2$

$$S_{Bh} = 0,6 \cdot \zeta \cdot e_1$$

$$\text{für } b / D_a = 1,75 / 0,678 = 2,58$$

aus **Abb. 7-118** $\zeta = 1,42$

$$S_{Bh} = 0,6 \cdot 1,42 \cdot 3 = 2,56 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{RB} = S_R / S_{Bh} = 3,79 / 2,56 = 1,48$$

Das Erddruckverhältnis K_2 wird nach **Tab. 7-45** entspr. den Bodenarten und V_{RB} gewählt, hier G 2 und $V_{RB} > 0,1$; $K_2 = 0,5$;

V_S : hier ohne Berücksichtigung des horizontalen Reaktionsdruckes, mit c_{vl} für Lagerungsfall $2 \alpha = 60^\circ$ nach **Tab. 7-53**.

$$V_S = S_R / (c_{vl} \cdot S_{Bv}) = 3,79 / (0,1053 \cdot 3) = 12,0$$

Konzentrationsfaktor λ_R errechnet sich nach der Gleichung

$$\lambda_R = \frac{\max \lambda \cdot V_s + a' \cdot \frac{4 \cdot K_2}{3} \cdot \frac{\max \lambda - 1}{a' - 0,25}}{V_s + a' \cdot \frac{3 + K_2}{3} \cdot \frac{\max \lambda - 1}{a' - 0,25}} \leq 4$$

Die in dieser Gleichung enthaltenen Werte werden wie folgt ermittelt: $\max. \lambda$ aus **Abb. 7-102** in Abhängigkeit von h/D_a und a ;

Beispiel: $h / D_a = 2,00 / 0,678 = 2,95$; $a = 1$: $\max \lambda = 1,376$;

$$V_{S1} = (1 - K_2) / (1 - 1/4 \cdot 1) = 0,667;$$

$$\lambda_R = \frac{1,376 \cdot 11,99 + 1 \cdot \frac{4 \cdot 0,5}{3} \cdot \frac{1,376 - 1}{1 - 0,25}}{11,99 + 1 \cdot \frac{3 + 0,5}{3} \cdot \frac{1,376 - 1}{1 - 0,25}} = 1,403 < 4$$

Die Erddruckspannung über dem Rohr beträgt somit nach Abschn. 7.5.8.3.6:

$$p_e = \lambda_R \cdot k \cdot \gamma_B \cdot h$$

$$\text{Beispiel: } 1,405 \cdot 0,0376 = 0,053 \text{ N/mm}^2$$

7.5.9.3.7 Berechnung der Beanspruchung durch eine Flächenlast

Die **mittlere vertikale Spannung infolge Flächenlast** p_e – beträgt in einem horizontalen Schnitt im Abstand h von der Oberfläche:

$$p_{Eo} = p_0 \cdot K_o$$

Der Abminderungsfaktor k_0 infolge der Wirkung der Silotheorie ist aus **Tab. 7-46** zu entnehmen. Analog zu Abschn. 7.5.8.3.6, Abs. 1 gilt dieser Wert für vertikale Grabenwände, er ist hier wie dort in gleicher Weise für geböschte Grabenwände zu erhöhen.

Tab. 7-45: Erddruckverhältnis K_2

Boden Gruppe	K_2	
	$V_{RB} < 0,1$	$V_{RB} \leq 0,1$
G 1	0,5	0,4
G 2	0,5	0,3
G 3	0,5	0,2
G 4	0,5	0,1
Bettungsreaktionsdruck	$q_h' = 0$	$q_h' > 0$

Einfluss der relativen Grabenbreite: Die Spannungumlagerung erstreckt sich auf die Breite $4 \cdot D_a \leq 4$; für den Konzentrationsfaktor λ_{RG} im Graben mit geringer Breite gilt folgende Annahme:

$$1 \leq b/D_a \leq 4 \text{ wird } \lambda_{RG} = \frac{\lambda_R - 1}{3} \cdot \frac{b}{D_a} \cdot \frac{4 - \lambda_R}{3}$$

und für größere Grabenbreite:

$$4 \leq b/D_a \leq \infty; \lambda_{RG} = \lambda_R = \text{Const.}$$

Der Konzentrationsfaktor R_B ist unabhängig von der Grabenbreite.
Beispiel (Fortsetzung):

$$\frac{b}{D_a} = \frac{1,75}{0,678} = 2,581 \leq 4 \text{ bzw. } > 1$$

$$\text{somit } \lambda_{RG} = \frac{1,405 - 1}{3} \cdot 2,581 + \frac{4 - 1,405}{3} = 1,213;$$

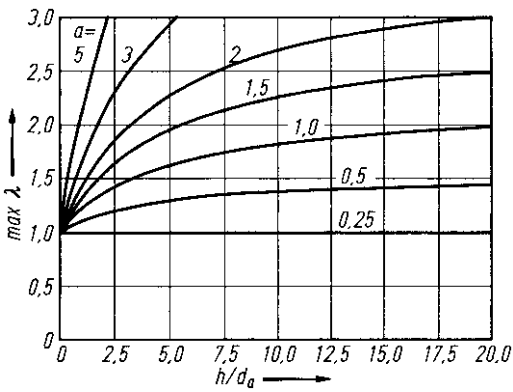


Abb. 7-102: Konzentrationsfaktor $\max \lambda$ für $b/d_3 = \infty$ und $E_4 = 10 \cdot E_1$

Tab. 7-46: Abminderungsfaktor k_0 für Oberflächenlast nach der Silotheorie (Auszug aus A 127)

$\Delta = \varphi$					$\Delta = \frac{2}{3} \varphi'$					$\Delta = \frac{1}{3} \varphi'$				
$K_1 = 0,5$					$K_1 = 50$					$K_1 = 50$				
Δ	20,0°	25,0°	30,0°	35,0°	Δ	13,3°	16,7°	21,7°	23,3°	Δ	6,7°	8,3°	10,0°	11,7°
h/b					h/b					h/b				
0,0	1,00	1,00	1,00	1,00	0,0	1,00	1,00	1,00	1,00	0,0	1,00	1,00	1,00	1,00
0,1	0,96	0,95	0,94	0,93	0,1	0,98	0,97	0,96	0,96	0,1	0,99	0,99	0,98	0,98
0,2	0,93	0,91	0,89	0,87	0,2	0,95	0,94	0,93	0,92	0,2	0,98	0,97	0,97	0,96
0,3	0,90	0,87	0,84	0,81	0,3	0,93	0,91	0,90	0,88	0,3	0,97	0,96	0,95	0,94
0,4	0,86	0,83	0,79	0,76	0,4	0,91	0,89	0,86	0,84	0,4	0,95	0,94	0,93	0,92
0,5	0,83	0,79	0,75	0,70	0,5	0,89	0,86	0,83	0,81	0,5	0,94	0,93	0,92	0,90
0,6	0,80	0,76	0,71	0,66	0,6	0,87	0,84	0,80	0,77	0,6	0,93	0,92	0,90	0,88
0,7	0,78	0,72	0,67	0,61	0,7	0,85	0,81	0,78	0,74	0,7	0,92	0,90	0,88	0,87
0,8	0,75	0,69	0,63	0,57	0,8	0,83	0,79	0,75	0,71	0,8	0,91	0,89	0,87	0,85
0,9	0,72	0,66	0,59	0,53	0,9	0,81	0,76	0,72	0,68	0,9	0,90	0,88	0,85	0,83
1,0	0,69	0,63	0,56	0,50	1,0	0,79	0,74	0,69	0,65	1,0	0,89	0,86	0,84	0,81
1,2	0,65	0,57	0,50	0,43	1,2	0,75	0,70	0,65	0,60	1,2	0,87	0,84	0,81	0,78
1,4	0,60	0,52	0,45	0,38	1,4	0,72	0,66	0,60	0,55	1,4	0,85	0,81	0,78	0,75
1,6	0,56	0,47	0,40	0,33	1,6	0,68	0,62	0,56	0,50	1,6	0,83	0,79	0,75	0,72

Fortsetzung Tab. 7-46

$\Delta = \varphi$					$K_1 = 0,5$		$\Delta = \frac{2}{3} \phi'$				$K_1 = 50$		$\Delta = \frac{1}{3} \phi'$				$K_1 = 50$	
Δ	20,0°	25,0°	30,0°	35,0°	Δ	13,3°	16,7°	21,7°	23,3°	Δ	6,7°	8,3°	10,0°	11,7°				
1,8	0,52	0,43	0,35	0,28	1,8	0,65	0,58	0,52	0,46	1,8	0,81	0,77	0,73	0,69				
2,0	0,48	0,39	0,32	0,25	2,0	0,62	0,55	0,48	0,42	2,0	0,79	0,75	0,70	0,66				
2,2	0,45	0,36	0,28	0,21	2,2	0,59	0,52	0,45	0,39	2,2	0,77	0,72	0,68	0,63				
2,4	0,42	0,33	0,25	0,19	2,4	0,57	0,49	0,42	0,36	2,4	0,76	0,70	0,65	0,61				
2,6	0,39	0,30	0,22	0,16	2,6	0,54	0,46	0,39	0,33	2,6	0,74	0,68	0,63	0,58				
2,8	0,36	0,27	0,20	0,14	2,8	0,51	0,43	0,36	0,30	2,8	0,72	0,66	0,61	0,56				
3,0	0,34	0,25	0,18	0,12	3,0	0,49	0,41	0,34	0,27	3,0	0,70	0,64	0,59	0,54				
4,0	0,23	0,15	0,10	0,06	4,0	0,39	0,30	0,23	0,18	4,0	0,63	0,56	0,49	0,44				
5,0	0,16	0,10	0,06	0,03	5,0	0,31	0,22	0,16	0,12	5,0	0,56	0,48	0,41	0,36				
6,0	0,11	0,06	0,03	0,01	6,0	0,24	0,17	0,11	0,08	6,0	0,50	0,42	0,35	0,29				
7,0	0,08	0,04	0,02	0,01	7,0	0,19	0,12	0,08	0,05	7,0	0,44	0,36	0,29	0,24				
8,0	0,05	0,02	0,01	0,01	8,0	0,15	0,09	0,05	0,03	8,0	0,39	0,31	0,24	0,19				
9,0	0,04	0,02	0,01	0,00	9,0	0,12	0,07	0,04	0,02	9,0	0,35	0,27	0,20	0,16				
10,0	0,03	0,01	0,00	0,00	10,0	0,09	0,05	0,03	0,01	10,0	0,31	0,23	0,17	0,13				

7.5.9.3.8 Berechnung der Beanspruchung aus Verkehrslast

Die Druckspannung im Boden p_v unter den Regelfahrzeugen berechnet sich zu $p_v = \varphi \cdot p$ wobei $p = a_F \cdot p_F$ ist.

$$p_F = \frac{F_A}{r_A^2 \cdot \pi} \cdot \left\{ 1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{r_A}{h} \right)^2} \right)^{\frac{3}{2}} + \frac{3 \cdot F_E}{2 \cdot \pi h^2} \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{r_E}{h} \right)^2} \right)^{\frac{5}{2}} \right\}$$
$$a_F = 1 - \frac{0,9}{0,9 + \frac{4h^2 + h^6}{1,1D_m^{2/3}}}; \quad D_m = \frac{D_a + D_i}{2}$$

p_F ist eine Näherung für die maximale Spannung unter Radlasten (**Tab. 7-39**) nach Boussinesq; a_F ist ein Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der Druckausbreitung über dem Rohrquerschnitt und der mittragenden Rohrlänge bei kleinen Überdeckungshöhen. Dieser Formel liegt eine Druckausbreitung 2 : 1 zugrunde. Die Hilfslasten F_A und F_E sowie die Hilfsradien r_A und r_E sind der **Tab. 7-47**, zu entnehmen:

Tab. 7-47: Hilfswerte für die Berechnung der Verkehrslast

Regelfahrzeug	F_A (kN)	F_E (kN)	r_A (m)	r_E (m)
SLW 60	100	500	0,25	1,82
SLW 30	50	250	0,18	1,82
LKW 12	40	80	0,15	2,26

Die Gleichung für a_F gilt für $h \geq 0,5$ m und $D_m \leq 5,0$ m;

die horizontalen Spannungen im Boden infolge Verkehrslasten werden nicht berücksichtigt. Beispiel (Fortsetzung):

$$p_F = \frac{100}{(0,25)^2 \cdot \pi} \cdot \left\{ 1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{0,25}{2,00} \right)^2} \right)^{\frac{3}{2}} \right\} + \frac{3 \cdot 500}{2 \cdot \pi \cdot (2,0)^2} \cdot \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{1,82}{2,0} \right)^2} \right)^{\frac{5}{2}} = 24,90 \text{ kN/m}^2$$

$$a_F = 1 - \frac{0,9}{0,9 + \frac{4 \cdot 2,0^2 + 2,0^6}{1,1 \cdot 0,639^{2/3}}} = 0,991;$$

$$p = 0,991 \cdot 24,90 = 24,68 \text{ kN/m}^2;$$

$$p_v = \psi \cdot p = 1,2 \cdot 24,68 = 29,62 \text{ kN/m}^2; \text{ wobei } \psi = \text{Stoßbeiwert für SLW 60}$$

7.5.9.3.9 Vertikale Gesamtbelastung des Rohres

Die vertikale Gesamtbelastung des Rohres durch äußere Belastungen setzt sich zusammen aus der Erdlast und Verkehrslast,

$$q_v = \lambda_{RG} (k \cdot \gamma_B \cdot h + k_0 \cdot p_0) + 66 \cdot p$$

Beispiel: Fortsetzung

$$q_v = 1,213 (0,94 \cdot 20 \cdot 2,0 + 0) + 1,2 \cdot 24,68 = 0,0752 \text{ N/mm}^2$$

Die Belastungen durch äußeren Wasserdruck, d. h. bei Lage des Rohres im Grundwasser, sind gesondert zu berechnen.

7.5.9.3.10 Horizontale Gesamtbelastung des Rohres

Der horizontale Seitendruck auf das Rohr setzt sich zusammen aus dem Anteil q_h infolge der vertikalen Erdlast und gegebenenfalls aus dem Reaktionsdruck q_h infolge einer Rohrverformung. Bei Rohren mit $V_{RB} > 0,1$ kann q_h unberücksichtigt bleiben.

$$q_h = K_2 \cdot \left(\lambda_B \cdot p_E + \gamma_B \cdot \frac{D_a}{2} \right)$$

K_2 nach **Tab. 7-45**

λ_B errechnet sich entsprechend der Spannungumlagerung zu

$$\lambda_B = (4 - \lambda_R) / 3$$

Beispiel: $K_2 = 0,5$, $\lambda_B = (4 - 1,405) / 3 = 0,865$

$$q_n = 0,5 \cdot \left(0,865 \cdot 0,053 + 0,00002 \cdot \frac{678}{2} \right) = 0,026 \text{ N/mm}^2$$

7.5.9.3.11 Sicherheiten gegen Verformung, Beulen und Beanspruchung durch äußeren Wasserdruck

Die Berechnung für diese Sonder-Beanspruchungen sind im ATV-Arbeitsblatt A 127 angegeben, siehe auch Spezialliteratur.

7.5.9.3.12 Schnittkräfte und Spannungen des radial belasteten Rohres

Schnittkräfte – Von den 4 möglichen Lagerungsfällen des Abschn. 7.5.8.3.2 wird hier nur der bei Wasserleitungen übliche Lagerungsfall I behandelt, d. h. loses Auflager mit $V_{RB} > 0,1$. Die Beiwerte zur Berechnung der Momente und Normalkräfte aus der vertikalen Belastung, der horizontalen Belastung, der Rohr-Eigenlast und der Last aus der Wasserfüllung sind in **Tab. 7-48** angegeben, sie gelten nur für Rohre mit kreisförmigem Querschnitt und über den Umfang gleicher Wanddicke.

Tab. 7-48: Beiwerte zur Berechnung der Momente und Normalkräfte eines Rohres mit Kreisform und konstanter Wanddicke, beilosem Auflager, $V_{RB} \cdot I$, infolge radialer Belastung (nach Tab. T 3 I A 127)

Lage- rungs- fall I	Schnitt- stelle	Momenten- beiwerte					Normalkraft- beiwerte		
		m_{qv}	m_{qh}	$m_g,$ m_g	m_w, m_w	n_{qv}	n_{qh}	$n_g,$ n_g	$n_w,$ n_w
2α									
60°	Scheitel	+0,286	-0,250	+0,459	+0,229	0,080	-1,000	+0,417	+0,708
				+0,073	+0,073			+0,066	+0,225
	Kämpfer	-0,293	+0,250	-0,529	-0,264	-1,000	0	-1,571	+0,215
				-0,084	-0,084			-0,250	+0,068
	Sohle	+0,377	-0,250	+0,840	+0,420	0,080	-1,000	-0,417	+1,292
				+0,134	+0,134			-0,066	+0,411
90°	Scheitel	+0,274	-0,250	+0,419	+0,210	0,053	-1,000	+0,333	+0,667
				+0,067	+0,067			+0,053	+0,212
	Kämpfer	-0,279	+0,250	-0,485	-0,243	-1,000	0	-1,571	+0,215
				-0,077	-0,077			-0,250	+0,068
	Sohle	+0,314	-0,250	+0,642	+0,321	-0,053	-1,000	-0,333	+1,333
				+0,102	+0,102			-0,053	+0,424
120°	Scheitel	+0,261	-0,250	+0,381	+0,190	0,027	-1,000	+0,250	+0,625
				+0,061	+0,061			+0,040	+0,199
	Kämpfer	-0,265	+0,250	-0,440	-0,220	-1,000	0	-1,571	+0,215
				-0,070	-0,070			-0,250	+0,068
	Sohle	+0,275	-0,250	+0,520	+0,260	-0,027	-1,000	-0,250	+1,375
				+0,083	+0,083			-0,040	+0,438

Erläuterung:
 q_v = vertikale Belastung, q_h = horizontale Belastung, g = Rohr-Eigenlast, w = Last aus der Wasserfüllung

Die Berechnung der Momente und Normalkräfte wird zweckmäßig in Tabellenform durchgeführt, **Tab. 7-49**. Hierin sind die Formeln zur Berechnung und die Werte des Berechnungsbeispiels eingetragen. Für das Beispiel wurde die Lagerung I mit Auflagerwinkel $2\alpha = 60^\circ$ gewählt, mit der max. Beanspruchung am Sohle-Querschnitt, somit:

$M_{Sohle} = + 2\,434,36\text{ Nmm/mm}$, $N_{Sohle} = 294,83\text{ N/mm}$ einschließlich N aus Innendruck.

Spannungen – errechnen sich aus der Formel:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \cdot \alpha_k$$

Tab. 7-49: Berechnung der Schnittkräfte mit Beispiel

Bez.	Formel	Faktor	q_v/h_h N/mm ²	r_m · 10 ⁻⁶	γ mm KN/m ³	s	M Nmm/mm M _{qv}
$m_{qv} \cdot q_v \cdot r_m^2$	+0,377	0,0752	319,5			+2894,02	M _{qh}
$m_{qh} \cdot q_h \cdot r_m^2$	-0,250	0,026	319,5			- 663,52	M _g
$m_g \cdot r_m^2 \cdot l_R \cdot S$	+0,840	–		20	39	+66,88	M _w
$m_w \cdot r_m^3 \cdot l_W$	+0,420	–	319,5	10		+136,98	
M _i (=Moment aus Innendruck) bleibt grundsätzlich unberücksichtigt!						$\sum M + 2434,36$	
N _{qv}	$n_{qv} \cdot q_v \cdot r_m$	+0,080	0,0572	319,5			+1,922
N _{qh}	$n_{qh} \cdot q_h \cdot r_m$	- 1,000	0,026	319,5			- 8,307
Bez.	Formel	Faktor	q_v/h_h N/mm ²	r_m · 10 ⁻⁶	γ mm KN/m ³	s	M Nmm/mm M _{qv}
N _g	$n_g \cdot r_m \cdot l_R \cdot S$	- 0,417	–	319,5	20	39	- 0,104
N _w	$n_w \cdot r_m^2 \cdot l_W$	+1,292	–	319,5	10		+1,319
N _i (=N aus Innendruck) = $p_i \cdot \frac{D_i}{2} = 10 \cdot 0,1 \cdot \frac{600}{2} =$							+ 300,000
$\sum N + 294,830$							

α_k ist ein Korrekturfaktor zur Berücksichtigung der Krümmung der inneren und äußeren Randfaser der Rohrwand, er beträgt:

$$\alpha_{ki} = 1 + \frac{1}{3} \cdot \frac{S}{r_m} = \frac{3Di + 5 \cdot S}{3Di + 3 \cdot s}$$

Die Ringbiegezugspannung σ_R beträgt mit den Werten A und W nach Abschn. 7.3.8.3.5.

$$\Delta_R = \frac{+294,8}{39,0} \pm \frac{2434,4}{253,5} \cdot 1,041 = \begin{matrix} +17,56 \text{ N/mm}^2 \\ - 2,44 \text{ N/mm}^2 \end{matrix}$$

Die Ringbiegezugfestigkeit beträgt nach DIN EN 512 $\sigma = 51,0 \text{ N/mm}^2$, im Beispiel beträgt die Sicherheit S somit:

$$S = 51,0 / 17,56 \approx 3$$

Tab. 7-50: Sicherheitsbeiwerte S nach A 127

Rohrart	S	
	A	B
Rohre mit plastischer Versagensart		
Stahlbeton, Spannbeton, duktile Gußrohre, Stahl, Kunststoff	1,5	1,75
Rohre mit spröder Versagensart unbewehrter Beton, Steinzeug, Asbestzement	1,5	2,3
Versagen durch Instabilität		
Kunststoff, Stahl, duktiles Gußeisen	1,5	2,0

Sicherheitsbeiwerte – in **Tab. 7-50** sind die in A 127 vorgeschlagenen Werte für S aufgeführt. Im Beispiel würde die Sicherheit für die Klasse B (und damit auch für A) ausreichen.

7.5.9.3.13 Schnittkräfte und Spannungen des axial belasteten Rohres

Wenn ein Rohr in Längsrichtung nicht gleichmäßig gelagert ist, wird es in Längsrichtung auf Biegung beansprucht, Abschn. 7.5.8.3.1. Das Rohr wirkt dann als durchlaufender Träger, wenn die Rohrverbindungen kraftschlüssig sind, als freiaufliegender Träger, wenn die Rohrverbindungen beweglich sind, z. B. bei Steckverbindungen. Für eine festgelegte Stützweite der Auflager wird die Spannung und die vorhandene Sicherheit oder für die gegebene zulässige Spannung die zulässige größte Stützweite berechnet.

Belastung – besteht aus den vertikalen Lasten: Erdlast, Verkehrslast, Rohrlast und Wasserlast, sie wird berechnet:

Erdlast: nach Abschn. 7.5.8.3.6 unter Berücksichtigung der Spannungskonzentration aus Spannung $\text{N/mm}^2 \cdot \text{Rohrbreite}$:

$$p_e = (\lambda_R \cdot k \cdot \gamma \cdot h) \cdot D_a \text{ N/mm}$$

Beispiel: $p_e = 0,053 \cdot 678 = 35,93 \text{ N/mm}$

Verkehrslast: nach 7.5.8.3.8 $p_v = 66 \cdot p \cdot D_a$

Beispiel: $p_v = 1,2 \cdot 0,0247 \cdot 678 = 20,10 \text{ N/mm}^2$

Rohrlast: aus Firmentabellen:

Beispiel: AZ 500 PN 10 DIN EN 512 = $182 \text{ kg} \cdot 10 \text{ m/sec}^2 = 1\,820 \text{ kg/m/sec}^2 - \text{je m} = 1,82 \text{ N/mm}^2$

Wasserlast: $G_w = D_i^2 \cdot \pi/4 \cdot 10$

Beispiel: $G_w = 0,60 \cdot \pi/4 \cdot 10 = 2,83 \text{ kN/m} = 2,83 \text{ N/mm}$

Gesamtlast: $q = p_e + p_v + G_R + G_w$

Beispiel: $q = 35,93 + 20,10 + 1,82 + 2,83 = 60,68 \text{ N/mm}^2$

Schnittkräfte: Durch die Belastung q wird in Längsrichtung ein Moment M erzeugt. Je nach Auflagerungsart ist M :

Durchlaufträger: $M = q \cdot L^2/12$

frei aufliegend: $M = q \cdot L^2/8$

Beispiel: freiaufliegend, Stützweite 3,00 m

$M = 60,68 \cdot 3\,000^2/8 = 68,3 \cdot 10^6 \text{ Nmm/mm}$

Spannung – in Längsrichtung:

$\sigma = M/W$, mit $W = \pi \cdot (D_a^4 - D_i^4) / (32 \cdot D_a)$

Beispiel: $\sigma = 68,3 \cdot 10^6 / 11,8 \cdot 10^6 = 5,79 \text{ N/mm}^2$

Durchbiegung – unter der Belastung muß kleiner als die zulässige Durchbiegung sein.

Beispiel: freiaufliegend auf $L = 4,0 \text{ m}$;

$f = 5 \cdot q \cdot L^4 / (384 \cdot E \cdot I)$

$f = 5 \cdot 60,68 \cdot 4\,000^4 / (384 \cdot 25\,000 \cdot 4,94 \cdot 10^9) = 1,64 \text{ mm}$

7.5.9.4 Beanspruchung des Rohres beim Vortrieb

7.5.9.4.1 Vorpresskraft

Bei manchen grabenlosen Bauverfahren für Wasserleitungsrohre, und beim grabenlosen Einbau von Schutzrohren für die Kreuzung von Wasserleitungen z. B. mit Bahnen und Straßen, erfolgt der Einbau durch Vorpressen, siehe auch DVGW-Arbeitsblatt GW 304. Die Vorpresskraft P_{Pr} ist abhängig von der Mantelreibung und vom Widerstand der Anpressfläche des Rohranfangs. Die Mantelreibung wird verursacht durch die Druckspannungen auf das Rohr infolge Erddruck und gegebenenfalls Verkehrslast sowie durch die Eigenlast des Rohres. Die Anpressfläche am Rohranfang kann sehr verschieden sein, je nachdem, ob das Rohr mit stumpfer Rohrwand oder mit Schneidschuh vorgepreßt wird. Allgemein kann P_{Pr} überschlägig berechnet werden:

$$P_{Pr} = ((g \cdot p \cdot h + p_v) \cdot (D_a \cdot \pi \cdot L) + G_R) \cdot \mu + (s \cdot D_a \cdot \pi) \cdot k_0$$

hierin ist: μ = Reibungsbeiwert, hier mit 0,5 angenommen, k_0 = Beiwert für den Presswiderstand am Rohranfang, hier mit $0,5 \text{ N/mm}^2$ angenommen. Bei der Erdbelastung ist wegen des Fehlens eines Rohrgrabens keine Verminderung infolge Silotheorie und keine Erhöhung der Konzentration über dem Rohr vorhanden.

Beispiel: AZ-Rohr DN 600, PN 10, $s = 39 \text{ mm}$, $D_a = 678 \text{ mm}$, $D_m = 639 \text{ mm}$, Masse 182 kg/m , Vorpresen unter Straße, $h = 3,00 \text{ m}$, $L = 10 \text{ m}$, $p = 17,92 \text{ kN/m}^2$ für SLW 60 bei $h = 3,00 \text{ m}$, alle Werte in kN und m

$$P_{Pr} = ((20 \cdot 3,00 + 17,92) \cdot (0,678 \cdot \pi \cdot 10) + 1,82 \cdot 10) \cdot 0,5 + (0,039 \cdot 0,639 \cdot p) \cdot 500 = 878,10 \text{ kN}$$

Bei der Beanspruchung des Rohres durch die Vorpreskraft ist ein Zuschlag W für die Knickbeanspruchung zu berücksichtigen. Dieser wird aus **Tab. 7-51** entnommen, wobei vereinfacht $W_{AZ} = W_{Gußrohr}$ angenommen wird. Es ist: Schlankheitsgrad $\lambda S_k/i$, Knicklänge $S_k = \text{angen. } 0,67 L$

$$\text{Trägheitsradius } i = \sqrt{I/A, I} = \pi (D_a^4 - D_i^4) / 64, A = s \cdot D_m \cdot \pi, I = (0,676^4 - 0,600^4) / 64 = 0,003889 \text{ m}^4,$$

$$S = 0,07829 \text{ m}^2, i = \sqrt{0,003889 / 0,07829} d = 0,2229$$

$$\lambda = 0,67 \cdot 10 / 0,2229 = 30, \text{ aus Tab. 7-60 } w = 1,11$$

$$\text{Spannung } \sigma = w \cdot P_{Pr}/A = 1,11 \cdot 878,10 / 0,07829 = 12\,450 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma = 12,5 \text{ N/mm}^2$$

7.5.9.4.2 Einrichtung für das Vorpresen

bestehend aus der Pressvorrichtung für den Vortrieb, Widerlager für die Pressen usw., sind für den ermittelten Vorpresdruck zu bemessen.

7.5.9.4.3 Statische Berechnung von Stahlrohren

Für Stahlrohre kann zur statischen Berechnung das, gegenüber der ATV 127, einfachere Verfahren der „Technischen Richtlinie zur statischen Berechnung eingeeordeter Stahlrohre“ (VdTÜV-Merkblatt 1063 vom Mai 1978 „Rohrfernleitungen“), angewandt werden.

Tab. 7-51: Knickzahlen w

Schlankheitsgrad λ	Knickzahlen w							
	0	10	20	30	40	60	80	100
Holz	1,00	1,04	1,08	1,15	1,26	1,62	2,20	3,00
Stahl St 37	1,00	1,00	1,04	1,08	1,14	1,30	1,55	1,90
Gußeisen	1,00	1,01	1,05	1,11	1,22	1,67	3,50	5,45
Rundrohr St 37	1,00	1,00	1,00	1,03	1,07	1,19	1,39	1,70

7.6 Rohrleitungsbau

7.6.1 Allgemeines

Mit der Veröffentlichung der europäischen Systemnorm DIN EN 805 „Anforderungen an Wasserversorgungssysteme und deren Bauteile außerhalb von Gebäuden“ im März 2000 wurden vom DIN gleichzeitig die bisherigen Normen für die Bauausführung und Druckprüfung von Rohrleitungen DIN 19 630 und DIN 4279 komplett bzw. teilweise zurückgezogen, obwohl deren Inhalte durch die DIN EN 805 nicht vollständig abgedeckt werden. Die dadurch entstandenen Lücken sowie die zur DIN EN 805 erforderlichen ergänzenden Konkretisierungen wurden durch das DVGW-Arbeitsblatt

W 400 „TRVV Technische Regeln Wasserverteilungsanlagen“ abgedeckt werden. Für den Bau und die Prüfung von Rohrleitungen gilt Teil 2: W 400-2 Bau und Prüfung von Wasserverteilungsanlagen.

Die technisch einwandfreie Verlegung der Rohre ist eine der Grundlagen für eine langfristig sichere Wasserversorgung. Deshalb sind an die Leistungsfähigkeit der mit dem Tief- und Rohrleitungsbau beauftragten Firmen überdurchschnittliche Anforderungen zu stellen. Die ausreichende Qualifikation muss vor Auftragserteilung nachgewiesen sein. Die Qualifikationskriterien für Rohrleitungsbauunternehmen sind im DVGW-Arbeitsblatt GW 301 beschrieben. Weitere Hinweise zur Beauftragung und zur Qualifikation von Auftragnehmern finden sich in Kapitel 11.9.2.

7.6.2 Zubringer-, Haupt- und Versorgungsleitungen

7.6.2.1 Herstellen des Rohrgrabens (RG)

Gräben für Wasserleitungen erfordern eine sorgfältige Vorbereitung und Ausführung. Deshalb dürfen nur solche Personen und Unternehmen diese Arbeiten durchführen, die über die notwendigen Kenntnisse und Erfahrungen verfügen und eine einwandfreie Ausführung sicherzustellen. Die DIN 4124 ist zu beachten.

7.6.2.1.1 Vorarbeiten

Unbekannter Baugrund ist nach seiner Beschaffenheit durch Erschließungsbohrungen oder Schürfungen zu erkunden, die eine möglichst genaue Auskunft über die Bodenschichten, ihre Standfestigkeit und über die Grundwasserverhältnisse erbringen sollen, daneben auch über etwaige Bodenaggressivitäten gegenüber dem Rohrwerkstoff.

Die Tiefenlage trassennaher Gebäudefundamente ist festzustellen; ggf. sind Verfahren für eine Beweissicherung einzuleiten.

Aufgrund dieser Erkenntnisse ist zu entscheiden, wie der RG gestaltet und gesichert werden muß und welche Geräte für seine Herstellung eingesetzt werden können.

Im Benehmen mit den Betreibern anderer Leitungen (Telekommunikation, Energie Entsorgung usw.) ist deren Lage im Bereich der geplanten RL möglichst genau festzustellen und zu markieren, damit dort besonders vorsichtig gearbeitet und ihre Beschädigung vermieden wird.

Die Erlaubnis zum Betreten und zur Nutzung (z. B. Ablagern des Aushubes) von Privatgrundstücken ist vor Baubeginn einzuholen. Darüber hinaus sind Wasserleitungen in privaten Grundstücken durch Eintrag ins Grundbuch dinglich zu sichern. Für die Mitbenutzung öffentlicher Grundstücke (Kommunen, Straßenbaulasträger, Deutsche Bahn, Gewässer, usw.) sind Gestattungsverträge abzuschließen.

Je nach Art und Umfang des Rohrleitungsbauwerks können Genehmigungsverfahren erforderlich werden. (z. B. Instruktionsverfahren, Planfeststellungsverfahren).

Bei Leitungen mit einer Länge von mehr als 2 km, die das Gebiet einer Gemeinde überschreiten, ist seitens der zuständigen Behörde durch eine allgemeine oder standortbezogene Vorprüfung des Einzelfalles die Notwendigkeit einer Umweltverträglichkeitsprüfung zu ermitteln.

7.6.2.1.2 Arbeitsstreifenbreite

Sie setzt sich zusammen aus der oberen Breite des eigentlichen RG, den beiderseits anschließenden, vorgeschriebenen, lastfreien Schutzstreifen von wenigstens 0,6 m Breite, dem Lagerplatz für den Aushub und ggf. einer oder mehrerer Baustraßen, wenn Transport- und Verlegefahrzeuge für großkalibrige RL längs des RG fahren müssen bzw. wenn die Aufstellung von Schweißgeräten notwendig ist (**Abb. 7-103** und **7-104**).

Nach DVGW-Arbeitsblatt W 400-1 ergeben sich im offenen Gelände und bei geböschten Grabenwänden Arbeitsstreifenbreiten nach **Tab. 7-52**, zu deren Einhaltung der Auftragnehmer vertraglich angehalten werden sollte.

In Ortsstraßen oder bei sonstwie beengten Verhältnissen muß der Planende aber mit wesentlich geringeren Bauplatzbreiten auskommen; der RG ist dann senkrecht auszuheben und vorschriftsmäßig zu verbauen, um ihn so schmal, wie *erlaubt* anzulegen. An Breite kann auch gespart werden, wenn der Aushub hinter gut verankerten Bohlen gestapelt wird, die gegen Erddruck gesichert sind. Reicht das nicht aus, so ist der Aushub teilweise bis ganz ab- und zum Verfüllen des RG wieder anzufahren.



Abb. 7-103: Oberbodenabtrag zur Herstellung des Arbeitsstreifens

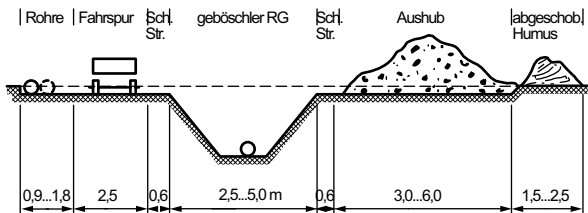


Abb. 7-104: Baustellen-Regelquerschnitt

Tab. 7-52: Arbeitsstreifenbreite

DN der Rohre	RG-Tiefe	(m)
	≤ 3,0	> 3,0
≤ 200	14	16
> 200 ≤ 400	16	18
> 400 ≤ 600	18	20
> 600 ≤ 1200	20	22

7.6.2.1.3 Rohrgrabentiefe

Die Erdüberdeckung der Rohre t richtet sich nach Frosttiefe und DN. In Deutschland gelten gewöhnlich folgende Mindestüberdeckungen t in m:

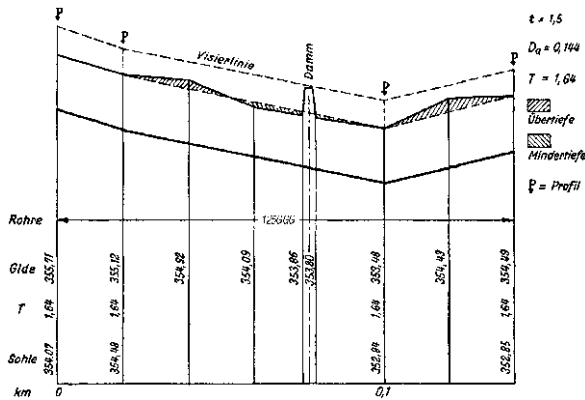


Abb. 7-105: Baustellen-Längenschnitt

Tab. 7-53: Mindestüberdeckung t

DN	t	DN	t	DN	t	DN	t
bis 200	1,50	350	1,40	600	1,25	900	1,15
250	1,45	400	1,35	700	1,20	1 000	1,10
300	1,40	500	1,30	800	1,15	>1 000	≥1,00

Über Bodenfrosttiefen geben die Wetterdienststellen Auskunft. Für RL mit gesichertem ständigem Durchfluss (Quellzuleitungen) genügt von der Temperaturseite her betrachtet 1,0m Deckung über Rohrscheitel. Die Regel-Grabentiefe T ist somit, wenn D_a = äußerer Rohrdurchmesser, $T = D_a + t$ zuzüglich einer eventuell notwendigen unteren Bettungsschichtdicke aus Fremdmaterial, wobei zur Sicherung der Rohrleitung gegen Beschädigungen von oben, t mind. 1,00m sein sollte.

RL können aber nicht allen Unebenheiten der Erdoberfläche folgen; sie müssen flüssig nach Profilen verlegt werden. Daher lässt sich die Regelgrabentiefe T nicht längs der ganzen Strecke genau einhalten, sie soll im Allgemeinen nicht unterschritten, muss aber – je nach Gelände – streckenweise überschritten werden. Kurze und unerhebliche Mindertiefen schaden nicht. Die Grabensohle muss nivellistisch festgelegt werden. Dabei sind mindestens alle Hoch- und Tiefpunkte der Strecken anzuvisieren, auch flache Mulden und geringe Erhebungen. Zweckmäßig wird alle 20m ein Geländepunkt eingemessen, dazwischen markante Abweichungen, z. B. Bahndamm, Bach.

Die Höhenlage der geplanten RL ist in Längenschnitten einzutragen. Für die Längenschnitte des Baustellenplanes wählt man in Längen 1 : 1 000, ggf. noch 1 : 2 500 und in Höhen 1 : 100, ggf. 1 : 250. In kleineren Maßstäben lassen sich die Höhen und insbesondere die Grabentiefen nicht mehr genau genug ermitteln. Die Maßstäbe 1 : 1 000/100 sind auch für die Abrechnung zweckmäßig. Der Baustellenplan ist damit zugleich Abrechnungsgrundlage und für den späteren Betrieb auch Bestandsplan.

Nach dem Auftragen der Geländeoberfläche wird die Grabensohle so eingezeichnet, dass an den Geländebrechpunkten T eingehalten ist. Eine zur Grabensohle im Abstand T gelegte Parallele zeigt Minder- und Übertiefen an und kann zur Korrektur der ersten Eintragung führen.

In **Abb. 7-105** wurden zunächst das Gelände aufgetragen und darunter die Geländehöhen alle 20 m – beim Damm rechts schon bei 19 m Abstand am Dammfuß – angeschrieben. Da Gussrohre DN 125 verlegt werden sollen und sich der gewachsene Boden als Rohrbettung eignet, wird die Grabentiefe $T = 1,5 + 0,144 = \text{rund } 1,64 \text{ m}$. Dieser Wert wird an den Hauptbrechpunkten ab Gelände nach unten aufgetragen und gibt dort die Kote der Grabensohle. Parallel dazu zeigt die gestrichelte Linie im Abstand von 1,64 m die Übertiefen und Mindertiefen. Letztere beträgt nur 0,15 m im Mittel und

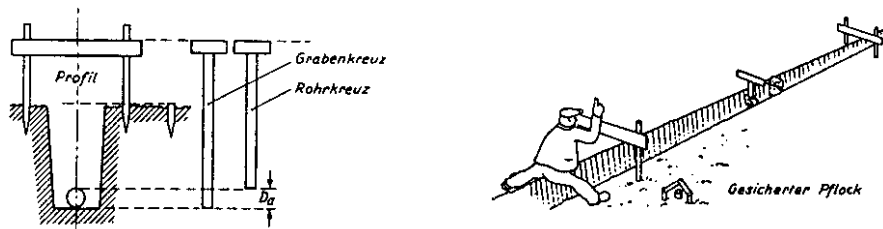


Abb. 7-106: Visieren

wird zugelassen. Wollte man sie vermeiden, so müsste man entweder die Grabensohle nochmals brechen oder bei km 0,1 mit ihr so tief gehen, dass bei km 0,06 eine Grabentiefe von 1,64 m eintritt. Für die Grabensohle und damit für das Rohr ist nicht das Gelände maßgebend, das gewissen Veränderungen unterworfen sein kann, sondern allein die festgelegten Koten im Höhenplan. Nach ihnen werden die Visiere geschlagen.

Bei normaler Deckung (1,5 m) und Rohren bis ca. DN 500 nimmt man eine Visierlinie parallel zur Grabensohle im Abstand von 2,5 m an. Diese Linie liegt also um etwa 1 m über Gelände. An allen Brechpunkten, das sind im obigen Höhenplan alle Punkte, an denen T angeschrieben ist, wird in der Natur ein „Profil“ erstellt, das aus 2 Pflöcken neben dem Graben und einer darübergenagelten Latte besteht. Die waagerechte Oberkante der Latte ist genau auf die Höhe „Grabensohle + 2,5 m“ einzumessen. In außergewöhnlich tiefen Grabenstrecken ($T \geq 2$ m) legt man die Oberkante der Profile um 3 oder 3,5 m über Grabensohle, jedenfalls so hoch, dass die Visierlinie noch über dem Gelände liegt. Die Vermessungspflöcke, die allgemein alle 20 m geschlagen waren, können nun entfernt werden mit Ausnahme derjenigen neben den Profilen, die man seitlich des geplanten Grabens stehen lässt und möglichst sichert. Ihre Oberkante entspricht der am Profil gemessenen Geländekote, von ihnen aus wird die Oberkante des Profils gemessen (Veränderungen durch Bodenfrost möglich. Daher ggf. Nachprüfung vor Arbeitsbeginn). Beim Ausheben des Grabens wird mit dem „Grabenkreuz“ geprüft, ob der Graben auf der Strecke zwischen 2 Profilen die richtige Tiefe hat. Zu diesem Zweck setzt ein im Graben stehender Arbeiter das „Grabenkreuz“ von der Länge $2,5 \text{ m} + D_a$ (wenn die Visierlinie 1,0 m über dem Gelände liegt, sonst länger) auf die Grabensohle auf, während ein anderer von Profil zu Profil visiert (Abb. 7-106). Schneidet die Visierlinie mit Oberkante Grabenkreuz ab, so stimmt die Tiefe, wenn nicht muss die Grabensohle korrigiert werden. Das Grabenkreuz muss in Abständen von höchstens 3 m auf der zu untersuchenden Strecke aufgesetzt werden. Bei Aushub mit Bagger müssen die Profillatten seitlich des Grabens sitzen, weil der Bagger den Durchblick über dem Graben unmöglich macht.

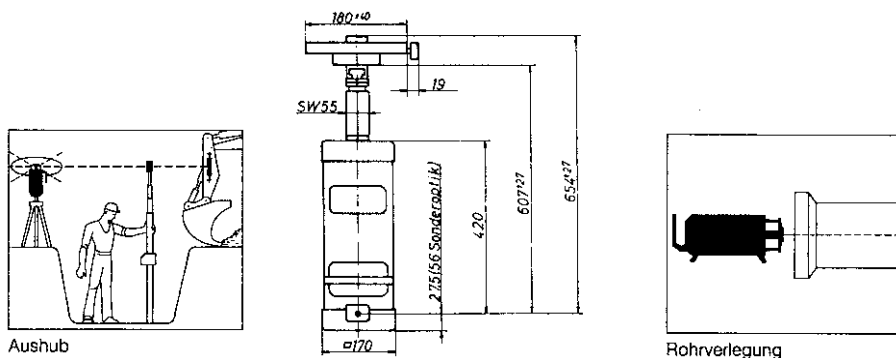


Abb. 7-107: Bau-Laser

Die oben beschriebene Vorgehensweise war früher allgemein üblich. Heute werden zur genauen Festlegung der Grabensohle und der Kontrolle der Rohrlage Bau-Laser-Gerät eingesetzt.

Diese Geräte, meist vom Typ He-Ne-Dauerstrich/2 mW mit einer Wellenlänge von 632,8 mm, sichtbar rot, besitzen einen Strahldurchmesser von 10 mm am Gerät und von 15 mm in 100 m Entfernung. Ihr automatischer Nivellierbereich beträgt insges. 10 % und sie besitzen einen einstellbaren Steigungsbereich von bis zu 21 % und einen ebenso großen Neigungseinstellbereich. Die digitale Ablesegenauigkeit beträgt 0,01 %. Diese Geräte bedürfen einer Stromversorgung von 12 V/0,8 A mittels eines Akkus. Ihr Einsatz erfolgt, wie in **Abb. 7-107** aufgezeigt, für die Rohrverlegung mit Hilfe von Zieltafeln auf dem Rohrscheitel oder auf der inneren Rohrsohle. Diese „Bau-Laser“ finden im Baubereich noch für verschiedene andere messtechnische Zwecke Verwendung.

Zu tiefes Ausheben des Grabens ist zu vermeiden, da die Rohre satt aufliegen müssen. Ist versehentlich zu tief ausgehoben worden, so ist mit lehmfreiem Sand, Feingut usw. aufzufüllen, der gut gestampft werden muss, bevor die Rohre eingebracht werden. Unterstampfen der eingelegten Rohre allein genügt zur Schaffung einer festen Unterlage in diesem Falle nicht.

7.6.2.1.4 Rohrgrabenbreite

Die Mindestabmessungen sowie die Ausführungsart des Rohrgrabens dienen in erster Linie dem Arbeits- und Gesundheitsschutz der Beschäftigten. Die Berufsgenossenschaftliche Vorschrift „Bauarbeiten“ (BGV C22) fordert: Leitungsgräben bis höchstens 1,25 m Tiefe dürfen ohne besondere Sicherungen mit senkrechter Wand hergestellt werden, wenn die anschließende Geländeoberfläche bei nichtbindigen Böden nicht stärker als 1:10, bei bindigen Böden nicht stärker als 1:2 geneigt ist.

In mindestens steifen bindigen Böden sowie bei Fels, darf bis zur Tiefe von 1,75 m ausgehoben werden, wenn der über 1,25 m liegende Bereich der Wand unter einem Winkel $\alpha = 45^\circ$ abgeböscht (**Abb. 7-108** und **7-109**) wird und die Geländeoberfläche nicht stärker als 1:10 ansteigt.



Abb. 7-108: Rohrgraben bis 1,75 m Tiefe, ab 1,25 m geböscht

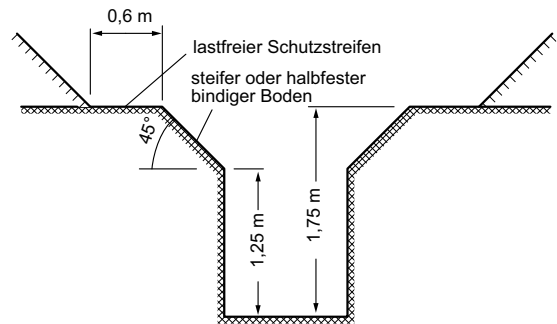


Abb. 7-109: Gräben mit abgeböschten Kanten

Bei Leitungsgräben von mehr als 1,25 m bzw. 1,75 m Tiefe müssen die Grabenwände mit dem Aushub fortschreitend – den Bodenverhältnissen, den Grundwasserverhältnissen und den Auflasten entsprechend – entweder ausreichend abgeböschst oder fachgerecht verbaut werden. Der Böschungswinkel kann im Allgemeinen, ohne rechnerischen Nachweis (DIN 4084) betragen:

- in nicht bindigen oder weichen bindigen Böden höchstens 45°
- in steifen oder halbfesten bindigen Böden höchstens 60°
- in Fels höchstens 80°

Geringere Wandhöhen oder Böschungsneigungen sind vorzusehen, wenn besondere Einflüsse (wie z. B. Grundwasserabsenkung, Zufluss von Wasser, Störungen des Bodengefüges oder einfallende Schichten bei nichtentwässerten Fließböden, bei Frost und bei starken Erschütterungen aus Verkehr, Ramm- oder Verdichtungsarbeiten) die Standsicherheit der Rohrgrabenwände gefährden.

Bei Leitungsgräben, die verbaut werden, sind die Wände unabhängig von der Tiefe senkrecht herzustellen. Werden solche Wände von mehr als 1,25 m Tiefe maschinell ausgehoben, so darf die Grabensohle erst betreten werden, nachdem ein Grabenverbau eingebracht ist, der zur Sicherung der Grabenwände ausreicht oder der eine gefahrlose Herstellung oder Fertigstellung eines fachgerechten endgültigen Verbaues zulässt.

Bei Gräben bis zu einer Tiefe von 1,25 m, die zwar betreten werden, aber keinen betretbaren Arbeitsraum zum Verlegen oder Prüfen von Leitungen haben müssen, sind mindestens die in **Tab. 7-54** angegebenen lichten Grabenbreiten einzuhalten:

Tab. 7-54: Lichte Mindestbreiten für Gräben ohne betretbaren Arbeitsraum:

Regelverlegetiefe				
	bis 0,70 m	über 0,70 m bis 0,90 m	über 0,90 m bis 1,00 m	über 1,00 m bis 1,25 m
Lichte Grabenbreite	0,30 m	0,40 m	0,50 m	0,60 m

Bei Gräben, die einen betretbaren Arbeitsraum zum Verlegen oder Prüfen von Leitungen haben müssen, sind **die in Tab. 7-55 angegebenen** lichten Grabenbreiten einzuhalten.

Tab. 7-55: Lichte Mindestbreiten für Gräben mit betretbarem Arbeitsraum

Äußerer Leitungs- bzw. Rohrschaftdurchmesser d_a in m	Lichte Mindestbreite b in m verbauter Graben		Nicht verbauter Graben	
	Regelfall	Umsteifung	$\leq 60^\circ$	$\geq 60^\circ$
bis 0,40	$b = d + 0,40$	$b = d + 0,70$	$b = d + 0,40$	
über 0,40 bis 0,80	$b = d + 0,70$			
über 0,80 bis 1,40	$b = d + 0,85$		$b = d + 0,40$	$b = d + 0,70$
über 1,40	$b = d + 1,00$			

Die vorgenannten Grabenbreiten gelten nicht für Gräben, die bei dem vorgesehenen Arbeitsablauf (endlos verlegte Rohrstränge z. B. Stahlschweißrohr- oder geschweißte Kunststoff-Rohrleitungen) nicht betreten werden müssen.

Als lichte Breite gelten in geböschten RG die Sohlenbreiten, in verbauten RG der lichte Abstand der Bohlen.

An der oberen Kante eines Leitungsgrabens muss auf jeder Seite ein mindestens 60 cm breiter unbelasteter Schutzstreifen freigehalten werden. Ist das nicht möglich, muss der Graben gegen Einsturz besonders gesichert werden, nötigenfalls durch Verbau auch schon nach geringen Tiefen; auch ist ein Schutz gegen das Abrutschen des ausgehobenen Bodens usw., z. B. durch verankerte Bohlen, zu schaffen. Die aufgehäuften Bodenmassen müssen dann so eingeebnet werden, dass die vorgeschriebenen Schutzstreifen entstehen.

Aushubmassen, die nicht genügend gesichert werden können, sind abzufahren, auch wenn sie zur Verfüllung später wieder angefahren werden müssen.

Es ist darauf zu achten, dass die Gräben nicht breiter als nötig werden, da die Beanspruchung der Rohre durch Erddruck mit der Breite des Grabens wächst.

Zweckmäßig vereinbaren Auftraggeber und Auftragnehmer eine Abrechnungsbreite, um das Aufmessen des doch immer in der Breite schwankenden Grabens zu vereinfachen. Die Abrechnungsbreite kann abhängig gemacht werden von der Rohrgrabentiefe. Für geböschte, durch Maschinen ausgehobene Gräben kann als Ersatz für den Grabenverbau durch Böschung eine größere Abrechnungsbreite oder eine Zulage für die Böschungen vereinbart werden.

Durch die vertraglich festgelegte Abrechnungsbreite gehen unnötige Mehrbreiten, Grabeneinstürze durch mangelhaften Verbau oder zu steile Böschungswinkel zu Lasten des Auftragnehmers.

Zur Vereinfachung wird oft nur nach laufendem Meter abgerechnet unter stufenweiser Berücksichtigung der Grabentiefe, z. B. bis 1,5 m, 1,51 bis 2,00 m usw.

7.6.2.1.5 Arbeitsvorgang beim RG-Aushub

Maschineller Aushub von Rohrgräben in offener Bauweise erfolgt mit Hilfe von Löffelbaggern mit Rad- oder Kettenfahrwerk bzw. mit Grabenfräsen. Die Maschinenauswahl richtet sich sowohl nach dem Trassenverlauf als auch nach der Bodenbeschaffenheit. Im offenen Gelände wird zunächst der Oberboden (Humus) mit leichten bis mittelschweren Planierraupen oder mit Radbaggern (geringere Verdichtung des Untergrundes) bis zum Rande der Baustreifenbreite abgeschoben (**Abb. 7-103**). Er darf nicht mit anderem Aushub überschüttet werden. Aus Naturschutzgründen, z. B. zur Schonung schützenswerter Pflanzendecken, ist es manchmal nötig, den Aushub vom Bodenbewuchs vollständig zu trennen. Hierzu eignet sich ein Kunststoff-Vlies, das auch zwischen dem Oberboden und dem Grabenaushub eingelegt werden kann (**Abb. 7-112** Vliesmatte). Bei Verkehrsflächen mit bituminösen Decken werden diese zunächst in der notwendigen Breite mit wassergekühlten fahrbaren Motorsägen geschnitten und dann mit dem Baggerlöffel ausgebrochen. Das aufgebrochene, zum Verfüllen untaugliche Material wird abgefahren. Erfolgt der Grabenaushub mit dem Löffelbagger fährt dieser auf der Grabenachse rückwärts. Die Grableistung eines Tieflöffelbaggers mit einem Gefäßinhalt von $0,8 \text{ m}^3$ loser Masse beträgt in leichtem Boden bis $50 \text{ m}^3/\text{h}$, in mittlerem Boden bis $30 \text{ m}^3/\text{h}$, in schwerem Boden bis $20 \text{ m}^3/\text{h}$ – bei günstiger Witterung und im freien Gelände. In Straßen mit Behinderungen durch Verkehr, bei Inanspruchnahme des Baggers auch für Verbauarbeiten, für Rohrtransport und Rohrverlegen wesentlich weniger.

Handaushub kommt nur noch an Zwangspunkten vor, wo ein Gerät nicht einsetzbar ist. Hier ist besonderes Augenmerk auf die Arbeitssicherheit zu legen. Es muss ein verantwortlicher Aufsichtsführender benannt sein, der entsprechend qualifiziert und unterwiesen ist.

7.6.2.1.6 Bodenarten

Nach DIN 18300 werden die Bodenarten unterschieden in die in **Tab. 7-56** aufgeführten Bodenklassen. Im RG tritt häufig ein Wechsel der Bodenklassen ein, Um Meinungsverschiedenheiten beim Aufmaß zu vermeiden werden im Leistungsverzeichnis die Bodenklassen BA 3 bis 6 zusammengezogen und

dafür ein „Mittelpreis“ vereinbart. Für die leicht erkennbaren Bodenarten 2 (fließend) und 7 (schwer lösbarer Fels) werden Zulagen vergütet.

Tab. 7-56: *Bodenklassen nach DIN 18 300*

Klasse	Bezeichnung	Beschreibung der Bodenklassen
1	Oberboden (Mutterboden)	oberste Schicht, neben anorganischen Stoffen Humus und Bodenlebewesen.
2	fließende Bodenarten	Bodenarten von flüssiger bis breiiger Beschaffenheit, die das Wasser schwer abgeben, z. B. Schlamm und Schluff
3	leicht lösbare Bodenarten	Nichtbindige bis schwachbindige Sande, Kiese und Sand-Kies-Gemische mit bis zu 15 % Beimengungen an Schluff und Ton (Korngröße kleiner als 0,06 mm) und mit höchstens 30 % Steinen von über 63 mm Korngröße bis zu 0,01 m ³ Rauminhalt.
4	mittelschwer lösbare Bodenarten	Gemische von Sand, Kies, Schluff und Ton mit mehr als 15 % der Korngröße kleiner als 0,06 mm. Bindige Bodenarten von leichter bis mittlerer Plastizität, die je nach Wassergehalt weich bis halbfest sind und die höchsten 30 % Steine von über 63 mm Korngröße bis zu 0,01 m ³ Rauminhalt enthalten
5	schwer lösbare Bodenarten	Bodenarten nach den Klassen 3 und 4, jedoch mit mehr als 30 % Steinen von über 63 mm Korngröße bis zu 0,01 m ³ Rauminhalt. Nichtbindige und bindige Bodenarten mit höchstens 30 % Steinen von über 0,01 m ³ bis 0,1 m ³ Rauminhalt. Ausgeprägt plastische Tone, die je nach Wassergehalt weich bis halbfest sind.
6	leicht lösbarer Fels und vergleichbare Bodenarten	Felsarten, die einen inneren, mineralisch gebundenen Zusammenhalt haben, jedoch stark klüftig, brüchig, bröckelig, schiefrig, weich oder verwittert sind, sowie vergleichbare feste oder verfestigte bindige oder nichtbindige Bodenarten, z. B. durch Austrocknung, Gefrieren, chemische Bindungen. Nichtbindige und bindige Bodenarten mit mehr als 30 % Steinen von über 0,01 m ³ bis 0,1 m ³ Rauminhalt.
7	schwer lösbarer Fels	Felsarten, die einen inneren, mineralisch gebundenen Zusammenhalt und hohe Gefügesteifigkeit haben und die nur wenig klüftig oder verwittert sind. Festgelagerter, unverwitterter Tonschiefer, Nagelfluhschichten, Schlackenhalde der Hüttenwerke und dergleichen. Steine von über 0,1 m ³ Rauminhalt.

7.6.2.1.7 Grabenverbau

Verbauarten

Ein Verbau (Absteifung, Schalung) ist nötig, sobald der Boden nicht standfest ist und wenn der RG nicht geböscht werden kann.

Nicht geböschte Gräben über 1,25 m Tiefe müssen:

- in Böden mit ungenügender Standfestigkeit, mit Einsturzgefahr und fließenden Bestandteilen einen Verbau erhalten der aus waagerechten Verbaubohlen hergestellt sein kann.
- bei Fließsand oder starkem Wasserauftritt in nicht gebundenen Böden einen senkrechten Verbau, Grabenverbaugeräte oder ggf. Spundwände erhalten.

Voraussetzung für einen waagerechten Verbau sind so standfeste Böden, dass sie auf Bohlenbreite frei stehen bleiben und der bereits angeschnittene Boden nicht in den RG ausbricht. Ein senkrechter Verbau ist dann nötig, wenn die Bohlen eines waagerechten Verbaus nicht ohne Ausbrechen oder Einsturz der Grabenwand während des Vertiefens des RG eingebracht werden können. Das ist bei fließenden Bodenarten und wenn im Grundwasser ausgehoben wird regelmäßig der Fall. Bei senkrechtem Verbau müssen die Bohlen dem Aushub um mindestens 0,3 m vorausseilend in die Grabensohle eingetrieben werden, was häufig mit dem Baggerlöffel geschieht; in Gräben über 2,5 m Tiefe durch eine Ramme.

Geböschte Gräben sind in der Regel. wirtschaftlicher als ein Verbau, weil im verbauten RG viel Umsetzen von Spreizen zum Einbauen der Rohre erforderlich ist.
Beim Zuschütten der Rohrgräben dürfen die Absteifungen erst dann entfernt werden, wenn sie durch das Auffüllen entbehrllich geworden sind.
Verbau von Rohrgräben verlangt besondere Kenntnisse und darf daher nur von fachlich geschultem Personal vorgenommen werden. Auf die Verantwortung und Sorgfaltpflicht der Bauleiter, Betriebsleiter usw. wird hingewiesen.
Nach längerem Offenstehen des RG infolge von Arbeitsunterbrechung, nach anhaltendem Regen oder nach Sprengungen muss der Verbau auf seine Standfestigkeit überprüft werden.

Normverbau

Um nicht in allen Fällen einen statischen Nachweis für die Sicherheit des Verbaus führen zu müssen, lässt DIN 4124 einen genormten Verbau bis 5 m Höhe der Grabenwand zu; Voraussetzung dafür ist

- die Geländeoberfläche verläuft annähernd waagrecht
- der Boden weist eine steife oder halbfeste Konsistenz auf
- Gebäudelasten beeinflussen Größe und Verteilung des Erddruckes nicht
- die nach § 34 der Straßenverkehrszulassungsverordnung allgem. zugelassenen Fahrzeuge halten einen Abstand von mind. 0,60 m, schwerere Fahrzeuge mit höheren Achslasten einen Abstand von mind. 1,0 m zur Hinterkante der Bohlen ein.

Waagerechte Normverbau

In **Abb. 7-110** ist er speziell für einen RG dargestellt; ein zusätzliches Brustholz schafft unter den untersten Spreizen Raum für das Verlegen der Rohre. Ob die Brusthölzer 8 · 16 oder 12 · 16 cm und ob die Rundholzsteifen (Spreizen) 10 oder 12 cm im Durchmesser gewählt werden müssen, hängt von der Grabenbreite und damit von der Knicklänge der Steifen ab. Die einzelnen Maße für den waagerechten Normverbau sind der **Tab. 7-57** zu entnehmen.

Tab. 7-57: Waagerechter Normverbau (Maße)

Brusth. cm	Steifen cm Ø	Bemessung	Bohlendicke s cm				
			5	6	7		
8 · 16	10	h _{max}	m 3,00	3,00	4,00	5,00	5,00
		l ₁ max	m 1,90	2,10	2,00	1,90	2,10
		l ₂ max	m 0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
		l ₃ max	m 0,70	0,70	0,65	0,60	0,60
		l ₄ max	m 0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
		l _n max	m 0,60	0,60	0,55	0,50	0,50
		s _k max	m 1,65	1,55	1,50	1,45	1,35
		Max. Steifenkraft (kN)	31	34	37	40	43
12 · 16	12	l ₃ max	m 1,10	1,10	1,00	0,90	0,90
		l ₄ max	m 0,40	0,40	0,40	0,40	0,40
		l _n max	m 0,80	0,80	0,75	0,70	0,70
		s _k max	m 1,95	1,85	1,80	1,75	1,65
		Max. Steifenkraft (kN)	49	54	57	59	64

S_k = max. Knicklänge der Holzsteifen

Senkrechter Normverbau

Gemäß **Abb. 7-111** wird im Wasserleitungsbau der senkrechte Verbau bei RG-Tiefen bis etwa 4 m wie der waagerechte Verbau mit Holzbohlen, bei größeren Tiefen mit Kanaldielen durchgeführt. Werden statt hölzerner Steifen sog. Spindelsteifen mit verstellbarer Länge verwendet, so sind diese entsprechend der in der Tabelle angegebenen Steifenkräfte statisch nachzuweisen.

Die Überstandsmaße l_0 und l_u dürfen nicht größer sein als die Gurtabstände l_1
Der „gepfändete Verbau“ mit Kanaldielen kommt beim Bau von WV-Anlagen nur bei sehr großen Tiefen und RG-Breiten vor (vgl. DIN 4124, 7.2.4).
Kann ausnahmsweise kein Normverbau verwendet werden, so ist der Verbau nach DIN 2124, 10 zu berechnen.

Tab. 7-58: Senkrechter Normverbau (Maße)

Brusth. cm	Steifen cm Ø	Bemessung	Bohlendicke s cm			
			5	6	7	
16 · 16	12	hmax	m 3,00	3,00	4,00	5,00
		l_0 max	m 0,50	0,60	0,60	0,60
		l_1 max	m 1,80	2,00	1,90	1,80
		l_u max	m 1,20	1,40	1,30	1,20
		l_2 max	m 1,60	1,50	1,40	1,30
		l_3 max	m 0,80	0,75	0,70	0,65
		s_k	m 1,70	1,65	1,50	1,30
		Max. Steifenkraft (kN)	61	62	70	79
20 · 20	14	l_2 max	m 2,30	2,20	2,00	1,80
		l_3 max	m 1,50	1,10	1,00	0,90
		s_k	m 1,90	1,85	1,65	1,45
		Max. Steifenkraft (kN)	88	91	100	111

s_k = max. Knicklänge der Holzsteifen

Aussteifungsmittel

Anstelle der Holzsteifen werden heute meist *stählerne Aussteifungsmittel* (Kanalstreben sowie Spindelköpfe für Rundhölzer und für Stahlträger) verwendet. Diese Teile müssen u. a. aus St 37-2 gefertigt sein, sowie einen Festigkeitsnachweis, die Rohre einen Außendurchmesser von mind. 40 mm und eine Wanddicke von mind. 3 mm besitzen. Sie müssen geprüft und gekennzeichnet sein und dürfen nur bestimmungsgemäß verwendet werden. Insbesondere darf die angegebene Gebrauchslast nicht überschritten werden.

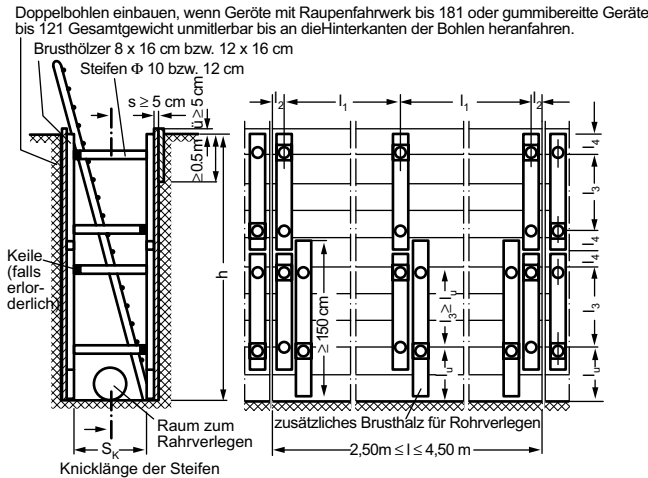


Abb. 7-110: Waagerechter Normverbau

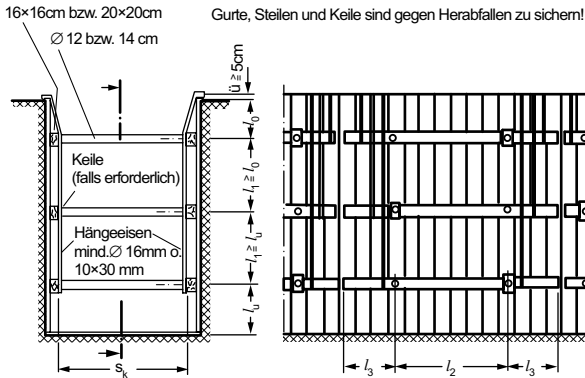


Abb. 7-111: Senkrechter Normverbau

Verbaugeräte

Als Ersatz für die vorgenannten Verbauarten werden immer häufiger die sogen. „Graben-Verbaugeräte“ verwendet. Sie bestehen aus vorgefertigten Einbauteilen aus Holz oder Stahl, die, in den Graben gebracht, den endgültigen Grabenverbau bilden. Sie stellen einen bemerkenswerten Rationalisierungsfaktor dar.

Berufsgenossenschaftlich anerkannte Verbaugeräte werden, wie die vorerwähnten stählernen Aussteifungsmittel, in einer von der Tiefbauberufsgenossenschaft herausgegebenen Liste aufgeführt. Die Prüfung neuartiger Verbaugeräte erfolgt durch die Prüfstelle des FA „Tiefbau“ entsprechend den „Grundsätzen für die Prüfung der Arbeitssicherheit von Grabenverbaugeräten“. Grabenverbaugeräte dürfen zur Sicherung von maschinell ausgehobenen Leitungsgräben nur in solchen Bodenarten eingesetzt werden, die vorübergehend standfest sind.

Der maschinell ausgehobene Graben muss maßhaltig sein und senkrecht stehende Grabenwände haben.

Die Ausschachtung des RG darf dem vorher eingebrachten Verbau höchstens um eine Verbaufeldlänge voraus sein.

7.6.2.1.8 Wasserhaltung

Wasserhaltung ist im RG bei Auftreten von Wasser stets nötig, da zur Kontrolle der Grabensohle, zum Verlegen und insbesondere zum Verbinden der Rohre ein trockener Graben geschaffen werden muss. Die einzige Ausnahme bilden Fluss- oder Bachunterführungen, die in „Nasser Baugrube“ hergestellt werden. Folgende Arten der Wasserhaltung sind möglich:

Ausschlitzgräben

Ausschlitzgräben sind an Tiefpunkten des RG seitlich herausgeführte Abflussgräben. Sie sind nur da möglich, wo vom RG-Tiefpunkt aus noch ein Gefälle ins Gelände, zu einem Vorfluter besteht.

Pumpen mit Motorantrieb

Für den Pumpeneinsatz wird ein Pumpensumpf hergestellt, der jeweils um 0,6 bis 0,8 m tiefer vorzutreiben ist als die anschließende Grabensohle, die dadurch schon während des Aushebens ziemlich trocken gehalten werden kann. Die Länge des zu entwässernden Grabenstückes soll bei Pumpenwasserhaltung 300 m nicht überschreiten, bei Gräben mit größerem Gefälle sind wegen der spülenden Wirkung des Wassers möglichst kurze Strecken zu wählen.

Motorpumpen werden mit Elektro- oder Verbrennungsmotoren angetrieben. Für geringere Förderleistungen werden bevorzugt wasserdichte, elektrische Aggregate mit Trockenlaufschutz eingesetzt.

Bei großem Wasserandrang, wenn etwaige Unterbrechung der Wasserhaltung unerwünscht ist, muss für genügende Maschinenreserve gesorgt werden.

Dränung des Rohrgrabens

Die Entwässerung des Rohrgrabens kann in beiden o.g. Fällen durch eine längs im Rohrgraben verlegte Dränage unterstützt werden. Die Dränrohre sind allseits mit etwa 10 cm feinmaterialfreiem Kies oder Split zu umhüllen. Nach Abschluss der Rohrverlegung muss die Dränage in regelmäßigen Abständen unterbrochen werden um eine andauernde Längsströmung des Grundwassers im Rohrgraben zu verhindern.

Grundwasserabsenkung

Wenn der Wasserandrang sehr groß ist, wenn z.B. der Grundwasserspiegel knapp unter Gelände steht und das Gebirge sehr durchlässig ist, kann eine Grundwasserabsenkung erforderlich werden, wobei längs des RG mehrere Brunnen hergestellt und mit Einzelpumpen oder mit gemeinsamer Saugleitung und einer Pumpe abgepumpt werden. In Feinsanden oder Schluffen, die ihr Wasser nur sehr schwer abgeben und daher zum Fließen und Grabeneinsturz neigen, wird zweckmäßig das Vacuumverfahren angewandt. Man entzieht dem Boden das Wasser durch Reihen von eingespülten „Lanzen“ beiderseits des Grabens. Dies sind kleine Brunnen, unterhalb des Wasserspiegels mit Filtern versehene Rohre von 40–50 mm Lichte (ähnlich den Schlagbrunnen) in 1 bis 1,5 m Abstand, die luftdicht meist mit Schläuchen an Sammelleitungen angeschlossen sind, in denen durch Vacuum-pumpen ein Unterdruck erzeugt wird. Spezielle Pumpensätze für diesen Zweck, gegliedert in Vacuum- und Schmutzwasserpumpe; Schaltung durch Automatik, so dass entweder die Luft- oder die Wasserpumpe oder auch beide Pumpen in Betrieb sind.

7.6.2.1.9 Sohlenbefestigung

Die Grabensohle muss als Auflager der Rohrleitung eine gleichmäßige Druckverteilung sicherstellen. Sie ist so herzustellen, dass die Rohrleitung auf der ganzen Länge gleichmäßig aufliegt. Ist die Tragfähigkeit des Bodens längs einer Strecke nicht immer gleich, so ist beiderseits der Übergangsstelle von der einen zur anderen Bodenart der RG um 15 cm tiefer auszuheben und eine Schüttung aus geeignetem, steinfreiem verdichtungsfähigem Material über mehrere Rohrlängen einzubringen.

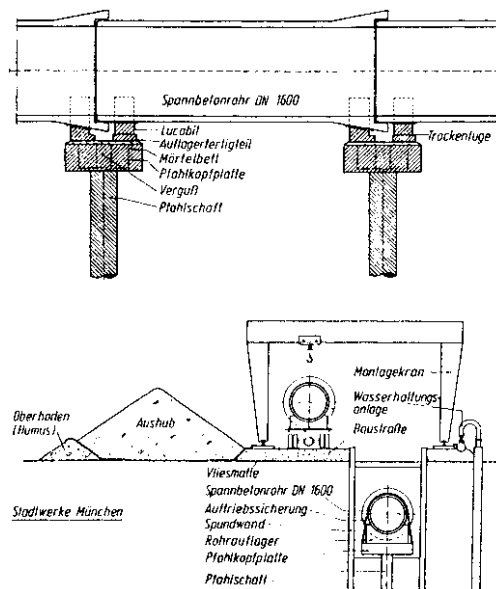


Abb. 7-112: Sohlenbefestigung durch Pfahlgründung

Hierdurch erhält die Grabensohle eine gewisse Elastizität, und Spannungen im Rohr werden vermieden.

Bei wenig tragfähiger Sohle des Grabens wird die RL dadurch gestützt, daß in den um 30 bis 40 cm tiefer ausgehobenen Graben zunächst eine Schotterpackung von etwa 20 cm Höhe eingebracht wird, auf welche, wie oben, 15 cm geeignetes, steinfreies verdichtungsfähiges Material geschüttet werden. Kann dem Boden eine Belastung durch die RL überhaupt nicht zugemutet werden, so ist die aus bruchsicheren Rohren hergestellte Leitung auf Pfahlroste (**Abb. 7-112**) zu legen. Dies ist in der Regel in Moor, Schlick und Fließsand nötig. Jedes Pfahljoch besteht aus 2 Pfählen, dem darüber befestigten Riegel als Rohrlager mit 2 Keilen zum Festlegen des Rohres. Die Pfähle werden eingerammt. Die Rammtiefe richtet sich in der Regel nach der Tiefenlage festerer Bodenschichten und wird durch Proberammung ermittelt. Man ordnet bei Muffenrohren für jede Muffe ein Pfahljoch an. Die Sicherheit der Rohraufgabe muss in diesen Fällen jeweils nachgewiesen werden. In felsigem und steinigem Untergrund – wenn eine Punktlagerung der Rohrleitung zu befürchten ist – muss der Rohrgraben tiefer ausgehoben und eine untere Bettungsschicht aus geeignetem, steinfreiem verdichtungsfähigem Material hergestellt werden. Die untere Bettungsschicht muss für Rohre bis DN 250 mindestens 10 cm, für Rohre größer DN 250 mindestens 15 cm unter dem Rohrschaft, unter Muffen, Flanschen An- und Einbauteilen aufweisen. Das Material muss dem DVGW Arbeitsblatt W 400-2, Anhang G entsprechen (**Tab. 7-59**).

7.6.2.1.10 Wiedereinfüllen des RG nach dem Einlegen der Rohre

Der verfüllte RG soll sich nicht setzen, um die landwirtschaftliche Nutzung der Trasse nicht zu behindern und im Straßenbereich den Verkehr nicht zu gefährden.

Das Wiedereinfüllen in der sog. „Leitungszone“, das ist der Rohrgrabenbereich von der Grabensohle bis in der Regel 30 cm über dem Rohrscheitel, muss sehr sorgfältig geschehen. Es darf dazu nur verdichtungsfähiges und steinfreies Material (**Tab. 7-59**) verwendet werden. Die Leitungszone ist lagenweise zu verfüllen und zu verdichten. Die Verdichtung erfolgt mit, an die Grabengeometrie und das Rohrleitungsmaterial angepassten, leichten dynamischen Verdichtungsgeräten.

Eine maschinelle Verdichtung mit Geräten bis 100 kg ist in der Regel erst über 75 cm über dem Rohrscheitel zulässig. Auch in diesem Bereich sollte die Verfüllung in Schichten nicht über 50 cm erfolgen.

Wichtig ist das Verdichten der unteren und oberen Bettungsschicht (Auflagerzwickels), um ein nachträgliches Setzen der RL zu vermeiden.

In Straßen, deren Untergrund aus bindigen Böden besteht, muss anstelle des Aushubmaterials geeignetes Fremdmaterial ggf. nach Anforderung des Straßenbaulastträgers eingefüllt werden, da bindige Böden sich nicht in angemessener Zeit verdichten lassen und es bei ihnen zu späteren Setzungen kommen kann. Die Straßenbauverwaltung verlangt für die in ihrem Bereich verlegten Leitungen, dass bei nichtbindigen Böden dabei eine Lagerungsdichte von 97 % der einfachen Proctordichte erreicht werden muss. Entscheidungshilfe für das einzusetzende Gerät und die Arbeitsweise kann das „Merkblatt für das Zufüllen von Leitungsgräben“ der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Postfach 50 13 62, 50973 Köln, sein. Es enthält u. a. eine Gerätetabelle über alle Verdichtungsgeräte mit Angabe der lockeren Schütthöhen.

Tab. 7-59: Richtwerte für Materialien in der Leitungszone (DWGW W 400-2, Anhang G)

Rohrmaterial		Umhüllung	Korngröße rundes Material	Korngröße gebrochenes Material
duktile Gussrohre		Zink/Bitumen ^{c)}	0 – 32 mm Einzelkörner bis max. 63 mm	0 – 16 mm Einzelkörner bis max. 32 mm
Stahlrohre und duktile Gussrohre		PE – N ^{a)}	0 – 4 mm Einzelkörner bis max. 8 mm	0 – 5 mm Einzelkörner bis max. 8 mm
Stahlrohre und duktile Gussrohre		PE – V ^{a)}	0 – 4 mm Einzelkörner bis max. 8 mm	0 – 5 mm Einzelkörner bis max. 10 mm
Stahlrohre und duktile Gussrohre		ZM	0 – 63 mm Einzelkörner bis max. 100 mm	0 – 63 mm Einzelkörner bis max. 100 mm
PVC-U-Rohre, PE 80- und PE 100-Rohre	≤ DN 200		0 – 22	Brechsand-Splitt-Gemisch 0 – 11
	> DN 200		0 – 40	
	≤ DN 600			
PE-Xa			0 – 63	0 – 63
GFK-Rohre			^{b)} • DN ≤ 400: 0 – 16 mm Einzelkörner bis max. 16 mm • DN > 400: 0 – 32 mm Einzelkörner bis max. 32 mm	

a) siehe DIN 30670 und DIN 30674-1

b) Bei hohen Grundwasserständen oder drückendes Schichtenwasser sind besondere Maßnahmen zur Verhinderung des Ausspülens von Feinteilen zu treffen (z. B. feinteilfreies Material bis DN 400, Korngröße 10 – 15 mm, größer DN 400, Korngröße 15-20 mm, oder Einbau eines Vlieses Umhüllung der Leitungszone etc.)

c) Die Umhüllung wird in Abhängigkeit der Boden-Aggressivität nach DIN 30675 Teil 1 und Teil 2 gewählt.

Diese Tabelle wird entsprechend der Weiterentwicklung der Produktzertifizierung des DVGW fortgeschrieben.

7.6.2.2 Einbauen der Rohrleitung

7.6.2.2.1 Abnahme der Rohre und Formstücke

Die Prüfung der Rohrleitungsteile erstreckt sich auf: Vollständigkeit der Lieferung, Vorhandensein der Verschlusskappen, äußere Beschaffenheit (insbesondere des Rohrrinnen- und Außenschutzes), Maßabweichungen, die saubere Bearbeitung der Dichtungsflächen von Flanschen sowie auf die Kennzeichen (Druckstufe, DIN, Hersteller usw.). Darüber hinaus ist zu prüfen, ob nicht die Muffenkammern einseitig voll Bitumen gelaufen sind und ob die Dichtring unbeschädigt und sauber sind. Zunächst sollen mindestens 10 % der angelieferten Rohre, Formstücke und Armaturen stichprobenweise geprüft werden (bei kleinen Lieferungen mehr). Werden Mängel festgestellt, ist die ganze Lieferung zu prüfen.

Die Prüfung an der Übergabestelle oder Baustelle kann wie folgt durchgeführt werden: Messen der Wandstärke an verschiedenen Stellen des Umfangs mit der Schieblehre; Prüfen der Schichtdicke des Innen- und Außenschutzes mit einem Dickemessgerät; Zusätzlich kann der Außenschutzes mit einem Porenprüfgerät mittels einer der Rohrisolierungsart bzw. Isolierungsdicke entspr. Prüfspannung (z. B. 25 kV) geprüft werden; Funkenüberschlag bedeutet ungenügenden Außenschutz (schadhaft oder zu dünn).

Beanstandete Rohrleitungsteile sind unverzüglich und mit Sicherheit von jeder Verwendung auszuschließen. Über die Abnahme wird eine Niederschrift angefertigt.

7.6.2.2.2 Transport

Beim Transport muss vorsichtig mit den Rohrleitungsteilen umgegangen werden. Die RL stellen den Hauptwert der Wasserverteilungsanlagen dar, ihre Lebensdauer darf nicht durch Transportschäden gemindert werden. Die Rohre dürfen nicht vom Eisenbahn- oder Lastwagen herabgeworfen, auch nicht auf schiefen Ebenen frei abgerollt werden, so dass sie gegen den Boden oder gar gegeneinander prallen. Schutzanstriche oder Umhüllungen dürfen nicht beschädigt werden. Jedes Schleifen oder Rollen der Rohre am Boden ist nicht zulässig. Zum Abladen und Transportieren sind geeignete Geräte (z. B. Bagger, Gabelstapler, Ladekran) mit ausreichender Tragkraft einzusetzen, die ein stoßfreies Heben und Senken gewährleisten. Die Anschlagmittel dürfen die Rohre nicht beschädigen, deshalb sollen nur Gurte, oder gepolsterte Seile oder Ketten eingesetzt werden.

Müssen Rohre zwischengelagert werden, so sind zunächst auf dem Boden Kanthölzer mit gebrochenen Kanten auszulegen und nach jeder Rohrlage ebensolche dazwischenzugeben, wobei die äußeren Rohre gegen Herausrollen durch festgenagelte Keile zu sichern sind. Die werkseitigen Rohrverschlüsse müssen während des gesamten Transportes bis zur Verlegung an den Rohrenden verbleiben.

7.6.2.2.3 Ausbessern von Schäden

Beschädigungen des Außenschutzes an einzelnen Rohren sind grundsätzlich vor dem Einbau der Rohre in den RG zu beheben. Rost muss entfernt und darauf das Rohr mit geeignetem Schutzmittel nachbehandelt werden. Eine nochmalige Prüfung auf der Baustelle nachgebesserter Außenhüllen mit dem Porenprüfgerät vor dem Einbauen ist empfehlenswert. Wegen der im Einzelfall zu wählenden Schutzmittel ist Rücksprache mit dem Rohrhersteller, der sie in der Regel auch liefert zu nehmen. Zum Korrosionsschutz von Baustellen-Schweißnähten ist eine auf die Zahl der Verbindungen abgestellte Menge von Isoliermaterial anliefern zu lassen.

7.6.2.2.4 Anbringen eines zusätzlichen Außenschutzes

Der für metallisch Rohrleitungen erforderliche Außenschutz (z. B. Verzinkung mit Bitumen- oder Epoxid-Beschichtung, PE-Beschichtung, Zementmörtelumhüllung) wird in der Regel werkseitig aufgebracht. Eine Ausnahme bilden die PE-Folienschläuche für GGG-Rohre nach DIN 30674-5 für verzinkte und bituminierte oder epoxidbeschichtete Rohre. Die Folienschläuche lassen sich auf der Baustelle leicht anbringen, wenn das Rohr in einem Hebeband hängt.

Bei der Verwendung von Schlauchfolien ist Folgendes zu beachten:

- Die Rohre müssen sauber und trocken sein
- Die Folien dürfen nicht in der Sonne lagern
- Die Folien dürfen nicht beschädigt sein: geringe Fehlerstellen mit Kunststoffband ausbessern (wird mitgeliefert)
- Die Folie muss eng am Rohr anliegen, die dreischichtige Falte nach oben legen
- An den Verbindungsstellen müssen die Folien gegenseitig wirksam abdichtet werden

Arbeitsgang zum Anbringen der Folien:

Für Folien mit Schlauchdurchmesser = Muffen-Außendurchmesser

- Schlauch 0,6 bis 0,7 m länger als Rohr abschneiden
- Schlauch vom Spitze des Rohres her überschieben
- Rohrmuffe und Spitze auflagern, Hebeband abnehmen
- Schlauch ausstrecken, Längsfalte umlegen und mit Klebeband festhalten; Rohrenden bleiben noch frei
- Hebeband über dem Schlauch anlegen
- Schlauch bis Muffenende ausziehen, mit Klebeband anheften

- Schlauch am Spitzende ausziehen, sobald Rohrverbindung hergestellt ist; Schlauch über die Muffe des vorher verlegten Rohres und deren Schlauch ziehen und beide Schläuche verkleben

Für Folien mit Schlauchdurchmesser = Rohr-Außendurchmesser

- Wie oben 2. Schlauch bleibt gerafft,
- Rohr verlegen und verbinden,
- Rohr an Muffe anheben, soweit es abwinkelbar ist, Schlauch ausziehen und am Muffenhals und Spitzende verkleben,
- Freigebliebene Muffe mit einer Flachfolie überdeckend umhüllen, die vor der Muffenstirn durch einen kunststoffummantelten Bindedraht gehalten wird.

7.6.2.2.5 Verlegen der Rohre

Das Ablassen in den Graben hat sorgfältig, unter Beachtung der auch für den Transport (Abschn. 7.6.2.2.2) geltenden Vorgaben zu erfolgen. Bei Schraub- und Einsteckmuffen wird in der Regel an Tiefpunkten begonnen, wobei die Muffen üblicherweise hangaufwärts verlegt werden, so daß das Spitzende in die Muffe abwärts eingeführt wird.

Unmittelbar vor dem Ablassen und Verlegen der Rohre ist die Höhenlage der RG-Sohle zu prüfen und ggf. durch Einfüllen von steinfreiem Material zu korrigieren.

In lehmigen, tonigen Böden wird die RG-Sohle bei längerem Offenhalten des Grabens durch Niederschlag- und Sickerwasser weich und verliert an Tragfähigkeit. Daher wird gewöhnlich der RG nur auf die Strecke einer Tagesleistung offen gehalten.

Etwa nötiger Ablauf für Tag- oder Sickerwasser (Dränage) ist an der RG-Sohle *seitlich* der Rohre anzulegen, um ein Aufweichen des Auflagers zu verhindern.

Jedes Rohr ist satt auf seine ganze Länge aufzulegen, für Muffen sind „Muffenlöcher“ entsprechend tiefer auszuheben.

Die verlegte RL ist schließlich nach Seite und Höhe einzufluchten. Seitlich wird nach dem Auge ausgerichtet, der Höhe nach durch das Aufsetzen des Rohrkreuzes und Visieren über die RG-Profile. Das Rohrkreuz ist um den Außendurchmesser der Rohre kürzer als das Grabenkreuz. Mit dem Rohrkreuz wird die Höhenlage bei Muffenrohren schon nach dem Verlegen jedes einzelnen Rohres geprüft, bei geschweißten St-Rohren etwa alle 10 m. Üblich und einfacher ist die Verlegung mit Hilfe eines Baulasers.

7.6.2.2.6 Verbinden der Rohre

Für das Verbinden der Rohre gelten die Vorschriften der Hersteller. Im folgenden sind nur die am meisten verwendeten Verbindungsarten beschrieben. Zur Herstellung der Verbindungen dürfen nur geschulte und erfahrene Fachkräfte eingesetzt werden.

Zum Schutze der Leitung gegen innere Verunreinigung ist eine Rohrbürste mit einem um 1 m längeren Stiel, als einer Rohrlänge entspricht, dem Arbeitsfortschritt entsprechend nachzuziehen. Die Bürste muss satt in das Rohr passen. Ab DN 400 werden zweckmäßig dreigliedrige Bürsten verwendet. Die Bürstenkörper dürfen nicht zu schwer sein, da sonst die unteren Borsten abgeknickt werden und dadurch die oberen nicht mehr satt an der Rohrwand anliegen.

Wird die Verlegearbeit unterbrochen, so sind alle Rohröffnungen durch Verschlüsse zu sichern, um das Eindringen von Fremdkörpern, Kleintieren usw. sicher zu verhindern.

Wenn Schmutz, Oberflächenwasser oder Fremdkörper (z. B. Werkzeug, Reinigungslappen) im Rohr verbleiben, so wird der Erfolg der späteren Spülung und Desinfektion in Frage gestellt.

Verbindungen von Muffen-Rohren

bei *Steckmuffen*:

- Muffe mit Stahlbürste gut reinigen, etwa in den Nuten zusammengelaufenes Bitumen entfernen. Desgleichen Spitzende mit Stahlbürste oder Schaber reinigen (entfällt bei PVC-Steckmuffen).
- Dichtringsitz in der Muffe mit dem vom Rohrwerk mitgelieferten Gleitmittel einstreichen (Pinsel).

- Dichtring reinigen, herzförmig zusammendrücken, in die Haltenut richtig einsetzen und glatt andrücken.
- Dichtring dünn mit Gleitmittel streichen.
- Spitzende mit Gleitmittel streichen und bis zum Dichtring in die Muffe einführen. Dann Rohr einfluchten und mit einem Hebel (bis DN 125) und Druck gegen die Muffe des einzuschiebenden Rohres oder mit einem Gabelwerkzeug (DN 150 bis 300) oder einer Zugratsche, einem Hub- oder Kettenzug (DN 350 bis 600) in die Muffe so weit einführen, dass der erste weiße Markierungsstrich gerade verschwindet, der zweite aber noch vollständig sichtbar bleibt.. Sitz des Dichtringes mit Taster prüfen.

Erst nach Herstellung der Verbindung dürfen die Rohre – wenn nötig – abgewinkelt werden (bis DN 300 um 5°, DN 400 um 4°, DN 500/600 um 3°).

Sind Rohre auf der Baustelle auseinandergeschnitten worden, und sollten die Stücke wieder verwendet werden, so sind die Schnittflächen der neu entstandenen Spitzenden mit einer Handschleifmaschine gut zu runden, bei metallischen Rohren mit Korrosionsschutz nachzustreichen und die Strichmarkierungen wie an einem normalen Rohrende anzubringen.

Abschneiden von Rohren erfolgt am besten mittels Trennscheibe – bei Rohren mit ZM-Auskleidung mittels Gestein-Trennscheibe.

Tab. 7-60: Abstandsmaß L mm

DN	L
500	208
600	213
700	219
800	224
900	230
1 000	235
1 200	246

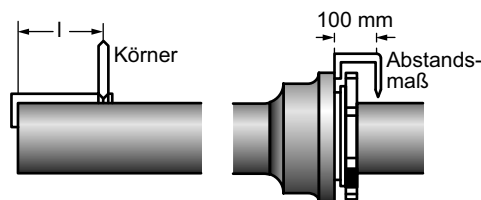


Abb. 7-113: Abstand f. Stopfbuchsenmuffen

bei *Stopfbuchsenmuffen*:

- Muffe und Spitzende reinigen wie oben. Abstandsmaß gemäß **Tab. 7-60** mittels Anschlaglehre und Körner auf dem Spitzende einschlagen und mit Ölkreide markieren (**Abb. 7-113**). Durch das Einhalten des Abstandes wird erreicht, daß das Spitzende nicht am Muffengrund anliegt, um Zwängen der Verbindung zu vermeiden, besonders beim Abwinkeln.
- Stopfbuchsen- und Dichtring reinigen und ohne Gleitmittel hinter die Körnermarke auf das Spitzende schieben.
- Spitzende mit Hebevorrichtung in die Muffe einschieben und einfluchten, Dichtring gleichmäßig tief in die Muffe schieben.
- Mit Abstandsmaß 100 mm prüfen, ob Spitzende richtig sitzt.
- Stopfbuchsenring vor den Dichtring schieben und mit zwei am oberen Umfang eingelegten Hartholzkeilen zentrieren.
- Hammerschrauben und Muttern – die vorher mit Bitumenlack überstrichen wurden, einsetzen und der Reihe nach stets zwei gegenüberliegende Muttern mit Ringschlüssel anziehen.
- Dichtring sitzt dann richtig, wenn sich der Stopfbuchsenring gleichmäßig am Umfang wenigstens 6 mm tief in den Dichtring eingequetscht hat. Am Umfang mindestens 3 Messungen.
- Erst dann – wenn erforderlich – Rohr abwinkeln, maximal 3°.

bei *Schraubmuffen*:

- Rohrspitzende und Muffe gründlich reinigen.
- Abstandsmarke gemäß **Tab. 7-61** mit Lehre und Körner am Spitzende einschlagen und markieren (wie **Abb. 7-113**).

- Schraubringgewinde und Druckfläche reinigen, den Schraubring ggf. mit Druckring über das Spitzende bis über die Körnermarke und den Gummidichtring bis vor die Marke schieben, Gewinde samt Druckfläche dünn mit Gleitmittel bestreichen, desgl. die Muffe im Inneren.
- Spitzende in die Muffe einführen und zentrieren. Bei kleinem DN mit Hand, bei großen – ab 150 – bleibt das Rohr im Hebezeug. Gummiring, ggf. mit Gleitring, mittels Holzstäbchen in die Muffe bis Anschlag einschieben. Sitztiefe des Spitzendes mit Abstandsmaß 100 mm prüfen.
- Schraubring von Hand eindrehen, dann mit Hakenschlüssel und von Hand, schließlich durch Hammerschläge auf den Hakenschlüssel oder durch Holzramme anziehen.
- Abstandsmaß nochmals nachprüfen.
- Erst dann, wenn erforderlich, Abwinkeln des Rohres, maximal 3°.
- Rohr sofort satt unterfüllen und durch Erdauflast beschweren, damit für die Herstellung der nächsten Muffe ein fester Halt vorhanden ist.

Tab. 7-61: Abstandsmaß mm für SMU und SLM (Langmuffe)

DN	40	50	65	80	100	125	150	200	250	300	350	400	500
SMU	169	172	175	179	183	186	189	195	201	206	208	211	
SLM					222		227	231	233	235		240	

Tab. 7-62: Gewicht für Hammer und Ramme

DN bis	100	150	300	400
Hammer (kg)	2	3	–	–
Ramme (kg)	–	–	25	40
Querschnitt der Ramme cm • cm	–	–	12 • 12	15 • 15

Flanschverbindungen:

- sollen im Erdreich grundsätzlich vermieden werden. Längskraftschlüssigen Steckmuffenverbindungen bieten überzeugende technische und wirtschaftliche Vorteile
- Falls unvermeidlich, wird der Übergang von Rohren auf Flansche, z. B. bei Armaturen, durch E- oder F-Stücke hergestellt.
- Zur Dichtung der Flansche sind Vollgummidichtungen zu verwenden.
- Eingeedete Schrauben und Muttern sollen aus Edelstahl bestehen, aber trotzdem sehr sorgfältig mit Schutzbinden umhüllt werden. Am besten ist es, die beiden Flansche einer Verbindung samt Schrauben in ein und dieselbe Hülle einzubetten. Es sind heute Binden und Schrumpfmanschetten auf dem Markt, die bei sachgemäßer Anwendung Schutz gegen Korrosion bieten.
- Die Schrauben von Flanschverbindungen sind jeweils „über Kreuz“ anzuziehen, um eine gleichmäßige Anpressung zu erreichen; am Schluss sind sie alle nochmals nachzuziehen.

Schweißverbindungen von Stahlrohren

bei Schweißverbindungen allgemein:

- Leitungen mit Schweißverbindungen können sowohl im Graben zusammengebaut werden, als auch oberhalb desselben, und zwar entweder zur kontinuierlichen Verlegung – Leitung hängt an 4 bis 5 Seitenbaumraupen und wird am Grabenrand geschweißt, bezüglich des Korrosionsschutzes

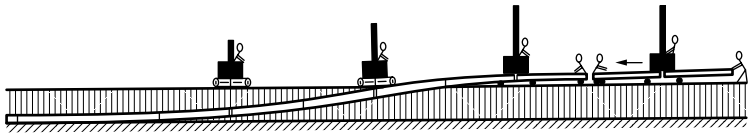


Abb. 7-114: Ablassen mit Seitenbaumraupen

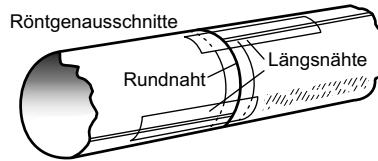


Abb. 7-115: Nahteinteilung zum Durchstrahlen

- nachbehandelt und dann laufend abgelassen (**Abb. 7-114**) – oder in Strängen von größerer Länge zum Ablassen des Stranges und Anschweißen an den vorher abgesenkten Strang mit einer im Graben herzustellenden Naht.
- Beim Ablassen ist zu achten, dass die zulässigen Materialspannungen nicht überschritten werden.
 - Die Längsnahte geschweißter Rohre sind so gegeneinander zu versetzen, dass sich die Längsnahte und die Rundnaht nicht kreuzen (**Abb. 7-115**).
 - Bei Regenwetter sollte nur unter Zelten geschweißt werden. Der fertig verschweißte Strang kann zur Vorprüfung vor dem Versenken mit Druckluft – etwa 2 bar abgedrückt werden, wobei man die Schweißnahte mit Seifenwasser bestreicht, so dass Undichtheiten an der Blasenbildung erkannt werden.
 - Es ist elektrisch zu schweißen. Die Schweißer müssen ihre Eignung gem. DIN EN 287-1 nachweisen, und zwar Gruppe R Ia bis Wanddicke 6, R Ib für Wanddicke 6 . . . 16 mm. Auch die Arbeit geprüfter Schweißer muss laufend überwacht werden; für jeden Schweißer ist eine Aufzeichnung über die von ihm hergestellten Nahte und ihre Güte zu führen. Nach DVGW-Arbeitsblatt GW 1 können Schweißnahte geprüft werden: durch Besichtigen und Messen (alle Nahte), mittels Durchstrahlung (5 bis 10 % aller Nahte, was vertraglich festzuhalten ist) oder mittels Ultraschallprüfung.
 - Einbrandkerben an der Rohraußenfläche und neben der Wurzel an der Innenseite dürfen höchstens 1,0 mm tief und 50 mm lang und nicht an Ober- und Unterseite des gleichen Nahtquerschnittes vorhanden sein.
 - Risse in der Naht sind unzulässig.
 - Die Nahtüberhöhung an Stumpfnähten darf höchstens 3,0 mm sein; die Nahtfuge muß vollständig mit Schweißgut ausgefüllt sein; die Raupenbreite soll möglichst gering sein, jedoch 1 bis 2 mm über die Schweißfugenkanten hinausreichen.
 - Die Nahtwurzel bei Stumpfschweißung darf bis 3 mm ins Innere hineinreichen; die Oberfläche der Schweißbraupe muss fein- bis mittelschuppig sein.
 - Hat keine Werksabnahme stattgefunden, so empfiehlt es sich, auch die Längsnahte von längsgeschweißten Rohren etwa 1 m ab Rohrende zu prüfen (**Abb. 7-115**).
 - Die Schweißgüte wird klassifiziert nach „Collection of Reference Radiograph of Welds“ mit Gütegraden Schwarz, Blau, Grün, Braun und Rot (Nahte Braun und Rot sind zu verwerfen), nur durch Schweißfachingenieure, Personen mit ausreichender Erfahrung und Prüfanstalten.
 - Vor der Auftragserteilung an die Schweißfirma ist zu regeln, wie viel % der Nahte geprüft werden, wie viele anstelle einer verworfenen Naht zusätzlich geprüft werden, bei welcher Fehlerhaftigkeit Schweißer abzulösen sind und wer die Kosten der Prüfung zu tragen hat. Meistens übernimmt der Bauherr diese Kosten und ist dann wegen der Zahl der Prüfstücke frei. Nur für verworfene Nahte und für Wiederholungsprüfungen sollten die Kosten dem Auftragnehmer aufgebürdet werden.
 - Ultraschallprüfungen auf Baustellen der WV dienen im Allgemeinen zur Prüfung der Nahte auf Längsfehler.

bei *Stumpfschweißung*:

- Die mit abgeschrägten Enden gelieferten Rohre werden stumpf gestoßen und zuerst geheftet, wobei man durch besondere Zentrierschellen die beiden Rohrenden in der richtigen Lage festhält.

- Sodann folgt die von außen herzustellende V-Naht, wobei durch die ganze Blechstärke durchgeschweißt wird. Die ZM-Auskleidung im Rohr reicht nur etwa auf 20 mm an die Nahtstelle heran und wird nicht beeinträchtigt.
- Sodann wird von innen her der etwa 40 mm breite Raum zwischen den Enden der beiderseitigen ZM-Werksauskleidung mit einer Nachspachtelmasse gefüllt. Zement, Kunststoffdispersion und Sand werden vom Rohrhersteller in entsprechender Mischung mitgeliefert. Die zu verspachtelnde Rohrwand ist vorher zu säubern, auch von Schlacke, Schweißzunder und Schweißperlen, sodann mit Wasser anzufeuchten.
- Die Leitung darf frühestens 24 Stunden nach dem Spachteln gefüllt werden. Bei Frost oder Frostgefahr darf nicht nachgespachtelt werden. Die Schweißnaht ist in **Abb. 7-11** und **Abb. 7-12** dargestellt.
- Müssen Rohre geschnitten werden, auch zur Herstellung von Segmentkrümmern, so kann dies mit dem „Autogen-Fugenhobler“ geschehen. Durch die Temperatur reißt die ZM-Schicht an der Trennstelle richtig ab. Verwendet man einen umlaufenden Schneidstahl, so kerbt dieser die ZM-Auskleidung nach dem Durchschneiden der Stahlrohrwand ein: sie bricht an der Trennfuge ab. Mit einer Perlonscheibe können Stahl und ZM glatt durchgeschnitten werden.
- Wird eine durchgehende ZementmörtelAuskleidung gewünscht, so können auch Rohre kleineren DN stumpf verschweißt werden, deren ZM-Auskleidung dann bis zum Rohrende reicht. Nur unmittelbar am Rohrende bleibt eine kleine Nut im ZM zur Abfuhr der Schweißgase (**Abb. 7-11 b**). Der Spalt zwischen den stumpf gestoßenen ZM-Auskleidungen beider Rohre wächst in hinreichender Weise zu (zusintern).

bei *Einsteckschweißmuffen*:

- Diese Verbindung eignet sich für kleine, nicht begehbare DN, weil das Ausbessern der ZM-Auskleidung von außen her möglich ist (**Abb. 7-12**). Sie bietet einen lückenlosen Innenschutz, der auch für aggressives Wasser geeignet ist. Die erforderliche Schweißnaht ist eine Sonderform der Kehlnaht. Sie stellt hohe Anforderungen an die Ausführung.
- Zum Einbringen des Mörtels wird in den Muffenkopf vor dem Zusammenbau der Rohre Mörtelmasse eingebracht. Wulstbildungen, die nach dem Zusammenschieben der Rohre durch zuviel eingebrachten Mörtel entstehen, werden durch einen Molch (**Abb. 7-116**) entfernt. Hierdurch entsteht eine gleichmäßige durchgehende ZM-Auskleidung im ganzen Rohrstrang.
- Gut geeignet sind auch Molche aus Kunststoffschaum, die man allgemein für die Entwässerung oder Reinigung einer Leitung benutzt. Es wird empfohlen, diese Molche jedoch um eine DN geringer zu wählen, damit sie ohne Schwierigkeiten durch die ZM-Stahlrohre zu ziehen sind.
- Es hat sich auch ein in den Kunststoffmolch eingelegter aufblasbarer Schlauch gut bewährt, der erst vor dem Zusammenfahren der Rohre aufgeblasen wird. Nach dem Anrichten der Muffen kann die Luft wieder abgelassen werden, so dass der Molch ohne großen Kraftaufwand und schonend an die nächste Verbindung vorgezogen werden kann, was die Lebensdauer der Molche erhöht.

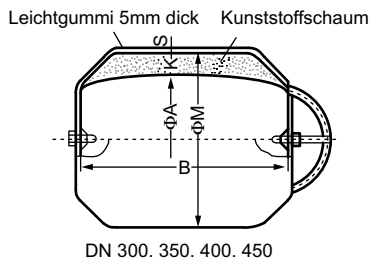
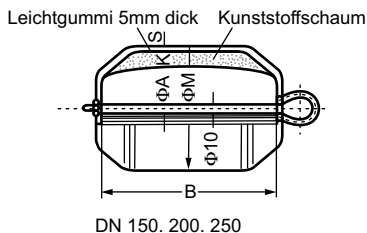


Abb. 7-116: Molche (groß und klein)

Tab. 7-63: Maße für Molche in mm

Rohrabmessungen		Holzkern		Dicke des Kunststoffs	Durchmesser d. Molches
DN	Außendurchm.	A	B		
150	159	60	250	40	143
	168,3	70	250	40	152
200	219,1	125	300	40	203
250	273	160	300	50	254
300	323,9	219,1	300	40	302
350	355,6	273	300	30	334
400	406,4	323,9	300	30	383
450	457,2	355,6	350	40	434

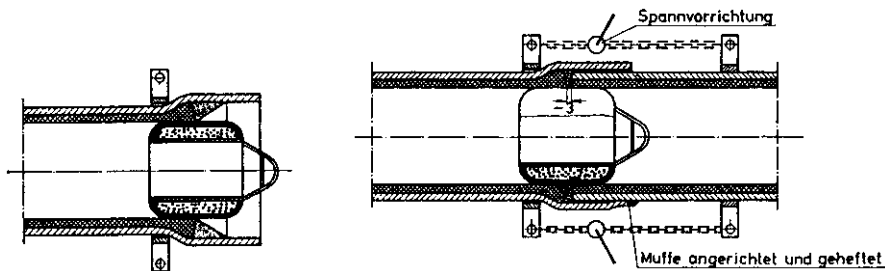


Abb. 7-117: Das Nachziehen der Molche

- Arbeitsgang des Verschweißens:
- Befestigen je einer Rohrschelle an Muffenkopf und Einsteckende. Stoßfläche der ZM-Auskleidung im Muffenkopf mit Wasser benetzen und unter etwa 60° gleichmäßig mit Nachspachtelmasse füllen. Den vorher eingeführten Molch vorziehen.
- Einfahren des ebenfalls benetzten Einsteckendes und Zusammenziehen der beiden Rohrenden durch eine Spannvorrichtung. Zwischen Muffe und Einsteckende Zentrierkeile stecken (**Abb. 7-117**).
- Muffenende an 3 bis 4 Stellen falls erforderlich warm anrichten und durch Elektroschweißung heften. Entfernen der Abstandshalter (Zentrierkeile). Spannvorrichtung lösen. Muffenende falls erforderlich vollständig warm anrichten. Molch aus dem Bereich der Verbindungsstelle herausziehen bis zur nächsten Verbindungsstelle. Verbindung mittels Elektroschweißung fertig verschweißen.

bei Überschiebemuffen:

- Diese Verbindung ist wie eine Einsteckschweißmuffe zu behandeln (**Abb. 7-12**). Sie kommt für Anschlüsse oder Reparaturen in Betracht.

Verbinden von PE-Rohren

Lösbare Verbindungen:

Die Verbindungselemente für Rohre kleiner DN 125 bestehen zum einen aus 2teiligen Messing- oder Kunststoff-Klemm-Vorrichtungen, die miteinander verschraubt werden.

Zum Anderen werden Fittinge aus GG mit zylindrischen Anschlüssen verwendet, die durch mehrere konische Rillen in der Muffe das Herausziehen des einmal eingeschobenen Rohres verhindern; z. T. wird in die Innenzylinderfläche der Muffe auch ein Haltering aus Korund und ein dichtender O-Ring eingelegt. Trotz des zugfesten und völlig dichten Sitzes lässt sich die Verbindung mit Hilfe von Abziehschalen zerstörungsfrei lösen. Die GG-Stücke sind durch Epoxydharzbeschichtung korrosionsfest

geschützt. Daneben gibt es auch eine Steckverbindung mit Bajonettverbindung, die überdies einen integralen Korrosionsschutz gewährleistet (**Abb. 7-18**).

Nicht lösbare Verbindungen:

Dies sind Schweißverbindungen, wie sie vor allem bei Rohren größerer DN, ausgeführt werden. Durch elektrische Heizelemente werden die Rohrenden in einen schweißbaren Zustand versetzt und dann aneinandergespresst. Die Enden müssen vorher eingespannt und ausgerichtet werden; für das ausreichende Aneinanderpressen sind Geräte für Werkstatt und Baustelle entwickelt worden.

Verwendet werden auch Elektroschweißfittinge, d. s. Formstücke aus PE, in deren Muffen Heizdrähte eingelegt sind. Ein Transformator mit Thermogerät schaltet den Strom ab, sobald die Schweißhitze erreicht und die Schweißung fertig ist.

7.6.2.2.7 Vervollständigen des Außenschutzes nach dem Verbinden der Rohre

Schäden am Rohraußenschutz sind schon vor dem Verlegen auszubessern. Werden auch nach dem Verlegen noch Schäden festgestellt, müssen diese vor dem Verfüllen des Rohrgrabens ausgebessert werden.

Bei erdverlegten Armaturen ist besonders auf den unversehrten Außenschutz zu achten, das gilt insbesondere für die Flanschisolierung und auch für Anbohrbrücken oder -schellen samt Zubehör.

7.6.2.2.8 Sicherung der Krümmer und Abzweige gegen Ausweichen

Die in den Leitungen auftretenden Axialkräfte erzeugen an Krümmern und Abzweigungen resultierende Schubkräfte, die eine Leitung auseinanderziehen, es sei denn, die Rohre sind kraftschlüssig miteinander verbunden. Ist dies nicht der Fall müssen die Leitungen an solchen Stellen abgestützt werden.

Dies geschieht in der Regel mit Beton, der zwischen Rohr und Grabenwand eingebracht wird und das Rohr so weit umfassen muss, dass es nicht ausweichen kann.

Die sich gegen die Grabenwand abstützende Betonfläche soll symmetrisch zur Rohrachse liegen; das Widerlager ist also ggf. tiefer als die Grabensohle und das Rohraufleger zu gründen. Liegt die Krümmung in der Vertikalen, so ist bei erdwärts gerichteter Resultierender der Beton unter das Rohr zu geben, bei aufwärts gerichteter Resultierender so viel Beton um und über das Rohr zu bringen, daß das Betongewicht um mindestens 20 % größer ist als die resultierende Kraft.

Ist der Boden nicht genügend tragfähig, um die Drücke aufzunehmen, so sind kraftschlüssige Verbindungen zu wählen (DVGW-Arbeitsblatt GW 368 sowie DVGW Wasser-Information Nr. 49, Ausgabe 4/97). Bei Rohren aus GGG haben sich die Sicherungssysteme Tyton-Sit-Plus (Dichtring mit Stahlkral-len), Novo-Sit (mit Haltering), TIS-K (mit Schweißwulst, zweiter Muffenkammer und Haltring) und BLS (mit Sicherungsriegeln oder -klemmringen in zweiter Muffenkammer) bewährt.

Die Sicherungen sind nicht für den Betriebs-, sondern für den Prüfdruck zu bemessen.

Ist d_a der Außendurchmesser des Rohres (der Wasserdruck wirkt auch auf die Stirnfläche des Rohres) in cm und p der Prüfdruck in bar, so beträgt der Axialschub

$$P = p \cdot d_a^2 \cdot \frac{\pi}{4}$$

Tab. 7-64: Axialschub P in daN (Deka-Newton). Gerundete Zahlenwerte. d_a für GGG-Rohre

DN	80	100	125	150	200	250	300	350	400	500
d_a (mm)	98	118	144	170	222	274	326	378	429	532
Prüfdruck (bar)	10	750	1100	1630	2270	3870	5900	8300	11200	14500
	15	1130	1640	2450	3400	5800	8840	12500	16800	21700
	21	1580	2300	3420	4760	8100	12440	17500	23600	30300

Maßgebend für die senkrecht zur Rohrachse wirkende Schubkraft S ist der Winkel, in dem das Rohr verlegt ist. Aus diesem ergibt sich

$$S = 2 \sin \frac{\alpha}{2} \cdot P \text{ (daN)},$$

wenn α der Krümmungswinkel ist (**Abb. 7-118**)

Für gebräuchliche Winkel sind die Werte in **Tab. 7-65** enthalten.

Das DVGW-Arbeitsblatt GW 310 enthält Tabellen für die resultierenden Schubkräfte der hier angegebenen Winkel. Dort sind auch die erforderlichen Betonmaße für verschiedene zulässige Bodenpressungen σ_b zu entnehmen.

Das Widerlager wird so gestaltet, dass die Schubkraft sich unter 90° verteilt und zwar senkrecht und waagrecht zum Krümmungsmittelpunkt des Rohres (**Abb. 7-119**).

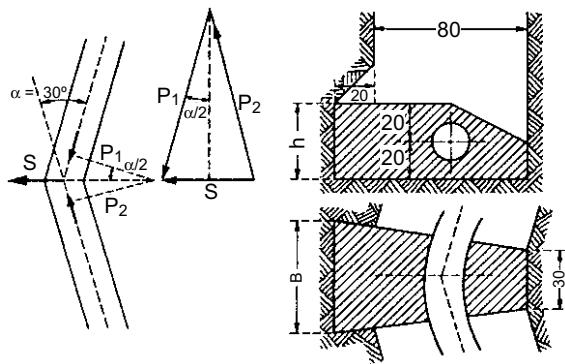


Abb. 7-118: Systemskizze zu Krümmersicherungen

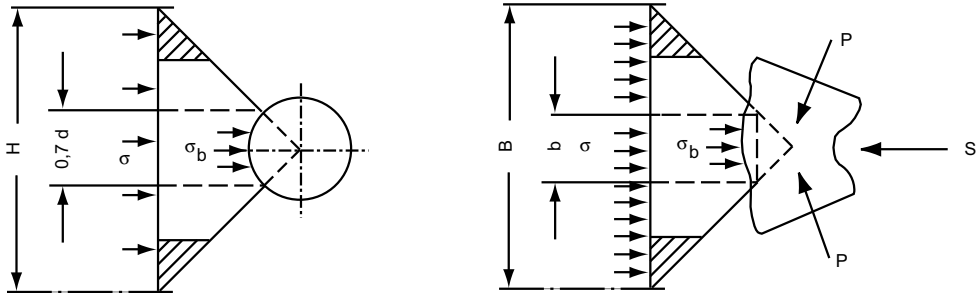


Abb. 7-119: Verteilung der Schubkraft

Tab. 7-65: Gebräuchliche -Winkel

Winkel	$2 \cdot \sin \frac{\alpha}{2}$	oder ungefähr
111/4°	0,196	0,2
221/2°	0,390	0,4
30°	0,518	0,5
45°	0,77	0,8
60°	1,0	1,0
90°	1,414	1,5

Hieraus ergibt sich die theoretische Breite B und Höhe H der Anlagefläche an die Grabenwand, die praktisch kleiner ist, weil die schraffierten Dreiecke bei der Ausführung wegfallen. Zu prüfen ist noch, ob die zulässige Druckbeanspruchung des Betons σ_b nicht überschritten wird (für B 160 ist $\sigma_b = 48 \text{ daN/cm}^2$ und für B 225 ist $\sigma_b = 65 \text{ daN/cm}^2$), doch soll nur $\sigma_b = 20 \text{ daN/cm}^2$ angenommen werden, da der Beton in der Regel zur Zeit der Druckprüfung noch nicht endgültig abgebunden hat. Die Fläche, auf welcher der Beton am Rohr anliegt, beträgt rd. $0,7 d \cdot b \text{ (cm}^2\text{)}$ (**Abb. 7-118**, das Maß b kann aus Formstückzeichnungen herausgemessen werden).

Beispiel:

GGG-Rohre DN 200, Bogen 30° , Prüfdruck 15 bar, zuläss. $\sigma = 1 \text{ daN/cm}^2$

Axialkraft aus **Tab. 7-65**: $P = 5800 \text{ daN}$

Schubkraft: $S = 0,5 P = 2900 \text{ daN}$

Erforderl. Anschlussfläche an der Grabenwand:

$$A = \frac{S}{\sigma} = \frac{2900}{1} = 2900 \text{ cm}^2$$

Bei $H = 40 \text{ cm}$ der Anschlussfläche wird $B = 72 \text{ cm}$.

Anlagefläche des Betons am Rohr: $f = 0,7 d \cdot b = 14 \cdot 22,5 = 315 \text{ cm}^2$

$$\sigma_b = \frac{S}{f} = \frac{2900}{315} = 9,2 \text{ daN/cm}^2$$

Abb. 7-120 zeigt einige Beispiele für Widerlager, auch für luftseitig gerichtete Schubkraft (Betongewicht mit $2,2 \text{ t/m}^3$ annehmen!).

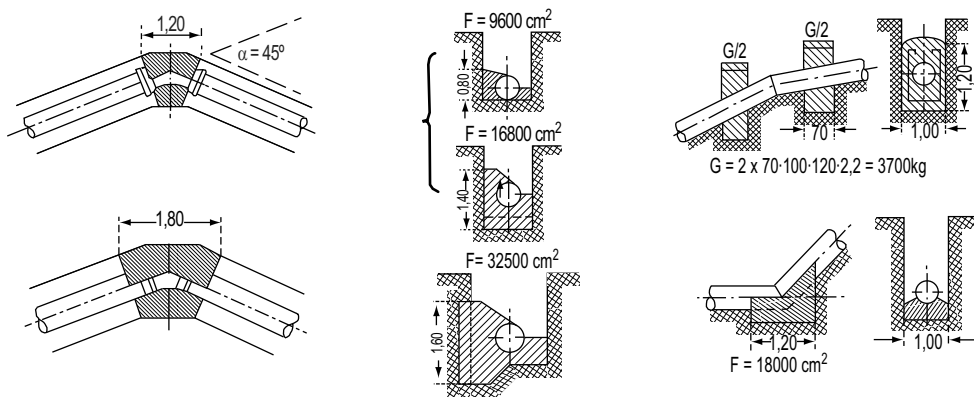


Abb. 7-120: Beispiele f. Krümmersicherungen

Da die Bögen für GGG-Rohre kurz sind, müssen die Widerlager größeren Ausmaßes etwa nach **Abb. 7-121** ausgebildet werden. Reicht der Raum am Bogen selbst nicht aus, so können beiderseits desselben an den Rohren noch zusätzliche Widerlager angebracht werden (**Abb. 7-122**). Fehlt eine tragfähige Grabenwand, z. B. in aufgeschüttetem Boden, so müsste die Schubkraft in die Grabensohle abgeleitet werden, woraus sich eine Betonmasse von

$$G = \frac{1}{\mu} \cdot S$$

ergibt (μ = Reibungszahl = 0,65 bei hartem, festem Boden, 0,45 bei mittlerem Boden, 0,3 bei nassem, leetigen Boden). Im Grundwasser liegende Betonsicherungen müssten noch dazu um den Auftrieb vergrößert werden. Da sich dabei verhältnismäßig große Betonmassen ergeben, sind in diesen Fällen die Schubkräfte besser immer mittels längskraftschlüssiger Rohrverbindungen aufzunehmen. In GW 310 ist z. B. für eine RL von DN 500 und einem Bogen von 45° bei 15 bar Prüfdruck ein $G=40$ t errechnet!

Hinweise für Herstellung und Einbau von zugfesten Verbindungen zur Sicherung nicht längskraftschlüssiger Rohrverbindungen gibt DVGW Arbeitsblatt GW 368. Zugfeste, längskraftschlüssige Rohrverbindungen sichern auch RL in Steilhängen; werden – um die Dränwirkung des RG in Steilhängen und damit die Unterspülung der RL zu verhindern – Betonriegel in den RG eingelassen, so sind die RL in oder auf diesen beweglich zu lagern, damit sie nicht durch die Betonriegel belastet werden.

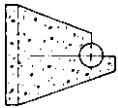


Abb. 7-121: Widerlager stark verbreitert

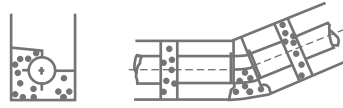
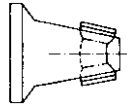


Abb. 7-122: Widerlager aufgelöst in 3 Teile

7.6.2.2.9 Überprüfung der Verlegearbeit

Vor dem Verfüllen des RG ist die fertig verlegte RL wie folgt zu überprüfen:

- Sind die Rohre nach Seite (mit den Augen erkennbar) und Höhe (durch Aufsetzen des Rohrkreuzes feststellbar) ausgerichtet?
- Liegen die Rohre satt auf der RG-Sohle (mit dem erforderl. Auflagerwinkel) auf?
- Lassen sich Schäden an den Rohren oder dem Außenschutz erkennen?

Das früher übliche Offenlassen der Verbindungen beim Verfüllen des RG bis nach der Druckprobe lässt sich heute wegen des Maschinenbetriebes mit seiner kontinuierlichen Arbeitsweise kaum mehr durchführen. Daher muss die RL sorgfältig gebaut und kontrolliert werden, um späteres Aufgraben von Fehlerstellen zu vermeiden.

7.6.2.3 Druckprüfung

7.6.2.3.1 Allgemeines

Rohrleitungen müssen vor der Inbetrieb- und Schlussabnahme einer Innendruckprüfung mit Wasser unterworfen werden, um die Dichtheit und die ordnungsgemäße Ausführung des Einbaus der Rohre, Armaturen, Formstücke, Verbindungen, sonstigen Rohrleitungsteilen und der Widerlager sicherzustellen. Druckprüfungen dürfen nur von sachkundigem Personal, das einschlägige Kenntnisse bezüglich der Rohrleitungstechnik, den Prüfverfahren und der Sicherheitsvorschriften besitzt durchgeführt werden.

Die Druckprüfung ist nach DVGW-Arbeitsblatt W 400-2 „TRVV Technische Regeln Wasserverteilungsanlagen“ – Teil 2: Bau und Prüfung durchzuführen.

Das Arbeitsblatt unterscheidet drei grundlegende Prüfmethoden:

- die Druckverlustmethode
- die Wasserverlustmethode und
- die Sichtprüfung mit Betriebsdruck

Als gängige Verfahren für die Praxis bei neu verlegten Wasserleitungen werden nur noch

- das beschleunigte Normalverfahren für Duktulguss- bzw. Stahlleitungen mit Zementmörtelauskleidung,

- das Normalverfahren für alle Rohrleitungen und
 - das Kontraktionsverfahren für Kunststoffleitungen aus PE und PVC
- angewandt.

7.6.2.3.2 Prüfstrecken

Die Rohrleitung kann im Ganzen oder, falls notwendig in Einzelprüfstrecken, mit denen sich etwaige Fehler leicht eingrenzen lassen geprüft werden. Die Prüfabschnitte werden so festgelegt, dass:

- der Prüfdruck an der tiefsten Stelle jeder Prüfstrecke erreicht wird und
- am höchsten Punkt jedes Prüfabschnittes mindestens das 1,1-fache des maximalen Systembetriebsdruckes (MDP) ansteht.

Üblich sind Prüfstrecken in Abhängigkeit von Gelände und DN bis 3000 m. Falls möglich sind als Endpunkte der Prüfstrecken Bauwerke (Schächte, Hochbehälter) zu wählen, da dort das notwendige Widerlager bereits besteht und die Leitung leicht getrennt und an der Trennungsstelle gut überwacht werden kann.

7.6.2.3.3 Sichern der Rohrleitung

An den Prüfstreckenenden muss die RL so gesichert werden, dass keine axiale Bewegung möglich ist. Ist der Axialschub nicht sehr groß oder gestattet der Boden, gegen den die RL abgestützt wird, hohe Pressungen, so kann es genügen, die RL gegen Bohlen in der Stirnseite des RG abzustützen. Die Enden der RL werden durch E- oder F-Stücke oder durch eine aufgeschweißte Blehscheibe verschlossen.

Für große Axialkräfte sind die Widerlager aus bewehrtem Beton herzustellen und samt der Absteifung statisch nachzuweisen.

7.6.2.3.4 Füllen der Rohrleitung

Das Füllen soll mit Wasser in Trinkwasserqualität ggf. mit Chlorzusatz zur gleichzeitigen Desinfektion sorgfältig so durchgeführt werden, dass die Leitung völlig luftfrei ist. Man füllt daher von unten nach oben und überzeugt sich davon, dass die autom. Entlüfter nach dem Entweichen der Luft dicht schließen. Um der Luft das Austreten zu ermöglichen, darf nicht zu rasch gefüllt werden, weil sonst Luftstöße entstehen. Als Füllvolumenströme kommen daher höchstens in Betracht:

Tab. 7-66: Füllvolumenströme

DN	Füllvol. str. l/s	DN	Füllvol. str. l/s	DN	Füllvol. str. l/s
40	0,1	100	0,3	300	3
50	0,1	150	0,7	400	6
65	0,15	200	1,5	500	9
80	0,2	250	2	600	14

7.6.2.3.5 Schutz gegen Temperatureinflüsse

Gegen starke Sonnenbestrahlung sind die Leitungen, soweit sie noch nicht mit Erdreich überfüllt sind, mit Isoliermatten zu schützen, da sonst durch die Erwärmung das Prüfergebnis insbesondere bei Kunststoffleitungen verfälscht wird. Die Temperatur der Rohrwand soll zu Beginn und am Ende der Druckprüfung in etwa gleich sein.

7.6.2.3.6 Ermittlung des Prüfdruckes(DVGW W 400-2, Abschn. 16.4)

Für alle Rohrleitungen ist, ausgehend vom höchsten Systembetriebsdruck (MDP, für Versorgungsnetze mindestens 10 bar), der Systemprüfdruck (STP) wie folgt zu berechnen:

- bei Berechnung des Druckstoßes:
 - $STP = MDP_c + 1,0 \text{ bar}$ (berechnete Druckstoßhöhe in MDP_c enthalten).
- wenn der Druckstoß nicht berechnet wird:
 - $STP = MDP_a \times 1,5$ oder:
 - $STP = MDP_a + 5,0 \text{ bar}$ (geschätzte Druckstoßhöhe in MDP_a enthalten).

Es gilt der jeweils niedrigere Wert.

Rohrleitungen aus PE 100 SDR 17 dürfen nur mit einem Prüfdruck von $STP \leq 12 \text{ bar}$ geprüft werden. Der in MDP_a enthaltene Wert für Druckstöße darf nicht kleiner als 2,0 bar sein.

Die Druckstoßberechnung muss nach geeigneten Verfahren [z. B. nach DVGW-Merkblatt W 303] durchgeführt werden. Hierbei sind die ungünstigsten Betriebsbedingungen zugrunde zu legen.

Üblicherweise sind die Messgeräte am niedrigsten Punkt der Prüfstrecke anzuschließen.

Können die Messgeräte nicht am niedrigsten Punkt des Prüfabschnittes angeschlossen werden, ist die Höhendifferenz entsprechend zu berücksichtigen.

7.6.2.3.7 Grundsätzliche Schritte der Druckprüfung

Unabhängig von Prüfmethode und Prüfverfahren wird die Druckprüfung in bis zu drei Schritten durchgeführt:

- Die Vorprüfung zur Stabilisierung des Leitungsabschnittes nach anfänglichen Setzungen, zur ausreichenden Wassersättigung bei wasseraufnehmenden Rohr- oder Auskleidungswerkstoffen und zur Vorwegnahme der Volumenzunahme bei flexiblen Rohren vor der Hauptprüfung.
- Die Druckabfallprüfung zur Bestimmung des restlichen Luftanteiles in der Rohrleitung, da Luft im Prüfabschnitt bei der Druckverlustmethode zu falschen Ergebnissen führt.
- Die Hauptprüfung anschließend an eine Vorprüfung und ggf. Druckabfallprüfung ohne Fehler bestätigt die Dichtheit und ordnungsgemäße Herstellung des Gesamtsystems aus Rohren Armaturen, Formstücken usw.

Bei mehreren Prüfabschnitten kann eine Gesamtdruckprüfung zur Kontrolle der Verbindungsstellen der Einzelprüfstrecken als Sichtprüfung mit dem künftigen Betriebsdruck ausgeführt werden.

7.6.2.3.8 Gerätetechnik (DVGW W 400-2, Abschn. 16.6)

Gerätetechnik für die Druckverlustmethode

Als Druckmessgeräte sind protokollierende Druckmessgeräte und Kontrollmanometer mit einer Auflösung von $\leq 0,1 \text{ bar}$ zu verwenden. Der Messbereichsendwert ist an den maximalen Prüfdruck anzupassen (Bei einem max. Prüfdruck von 15 bar darf der Messbereich von Druckschreiber und Manometer nicht größer als 0 – 20 bar betragen). Stand der Technik sind elektronische Druckschreiber mit 0 – 20 bar Messbereich, 0,01 bar Auflösung. Diese sind bei Messungen, die eine Auflösung $< 0,2 \text{ bar}$ erfordern, einzusetzen.

Für die Überwachung des Temperatureinflusses sind elektronische Erdtemperatursonden oder Außenwandfühler mit einer Auflösung von $\leq 0,1 \text{ K}$ zu verwenden. Elektronische Mehrkanalschreiber können dabei gleichzeitig Druck, mehrere Temperaturen und auch den Durchfluss aufzeichnen und auswerten.

Für das Messen der abgelassenen Wassermenge bei Druckabfallprüfungen sind Messbehälter mit einer geeigneten Skalenteilung von $\leq 0,01 \text{ Liter}$ bis 0,1 Liter vorzuhalten.

Als Pumpen sind elektrisch angetriebene oder Handpumpen vorzusehen. Insbesondere bei Kunststoffleitungen ab einem Volumen von $>0,1 \text{ m}^3$ sind elektrische Pumpen einzusetzen. Beim Einsatz elektrischer Pumpen ist eine variabel einstellbare Pumpenkennlinie aus Sicherheitsgründen zu empfehlen.

Gerätetechnik für die Wasserverlustmethode

Abweichend von der Gerätetechnik für die Druckverlustmethode werden für die kontinuierliche Messung des nachgepumpten Wasservolumens zusätzlich eine Dosierpumpe für Kleinstwassermengen mit einer Mindestdosiergenauigkeit von 0,01 Liter und zur Konstanthaltung des Druckes 2 Manometer mit Schaltausgängen bei $\pm 10 \text{ mbar}$ oder ein Niveauschalter mit einer Mindestmessgenauigkeit von $\leq \pm 10 \text{ mbar}$ benötigt. Die Aufzeichnung erfolgt zweckmäßig mit einem tragbaren PC. Dafür kann der Druckschreiber entfallen.

7.6.2.3.9 Durchführung der Prüfung

Druckverlustmethode

Diese Prüfmethode kann für alle Rohrwerkstoffe mit und ohne Zementmörtelauskleidung sowie für alle Nennweiten nach dem sog. Normalverfahren durchgeführt werden.

Für Leitungen aus GGG und Stahl bis DN 600 mit Zementmörtelauskleidung hat sich bis zu einem Prüfdruck STP 16 bar ein Verfahren bewährt, das den Besonderheiten der Zementmörtelauskleidung Rechnung trägt und Beschleunigtes Normalverfahren genannt wird.

Für Druckrohre aus PE 80, PE 100, PE-Xa und PVC-U wird die Druckverlustmethode als Kontraktionsverfahren angewandt.

Hauptmerkmal der Methode ist die Druckmessung über die gesamte Dauer der Prüfzeit und der Vergleich des Druckabfalls mit dem Mindestdruckabfall bei der Druckabfallprüfung und dem zulässigen Druckabfall bei der Hauptprüfung. **Abb. 7-123** zeigt das Beispiel für den Verlauf der Druckänderung bei einer dichten und einer undichten Leitung mit Zementmörtelauskleidung beim Beschleunigten Normalverfahren.

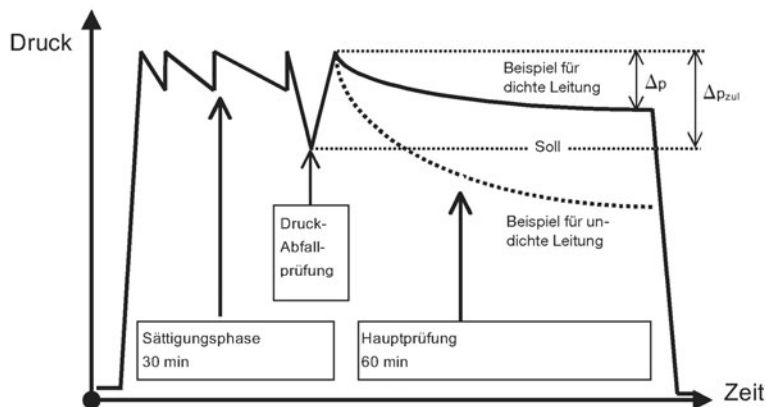


Abb. 7-123: Druck – Zeit Diagramm der Druckverlustmethode beim Beschleunigten Normalverfahren

Wasserverlustmethode

Alternativ zur Druckverlustmethode kann die Wasserverlustmethode angewandt werden. Die Wasserverlustmethode stellt höhere Ansprüche an die Genauigkeit der Messgeräte. Der Vorteil der Wasserverlustmethode ist Dank der höheren Genauigkeit der Messung von Wasservolumen und Differenzdrücken eine deutlich geringere Empfindlichkeit gegen Lufteinschlüsse in der Leitung und gegen die

Auswirkungen des druck- und temperaturabhängig veränderlichen Elastizitätsmodul von Kunststoffleitungen. Wenn die entsprechenden Messgeräte verfügbar sind, empfiehlt es sich die Wasserverlustmethode anzuwenden.

Es kommen, wie bei der Druckverlustmethode, drei Prüfverfahren zur Feststellung des Wasserverlustes zur Anwendung. Dabei ist das Hauptmerkmal der Methode die kontinuierliche Messung der nachgepumpten Wassermenge (alle drei Verfahren) oder die einmalige Messung der nachgepumpten Wassermenge am Ende der Hauptprüfung (Normalverfahren und Beschleunigtes Normalverfahren). Die Leitung gilt als dicht, wenn der gesamte Wasserverlust über die Dauer der Hauptprüfung den zu errechnenden zulässigen Wert nicht übersteigt. **Abb. 7-124** zeigt das Beispiel für den Verlauf der Druckänderung bei einmaliger Messung der nachgepumpten Wassermenge bei einer Leitung mit Zementmörtelauskleidung.

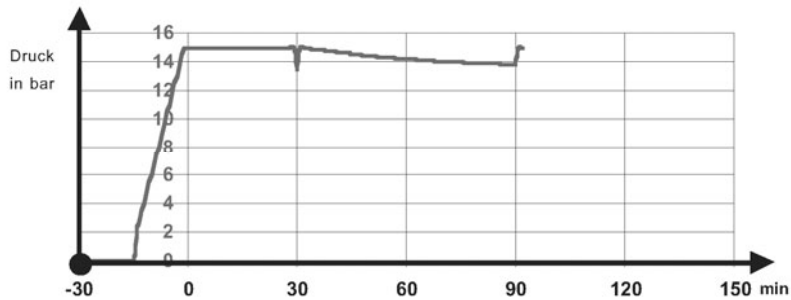


Abb. 7-124 Druck – Zeit Diagramm der Wasserverlustmethode bei einmaligen Nachpumpen

Sichtprüfung mit Betriebsdruck

Diese Methode wird angewendet bei

- Einbindungen
- Reparaturarbeiten
- neuen Leitungsabschnitten bis 30 m Länge
- PE-Ringbunden ohne Verbindungen $DN/OD \leq 63$ mm

Die Sichtdruckprüfung wird mit dem höchsten im Betrieb möglichen Druck durchgeführt. Die Dichtheit insbesondere an den Verbindungen ist durch zweimalige Besichtigung im Abstand von mindestens 1 h festzustellen.

Bei der Sichtprüfung müssen die Rohrleitungsteile frei liegen mit Ausnahme der Ringbundware. Hier ist es ausreichend, wenn nur die Verbindungsstellen sichtbar sind.

Alle Prüfmethode- und Verfahren für die gängigen Rohrwerkstoffe sind im DVGW-Arbeitsblatt W 400-2 Abschn. 16 sowie den Anhängen A, D, E und F ausführlich erläutert.

7.6.2.3.10 Abnahme

Der Verlauf und die Ergebnisse der Druckprobe sind zu dokumentieren. Die Niederschrift, sollte sinnvollerweise als Formular angefertigt werden, das vom Auftraggeber und Auftragnehmer anerkannt wird. Das DVGW- Arbeitsblatt W400-2 enthält als Anhang B und Anhang C folgende Musterformulare:

Druckprüfung für Wasserleitungen aus PE80, PE100, PE-X und PVC (Kontraktionsverfahren)

Leitungsdaten:

Datum : _____ L.art/DN/MDP : ____/____/____
 Bauherr : _____ Länge : _____
 Adresse : _____ Ort : _____
 _____ Bauabschnitt : _____
 Projektnr.: _____ Gerät/Messnr.: ____/____

Entspannungs- und Druckhaltephase:

Leitung gespült?	☐	Ltg.gemolcht?	☐
Massn.gegen dir.Sonneneinstrahl.erg.?	☐	nicht erforderl.	☐
Entspann.phase über 1 h durchgeführt?	☐	Beginn: __.__. Ende: __.__.	
Leitung zügig (< 10 min) auf Prüfdr.?	☐		
Prüfdruck halten:		Beginn: __.__. Ende: __.__.	
Prüfdruck über 30 min gehalten	☐		
und Pumpenanschl. entfernt?	☐		

Ruhephase und Druckabsenkung:

Ruhephase-Beginn: __. __ Uhr Ende: __. __ Uhr Druck-
: __ bar : __ bar abfall = __ bar
max. zulässiger Druckabfall: $0,2 \times \text{STP} = 0,2 \times \text{__} = \text{__} \text{ bar}$
spontan abgesenkter Druck (laut Tab.6) = __ bar
gemessene Ablassmenge V_{ab} = __ ml
max. zulässige Ablassmenge $V_{zul} = V_k \times 1 = \text{__} = \text{__} \text{ ml}$
Zeitpunkt der Druckabsenkung : __. __ (V_k siehe Tab.7)

Dichtheitsprüfung nach Kontraktion:

Dichtheitsprüfung Zeitpunkt: Beginn: __. __ Ende: __. __
 Dichtheitsprüfung Druck : Beginn: ____ bar Ende: ____ bar
 Druckabfall weist über 0,5 h keine fallende Tendenz auf?
oder Druckabfall sinkt nach 1,5 h um max. 0,25 bar, gemessen
 vom Höchstpunkt der Kontraktion aus? Höchstp.: ____ bar

Bestätigung:

Durchführender	Firma	Ort, Datum
Sachkundiger/-verständiger	Abteilung	Ort, Datum

Abb. 7-125: Musterformular Druckprüfung, Kontraktionsverfahren (DVGW A W 400-2)

Druckprüfung für Wasserleitungen aus duktilem Gusseisen oder Stahl mit ZM-Auskleidung (Beschleunigtes Normalverfahren)

Leitungsdaten:

Datum : _____ L.art/DN/MDP : ____/____/____
 Bauherr : _____ Länge : _____
 Adresse : _____ Ort : _____
 Bauabschnitt : _____
 Projektnr.: _____ Gerät/Messnr.: ____ / ____

Sättigungsphase:

Leitung gespült? ☐ Ltg.gemolcht? ☐
 Massn. gegen dir. Sonneneinstrahl. ergrif.? ☐ nicht erforderl. ☐
 Prüfdruck aufbringen: Beginn __:__ Ende __:__
 Leitung zügig (< 10 min) auf Prüfdruck gebracht? ☐
 Prüfdruck halten: Beginn __:__ Ende __:__
 Prüfdruck über 30 min gehalten ☐
 Zeitabstand zw. Nachpumpen gleicher Druckabfälle wird größer? ☐

Druckabfallprüfung:

(DN in mm; L in m; Mengen in ml; Drücke in bar)

Ablassmenge DN x L/100 = _____ ml
 gemessener Druckabfall (Δp) = _____ bar
 Mindestdruckabfall (Δp_{min}) = _____ bar
 gem. Druckabfall > Mindestdruckabfall ☐
 Zeitpunkt der Druckabfallprf.: __. __

DN	Δp_{min}
80	1,4 bar
100	1,2 bar
150	0,8 bar
200	0,6 bar
300	0,4 bar
400	0,3 bar
500	0,2 bar
600	0,1 bar

Hauptprüfung:

Prüfdruck sofort wieder aufgebracht und Pumpenanschl. entfernt ☐
 Beginn der Dichtheitsprüfung : __. __
 gemessener Druckabfall nach 1 h : __. = _____ bar
 Max. zulässiger Druckabfall^{a)} nach 1 h: = _____ bar
 Gemessener Druckabfall $\leq$ max. zulässiger Druckabfall? ☐
 Druckabfall wird über gleiche Zeitabstände geringer? ☐

Bestätigung:

 Durchführender Firma Ort, Datum

 Sachkundiger Abt. Ort, Datum

Kurvenverlauf:

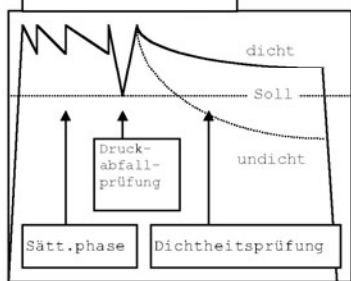


Abb. 7-126: Musterformular Druckprüfung, Beschleunigtes Normalverfahren (DVGW A W 400-2)

Formblätter für weitere Prüfverfahren und Werkstoffe können durch entsprechende Veränderung der Musterformulare erstellt werden.

7.6.2.4 Nacharbeiten

7.6.2.4.1 Endgültiges Überfüllen der Leitungen

Nach abgenommener Druckprobe sind die noch offen gebliebenen Verbindungsstellen der Leitungen einzufüllen.

Um die in die Leitung ohne Schächte eingesetzten Einbauteile und um die Entleerungen der Hydranten sind Sickerungen aus grobem Kies oder Schotter einzusetzen, welche das austretende Wasser zunächst aufnehmen und langsam an das umgebende Erdreich abgeben. Für Hydranten sind auch fertige Formsteine aus porösem Gestein zulässig. An den Auslässen von Spülleitungen usw. sind Auslaufbauwerke zu setzen, die in Ihrer Form und Dimension sowohl an Menge und Druck des austretenden Wassers, als auch an die Leistungsfähigkeit und den Querschnitt des Vorfluters anzupassen sind (siehe DVGW Arbeitsblatt W 358 Leitungsschächte und Auslaufbauwerke). Die Froschkappen am Ende der Spül- und Entleerungsleitungen sind auf guten Gang zu prüfen; der Dorn, um den die Klappe schwenkt ist bei Bedarf zu fetten.

Auch die Schieber- und Hydrantenkappen sind sogleich wenigstens in behelfsmäßiger Weise zu setzen, um ein Auffahren von Fahrzeugen auf die Gestänge zu verhindern. In nicht mit festen Decken versehenen Straßen und Wegen ist die Umpflasterung, aus einzelnen Natursteinen oder aus einer Betonplatte bestehend, einzusetzen.

In befestigten Straßen, hauptsächlich in Verkehrsstraßen, sind die RG so gut zu verdichten, dass sie sich nicht mehr setzen. In solchen Straßen wird die Oberfläche möglichst bald, oft noch vor Freigabe für den Verkehr, durch eine provisorische Asphaltauflage angeglichen. Dabei werden die Kappen der Armaturen so gesetzt, dass sie mit der zukünftigen endgültigen Asphaltoberfläche bündig liegen.

7.6.2.4.2 Reinigung der Leitungsteile, Anstrich

Die in Schächten und sonstigen Bauwerken sichtbar bleibenden Leitungsteile sind gründlich zu reinigen. Eventuell beschädigte werkseitige Beschichtungen sind auszubessern, die übrigen Leitungsteile sind, soweit sie nicht aus Edelstahl bestehen mit einem mehrlagigen Korrosionsschutzanstrich zu versehen. Bei der Auswahl der Farbe ist den Forderungen des Arbeits- und Gesundheitsschutzes Rechnung zu tragen. Die Verarbeitung muss entsprechend den Herstellervorschriften erfolgen. Die geforderte Schichtdicke ist bei der Abnahme zu überprüfen (Schichtdickenmessgerät).

7.6.2.4.3 Hinweise zum Auffinden der Einbauten und Leitungen

Hydranten, Spül-, Entlüftungs- und Absperrschieber der Haupt- und der weiter unten noch behandelten Anschlussleitungen werden ihrer Lage nach durch Hinweisschilder gekennzeichnet. Wo Gebäude, massive Mauern und Zäune vorhanden sind, lassen sich diese Schilder dort anbringen. Ist keine Möglichkeit vorhanden, so müssen besondere Pfosten aus verzinkten Rohren oder rostfreiem Material aufgestellt werden. Es empfiehlt sich, die Schilder, insbesondere für Hydranten, nicht höher als 2 m über Boden zu setzen, damit sie im Scheinwerferlicht der Feuerwehrautos gesehen werden.

Wo die Leitung über freies Feld führt und Knickpunkte aufweist, können zum späteren Auffinden Hinweissteine oder Schilderpfähle mit Angaben zum Leitungsverlauf gesetzt werden. Der Standort ist so zu wählen, dass der Verkehr und landwirtschaftliche Arbeiten nicht behindert werden.

7.6.2.4.4 Spülung und Desinfektion der fertigen Rohrleitung

(s. auch DVGW-Arbeitsblatt W 291)

Nach § 37 des Infektionsschutzgesetzes (IfSG) des Bundes und nach TrinkwV vom 21.05.2001 wird gefordert, dass das „Trinkwasser so beschaffen sein muss, dass durch seinen Genuss oder Gebrauch

eine Schädigung der menschlichen Gesundheit, insbesondere durch Krankheitserreger, nicht zu besorgen ist“. Das WVU muss deshalb das Trinkwasser in hygienisch einwandfreier Beschaffenheit liefern. Um die beim Verlegen unvermeidbar in die Leitung gelangten feineren Bestandteile des Bodens und des Bettungsmaterials – größere konnten bei sorgfältiger Anwendung der Rohrbürste sowie Verwendung der von den Rohrherstellern mitgelieferten Rohrkappen nicht in die Rohre eindringen – und um jede mikrobiologische Verunreinigung zu entfernen, ist die Leitung zu spülen und ggf. gleichzeitig, meist aber anschließend, zu desinfizieren.

Spülung mit Wasser

Zum Spülen darf nur Wasser in Trinkwasserqualität Verwendung finden. Die Ablagerungen in den Rohren werden nur dann ausgespült, wenn im Rohr eine Fließgeschwindigkeit von wenigstens 1,0 m/s erreicht wird. Die Leitung kann beim Spülen in Abschnitte unterteilt werden, wenn der einzelne Abschnitt einen eigenen Spülauslass besitzt. Bei Gefällsleitungen ist grundsätzlich von oben nach unten zu spülen. Es ist so lange zu spülen, bis das Wasser die Spülausläufe völlig klar verlässt. Als Mindestspülwassermenge muss der 3- bis 5-fache Inhalt der zu spülenden Strecke bei $DN \leq 150$ und der 2- bis 3-fache Inhalt bei $DN \geq 200$ gefordert werden.

Luft-Wasser-Spülung

Lässt sich in einer Rohrleitung durch Wasser keine ausreichende Spülgeschwindigkeit erzielen, dann kann das Spülen durch gleichzeitiges Einpressen von Luft unterstützt werden. Dabei hat sich eine Mindestfließgeschwindigkeit von 0,5 m/s bewährt, wie sie auch von der DIN 1988, Teil 2, für Hausinstallationsleitungen empfohlen wird. Die Druckluft muss vollkommen ölfrei und hygienisch einwandfrei sein. Die Spülung sollte von unten nach oben erfolgen, um eine vollständige Entlüftung der Rohrleitung sicherzustellen. Die Spüldauer sollte in Anlehnung an DIN 1988, Teil 2, je laufenden Meter Rohrleitung 15 s nicht unterschreiten. Die Spülwirkung wird durch gleichzeitiges, periodisches Öffnen und Schließen der Luft- und Wasserzufuhr verstärkt. Nach der Luft-Wasser-Spülung muss die Rohrleitung einwandfrei entlüftet werden.

Desinfektion allgemein

Zur Rohrleitungsdesinfektion stehen folgende Chemikalien zur Verfügung:

Chlorbleichlauge, Chlorkalk, Chlordioxid, Kaliumpermanganat und Wasserstoffperoxyd, wobei die drei erstgenannten der Wassergefährdungsklasse 2 (WGK 2) und die letztgenannte der WGK 1 angehören.

Meist kommt Chlorbleichlauge oder Wasserstoffperoxyd zur Anwendung.

Zur Leitungsentkeimung nach einem Neubau werden 50 g freies Chlor je 1 m^3 Wasser, also rd. 330 cm^3 Chlorbleichlauge oder 150 g Wasserstoffperoxyd je m^3 Wasser zudosiert. Mit dieser Dosis werden normal verschmutzte Rohrleitungen wirksam desinfiziert. Ist die Leitung sehr stark verschmutzt, so ist in der Regel eine Wiederholung der Desinfektion wirksamer als eine Heraufsetzung der Lösungskonzentration.

Die Dauer der Einwirkung des Desinfektionsmittels muss mindestens 12 Stunden betragen, besser einen ganzen Tag. Die Frist ist zu rechnen von dem Zeitpunkt ab, wo sämtliche zu desinfizierenden Teile des Rohrnetzes gefüllt sind.

Desinfektion einer Leitung über eine Pumpe

Chlorlösung bei laufender Pumpe am Fußventil oder an den Ansaugöffnungen (Unterwasserpumpe) zusetzen. Förderstrom $Q(\text{m}^3/\text{h})$. Erforderliche Chlormenge/Zeit für einen Chlorgehalt der Lösung von 50 g/m^3 ; $Cl = 50 \cdot Q(\text{g/h})$, Bedarf an Chlorbleichlauge $50 \text{ Q}/150 \text{ (l/h)}$ z. B. $Q = 10 \text{ l/s} = 36 \text{ m}^3/\text{h}$. Bedarf an Chlorbleichlauge $50 \cdot 36/150 = 12 \text{ (l/h)}$. Da es fast unmöglich ist, eine so kleine Menge innerhalb einer Stunde gleichmäßig verteilt aus einem Gefäß zur Saugleitung zu bringen, verdünnt man die Chlorbleichlauge z. B. mit der 4fachen Wassermenge auf 60 l und gibt die 5fache Menge – hier 60 l/h – zu.

Desinfektion einer Leitung aus einem Behälter

Reicht der Behälterinhalt zum Füllen der Leitungen aus, so setzt man die Chlorbleichlauge keinesfalls dem mit Wasser gefüllten Behälter zu, sondern laufend während des Füllens des Behälters, damit eine innige Mischung eintritt. Erst wenn der zum Füllen der Leitungen nötige Vorrat bereitsteht, fördert man dieses Desinfektionswasser in die Leitung - ab Saugbehälter durch eine Pumpe, ab

Hochbehälter durch Schieberöffnung. Da in der Regel in der Leitung noch Spülwasser ansteht, muss dieses durch das Desinfektionswasser erst verdrängt werden. Man öffnet also zunächst der Reihe nach ab Behälter die Hydranten, Entlüftungen oder Spülauslässe so lange, bis dort der Chlorgeruch deutlich wahrnehmbar ist. In gleicher Weise werden auch Anschlussleitungen mit entkeimt, an denen der Reihe nach alle Zapfstellen geöffnet werden, bis Chlorgeruch auftritt.

Desinfektion einer Quellzuleitung o. Ä.

Hier muss die Chlormenge der in die Leitung ablaufenden Wassermenge angepasst werden. Beispiel: Quellzulauf $Q=2 \text{ l/s}=7,2 \text{ m}^3/\text{h}$, Leitung DN 80, Länge 700 m. Leitungsinhalt $l=3,5 \text{ m}^3$. Zeit zum Füllen der Leitung $t=1 : Q=0,5 \text{ h}$. Erforderl. Chlormenge: $50 (\text{g/m}^3) \cdot 3,5 \text{ m}^3 = 175 \text{ g}$, entsprechend $175/150=1,21$ Chlorbleichlauge. Zur besseren Handhabung wird diese Menge auf 121 verdünnt. Diese Lösung wird aus einem neben dem Quellsammler stehenden Gefäß mittels Dosierpumpe während $0,5 \text{ h}$ ($Q=0,4 \text{ l/min}$) in den Quellsammler nahe am Auslauf gegeben.

Desinfektion einzelner Rohrstrecken eines in Betrieb befindlichen Netzes

muss innerhalb eines Rohrnetzes nur ein Teil der Leitungen desinfiziert werden (z. B. bei Erweiterungen, Rohrauswechslungen) und kann man nicht vom Behälter oder den Pumpen her durch die anderen Netzteile die Desinfektionslösung heranführen, weil diese Teile nicht außer Betrieb genommen werden können, so kann man den zu entkeimenden Leitungsteil am besten über einen Hydranten mit einer Tragkraftspritze füllen, während gleichzeitig am anderen Ende ebenfalls an einem Hydranten Wasser abgelassen wird (**Abb. 7-127**). Zugabe der Desinfektionslösung durch Ansetzen in einem Gefäß unter Verdünnung mit Wasser oder mit dem für das Schaumlöschverfahren in die neueren Spritzen eingebauten „Zumischer“.

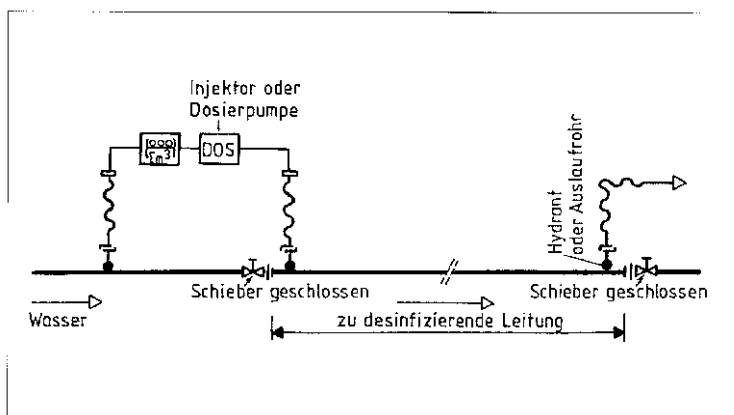


Abb. 7-127: Chlorung einer Rohrleitung bei Leitungstrennung

Arbeits- und Umweltschutz

Beim Umgang mit Chlor und Chlorlösungen ist Vorsicht geboten; sie haben eine ätzende Wirkung, besonders auf die Luftwege und die Augenschleimhaut. Die Arbeitskräfte sind zu unterweisen, die etwaigen Wasserabnehmer davor zu warnen, die Desinfektionslösung zu verwenden.

Nach der Desinfektion sind die Leitungen gründlich mit Frischwasser zu spülen.

Beseitigung von Wässern, die Desinfektionsmittel enthalten:

Die wässrige Desinfektionslösung muss so beseitigt werden, dass keine Schäden in der Natur entstehen können. Das kann entweder dadurch geschehen, dass die Konzentration des Desinfektionsmittels durch entsprechende Verdünnung so herabgesetzt wird, dass keine Schädigung mehr zu besorgen ist oder dass dieses Oxidationsmittel durch Einwirkung von Reduktionsmitteln unschädlich gemacht wird.

Für die Beseitigung dieser Wässer kommen drei Möglichkeiten in Betracht:

- Einleitung in ein öffentliches Kanalnetz (Schmutzwasserkanalisation), wobei die Auflagen des Betreibers des Kanalnetzes einzuhalten sind. Im besonderen Fall, z. B. bei größeren Mengen, ist dessen Zustimmung einzuholen.
- Einleitung in einen Vorfluter: Grundsätzlich sind die Bedingungen der für die Einleitung erforderlichen wasserrechtlichen Erlaubnis einzuhalten. Um schädigende Wirkungen im Gewässer zu vermeiden, sind insbesondere die Wasserführung und die abzuleitende Wassermenge zu beachten. Zur Vermeidung einer Schädigung des Fischbestandes sollte durch Verdünnung eine Konzentration von 0,02 mg/l freiem Chlor im Vorfluter nicht überschritten werden. Das kann erreicht werden mittels einer Einleitung über eine möglichst lange Fließstrecke oder durch eine chemische Beseitigung des gefährdenden Desinfektionsmittels mittels einer 10%igen Natriumthiosulfatlösung. Dabei ist je g Chlor ein Zusatz von ca. 2 g (+ 10 % als Sicherheitszuschlag), Natriumthiosulfat ($\text{Na}_2\text{S}_2\text{O}_3 \cdot 5 \text{H}_2\text{O}$) notwendig.
- Versickerung im Erdreich oder auch Verrieselung im geeigneten Gelände (Brachflächen, Ödland, u. U., unter Beachtung der Schädlichkeit gegenüber von Pflanzen, auch auf Wiesen, Acker- oder Waldgelände). Aus chlorhaltigen Lösungen entstehen dabei Chloridionen, so dass nach Bodenpassage keine Grundwasserschädigung mehr zu besorgen ist.

Nach Reinigung und Desinfektion der Leitung ist eine Kontrolle der Wasserqualität durch Entnahme von Wasserproben, mikrobiologischen Untersuchungen, pH-Wert-Kontrollen und Trübungsmessungen notwendig.

Ein Reinigungs- und Desinfektionsprotokoll ist zu erstellen.

7.6.2.4.5 Durchflussprüfung

Quellzulauf-, Pumpendruck- und soweit möglich auch die Verteilungsleitungen sind nach ihrer Fertigstellung auf ihren maximal möglichen Durchfluss, auf ihr „Fördervermögen“ zu prüfen.

Tab. 7-67: Vergleich des Druckabfalls

1 Auslauf l/s	2 Druck m	3 Druckabfall in m auf 3,2 km	4 auf 1 km	5 Druckabfall in m nach Tabelle auf 1 km
0	54	0	0	0
10	52,3	1,7	0,53	0,48
16	50	4,0	1,25	1,15
24	46	8,0	2,5	2,44
40	32,5	21,5	6,7	6,39

Bei Gravitationsbetrieb werden am oder in der Nähe des unteren Endes verschiedene Wassermengen entnommen und mittels Druckmesser der zu den einzelnen Auslaufvolumenströmen gehörige Druck festgestellt und gegebenenfalls grafisch aufgetragen. Ist die Leitung neu und frei von Fremdkörpern, so ergibt sich eine stetige Kurve, die ungefähr den Werten von J_v mit $k = 0,1$ in den Druckverlusttabellen entsprechen muss (auf 1000 m Länge umgerechnet); z. B. DN 200, $L = 3,2$ km, GGG-Rohre.

Die etwas höheren Werte der Spalte 4 gegenüber Spalte 5 sind auf Krümmer- und Armaturenverluste zurückzuführen.

Die Leitung ist also in Ordnung. Der Durchfluss darf nur so weit gesteigert werden, dass die gesamte Leitung noch voll läuft, d. h. dass der Wasserspiegel am Anfang auf der Höhe des Ruhedruckes gehalten wird.

Für Pumpendruckleitungen wird der Durchfluss durch Drosseln der Pumpe auf verschiedene an einem Zähler abzulesende Werte eingestellt und der Druck am unteren Leitungsende – also an der Pumpe – gemessen.

7.6.3 Anschlussleitungen (Hausanschlüsse)

(s. auch DVGW-Arbeitsblatt W 404 „Wasseranschlussleitungen“)

7.6.3.1 Bestandteile der Anschlussleitung

Die Anschlussleitung (AW) beginnt an der Abzweigstelle von der Versorgungsleitung (VW) und endet mit der Messstrecke in der Regel im Gebäude des Abnehmers. Sie hat folgende Hauptbestandteile:

Anbohrschelle oder in Ausnahmefällen Abzweigformstück mit Absperrvorrichtung. Für Anbohrarmaturen gilt DIN 3543. Die Anbohrarmaturen müssen auch DVGW-Arbeitsblatt W336 und DVGW-Arbeitsblatt W 333 entsprechen. Getrennt eingebaute Absperrarmaturen in der Anschlussleitung müssen in Bauart und Ausführungsform DIN EN 1074 entsprechen.

Rohrleitung von der Anbohrung oder einem Abzweigstück bis zum Wasserzählereingangsventil. Sie wird heute nahezu ausschließlich aus PE-HD (PE 80, PE 100) oder PE-Xa, selten aus PVC oder Gusseisen hergestellt.

Messstrecke mit Eingangsventil, Wasserzähler und Ausgangsventil.

Nach dem Wasserzählerausgangsventil beginnt die Hausinstallation.

7.6.3.2 Einbautiefe und Lage

Sie richten sich nach der VW, von der die AW abzweigt. Bei der in der Regel gewählten oberen Anbohrung beträgt sie, wenn die Rohrdeckung der VW 1,5 m ist, 1,35 m und bei seitlicher Anbohrung $1,5 + \frac{1}{2}$ DN der VW. Gewöhnlich kann die AW von der VW zum Verbraucher steigend verlegt werden, so dass sie sich bei oberer Anbohrung dorthin entlüftet. muss sie ausnahmsweise – weil das zu versorgende Gebäude tiefer als die VW liegt – fallend zum Verbraucher eingebaut werden, so ist sie zur Vermeidung eines Luftsackes mit seitlicher Anbohrung abzuzweigen.

Die Verlegetiefe von Anschlussleitungen hat wesentlichen Einfluss auf die Baukosten. Die Anschlussleitungen müsse genügend Erdüberdeckung aufweisen um ein Einfrieren im Winter und eine übermäßige Erwärmung des Wassers im Sommer zu verhindern. Die Ergebnisse eines Forschungsprojektes zur Ermittlung der Mindestüberdeckungshöhe von Anschlussleitung sind im in DVGW-Hinweis W 397 zusammengefasst.

Die Lage des Abzweigpunktes richtet sich im Allgemeinen nach der Einführungsstelle der Leitung in ein Gebäude, nach der Möglichkeit, die Straßenkappe für die Schieberbetätigung leicht auffindbar unterzubringen. Die Anbohrstelle soll mindestens 0,4 m vom Spitzende gemuffter Rohre entfernt sein, um die Anbohrschelle noch gut unterbringen zu können. Krümmer und Formstücke in der VW sind nicht anzubohren.

7.6.3.3 Nennweite

Anschlussleitungen (AW) unter DN 25 (1“) sollen nicht eingebaut werden (s. Abschn. 7.5.8). Soll der Abgang der AW von der Versorgungsleitung mittels Anbohren hergestellt werden, was die Regel ist, so ist deren DN wegen der gängigen Anbohrschellen auf DN 50 (2“) begrenzt. Größere Abgänge erfordern ein eigenes Abzweigstück.

Um möglichst wenige Größen von Anbohrschellen auf Lager halten zu müssen, beschränken sich manche Werke auf die Größe DN 40 und reduzieren bei kleinerer AW nach der Anbohrschelle.

7.6.3.4 Einbau der Anschlussleitung

7.6.3.4.1 Allgemeines

Heute werden fast ausschließlich PE-Rohre, selten PVC-Rohre für den Bau von Anschlussleitungen verwendet. Muffenrohre aus Gusseisen oder Gewinderohre aus korrosionsgeschütztem Stahl sind nicht mehr üblich. Die in der ersten Hälfte des 20. Jahrhunderts häufig eingebauten Bleileitungen müssen wegen des Blei-Grenzwertes in der TrinkwV 2001 Zug um Zug durch Kunststoffrohre ersetzt werden.

Die vorsorgliche Verlegung von Anschlussleitungen zu unbebauten Grundstücken sollte aus hygienischen, bautechnischen und rechtlichen Gründen vermieden werden.

Art, Zahl und Lage von Anschlussleitungen sowie deren Änderung werden nach Anhörung des Anschlussnehmers und unter Wahrung seiner berechtigten Interessen vom WVU bestimmt (§ 10 (2) AVBWasserV).

Jedes Gebäude auf einem grundbuchamtlich eingetragenen Grundstück sollte gesondert und ohne Zusammenhang mit Gebäuden auf Nachbargrundstücken über eine eigene Anschlussleitung an die Versorgungsleitung des WVU angeschlossen werden; dies erhöht die versorgungs- betriebstechnische Sicherheit.

Die Anschlussleitung ist möglichst geradlinig, rechtwinklig zur Grundstücksgrenze und auf dem kürzesten Weg von der Versorgungsleitung zum Gebäude zu führen. Die Trasse ist so festzulegen, dass der Leitungsbau ungehindert möglich ist und die Leitung auf Dauer zugänglich bleibt sowie leicht zu überwachen ist. Die Anschlussleitung muss im unmittelbaren Bereich der Versorgungsleitung absperrbar sein.

Anschlussleitungen werden grundsätzlich in offener Bauweise hergestellt, immer häufiger werden jedoch auch grabenlose Verfahren eingesetzt (siehe DVGW-Arbeitsblatt GW 325).

7.6.3.4.2 Kunststoffrohre aus Polyethylen

PE-Rohre sind je nach Werkstoffqualität entsprechend den Vorschriften der Hersteller und unter Beachtung von DVGW-Arbeitsblatt W 400-2 Anhang G (Materialien in der Leitungszone) zu verlegen. Zur Herstellung von Richtungsänderungen lassen sich PE-Rohre nur nach vorsichtiger Erwärmung stärker biegen (beim Hersteller anfragen!). Zwischen Anbohrschelle und Hauseinführung sollen möglichst keine Verbindungsstücke (Klemmverbinder) eingebaut werden.

Kunststoffrohre sind wärme- und fettempfindlich, schmelz- und brennbar. Keine fetthaltigen Wickel zum Nachisolieren von metallischen Klemmverbindern verwenden! Im Innern von Gebäuden werden Polyethylenrohre kaum angewandt. Ist dies doch einmal der Fall, so sind sie in der Waagerechten alle 30 cm, in der Senkrechten alle 70 cm mit Schellen an der Wand zu befestigen. Die Schellen sind mit plastischen Unterlagen (Kunststoff) zu unterlegen, um Kerbwirkung auszuschließen.

7.6.3.4.3 Hauseinführung

Die Mauerdurchführung kann mit oder ohne Mantelrohr oder durch eine Rohrkapsel erfolgen. Der Ringraum zwischen Hausanschlussleitung und Mantelrohr sowie die Montageöffnung zwischen Mantelrohr und Wand oder Bodenplatte bzw. zwischen Hausanschlussleitung und Wand oder Bodenplatte müssen zum Anschlussraum dicht sein.

Die Anschlussleitung oder Mauerdurchführung ist rechtwinklig und mit einem Abstand von Außen- und Innenwänden sowie Böden so einzuführen, dass die Wasserzähleranlage einwandfrei entsprechend den jeweiligen erforderlichen Abstandsmaßen installiert werden kann.

Für PE-Leitungen sind verschiedene Hauseinführungen entwickelt worden, welche gleichzeitig einen geschützten Übergang auf die Installation im Hausinneren ermöglichen. Mehrspartenhauseinführungen in Verbindung mit anderen Medienleitungen finden aus Gründen der Kosteneinsparung immer häufiger Verwendung.

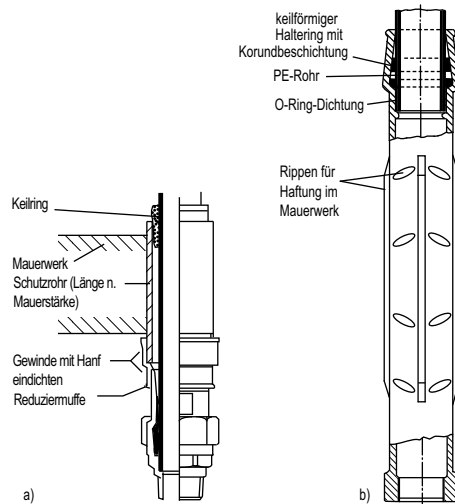


Abb. 7-128: Hauseinführungen PE-Rohr

7.6.3.4.4 Druckprobe

Vor Inbetriebnahme der Anschlussleitung muss eine Dichtheitsprüfung mit Wasser durchgeführt werden.

Bei der Vorbereitung der Prüfung sind die Vorgaben von Abschnitt 7.6.2.3 zu beachten. Bei Anschlussleitungen < 30 m Länge darf unabhängig vom Werkstoff mit Betriebsdruck geprüft werden. Bei Anschlussleitungen aus einem PE-Rohrbund und Nennweiten < DN/OD 63 darf mit Betriebsdruck geprüft werden. Die Dichtheit der Verbindungen ist durch zweimalige Besichtigung im Abstand von mindestens 1 Stunde festzustellen. Bei Anschlussleitungen, die diesen Bedingungen nicht entsprechen, sind Druckprüfungen gemäß DVGW-Arbeitsblatt W400-2 Abschn.16 durchzuführen. Über das positive Ergebnis der Druckprüfung ist von einer Fachkraft ein Prüfvermerk anzufertigen.

7.6.3.4.5 Anbohren

Das Anbohren von Guss-, Stahl-, PVC- und AZ(FZ)-Leitungen geschieht mit einem Anbohrapparat (Abb. 7-129) gewöhnlich unter Druck der VW. Durch einen Hahn kann der Wasseraustritt während des Wechsels des Bohrers mit dem in die Schelle einzusetzenden Verschlussstopfen oder dem Ventil verhindert werden. Bohrspäne durch Spülen entfernen! Ist die Anlage noch nicht in Betrieb und kann auch behelfsmäßig die Versorgungsleitung nicht unter Druck gesetzt werden, so kann auch „trocken“ angebohrt werden. Metallspäne dann mit Magnet entfernen, ob eine Ventilanbohrschelle (= Schelle + Absperrventil) oder nur eine Anbohrschelle mit von ihr getrenntem Absperrorgan gewählt wird, hängt von der gewünschten Lage derselben ab. Diese wird im Gehweg bevorzugt, wegen der sonstigen Gefahr der Beschädigung durch Auffahren von Fahrzeugen auf die Straßenkappe und wegen der den Verkehr nicht beeinträchtigenden Möglichkeit des Aufgrabens.

Als Absperrapparate sind entsprechend den Schellen verschiedene Ausführungen entwickelt worden. Einzelheiten zu Anbohrgeräten, verschiedenen Arten von Anbohrschellen und Durchführung des Anbohrvorganges siehe DVGW-Merkblatt W 333.

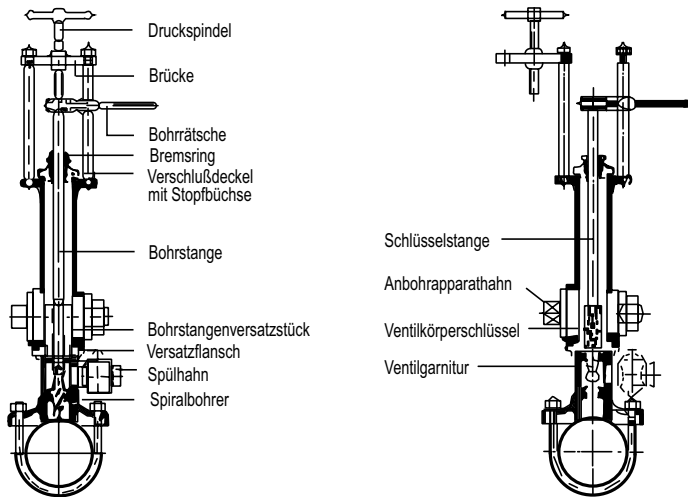


Abb. 7-129: Anbohrapparat

7.6.3.5 Wasserzählereinbau

Die Verordnung über Allgemeine Bedingungen für die Versorgung mit Wasser (AVBWasserV) vom 20. 06. 1980 fordert grundsätzlich die Messung von Wasser. Diese Forderung gilt auch, wenn Wasser nur für vorübergehende Zwecke (Baumaßnahmen, Messen etc.) entnommen wird. Das Wasserversorgungsunternehmen (WVU) bestimmt Art, Zahl und Größe des Wasserzählers sowie den Anbringungsort der Messeinrichtung. Es ist ferner verantwortlich für die Überwachung, Unterhaltung und Entfernung bzw. Auswechselung (auch unter Beachtung der Eichordnung) der Wasserzählereinrichtung.

Wasserzähler dürfen erst nach gründlichem Spülen des Hauptrohrstranges eingebaut werden, damit etwa noch nachträglich ausgespülte Sandkörner u. dgl. sich nicht in den Flügeln und im Getriebe festsetzen. Die Zwischenzeit bis zum Zählereinbau wird durch eingebaute Zwischen- oder Passstücke überbrückt, welche nach Länge und Gewindeanschluss mit dem Zähler übereinstimmen. Die Zähler sind in der Längs- und Querachse waagrecht einzubauen, in der Regel mittels Anschlussbrücken. Das unbefugte Öffnen der Zähler verhindern die Zählerplomben, die bei neuen Zählern vom Lieferwerk aus angebracht sind; bei überholten Zählern sind neue Plomben anzubringen.

Kommen ausnahmsweise keine Zähler zum Einbau, so wird nur das Wasserzählerausgangsventil gesetzt; in diesem Falle ist vor diesem ein etwa 60 cm langes Rohrstück mit Verschraubung einzubauen, das so weit von der Wand absteht, dass später ein Zähler Platz findet.

Als Platz für die Zähler wählt man mit Sicherheit frostfreie Räume, da aufgefrorene Zähler hohe Instandhaltungskosten erfordern. Ist ein Anwesen nicht unterkellert oder ist ein frostfreier Raum nicht vorhanden, so muss vor dem Gebäude oder im Haus ein besteigbarer Zäblerschacht eingebaut werden, wenn es nicht gelingt, den Zähler z. B. in die Küche oder einen anderen, mit Sicherheit immer genügend warmen Raum zu setzen. Auch in reinen Gartengrundstücken sind Wasserzählerschächte erforderlich (Abb. 7-130), die auch als Fertigteile aus FZ erhältlich sind (Abb. 7-131). Weiter Einzelheiten siehe auch DVGW-Arbeitsblatt W 400-3.

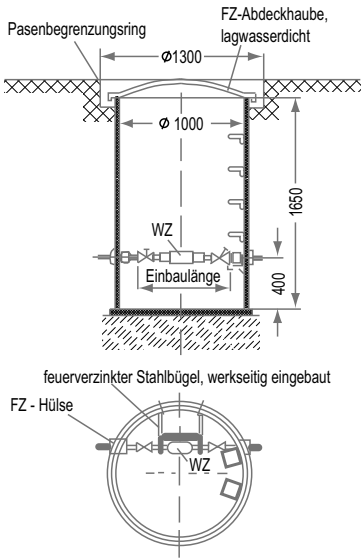
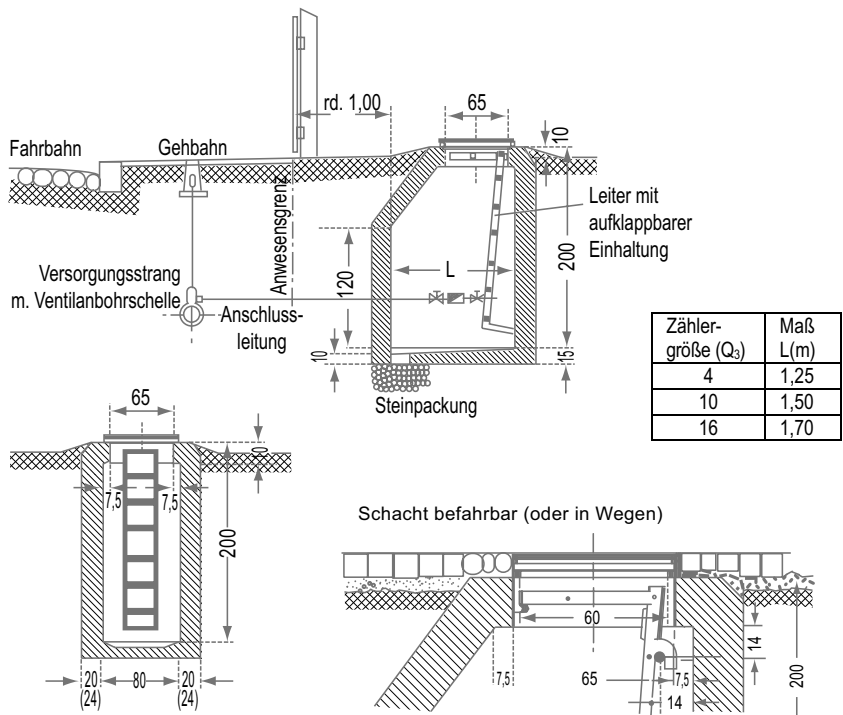


Abb. 7-130: Wasserzählerschächte aus Faserzement- oder Kunststoff-Fertigteilen



Zählergröße (Q ₃)	Maß L(m)
4	1,25
10	1,50
16	1,70

Abb. 7-131: Wasserzählerschächte aus Stahlbetonfertigteilen oder Ortbeton

7.6.4 Besondere Bauwerke

7.6.4.1 Straßenkreuzungen

Innerhalb des bebauten Gebietes erhalten RL, welche die Straßen kreuzen, ebenso wenig einen besonderen Schutz gegen Druckbelastung und Erschütterungen wie die längs der Straßen verlaufenden RL. Wichtig ist, dass das Schließen des Rohrgrabens querender RL sorgfältig und unter besonders gutem Verdichten des Bodens geschieht, damit sich keine den Verkehr gefährdenden Querrillen in den Straßen bilden.

Sind in Großstädten die Ortsstraßen sehr breit, so ist schon bei der Planung zu überlegen, ob es nicht zweckmäßig ist, beiderseits der Straße eine RL zu verlegen, um Straßenkreuzungen zu sparen, was auch dann wirtschaftlicher sein kann, wenn die Gesamtlänge der Doppelleitung größer ist, als die Summe der Kreuzungsleitungen.

Außerhalb des bebauten Gebietes werden nur in untergeordneten, nicht befestigten Straßen, z. B. Feldwegen, keine schützenden Vorkehrungen getroffen. In allen anderen Fällen wird von den Straßenbauverwaltungen zur Sicherheit des Verkehrs meist ein Schutzrohr um das Wasserleitungsrohr gefordert. Bei einem etwaigen Bruch der RL soll damit das Unterspülen der Straße durch austretendes Wasser verhindert werden.

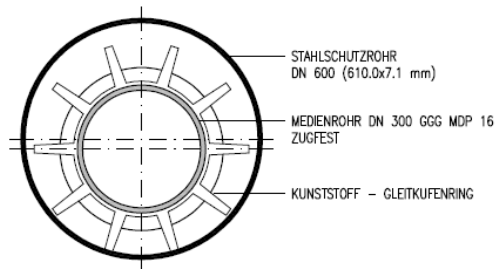
Handelt es sich um noch nicht befestigte Straßen, so kann das Aufgraben der Straße und das Einlegen von Schutzrohren für querende RL das wirtschaftlichste Verfahren sein; in diesem Falle können z. B. Betonrohre als Schutzrohre eingelegt werden, die aber gut ausgerichtet auf eine Betonsohle aufgelegt und auch bis 20 cm über dem Scheitel mit Beton überdeckt sein müssen, um Setzungen zu vermeiden. Über ihnen ist der Rohrgraben bestens zu verdichten, um auf der Straßenoberfläche keine Rillenbildung entstehen zu lassen.

Die RL kann dann, wie in **Abb. 7-132**, auf Gleitschuhen oder Montagerollen mit Abstandhalter (**Abb. 7-133**) in die Betonschutzrohre eingezogen werden. Das Schutzrohr muss wenigstens auf einer Seite offen sein, damit Rohrbruchwasser austreten kann; es ist zu Entwässerungsgräben oder Kanälen zu führen (vgl. auch Bahnkreuzungen).

In übergeordneten befestigten Straßen wird, um die Straßendecke nicht zu zerstören, und wegen der Aufrechterhaltung des Verkehrs vom Straßenbaulastträger häufig das Durchpressen des Schutzrohres gefordert. Ein Schutzrohr wird hier immer für nötig gehalten. Als Schutzrohre können Stahl- oder Stahlbetonrohre in Betracht kommen. Für die Wasserleitungsrohre sind alle Rohrwerkstoffe möglich, soweit sie längskraftschlüssig verbunden werden können, weil der Rohrstrang eingezogen werden muss.

Am Beginn der Schutzrohrstrecke wird eine Grube für die hydraulischen Pressen ausgehoben, die aus zwei Druckkolben bestehen, die sich gegen die gut verbaute Grabenwand abstützen (**Abb. 7-134**). Dem Schutzrohranfang wird ein Schneidschuh vorgesetzt, dessen Außendurchmesser nur um wenig größer sein soll, als derjenige des Schutzrohres, damit möglichst wenig Hohlräume entstehen. Stahlschutzrohre werden mit Rundnähten verbunden, sobald eine Rohrlänge überschritten wird. Der Korrosionsschutz der Schweißnähte ist sorgfältig innen und außen wieder herzustellen.

SCHNITT A - A



ST 2272
GROSSLANGHEIM – KLEINLANGHEIM
STR. KM 0,669

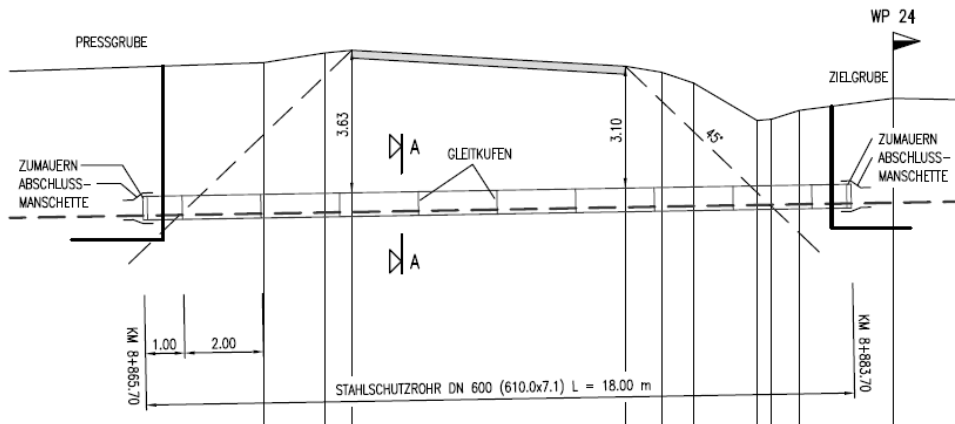


Abb. 7-132: Straßenkreuzung im Schutzrohr

Während des Durchpressens wird an der Stirnseite der Durchpressung das Gebirge mit motorisch angetriebene Tellerschnecken aus dem Schutzrohr gefördert.

Die längskraftschlüssigen Wasserleitungsrohre werden in die Schutzrohre eingezogen. Damit der Rohrschutz beider Rohre nicht beschädigt wird, erhalten die Wasserleitungsrohre Gleitkufenringe oder Schellen mit angesetzten Kunststoffrollen (**Abb. 7-133**).

Steuerkabel liegen am besten in eigenen Schutzrohren aus PE, die in das große Schutzrohr erst dann eingezogen werden, wenn das Wasserleitungsrohr bereits eingebracht ist.

Die Mitbenutzungsverhältnisse bei Straßenkreuzungen sind seit 1974 durch einen Rahmenvertrag zwischen dem Bundesministerium für Verkehr und den Verbänden der Versorgungswirtschaft geregelt, dessen Anwendung auch auf Straßen der Länder u. a. empfohlen ist. (zuletzt aktualisiert: Verkehrsblatt 2009, I S. 34).



Abb. 7-133: Einbau eines Rohres GGG in ein StB-Schutzrohr

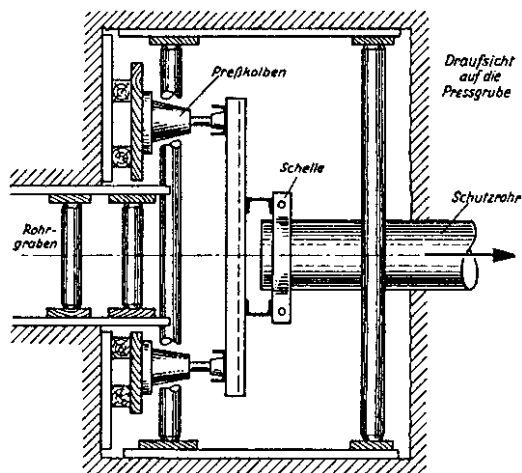


Abb. 7-134: Pressgrube für Einbringen von Schutzrohren

7.6.4.2 Kreuzungen mit Wasserläufen

Kleine Bäche mit geringer Tiefe – Sohle noch mindestens 0,8 m über Rohrscheitel – können ohne besondere Vorrichtungen und ohne Ablenkung des Rohres nach unten gekreuzt werden. Muffen sollten nicht im Kreuzungsbereich liegen. Über dem RG wird während der Arbeiten gewöhnlich ein Gerinne aus Bohlen oder in Form einiger Rohre hergestellt.

In tieferen Gewässern ist die RL so weit nach unten abzuwinkeln, dass die Deckung über Rohrscheitel bis Fußsohle mindestens 0,8 m beträgt. Wasserwirtschafts- oder Wasserstraßenverwaltung fordern insbesondere bei Bundeswasserstraßen meist größere Tiefen. Dies ist auch zum Schutze des Dükers

notwendig. Kreuzungsstellen sollen nicht unterhalb von Wehren und dgl. liegen, um ein Auskolken der Sohle und ein Unterspülen des Dükers zu vermeiden.

Die eigentliche Dükerform hängt vom Flussprofil ab, das zu vermessen ist.

Der Durchmesser der Dükerrohre soll nicht größer sein, als dass die Spülgeschwindigkeit von 1,0 m/s erzielt werden kann, nachdem ein Spülauslass nicht am Tiefpunkt unter dem Flussbett, sondern erst am Ufer möglich ist, Ablagerungen also durch einen der Schenkel des Dükers hochgespült werden müssen. Hilfreich kann dazu die Wahl eines Doppel- oder Mehrfachdükers mit kleineren Rohren sein, was auch aus Sicherheitsgründen zu empfehlen ist.

Die Ausnutzung einer Dükeranlage für verschiedene Zwecke (Abwasser, Gas, Elektrizitäts- und Fernmeldekabel) wirkt sich kostengünstig aus; anlässlich der Planung sollten daher die einschlägigen Verwaltungen wegen ihres Bedarfes und ihrer Kostenbeteiligung an einem Mehrzweckdüker befragt werden (Abb. 7-135).

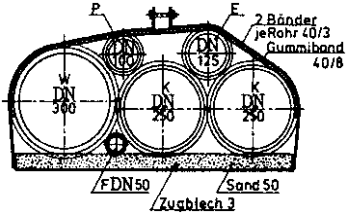


Abb. 7-135: Mehrzweckdüker

Grundsätzlich endet ein Düker an beiden Ufern in einem mindestens über dem mittleren Hochwasserstand des Flusses anzulegenden Schacht mit Absperrorganen; hier werden auch Mehrfachdüker zusammengefügt, Rohrbe- und -entlüfter oder Spülauslässe angebracht und ggf. die Leitungen von Mehrzweckdükern in verschiedenen Richtungen auseinandergeführt (Abb. 7-136).

Als Zeitpunkt für die Verlegung eines Dükers wählt man eine Periode der Niedrigwasserführung des Flusses (geringe Strömungsgeschwindigkeit, große Länge der beobachtbaren Strecke). Er ist mit der Wasserwirtschaftsverwaltung und ggf. Wasserstraßenverwaltung abzuklären.

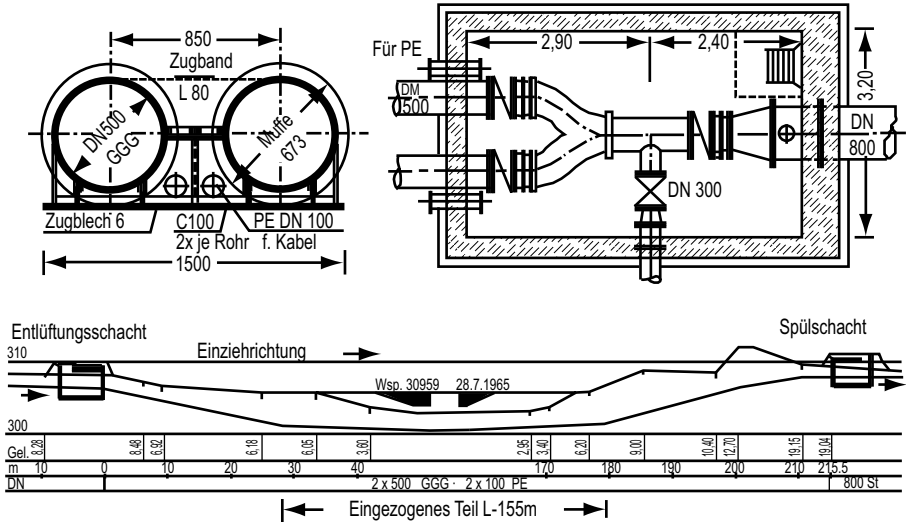
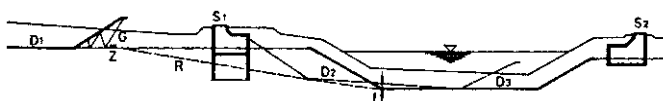


Abb. 7-136: Doppeldüker

Für das Einbringen eines Dükers kommen folgende Verfahren in Betracht:

- Einbau in Baugrube zwischen Spundwänden in mehreren Abschnitten, meist unter großer Wasserhaltung. Kostspielig, daher selten.
- Düker bis etwa 30 m Länge können einschließlich der Schenkelstücke von einem oder zwei Kränen in die vorbereitete Flusssohlinne eingehoben werden.
- Düker lassen sich von im Fluss gebauten Montagestegen über seitliche Rutschen in die Sohlrinne ablassen. Wegen der meist unvermeidbaren ungleichmäßigen Durchbiegung kommen hier hauptsächlich St-Rohre in Betracht. Mehrfachdüker scheiden aus.
- Ist die Strömungsgeschwindigkeit des Gewässers klein, lassen sich Düker auch Einschwimmen, z. B. sind durch Seen mit flach verlaufenden Sohlen Düker aus AZ-Rohren mit zugfester Verbindung dadurch verlegt worden, dass man die Leitung schwimmend an Ort brachte und dann erst durch Fluten absenkte (ohne ausgebagerte Dükerrinne).
- Einziehen des am Ufer vorbereiteten Dükers mittels Winde und Drahtseil. Die Leitung wird auf ein Ziehblech montiert, das an einem „Kopfschlitten“ hängt; dieser kann auch ein Gerüst für den aufsteigenden Dükerschenkel tragen, desgl. auch das Ziehblechende (Abb. 7-137). Bestehen die Leitungen aus GGG-Rohren, ist die Sohlrinne entsprechend der zulässigen Durchbiegung (Abwinkelung der Muffen) zu gestalten (f in der Abb.). Kann die ganze Dükерlänge am Ufer nicht montiert werden, so werden Teilstücke nebeneinander gelegt und nach Einziehen des vorhergehenden Teiles an dieses angehängt. Als Belastung gegen Auftrieb dient Trockenbeton in Jute- oder Nylonsäcken.
- Einspülen von Mehrfachdükern aus PE-Rohren mittels Spezialspülschiff. Voraussetzung: Der Boden bis zur Rinnensohle besteht aus lockerem, durch das Spülrohr mit seinem aufgesetzten Vibrator lösbarem Boden. Unbedingt erforderlich ist vor dem Einspülen ein Probendurchgang. Hindernisse oder teilweise zu harter Boden können durch kleine Sprengungen in Bohrlöchern von etwa 1 m Abstand beseitigt werden. In der Regel werden mehrere PE-Rohre gleichzeitig und übereinander liegend eingespült (Abb. 7-138). Da diese Rohre meist DN 200 bis 300 haben und daher nicht auftrommelbar sind, ist der Antransport bei den für ein solches Verfahren in Betracht kommenden Längen von über 200 m schwierig, z. B. nur mittels eines Sonderzuges der DB aus Rungenwagen bis zu einer geeigneten Entladestelle am Fluss möglich, wo sie ins Wasser abgezogen und dann zur Einbaustelle geschwommen werden. Das Verfahren kommt da in Frage, wo bei großer Flussbreite eine Ufermontage für einen Einziehdüker nicht möglich ist. Die Schifffahrt wird hier kaum gestört.
- Unterfahren eines Flusses durch Vorpressrohre von Vertikalschächten vom Ufer aus. Möglich, wenn das Gebirge in Höhe der RL aus dichten Bodenarten besteht, aus denen kein Grundwasser austritt und die für die Durchpressung standfest genug sind.
- Gesteuertes Horizontalbohrverfahren (Spülbohrverfahren) für Einfachdüker aus PE- oder zugfest verbundenen Gussrohren.



Düker in
 D_1 = Uferlage, Montage
 auf Gerüst G
 D_2 = halbeingezogen,
 größte Durchbiegung f
 D_3 = Endlage

Abb. 7-137: Einziehvorgang

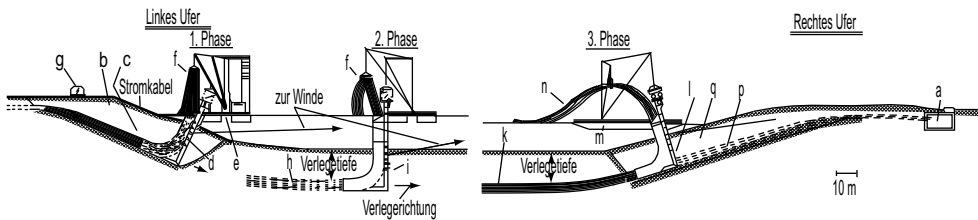


Abb. 7-138: Einspülen eines Dükers 4 · DN 300 PE

- a = Entleerungs- bzw. Übergangsschacht zwischen K-Rohrdüker und Wasserleitungstrasse
 b = Grube zum Einsetzen d. Spülrohres; darin die K-Rohre v. d. Senkrechten in die Waagerechte verschwenkt
 c = 1. Phase; K-Rohre bereits in der endgültigen Lage
 d = Spülrohr im Ansatz, K-Rohre bereits eingebaut; nach Verfüllung eines Teiles von „b“ Beginn der Einspülung
 e = Einspülschiff mit Wasserdruckpumpen (←) und Winden ausgerüstet.
 f = Noch nicht eingesp. K-Rohre auf dem Wasser schwimmend, gehalten durch Rollenbogen
 g = Dieseldrehstromagg. zum Antrieb des Rüttlers
 h = Fertig eingespülte K-Rohre der 2. Phase
 i = Spülrohr in der waagerechten Verlegung, fest auf Tiefe eingestellt
 k = Fertig eingesp. K-Rohre der 3. Phase
 l = Spülrohr in der Endphase; wird hier vom K-Rohr gelöst und abgebaut
 m = Einspülschiff um 90° gedreht, um Spülrohr möglichst weit landwärts zuzuführen
 n = Restlänge der K-Rohre
 p = Rest der K-Rohre in Uferböschung verlegt und verschwenkt
 q = Grube zum Ausbauen des Spülrohres

7.6.4.3 Rohrerüberführungen über Flüsse (Brückenleitungen)

Gegenüber der Unterdükerung kann die Aufhängung an Brücken die billigere Lösung sein, wenn eine geeignete Brücke in der Nähe der Trasse liegt. Der Eigentümer der Brücke muss seine Zustimmung geben. Maßgebend ist die Belastung der einzelnen Auflagerpunkte, welche der Brückenverwaltung anzugeben ist (Rohrgewicht + Wassergewicht). Die Auflager der Rohrleitung können aus Kragträgern mit Haltebügeln (Abb. 7-139) oder Hängevorrichtungen aus Zugeisen mit Rohrschellen bestehen (Abb. 7-140). In Stahlbetonbrücken ist manchmal bereits beim Bau ein Rohrkanal mit vorgesehen, In Kastenträgern müssen Öffnungen für Wasserablauf bei Leckwerden oder Rohrbruch vorhanden sein. Muffenleitungen sind gegen Ausknicken zu fixieren.

Brückenleitungen müssen mit Wärmedämmung versehen werden. Zusätzlich kann in Leitungen mit geringem Durchfluss an dem in Fließrichtung des Wassers gesehenen Brückenende ein „Frostlauf“ eingebaut werden, durch den bei strenger Kälte so viel Wasser abgelassen werden kann, dass die Strömung im Rohr ein Einfrieren verhindert. An den Auflagerpunkten darf das Rohr nicht mit der Dämmschicht oder dem Blechmantel aufliegen, sondern auf speziellen Zwischenstücken, die zwischen Rohr und Auflager eingeschoben werden.

Bei Brücken mit Bogenbauweise entsteht am Brückenscheitel ein Hochpunkt, an dem eine Entlüftungsmöglichkeit vorzusehen ist. Oft reicht die Bauhöhe für eine normale Entlüftungsvorrichtung nicht aus; man setze eine Anbohrschelle oder, falls auch für diese kein Platz, schweiße einen Rohrwinkel auf und führe das Röhrchen nach abwärts zum Ventil, das wegen ungenügenden Luftsammlerraumes regelmäßig geöffnet werden muss (Abb. 7-141). Wegen der Schwingungen und Temperaturschwankungen muss ein Dehnungsstück eingesetzt werden, auch muss die Leitung auf längeren Brücken beweglich gelagert werden (Pendelaufhängung, Rollenaufleger und dgl.).

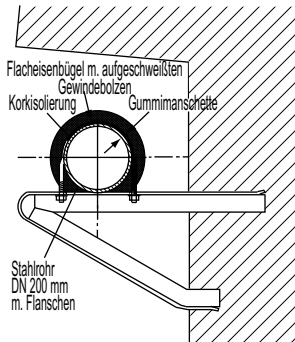


Abb. 7-139: Abstützung auf Kragträger

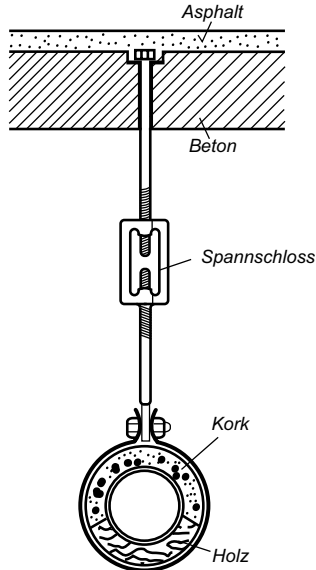


Abb. 7-140: Hängevorrichtung

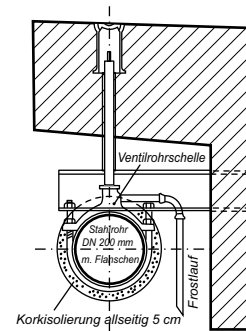


Abb. 7-141: Scheitelerlüftung und „Frostlauf“

7.6.4.4 Bahnkreuzungen

7.6.4.4.1 Grundregeln

Bahnkreuzungen von Wasserleitungen sind in den Gas- und Wasserleitungs-kreuzungsrichtlinie DBAG/BGW 2000 geregelt.

Bahnkreuzungen und Längsführungen erfordern wegen der Sicherheit des Bahnbetriebes besondere Vorkehrungen, insbes. den vorherigen Abschluss eines Vertrages zwischen der Deutsche Bahn AG und dem WVU. Kreuzungen und Längsführungen müssen den oben genannten Richtlinien entsprechen. Die DB unterscheidet dabei:

- Bahngelände, das sind die Grundflächen, auf denen sich Betriebs- oder Verkehrsanlagen befinden und
- sonstiges DB-Gelände, das sind Grundflächen außerhalb des Bahngeländes und unter Eisenbahnbrücken.

Zu beachten sind folgende Grundregeln:

- Kreuzende Leitungen sind möglichst in vorhandene Unterführungen zu legen.
- Die Kreuzungen sollen rechtwinkelig zu den Gleisen verlegt werden.
- In der Längsrichtung sind Leitungen unter Gleisen sowie in Damm- und Einschnittsböschungen nicht erlaubt.
- Eine Längsführung ist möglichst zu vermeiden, auch wenn durch die Längsführung Vorteile für das WVU bestehen. Sie bedeutet für die DB eine über die Kreuzung hinausgehende Beanspruchung. Eine „Längsführung“ liegt vor, wenn eine Leitung in einem Abstand von weniger als 20 m vom Außenrand der Bahnanlage verläuft und entweder:
 - a) im Zusammenhang mit einer einfachen Kreuzung notwendig wird und länger als 100 m,
 - b) in anderen nicht vermeidbaren Fällen, länger als 30 m ist.

Die Längsführung muss außerhalb des Druckbereiches des Bahnoberbaues erfolgen und eine Abführung von etwaigem Rohrbruchwasser muss ohne Gefährdung der Bahnanlage möglich sein. Der Mindestabstand ab Gleisachse beträgt 7,5 m bei Haupt- und 3,5 m bei Nebengleisen.

- Bei Kreuzungen außerhalb von Kunstbauten (Normalfall) soll die Rohrdeckung gemessen ab Schwellenoberkante bis Oberkante Schutzrohr mind. 1,5 m betragen.
- Rohrverbindungen (Muffen, Flansche) dürfen nur dann unter Gleisen liegen, wenn Schutzrohre vorgesehen sind.
- Als Werkstoff für die in Schutzrohren liegenden Wasserleitungsrohre ist St, GGG, PVC und PE zugelassen. Schweißen ist nur dann zulässig, wenn der Rohrschutz nach dem Schweißen zuverlässig erneuert werden kann.

7.6.4.4.2 Einlegen der Wasserleitung in Bahnunterführungen

Die Brückenfundamente sind gegen die unterspülende Wirkung austretenden Rohrbruchwassers zu sichern durch:

- Spundwände oder gemauerten oder betonierten Kanal, unter den Rohren Betonsohle; der Raum zwischen den Spund- oder Kanalwänden ist nach dem Einbringen der Wasserleitungsrohre mit Sand aufzufüllen und zu verdichten (**Abb. 7-142**).
- Betonummantelung der Wasserleitungsrohre mit einer Wanddicke von mind. 0,2 m bis DN 300, 0,25 m für DN 300 bis 400, 0,3 m für DN 400 (seltene Ausführung).
- Schutzrohre, wie in folgendem Abschn. 7.6.4.4.3 (häufig).

Der in der Unterführung geöffnete RG muss oberhalb der Drucklinie der Brückenfundamente liegen und von diesem mind. 2 m Abstand halten. Die Schutzbauten sind mind. 3 m, Schutzrohre mind. 1,5 m über die Brückenfundamente hinaus vorzusehen.

7.6.4.4.3 Einlegen der Wasserleitung unter den Gleiskörper

Zum Schutze gegen Unterspülung der Bahnanlagen werden die Wasserleitungsrohre in Schutzrohre eingebaut, die eventuell austretendes Wasser außerhalb des Bahnkörpers nach einer oder nach beiden Seiten abfließen lassen.

Die Schutzrohre werden meist im Durchpressverfahren eingebracht. Die Wasserleitungsrohre werden auf anmontierten Kufen in die Schutzrohre eingezogen (ähnlich Straßenkreuzungen, **Abb. 7-132**).

Werkstoff der Schutzrohre

Stahlrohre ohne Muffe, stumpf geschweißt oder Stahlbetonrohre mit besonderen Verbindungen, die den Außendurchmesser nicht überragen.

Mindestlichtweite der Schutzrohre

Der verbleibende Ringraum um das Mediumrohr muss bei Entwässerung nach beiden Seiten mindes-

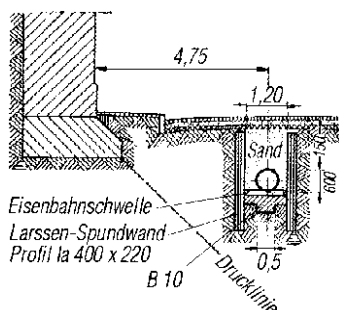


Abb. 7-142: Spundwand in Bahnunterführung

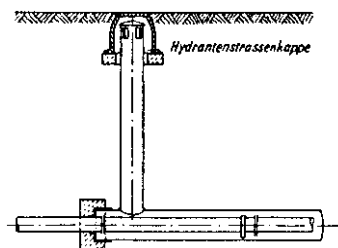


Abb. 7-143: Ableitungsstützen für kleine DN

tens das 0,5 fache des Wasserleitungsquerschnittes, bei einseitiger Entwässerung das 1fache dieses Querschnittes haben.

Als Wasserleitungsquerschnitt gilt der größte Rohraußendurchmesser, bei Flanschrohren also der Flanschdurchmesser. Bei längskraftschlüssigen St-Rohren mit Schweißverbindung und besonderen Gütebedingungen kann der Ringraum ausnahmsweise kleiner sein.

Ableitung des Rohrbruchwassers aus den Schutzrohren

Kann das Wasser auf beiden Seiten des Bahnkörpers schadlos abgeführt werden, wählt man eine zweiseitige Ableitung, sonst eine einseitige. Für Wasserleitungen kleiner DN (etwa bis DN 150) und geringem Wasseraustritt im Bruchfall können Ableitungsstutzen nach **Abb. 7-141** genügen, die auf das Schutzrohr aufgeschweißt sind und an der Geländeoberfläche mit Straßenkappen abschließen.

Die Regel sind jedoch Betonschächte nach **Abb. 7-144**, in denen auch Absperrorgane Platz finden. Das Abfließen des Rohrbruchwassers aus den Schächten muss gesichert sein.

Absperrmöglichkeit

Beiderseits der Bahnkreuzung sind Absperrschieber einzubauen, die nicht überflutet werden und leicht bedienbar sind. In überflutbaren Schächten ist das Schiebergestänge über den möglichen WSp hochzuführen.

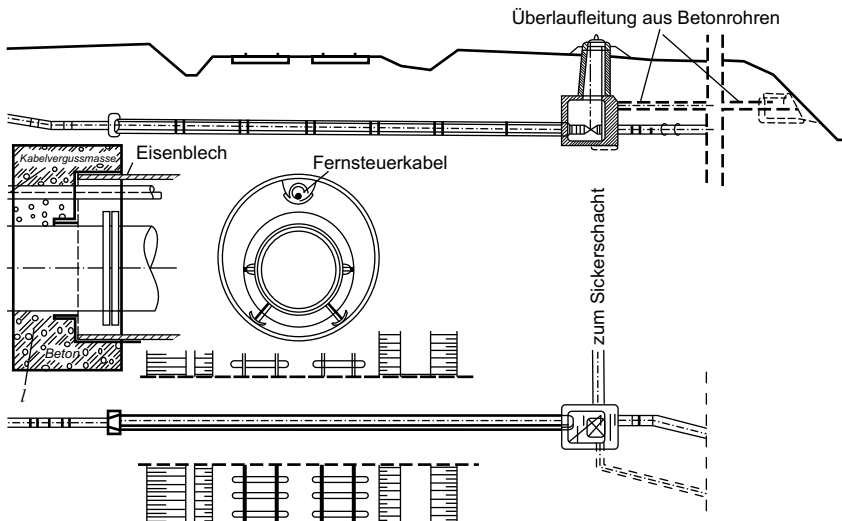


Abb. 7-144: Einseitige Ableitung mit Schacht

Regelausführung der Kreuzung ist das Durchpressen der Schutzrohre. Hier gilt das zur Kreuzung von Straßen Ausgeführte. In besonderen Fällen kann auch ein Bohr-, Schild- oder Stollenvortrieb vorteilhaft sein. Der Ringspalt zwischen Boden und Schutzrohr ist durch Injektionen zu füllen (Verpressen). Für Durchpressungen bis zu 25 m (= 2 Streckengleise) kann nach Zustimmung des DB AG, bei Einhaltung der besonderen Bedingungen für Werkstoff und Rohr (lt. Anhang VI der DB-Richtlinie) für Stahlrohre mit ZM-Auskleidung und abriebfester PE-Außenumhüllung auf das Schutzrohr verzichtet werden. Schutzrohre bedeuten für kathod. geschützte Stahlrohrleitungen vielfach eine Sicherheitsminderung und Betriebserschweris für das WVU.

7.6.4.4 Überführen von Wasserleitungen über Bahngleise

Wegen der durch Temperaturänderungen und durch die Belastung auftretenden Brückenbewegungen sind bewegliche Aufhängungen oder Auflagerungen erforderlich. Die Entwässerungsmöglichkeit der

anzubringenden Schutzrohre ist zu berücksichtigen. Wichtig: Fahrleitungen elektrischer Bahnen sind besonders gegen Rohrbruchwasser zu schützen!

7.6.4.4.5 Verlegung von Wasserleitungen an Eisenbahnbrücken

Wasserleitungen sind außerhalb des Gleisbereichs unter den Seitenwegen oder an besonderen Vorkragungen anzubringen (**Abb. 7-145**). Im Übrigen gelten die Ausführungen unter Abschn. 7.6.4.3.

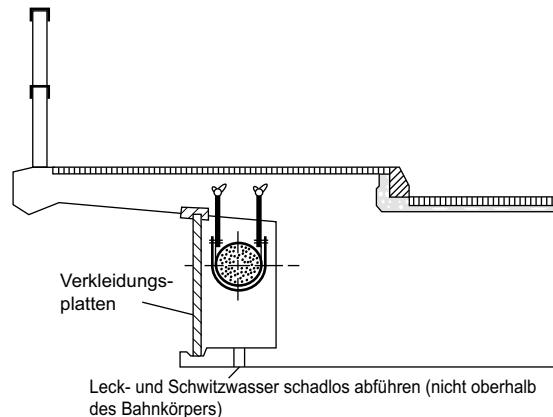


Abb. 7-145: Längsverlegung an Eisenbahnbrücken

7.6.5 Grabenlose Verlegung, Erneuerung und Sanierung von Druckrohrleitungen

7.6.5.1 Allgemeines

Neben dem klassischen Rohrleitungsbau im offenen Graben haben in den letzten Jahren Verfahren zur grabenlosen Rohrverlegung, vor allem im bebauten Bereich, immer mehr an Bedeutung gewonnen. Auch bei der Sanierung bestehender Rohrleitungen wird immer häufiger -statt einer parallel verlaufenden Neuverlegung- das vorhandene Rohr oder zumindest sein unterirdischer Verlauf weiter genutzt. An diese alternativen Verfahren müssen besondere Qualitäts- und Sicherheitsanforderungen gestellt werden, da die Einbaubedingungen nicht so gut überwacht werden können wie bei der konventioneller Bauweise. Es ist daher folgerichtig, dass für die Arbeiten nur fachlich qualifizierte Firmen tätig werden dürfen. Die entsprechenden Anforderung hat der DVGW in mehreren verfahrensspezifischen Arbeitsblättern zusammengefasst. Die grundsätzlichen Qualifikationskriterien an Unternehmen für die grabenlose Neuverlegung und Rehabilitation enthält DVGW-Arbeitsblatt GW 302.

7.6.5.2 Reinigung

Mit Hilfe von entsprechendem mechanischen, hydraulischen, thermischen oder chemischen Reinigungsgerät werden die Ablagerungen und Inkrustierungen der alten Leitungen beseitigt. Die Zustandsverbesserung der Leitung beschränkt sich auf die Zurückgewinnung des alten Rohrquerschnittes.

Als Verfahrensarten stehen derzeit zur Verfügung:

- Mechanisches Reinigungsgerät
- Hochdruck-Spülgerät
- Pulsator
- Hydromolch
- Spülverfahren
- Thermogerät
- Lösungsmittel.

Bei metallischen Leitungen kann nach Abschluss der Reinigung je nach Reinigungsintensität die Rohrrinnenwand metallisch blank sein. In diesem Fall muss sich ein Sanierungsverfahren zur Innenauskleidung an die Reinigung anschließen, da sonst in kürzester Zeit wieder Korrosion auftritt. Reinigungsverfahren sind gemäß DVGW-Arbeitsblatt W 291 durchzuführen.

7.6.5.3 Sanierung

Diese Arbeiten haben das Ziel, die bestehenden Rohrleitungen so zu erhalten, dass sie in ihren hydraulischen Eigenschaften und ihrer technischen Bewertung neuen Rohrleitungen in gleicher Dimension nahe kommen. Voraussetzung ist, dass die statische Belastbarkeit der zu sanierenden Leitung noch uneingeschränkt ist.

Als Verfahrensarten stehen derzeit zur Verfügung (s. auch **Tab. 7-68**):

ZM-Auskleidung

Die nachträgliche ZM-Auskleidung ist für Stahl- und Gussrohre gebräuchlich. Die nachzubehandelnden geraden Rohrabschnitte sind an den Endpunkten zu öffnen. Das Rohrinne ist durch geeignete Verfahren metallisch blank zu reinigen. Anschließend wird die Zementmörtelschleudermaschine mit angebauter Glätteinrichtung mit konstanter Geschwindigkeit durch den Rohrabschnitt gezogen. Formstücke sind von Hand auszukleiden.

Gewebeschlauchrelining

Das Rohrinne der auszukleidenden Leitung ist zu reinigen und zur besseren Haftung des Klebers aufzurauen. Der Geweschlauch, der entsprechend dem Innendurchmesser der Leitung gefertigt ist wird mit Klebstoff gefüllt und im Reversionsgerät aufgetrommelt. Das Schlauchende wird druckdicht am Umkehrkopf und dieser am Anfang der Rohrleitung befestigt. Anschließend wird der Schlauch mit Luft- oder Wasserdruck kontrolliert in die Rohrleitung hinein abgewickelt, wobei er umgekrempelt wird damit die Klebstoffseite an der Rohrrinnenwand anliegt. Ist der Schlauch komplett eingebracht wird der Druck noch solange aufrecht erhalten bis der Kleber abgebunden hat, dies kann durch Wärmezufuhr unterstützt werden.

PE-Relining ohne Ringraum

Siehe Abschn. 7.6.5.4 wobei der Inliner nicht statisch selbsttragend sein muss.

Tab. 7-68: Sanierungsverfahren

Rohrleitungsmaterial	Schadensart	Sanierungsverfahren	Technische Regel
Gusseisen (GG und GGG) Stahl	Innenkorrosion, Undichtigkeiten	ZM- Auskleidung	DVGW Arbeitsblatt W 343
		PE-Relining ohne Ringraum	DVGW Arbeitsblatt GW 320-2
		Gewebeschlauchrelining	DVGW Arbeitsblatt GW 327 Entwurf, DIN 30568-1
PVC-U Asbestzement	undichte Rohverbindingen	PE-Relining ohne Ringraum	DVGW Arbeitsblatt GW 320-2
		Gewebeschlauchrelining	DVGW Arbeitsblatt GW 327 Entwurf
Spannbeton	undichte Rohverbindingen	Spez. Muffendichtungen (Manschetten) innen oder außen	keine

Es empfiehlt sich im Rahmen der Sanierung alle Armaturen und bei größeren Richtungsänderungen auch die Formstücke zu erneuern.

7.6.5.4 Erneuerung/Neubau

Diese Arbeiten haben zum Ziel, eine neue Rohrleitung aus selbsttragendem Werkstoff herzustellen; je nach Erfordernis in neuer oder alter Trasse, mit oder ohne Dimensionsänderung.

Als Verfahrensarten stehen derzeit die in **Tab. 7-69** genannten Erneuerungsverfahren zur Verfügung:

Rohrvortrieb

Beim Rohrvortrieb wird das Wasserleitungsrohr aus einer Pressgrube heraus mittels hydraulischer Pressen bis zur Zielgrube vorgetrieben. Der Boden wird bei kleinen Nennweiten verdrängt, sonst mechanisch, hydraulisch oder pneumatisch ausgetragen. Da beim Pressvorgang große Kräfte auf das Rohr wirken und die Rohrverbindungen nicht größer als der Rohraußendurchmesser sein dürfen müssen außer bei geschweißten Stahlrohren besondere Vorpressrohre eingesetzt werden. Metallische Vorpressrohre sind vor Außenkorrosion zu schützen (Stahl durch PE, GGG durch ZMU)

Pflugverfahren

Beim Pflugverfahren werden meist PE-Rohre mit verstärktem Außenschutz von der Rolle über ein Pfluggerät mit Zugfahrzeug (vergleichbar Kabelpflug) in den Untergrund verlegt. Der vom Pflug verdrängte Verlegespalt schließt sich nach dem einlegen des Rohres durch den Erddruck. Das Verfahren ist auf kleine Nennweiten, normale Verlegetiefen und weitgehend steinfreie Böden beschränkt. Das Verfahren ist auch für zugfest vormontierte Rohrstränge aus duktilem Gusseisen geeignet, wobei ZMU-Rohre mit TIS-K oder BLS Verbindungen mit Blechmanschetten verwendet werden

Fräsverfahren

Beim Fräsverfahren wird ein in der Regel nicht betretbarer Rohrgraben statt mit einem Bagger mit einer Fräsmaschine hergestellt. Die Grabentiefe ist durch die Maschinenteknik begrenzt. Gefräste Gräben können auch in steinigem bis felsigen Böden hergestellt werden. Das Einlegen der Rohre erfolgt wie beim Pflugverfahren. Unmittelbar danach wird der Graben mit dem ausgefrästen Material verfüllt und verdichtet.

Werden mittels Bodenfräse begehbare Gräben hergestellt handelt es sich nicht um eine „grabenlose“, Bauweise (siehe dann Abschn. 7.6.2.1 und 7.6.2.2)

Spülbohrverfahren

Das Spülbohrverfahren gliedert sich in drei Arbeitsschritte. Bei der Pilotbohrung wird von einem Spülkopf mittels Wasserhochdruck oft unter Zuhilfenahme eines Spülzusatzes vorgebohrt. In der Zielgrube wird auf das Bohrgestänge ein Aufweitkopf montiert, der drehend zum Startpunkt zurückgezogen wird. Auch hierbei dient die Spülung zu Unterstützung der Bohrung, zum Austrag des Bohrkleins und zur Stabilisierung des Bohrloches. Der Aufweitvorgang kann je nach Dimension der einzuziehenden Leitung mehrmals wiederholt werden. Letzte Arbeitsschritt ist das Einziehen des Rohrstranges mittels Ziehkopf, wobei die weiterhin zugegebene Spülung die Reibung zwischen Rohr und Bohrloch vermindert. Für das Spülbohrverfahren werden meist PE-Rohre mit verstärktem Außenschutz, Stahlrohre mit Außenschutz und duktile Gussrohre mit ZMU und TIS-K oder BLS Verbindungen und Blechmanschetten eingesetzt.

Press-Ziehverfahren

Das Press-Ziehverfahren dient der trassengleichen Auswechslung bestehender Rohrleitungen. Das Ziehgerät wird in der Zielgrube installiert, von wo aus das Zuggestänge durch das Altrohr geführt wird. In der Startgrube wird es mittels Adapterstück mit dem Ende der auszuwechselnden Rohrleitung und dem Anfang des neuen Rohrstranges verbunden. Mittels der hydraulischen Schubzylinder des Ziehgerätes werden nun in einem Arbeitsgang das Altrohr aus dem Boden entfernt und das neue Rohr eingezogen. Dabei wird das alte Rohr in der Zielgrube zerkleinert. Das Verfahren ist je nach Nennweite der Rohre und der Leistung des Ziehgerätes in Abschnitten bis 150m einsetzbar. Bezüglich der Rohrwerkstoffe gelten die Ausführungen zum Spülbohrverfahren.

Berstlining

Das Berstliningverfahren eignet sich besonders zur trassengleichen Auswechslung von Rohren aus spröden Werkstoffen (z. B. Grauguss, AZ), kann aber auch bei anderen Materialien eingesetzt werden. Ausgehend von der Zielgrube wird ein Zugseil oder -gestänge durch das Altrohr zur Startgrube geführt und dort mit dem Berstkörper verbunden. Dieser wird nun durch das Altrohr gezogen, zerstört es dabei und verdrängt die Scherben radial in den Untergrund. Das neue Rohr wird unmittelbar hinter dem Berstkörper in den entstehenden freien Querschnitt eingezogen. Als neue Rohre werden PE, Stahl und duktiles Gusseisen verwendet, bezüglich des Außenschutzes und der Rohrverbindungen gelten die Ausführungen zum Spülbohrverfahren.

PE-Relining

Beim PE-Relining mit Ringraum werden handelsübliche PE-Rohre deren Außendurchmesser kleiner ist als der Innendurchmesser des gereinigten Altrohres mittels Zugkopf und Winde von der Zielgrube aus in den alten Rohrstrang eingezogen.

Beim PE-Relining ohne Ringraum werden entweder gefaltete PE-Rohre in das Altrohr eingezogen oder handelsübliche Rohre durch spezielle Geräte vorübergehend soweit im Durchmesser reduziert, dass sie in das Altrohr eingezogen werden können. Bei beiden Verfahren legen sich die Rohre nach der Rückverformung, die durch Wärme unterstützt werden kann, formschlüssig an das Altrohr an.

Tab. 7-69: Erneuerungsverfahren

Trassenwahl	Bauverfahren	Technische Regel
Auf neuer Trasse	Rohrvortrieb und verwandte Verfahren	DVGW Arbeitsblatt GW 304 DIN EN 14457
	Einpflügen oder Einfräsen	DVGW Arbeitsblatt GW 324
	Steuerbare, horizontale Spülbohrverfahren	DVGW Arbeitsblatt GW 321 DVGW Arbeitsblatt GW 329
Auf der bestehenden Trasse	Press- Ziehverfahren	DVGW Arbeitsblatt GW 322-1
	Press- Ziehverfahren mit Hilfsverrohrung	DVGW Arbeitsblatt GW 322-2
	Berstlining	DVGW Merkblatt GW 323
Im vorhandenen Rohr	PE-Relining mit Ringraum	DVGW Arbeitsblatt GW 320-1
	PE-Relining ohne Ringraum mit selbsttragendem Inliner	DVGW Arbeitsblatt GW 320-2

7.7 Hausinstallation (Trinkwasser-Installation)

7.7.1 Allgemeines

DIN 1988 Teil 2 und Beiblatt 1 zu Teil 2 beinhalten die Planungsgrundlagen und die für den Bau von Trinkwasseranlagen in Grundstücken und Gebäuden geeigneten Bauteile, Apparate und Werkstoffe. Solche Anlagen sind so auszuführen, dass eine sparsame Wasserverwendung möglich ist. Ferner sind die Rohrleitungen so zu bemessen, dass einerseits der Mindestversorgungsdruck an allen Entnahmestellen und andererseits, zur Erhaltung der Trinkwasserqualität, der dazu nötige Wasseraustausch gewährleistet sind.

Einbau und Betrieb von Produkten können, wie nachfolgende Beispiele zeigen, an bestimmte Voraussetzungen gebunden sein:

- Trinkwassererwärmer für 6 bar;
- PVC- und PE-Rohre dürfen nur als Kaltwasserleitungen verwendet werden, Gewinde nach DIN ISO 228 (1) können als Rohrgewinde nur mit besonderer Dichtung verwendet werden,
- der Einbau von Entnahmemarmaturen darf nur unter Beachtung der Angaben zur Vermeidung unzulässiger Druckstöße erfolgen usw.

Die Planungs- und Ausführungsunterlagen sollen bestehen aus:

- einem verbindlichen Grundstücks-Lageplan
- den Keller u. Geschossgrundrissen mit eingezeichneten Leitungen u. Schnitten,
- einer Ermittlung der Rohrdurchmesser nach DIN 1988 Teil 3 und der schematischen Darstellung der Leitungsführungen mit den entspr. Details.

Auch für die DIN 1988 „Trinkwasser-Hausinstallation“ wird eine Europäische Norm erarbeitet. In Zukunft wird an Stelle der DIN 1988 die DIN EN 1717, die DIN EN 806 mit den Teilen 1 bis 5 und eine Restnorm oder ähnliche Regelung gelten, in der sich all jene Abschnitte wieder finden, die keinen Eingang in die DIN EN 806 gefunden haben oder zur näheren Erklärung der DIN EN dienen. Die DIN EN 1717 ergänzt seit Mai 2001 Teile der DIN 1988. Die DIN EN 806 Teil 1 Allgemeines ist seit Dezember 2001, Teil 2 Planung seit Juni 2005 und Teil 3 Ermittlung der Rohrlinnendurchmesser ist seit Juli 2003 in Kraft.

7.7.2 Berechnungsverfahren nach DIN 1988 Teil 3

Im Sommer 2006 ist als Teil des europäischen Normenwerkes zur Trinkwasser-Installation die DIN EN 806-3 erschienen, die die Bemessung von Kalt- und Warmwasserleitungen neu regelt. Die Norm ermöglicht auch die Verwendung alternativer Berechnungsverfahren. Dieser Weg soll in Deutschland beschritten werden indem die DIN 1988-3 überarbeitet wird. Bis zum Abschluss dieser Überarbeitung erfolgt die Ermittlung der Rohrdurchmesser weiter nach DIN 1988 Teil 3. Bemessungsgrundlage sind die in den Leitungen entstehenden Druckverlusten, die insbesondere von der Rohrlänge u. dem Berechnungsdurchfluss abhängig sind. An der hydraulisch ungünstigsten Entnahmestelle einer Trinkwasseranlage soll beim rechnerischen Spitzenverbrauch der „Mindest-Entnahme-Armaturen-durchfluss“ vorhanden sein. Die DIN 1988 unterscheidet hierfür den vereinfachten (z. B. im Wohnbau ohne Größenbegrenzung, kleine Hotelgebäude u. a.), nur wenn diese Berechnungsart nicht ausreichend ist, den differenzierten Berechnungsgang (z. B. zum Nachweis der Notwendigkeit einer Druck-erhöhungsanlage).

Tab. 7-70: Anschluss, Nenndurchfluss und maximaler Durchfluss nach DIN ISO 4064(1) sowie Normwerte für Druckverluste (DIN 19 88) von Wasserzählern:

Zählerart	Anschluss		Nenndurchfluss	Maxim. Durchfluss	Druckverlust
	Gewinde nach DIN 3858	DN des Anschluss-flansches:	m ³ /h	m ³ /h	mbar
Volumetrische Zähler und Flügelradzähler	G 1/2 B	–	0,6	1,2	1000
	G 1/2 B	–	1	2	1000
	G 3/4 B	–	1,5	3	1000
	G 1 B	–	2,5	5	1000
	G 1 1/4 B	–	3,5	7	1000
	G 1 1/2 B	–	6	12	1000
	G 2 B	–	10	20	–
Woltmann-Zähler	–	50	15	30	300/600*
	–	65	25	50	300/600*
	–	80	40	80	300/600*
	–	100	60	120	300/600*
	–	150	150	300	300/600*
	–	200	250	500	300/600*
	–	–	–	–	–

*) Verluste von Woltmann-Zähler senkrecht (WS)

Tab. 7-71: Vorzugsreihe für die Auswahl der Wasserzähler in Wohnanlagen

Nenndurchfluss Q_3 m^3/h	Maximaler Durchfluss Q_4 m^3/h	Spülklosett mit	Zahl der Wohneinheiten
4	5	Druckspüler	bis 15
		Spülkästen	bis 30
10	12	Druckspüler	16 bis 85
		Spülkästen	31 bis 100
16	20	Druckspüler	86 bis 200
		Spülkästen	101 bis 200

Für die Bemessung der Anschluss- und Verbrauchsleitungen ist folgender Berechnungsgang einzuhalten:

Feststellen des Mindestversorgungsüberdruckes in der Versorgungsleitung am Abzweig der Anschlussleitung (Angabe des WVU). Wurde die Anschlussleitung durch das WVU erstellt, Angabe des WVU für den Mindestdruck am Ende der Anschlussleitung.

Feststellung der Druckdifferenz (Δp_{geod}) aus dem geodätischen Höhenunterschied zwischen der Versorgungsleitung und der höchsten Entnahmestelle.

Ermittlung der Druckverluste im Wasserzähler (ggf. für Filter, Dosieranlagen etc.) und des Mindestfließdruckes (P_{minFI}) an der Entnahmestelle und damit der verfügbaren Differenz für Rohrreibung und Einzelwiderstände.

Die Auswahl des Wasserzählers bestimmt das WVU.

Für Wasserzähler und auch für andere Apparate wie z. B. Filter, Dosieranlagen etc. berechnet sich der Druck nach der Formel:

$$p_s = p_g \cdot \frac{V_s^2}{V_g^2} \text{ (mbar);}$$

wobei der Index g für gegebene Werte und s für den errechneten Spitzendurchfluss gilt. Für Pauschalansätze werden folgende Einzelabzüge empfohlen:

Wasserzähler (Nenndurchfl. $< 15 \text{ m}^3/\text{h}$ ohne Rückflussverhinderer 400 mbar

Wasserzähler (Nenndurchfl. $< 15 \text{ m}^3/\text{h}$ mit Rückflussverhinderer 700 mbar

Filter im Gebrauchszustand 300 mbar.

Weitere Werte siehe DIN 1988 (3).

Ermittlung der Entnahmearmaturendurchflüsse (V_R), der Summendurchflüsse (ΣV_R) der Teilstrecken und daraus der Spitzendurchflüsse (V_S). Der Spitzenvolumenstrom V_S errechnet sich für Wohngebäude

– mit Einzelarmaturen $V_R < 0,5 \text{ l/s}$ und für ΣV_R von 0,7 bis 20 l/s nach der Formel (= Linie B in **Abb. 7-146**):

$$V_S = 0,682 \cdot (\Sigma V_R)^{0,45} - 0,14 \text{ (l/s)}$$

– mit Einzelarmaturen $V_R > 0,5 \text{ l/s}$ für $\Sigma V_R = 0,5$ bis 1,0 l/s

$$V_S = V_R$$

und für den Bereich $\Sigma V_R > 1 \text{ l/s}$ nach der Formel (= Linie A in **Abb. 7-146**):

$$V_S = 1,7 \cdot (\Sigma V_R)^{0,21} - 0,71 \text{ l/s}$$

Für Büro- und Verwaltungsgebäude mit $V_R < 20 \text{ l/s}$ gelten die Linien A und B; für $\Sigma V_R > 20 \text{ l/s}$ gilt die Linie C der **Abb. 7-146** bzw. die Gleichung:

$$V_S = 0,4 \cdot (\Sigma V_R)^{0,54} + 0,48 \text{ (l/s).}$$

Entsprechende Gleichungen für Hotelbetriebe, Kaufhäuser, Krankenhäuser usw. können der DIN 1988 (3) entnommen werden. Für obige Formeln sind die Werte in **Abb. 7-146** graphisch dargestellt. Durch Abzug des (geschätzten) Anteils (Erfahrungswert nach DIN 1988 (3) 40–60 %), der Druckdifferenz für Einzelwiderstände von der verfügbaren Druckdifferenz – berechnet nach 3) –, wird das für die Rohrreibung zur Verfügung stehende Druckgefälle ermittelt.

Dimensionierung der Leitungen und Berechnung der Druckverluste aller Teilstrecken. Vergleich mit dem vorher ermittelten Druckgefälle und ggf. mit geändertem Rohrdurchmesser nachrechnen.

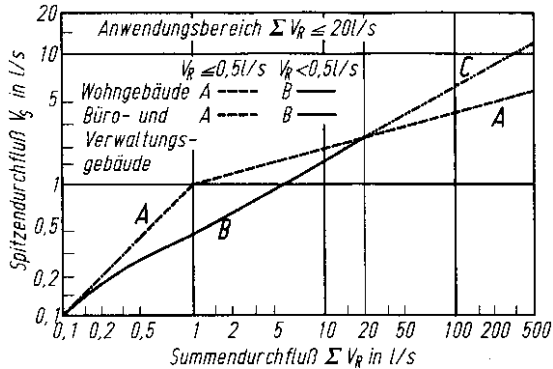


Abb. 7-146: Spitzendurchfluss in Abhängigkeit von V_R

Berechnungsbeispiel:

Folgend werden die Verbrauchsleitungen für ein Eigenheim mit Einliegerwohnung und zentraler Trinkwassererwärmung (siehe **Abb. 7-147**), nach dem vereinfachten Rechnungsgang ermittelt. Die Berechnung erfolgt i. d. R., wie nachfolgend aufgezeigt, tabellarisch. Zur Berechnung der Druckverluste aus Formstücken u. Armaturen Z dient die Formel:

$$Z = \zeta \cdot v^2 / 2 g$$

Richtwerte für die Verlustbeiwerte ζ : **Tab. 7-75**

Gegeben sind die Anschlussleitung mit Armaturen u. Wasserzähler wie vom WVU geplant und ausgeführt, (Bestimmung, siehe 7.5.7). Der Mindestversorgungsdruck beträgt nach Angabe des WVU am Anschluss an die Versorgungsleitung = 4000 mbar.

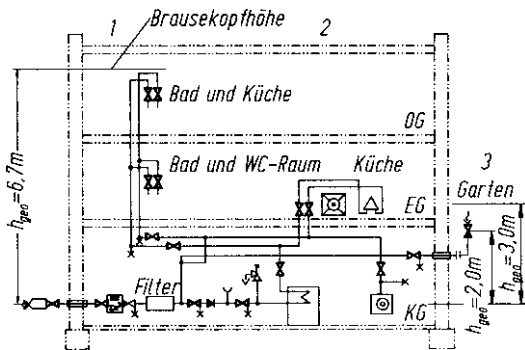


Abb. 7-147: Berechnungsplan zum Beispiel

Geodätische Höhenunterschiede siehe **Abb. 7-147**.

Entnahmestellen und Leitungslängen siehe **Abb. 7-145** und **Tab. 7-76**

Verbrauchsleitungen: Kupferrohre nach DIN 1786.

Zusammenstellung der Entnahmestellen und Zuordnung des entspr. Berechnungsdurchflusses (V_R) nach **Tab. 7-72** und daraus Ermittlung des Spitzendurchflusses (V_S). Hier: Wohngebäude u. $V_R > 1,0$ l/s:

$$V_S = 0,682 \cdot (\Sigma V_R)^{0,45} - 0,14 \text{ (l/s)};$$

Dabei ist zu beachten, dass Dauerentnahmen (> 15 Min.), wie im Beispiel der Auslaufarmatur mit Schlauchverschraubung für den Gartenschlauch, dem Spitzendurchfluss voll hinzuzurechnen ist. (**Tab. 7-76**).

Tab. 7-72: Mindestfließdrücke u. Berechnungsdurchflüsse (Richtwerte)

Mindest- fließdruck $p_{\min}$ Fl	Art der Trinkwasserentnahme		Berechnungsdurchfluss bei der Entnahme von Mischwasser*)		nur Kalt oder Warmwasser
			V_R kalt l/s	V_R warm l/s	V_R l/s
bar					
0,5	Auslaufventile ohne Luftsprudler **)	DN 15	–	–	0,30
0,5		DN 20	–	–	0,50
0,5		DN 25	–	–	1,00
1,0	mit Luftsprudler	DN 10	–	–	0,15
1,0		DN 15	–	–	0,15
1,0	Brauseköpfe für Reinigungsbrausen	DN 15	1,0	0,10	0,20
Mindest- fließdruck $p_{\min}$ Fl	Art der Trinkwasserentnahme		Berechnungsdurchfluss bei der Entnahme von Mischwasser*)		nur Kalt oder Warmwasser
			V_R kalt l/s	V_R warm l/s	V_R l/s
bar					
1,2	Druckspüler nach DIN EN 12 541	DN 15	–	–	0,70
1,2	Druckspüler nach DIN EN 12 541	DN 20	–	–	1,00
0,4	Druckspüler nach DIN EN 12 541	DN 25	–	–	1,00
1,0	Druckspüler nach DIN EN 12 541	DN 15	–	–	0,30
0,5	Eckventil für Urinalbecken	DN 15	–	–	0,30
1,0	Haushaltsgeschirrspülmaschine	DN 15	–	–	0,15
1,0	Haushaltswaschmaschine	DN 15	–	–	0,25
1,0	Mischbatterie für Brausewannen	DN 15	0,15	0,15	–
1,0	Badewannen	DN 15	0,15	0,15	–
1,0	Küchenspülen	DN 15	0,07	0,07	–
1,0	Waschtische	DN 15	0,07	0,07	–
1,0	Sitzwaschbecken	DN 15	0,07	0,07	–
1,0	Mischbatterie	DN 20	0,30	0,30	–
0,5	Spülkasten nach DIN 19 542	DN 15	–	–	0,13
1,0	Elektro-Kochendwassergerät	DN 15	–	–	0,10***)

*)Mischwasser für kaltes Trinkwasser mit 15 °C u. für erwärmtes mit 60 °C.

**)Bei diesen Auslaufventilen mit Schlauchverschraubung wird der Druckverlust im angeschl. 10 m langen Schlauch u. im Apparat (z. B. Rasensprenger), pauschal über höheren Mindestfließdruck (1,5 bar) berücksichtigt.

***)Bei voll geöffneten Drosselschraube.

Tab. 7-74: Maximale rechn. Fließgeschwindigkeit bei dem zugeordneten V_s

Leitungsabschnitt	max. rechn. Fließgeschwindigkeit bei Fließdauer	
	≤ 15 min in m/s	> 15 min in m/s
Anschlussleitungen	2	2
Verbrauchsleitungen		
a) bei Verwendung von druckverlust- armen Armaturen ($< 2,5$)	5	2
b) bei Verwendung von Armaturen mit erhöhtem Verlustbeiwert	2,5	2

Tab. 7-75: Verlustbeiwerte ζ

Armatur	DN	Verlustbeiwert ζ
Absperrventile		
Geradsitzventile	15	10,0
	20	8,5
	25	7,0
	32	6,0
	40–100	5,0
Schrägsitzventile	15	3,5
	20	2,5
	25–50	2,0
	65	0,7
Durchgangsventil mit Rückflussverhinderer	20	6,0
	25–50	5,0
Ventilanbohrschelle	25–80	5,0
Druckminderer		0,0
Absperrschieber	10–15	1,0
	20–25	0,5
	32–150	0,3
Bogen 90°		0,3
Winkel 90°		1,3
Winkel 45°		0,4
Reduzierstück		0,4
Abzweig		
Stromtrennung		0,9
Durchgang bei Stromtrennung		0,3
Gegenlauf bei Stromvereinigung		3,0
Gegenlauf bei Stromtrennung		1,5
Abzweig bogenförmig		
Stromtrennung		0,9
Stromvereinigung		0,4
Weitere Werte siehe DIN 1988 Teil 3		

Tab. 7-77: Berechnung des verfügbaren Rohrreibungsdruckgefälles R_{verf} für das Berechnungsbeispiel

Nr.:	Benennung:	Strang				
		TW		TWW		(warm)
		1	2	3	1	2
		mbar	mbar	mbar	mbar	mbar
1)	Mindestversorgungsdruck am Abzweig der Versorgungsleitung ($p_{min\ v}$)	4 000	4 000	4 000	4 000	4 000
2)	Geodätischer Höhenunterschied ($D\ p_{geo}$)	670	300	200	670	300
3)	Druckverlust im Wasserzähler (siehe 7.3.7.3)	540	540	540	540	540
	Filter (siehe 7.3.7.3)	152	152	152	152	152
	Formstücke usw. (siehe 7.3.7.3)	133	133	133	133	133
	Anschlittg. PE-HD DN 32 (siehe 7.3.7.3)	95	95	95	95	95
4)	Mindestfließdruck ($P_{min\ Fi}$)	1 000	1 000	1 500	1 000	1 000
5)	Druckverl. der Stockwerks- und Einzelzuleitung. ($D\ p_{st}$)	560			260	
6)	Summe d. Druckverl. aus Nr. 2 bis 5 ($\sum p$)	3 150	2 220	2 620	2 850	2 220
7)	Verfügb. Druckverlust aus Rohrreibung u. Einzelwiderstände: Nr. 1–6 ($D\ p_{verf}$)	850	1 780	1 380	1 150	1 780
8)	Geschätzt. Anteil (40 %) f. Einzelwiderst.	340	712	552	460	712
9)	Verfügb. Rohrreib.-Druckgef. (Nr. 7 u. 8)	510	1 068	828	690	1 068
10)	Leitungslänge (l_{ges}) in m	26	32	33	32	28
11)	Verfügbares Rohrltgs.-Druckgefälle (R_{verf}), in mbar/m	20	33	25	22	38

Tab. 7-78: Ermittlung der Rohrdurchmesser, vereinfachter Berechnungsgang, für das Berechnungsbeispiel

Teil-strecke	Rohr-ltgs. länge	Sum-men-durchfl.	Spitzen-durchfl.	Nenn-weite	Rechn. Fließ-geschw.	Rohr-reibgs.-gefälle	Druck-verlust a. Rohrrbg.
	l	ΣV_R	V_s	DN	v	R	1 · R
	(m)	(l/s)	(l/s)		(m/s)	(mbar/m)	(mbar)
Strang l/TW (Verfügb. RRgef.: Aus Tab.: 7-43 für TStr. 1–6 = 510 mbar)							
1	Anschlussltg. gesondert berechnet in 7.3.7.3 u. berücksichtigt in Tab. 7-43						
2	4	2,64	1,2*)	25	2,4	25,6	102
3	3	1,99	1,1*)	25	2,2	21,9	66
4	1	1,99	0,8	20	2,5	36,2	36
5	5	1,37	0,6	20	1,9	21,7	109
6	3	0,82	0,5	15	2,5	45,7	137
Sa: 16 m							Sa: 450 < 510

*) Einschließlich 0,3 l/s Dauerdurchfluss

(Fortsetzung nächste Seite)

Tab. 7-78 Fortsetzung

Strang 1/TWW (Verfügb. RRgef.: Aus Tab. 7-43 für TWW 2 = 690–(TS 1–2 =) 102 = 588 mbar;							
7	4	0,65	0,45	20	1,4	13,1	52
8	3	0,65	0,45	20	1,4	13,1	39
			geändert!	15	2,2	37,9	114
9	8	0,58	0,40	20	1,3	10,6	85
			geändert!	15	2,0	30,8	246
10	3	0,29	0,25	12	1,9	36,2	109
Sa: 18 m mit geändertem Rohrdurchmesser in 8 u. 9:							Sa: 285 < 588 Sa: 521 < 588
Strang 2/TW (Verfügb. RRgef.: Aus Tab. 7-43 für TW 2 = 1068–(TS 1–4 =) 204 = 864 mbar;							
11	7	0,62	0,40	15	2,0	30,8	216
			geändert!	12	3,0	83,1	582
12	5	0,22	0,20	12	1,5	24,5	123
13	2	0,07	0,07	10	0,9	15	30
Sa: 14 m mit geändertem Rohrdurchmesser in 11:							Sa: (1 · R) = 369 < 864 Sa: 735 < 864

Berechnung des verfügbaren Rohrreibungsdruckgefälle R_{verf} ebenfalls (siehe **Tab. 7-77**) tabellarisch. Das Rohrreibungsgefälle R und die Fließgeschwindigkeit v können den **Tab. 7-35/1–7** entnommen werden.

Für das hier behandelte Beispiel wurden die in **Tab. 7-77** unter Nr. 3 genannten Druckverluste für WZ, Filter, Formstücke, Armaturen und für die Rohre der Anschlussleitung in Abschnitt 7.5.7 gesondert behandelt und die dort errechneten Werte in der vorgeg. **Tab. 7-77** unter Nr. 3 berücksichtigt.

Nicht erfasste Entnahmen u. Apparate sind nach Angabe d. Herstellers zu berücksichtigen.

Der Mindestfließdruck ($p_{\text{min FI}}$) kann der **Tab. 7-72** Zeile Nr. 4 entnommen werden. Unter Nr. 5 ist der Druckverlust (DP_{st}) der Stockwerk- und Einzelzuleitungen einzutragen. Dazu kann aus **Tab. 7-73** der Normwert wie folgt entnommen werden:

Da sich im Stockwerk eine Entnahmestelle $V_R > 0,5$ l/s befindet, kommen nur die Zeilen 7–10 der **Tab. 7-73** in Frage u. weil Geradsitzventile vorgesehen sind, nur die Spalte 10 (bzw. bei TWW die Sp. 13). Aus vorgeg. Gründen muss ferner die Stockwerksleitung in DN 25 ausgeführt werden. Der Druckverlust für die gegenüber der Normlänge von 10 m tatsächlich geringere Leitungslänge ergibt sich damit zu:

$$\Delta p_{\text{st}} = 600 - 20 (10 - 6,5 - 2,5) = 580 \text{ mm};$$

und bei Wahl von DN 10 zu:

$$\Delta p_{\text{st}} = 950 - 20 (10 - 6,5 - 2,5) = 930 \text{ mbar}.$$

Der geschätzte Anteil für Einzelwiderstände (Zeile 8 der **Tab. 7-77** beträgt nach DIN 1988 = 40–60. Hier wurden 40 gewählt.

Das Ergebnis Zeile 9 der **Tab. 7-77** zeigt das verfügbare Rohrreibungs-Druckgefälle in den einzelnen Strängen auf. Mit diesen Werten kann der DN-Ansatz für die Tabelle 7-78, unter Beachtung der zulässigen Fließgeschwindigkeit erfolgen.

Der Vergleich des rechnerischen Druckverlustes im Strang (siehe **Tab. 7-78**) zeigt, ob eine Änderung des Rohrdurchmessers notwendig ist. Im Beispiel sind die Rohrdurchmesser im Strang 1 /TWW für die Teilstrecken 8 und 9 und im Strang 2 /TW für die Teilstrecke 11 reduziert worden.

7.7.3 Anordnung der Absperrvorrichtungen und Armaturen

Nach dem Eintritt der Leitung in das Gebäude (Keller) folgt, in der Regel noch vom Wasserwerk angebracht, das Hauptabsperrventil, auch Wasserzählereingangsventil genannt, dann der Wasserzähler; an ihn schließt sich ein weiteres Ventil (WZ-Ausgangsventil) an, das mit einem Entleerungshahn ausgerüstet ist.

Teilt sich die Verbrauchsleitung in mehrere Steigstränge auf, so wird jeder für sich absperrbar und entleerbar angeordnet, damit bei Reparaturen nur jeweils ein Teil der Leitungen vom Netz getrennt werden muss.

Nach dem Wasserzähler ist eine Armatur zu setzen, die das Rückfließen von Wasser aus der Hausinnenleitung in die Anschluss- oder in die Versorgungsleitung verhindert, um ein Rücksaugen von Wasser sicher zu verhindern, falls das Versorgungsnetz drucklos wird. Der Rückflussverhinderer kann in das WZ-Ausgangsventil integriert sein. An Zapfstellen, an denen das Rücksaugen von verschmutztem Wasser nicht möglich ist (z. B. Schlauchbrausen, Gartenzapfstellen, Wasch- und Spülmaschinenanschlüsse), sind Zapfhähne mit Sicherungskombination nach DIN EN 1717 einzubauen, in denen Rückflussverhinderer und Rohrbelüfter integriert sind.

7.7.4 Werkstoffe

Es dürfen nur Werkstoffe und Geräte verwendet werden, die den anerkannten Regeln der Technik entsprechen; zugelassene Geräte und Armaturen sind am DIN/DVGW oder DVGW-Zeichen zu erkennen. Wegen der Eignung des Rohrleitungswerkstoffes für unterschiedliche Wasserqualitäten hat das Installationsunternehmen Rücksprache mit dem Wasserversorger zu nehmen.

In Gebäuden wurden früher meist verzinkte Gewindestahlrohre verwendet, die nicht gebogen und nicht verschweißt werden dürfen. Zu ihrer Verbindung dienen Gewindeformstücke (Fittings) aus verzinktem Temperguß mit Verstärkungswulsten.

Heute üblich sind Kupferrohre, DIN 1786, ; sie können – auch mit dem weißen Kunststoffaußenenschutz – gebogen und entweder fest durch Hartlöten oder Weichlöten mit Lötfittingen oder lösbar durch verschiedene Verschraubungen verbunden werden. (Beachte DVGW-Arbeitsblatt GW 392.) Edelstahlrohre mit Pressfittingverbindungen aus austenitischem Stahlwerkstoff Nr. 1.4401/1.4571 nach DIN 2459 stellen eine bewährte, weitgehend korrosionsbeständige und hygienische, jedoch etwas teurere Alternative dar.

Kunststoffrohre auch als Doppelrohrsysteme gewinnen immer mehr an Bedeutung.

Zur Anwendung kommen:

- PVC-C-chloriertes Polyvinylchlorid (DIN 8079/8080)
- PE-Xa-vernetztes Polyethylen (DIN 16892)
- PB-Polybuten (DIN 19968/19969)
- MP-Mehrschichtrohr Metall-Plastik (-)
- PP-R-Polypropylen (DIN 8077/8078)

7.7.5 Einbau der Installation

Die Rohre sind geradlinig und rechtwinkelig zu verlegen, immer etwas steigend zu den letzten Zapfstellen eines Stranges, damit sie sich dort entlüften und damit ein vollständiges Entleeren möglich ist. „Auf Putz“ (in Kellern und Nebenräumen) sind die Rohre mit Schellen zu befestigen und mit 10 mm Abstand von der Wand zu führen. „Unter Putz“ in Mauerschlitzen müssen sie durch Umhüllen mit Glas- oder Mineralwolle, Styropormörtel oder Kunstschaum gedämmt und gegen Korrosion geschützt werden. In Decken- oder Wanddurchführungen sind sie nicht fest einzumauern, sondern mit Wellpappe oder besonderen Rohrhülsen beweglich und geschützt durchzuführen. Die Dämmstoffe

dienen auch dem Lärmschutz, weil sie die Geräuschübertragung auf das Bauwerk und damit auf benachbarte Räume mindern.

7.7.6 Prüfung (DIN 1988 Teil 3 Abschn. 11.1)

7.7.6.1 Allgemeines

Es sind Druckmessgeräte zu verwenden, die einwandfreies Ablesen einer Druckänderung von 0,1 bar gestatten. Das Druckmessgerät ist möglichst an der tiefsten Stelle der Leitungsanlage anzuordnen.

7.7.6.2 Stahlrohre, Edelstahlrohre und Kupferrohre

Die fertiggestellten, aber noch nicht verdeckten Leitungen sind zur Dichtheitsprüfung mit filtriertem Wasser zu füllen, vollständig zu entlüften und einem Prüfdruck entsprechend dem 1,5 fachen des zulässigen Betriebsüberdruckes auszusetzen. (in der Regel 15 bar)

Bei größeren Differenzen (bis 10 K) zwischen Umgebungstemperatur und Füllwassertemperatur ist nach Herstellen des Prüfdruckes eine Wartezeit von 30 Minuten für den Temperatenausgleich einzuhalten.

Die Prüfzeit nach Temperatenausgleich beträgt 10 Minuten. Während der Prüfzeit darf kein Druckabfall eintreten und keine Undichtheit erkennbar sein.

7.7.6.3 Kunststoffrohre

Die Werkstoffeigenschaften von Kunststoffrohren führen bei der Druckprüfung zu einer Dehnung des Rohres, wodurch das Prüfergebnis beeinflusst wird.

Eine weitere Beeinflussung des Prüfergebnisses kann durch Temperaturunterschiede zwischen Rohr und Prüfmedium, bedingt durch den hohen Wärmeausdehnungskoeffizienten von Kunststoffrohren, hervorgerufen werden, wobei eine Temperaturänderung von 10 K etwa einer Druckänderung von 0,5 bis 1 bar entspricht. Daher sollte bei der Druckprüfung von Anlagenteilen aus Kunststoffrohren eine möglichst gleich bleibende Temperatur des Prüfmediums angestrebt werden.

Die fertig gestellten aber noch nicht verdeckten Leitungen sind mit filtriertem Wasser so zu füllen, dass sie luftfrei sind.

Die Druckprüfung ist als Vor- und Hauptprüfung durchzuführen, wobei für kleinere Anlagenteile wie z. B. Anschluss- und Verteilungsleitungen innerhalb von Nassräumen die Vorprüfung als ausreichend gelten kann.

7.7.6.3.1 Vorprüfung

Für die Vorprüfung wird ein Prüfdruck entsprechend dem zulässigen Betriebsüberdruck zuzüglich 5 bar aufgebracht, der innerhalb von 30 Minuten im Abstand von jeweils 10 Minuten 2-mal wiederhergestellt werden muss. Danach dürfen nach einer Prüfzeit von weiteren 30 Minuten der Prüfdruck um nicht mehr als 0,6 bar (0,1 bar je 5 Minuten) gefallen und Undichtheiten nicht aufgetreten sein.

7.7.6.3.2 Hauptprüfung

Unmittelbar nach der Vorprüfung ist die Hauptprüfung durchzuführen, Die Prüfdauer beträgt 2 Stunden. Dabei darf der nach der Vorprüfung abgelesene Prüfdruck nach 2 Stunden um nicht mehr als 0,2 bar gefallen sein. Undichtheiten dürfen an keiner Stelle der geprüften Anlage feststellbar sein.

7.7.7 Frostschutz

An und in Außenwänden sollen Rohre wegen der Frostgefahr überhaupt nicht verlegt werden, ausgenommen in dauerbeheizten Gebäuden. Nebenleitungen, die während der Frostperiode nicht immer gebraucht werden (Waschküchen, Gartenleitungen) sind gesondert absper- und entleerbar einzurichten. Isolierung von Leitungen in Räumen mit unter 0 °C kann das Einfrieren verzögern, nicht verhindern. Das Laufenlassen eines Endhahnes einer Leitung im Winter führt zur Wasserverschwendung und verursacht hohe Kosten.

7.7.8 Tauwasserbildung

Sie lässt sich, wenn die Leitungen von kaltem Wasser durchströmt sind, in Räumen mit sehr hoher Luftfeuchtigkeit (Küchen, Waschküchen, Bäder) oder auch im Sommer bei feuchter warmer Luft nicht vermeiden, es sei denn, die Rohre besitzen eine ausreichende Wärmedämmung.

7.7.9 Druckerhöhungsanlagen in Grundstücken

Besonders für Hochhäuser, deren obere Stockwerke mit dem Netzdruck nicht mehr erreicht werden, müssen einzelne Druckerhöhungsanlagen eingerichtet werden: Meist sind hierfür von den Wasserwerken besondere Vorschriften aufgestellt. Es gilt DIN 1988.

Weiterführende Literatur:

- Baackmann; Schwenk: Handbuch des kathodischen Korrosionsschutzes. Theorie und Praxis der elektrochemischen Schutzverfahren, VCH-Verlag, Weinheim 1999
- Berufsgenossenschaft der Bauwirtschaft: Informationsschriften „Rohrleitungsbau“ H901.20 / 901.20 und „Rohrleitungsbauarbeiten“ H313 / 313, Eigenverlag Hildegardstraße 29/30 D-10715 Berlin
- Boger; Heinzmann; Otto; Radsch: Kommentar zu DIN 1988 T. 1–9; Beuth-Verlag GmbH, Berlin u. Gentner-Verlag, Stuttgart, 1989
- BUDERUS GUSS: Gussrohrsysteme für Trinkwasser, Wetzlar 2009
- BUDERUS GUSS: Grabenloser Einbau duktiler Gussrohre, Wetzlar 2009
- DVGW: GW-Information Nr.18-04/2006 Leitfaden zum Nachweis der Qualifikation von Dienstleistungsfirmen im Tief und Leitungsbau
- DVGW: Praxis der Wasserversorgung, wvgw Verlag, Bonn 2009
- DVGW: twin-Informationen des DVGW zur Trinkwasserinstallation, www.dvgw.de/wasser/trinkwasserinstallation/twin/
- Conradin, Fritz; Hahn, Hermann H.; Lengyel, Werner: Handbuch Wasserversorgungs- und Abwassertechnik, Bd. 1: Rohrnetztechnik, 5. Ausgabe, Vulkan-Verlag, Essen 1995
- Heim; Gras: Beeinflussung von Rohrleitungen aus GGG durch Gleich- und Wechselströme, fgr. 18–2.83;
- Heinemann; Feldhaus: Hydraulik für Bauingenieure, Teubner Verlag 2003
- Kunststoffrohrverband e.V.: Kunststoffrohr Handbuch, Bonn 2000
- Rohrleitungsbauverband: Neue Technologien der grabenlosen Erneuerung und Sanierung von Druckrohrleitungen, Köln 1/94
- Polte; Schreiter; Herrmann: Extrudieren von Rohren, Profilen, Schläuchen und Ummantelungen; Hüls-Publikationen, Hüls AG Marl, 1991
- Rahmel; Schwenk: Korrosion und Korrosionsschutz von Stählen, Verlag Chemie, Weinheim 1977
- SAINT-GOBAIN PAM DEUTSCHLAND: Wassersystemtechnik, Rohre und Formstücke aus Gusseisen, Saarbrücken 2007
- Schiffmann, L.: Desinfektion von Trinkwasserrohrleitungen nach dem neuen W 291, bbr 51 (2000), Nr. 3, S. 32–37;
- Sommer; Baldur: Stahlrohr Handbuch, Vulkan Verlag, Essen 1995

8. Brandschutz

bearbeitet von Dipl.-Ing. **Joachim Rautenberg**

DVGW-Regelwerk, DIN-Normen, Gesetze, Verordnungen, Vorschriften, Richtlinien

siehe Anhang, Kap. 14, S. 881 ff

Literatur: siehe S. 729

8.1 Allgemeines

Zentrale Wasserversorgungsanlagen sollen nicht nur der Versorgung der Bevölkerung mit ausreichendem und gesundem Trink- sowie Brauchwasser dienen, sondern auch der Brandbekämpfung und damit dem Erhalt von Volksvermögen.

Bei Orten von etwa 20 000 Einwohnern an aufwärts spielt der Brandschutz bei der Dimensionierung von Hauptrohrleitungen, Hochbehältern und Maschinenanlagen keine ausschlaggebende Rolle, da in diesen Orten der Löschwasserbedarf bereits von den Stundenspitzen deutlich überschritten wird, so dass die Anlagenteile nicht eigens für den Brandschutz ausgelegt werden müssen. Hier kommen also nur zusätzlich noch die Hydranten hinzu und die Vergrößerung der Rohre in untergeordneten Seitensträngen, in denen für die WV ohne Brandschutz nur kleine DN nötig wären.

In kleineren Orten jedoch müssen Behälterraum und Rohrnetz besonders auf Bereithalten und Durchfluss des anteiligen Löschwasserbedarfs ausgerichtet werden. In Orten von etwa 3000 Einwohnern liegt der ausschließlich dem Brandschutz dienende Teil der Anlage bei etwa 30 % der Gesamtbaukosten, wenn man eine Wasserleitung ohne Berücksichtigung des Brandschutzes zum Vergleich heranzieht. Die Bereitstellung und Speicherung der anteiligen Löschwassermengen sowie die Zuführung des Löschwassers zu den Hydranten ist in den Abschnitten Wasserbedarf, Wasserspeicherung (siehe Abschn. 6.3.5.2.2) und Rohrnetzberechnung behandelt.

8.2 Löschwasserversorgung

Nur mit einer ausreichenden Löschwasserversorgung kann – neben der Beachtung der Vorschriften für den vorbeugenden Brandschutz – ein Löscherfolg durch die Feuerwehren erzielt werden.

Die kleinste „taktisch selbstständige“ Einheit der Feuerwehr ist die Löschgruppe, bestehend aus einem Gruppenführer und 8 Mann (einschließlich Melder und Maschinist). Im Regelfall werden von den 3 Trupps (Angriffs-, Wasser- und Schlauchtrupp) der Löschgruppe beim Brandeinsatz 3 C-Strahlrohre (siehe Abschn. 8.5) eingesetzt, das bedeutet – Mundstück abgeschraubt – einen Löschwasserbedarf von $3 \cdot 200 = 600 \text{ l/min}$ (für $2 \text{ h} = 72 \text{ m}^3$). In besonderen Fällen (Brände mit hohem Brandpotenzial, wie z. B. Holzlagerplätzen, zur Kühlung von Behältern mit brennbaren Gasen und Flüssigkeiten usw.) kann der Löschwasserbedarf der Löschgruppe (Annahme 1 B- und 2 C-Strahlrohre) bis auf 1200 l/min ansteigen. Zum Einsatz von Wasserwerfern für den Objektschutz bei besonderen Objekten kann darüber hinaus noch ein wesentlich höherer Löschwasserbedarf notwendig werden.

Für den Löschwasserbedarf kann davon ausgegangen werden, dass – abgesehen von besonderen Großbränden – die Brandbekämpfung in der Regel innerhalb 2 h abgeschlossen werden kann (die Nachlöscharbeiten mit wesentlich geringerem Löschwasserbedarf können sich noch über einen wesentlich längeren Zeitraum, u. U. sogar mehrere Tage, hinziehen). Beim normalen Brandeinsatz geht

man von einer durchschnittlichen „Deckungsbreite“ einer Löschgruppe von 30 m aus, d. h. mit den 3 Strahlrohren der Löschgruppe ist eine „Brandfront“ (Gebäudefront, Waldfront usw.) von ca. 30 m Breite zu beherrschen. Insofern richtet sich der Löschwasserbedarf auch nach Art und Dichte der Bebauung des zu schützenden Gebiets (siehe auch Abschn. 2.7.4).

Bei der Feuerwehr werden unterschieden

- die abhängige Löschwasserversorgung (Wasserversorgung des WVU),
- die unabhängige Löschwasserversorgung (offene Gewässer, Brunnen, Behälter usw.).

Bei der unabhängigen Löschwasserversorgung ist noch die Unterteilung in „erschöpfliche“ (z. B. Behälter, Teiche) und „unerschöpfliche“ (z. B. Fluss, See) gebräuchlich.

Für eine ausreichende Versorgung mit Löschwasser aus der Wasserversorgungsanlage ist für die Feuerwehr ein Ringleitungssystem wesentlich besser geeignet als das Verästelungssystem. Die Nennweite der Rohrleitungen muss mindestens 100 mm betragen. Insgesamt ist bei der Auslegung des Rohrnetzes zu beachten, dass bei Entnahme des jeweils anteiligen Löschwasserbedarfs der Druck am einzelnen Hydranten mindestens 1,5 bar (Fließdruck!) betragen muss um die Wasserverteilungsanlagen vor Unterdruck zu schützen (DVGW-Arbeitsblatt W 405).

In normalen WV-Anlagen (in geschlossenen Ortschaften) sollte das Verhältnis der Überflur- zu Unterflurhydranten etwa 1/3 zu 2/3 betragen. In schneereichen Gebieten sollten möglichst ausschließlich Überflurhydranten eingebaut werden. Die Abstände der Hydranten (ca. 140 m offene Bebauung, ca. 120 m geschlossene Wohnbebauung, ca. 100 m Geschäftsstraßen, ca. 80 m Industrie) sollten den örtlichen Verhältnissen angepasst sein; so decken Hydranten im Kreuzungsbereich 4 Straßenstücke ab.

Die Hydranten, insbesondere Vor- und Nachteile, sind in Abschn. 7.3.2.7.5, die Löschwasserteiche und unterirdische Behälter in Abschn. 6.7 behandelt.

In Gebieten mit hohem Grundwasserstand und ausreichender Ergiebigkeit kann es notwendig oder zweckmäßig sein, Brunnen ausschließlich für die Löschwassergewinnung bereitzustellen. In manchen Fällen kann auf Brunnen für die Feldberegung zurückgegriffen werden. Diese Löschwasserbrunnen müssen den Forderungen der DIN 14220 entsprechen und sind ähnlich wie die Entnahmebrunnen für die Wasserversorgung ausgebaut. Das Löschwasser kann durch Saugbetrieb (bis ca. 7,5 m Saughöhe bei Entnahme des notwendigen Löschwasserbedarfs – Pumpenleistungen siehe Abschn. 8.5.2) oder mittels einer Unterwasserpumpe entnommen werden. Auf dem Hinweisschild nach DIN 4066 ist auf die Art des Brunnens hinzuweisen (Löschwasserbrunnen für Saugbetrieb – Schild DIN 4066-BI -Löschwasserbrunnen mit Unterwasserpumpe – Schild DIN 4066-C).

Die Löschwasserbrunnen werden nach ihrer Ergiebigkeit (mindestens für 3 h Betriebszeit) unterteilt in

klein	mit 400 bis 800 l/min
mittel	mit 800 bis 1 600 l/min
groß	mit über 1 600 l/min

Für die Zufahrt gelten die in Abschnitt 6.7 aufgeführten Forderungen sinngemäß (Befestigung, Anordnung usw.).

8.3 Feuerlöschanlagen

8.3.1 Anlagen mit offenen Düsen

Anlagen mit offenen Düsen (Sprühwasser-Löschanlagen) werden zum Schutz von Räumen oder Objekten (z. B. Theatern, Spänesilos, Müllbunkern, Schaumstofflagern, Flugzeughallen) eingesetzt, bei denen mit schneller Brandausweitung zu rechnen und Wasser als Löschmittel anwendbar ist. Sie können auch zum Kühlen von Behältern und Anlagen verwendet werden.

Sprühwasser-Löschanlagen (DIN 14494) bestehen im Wesentlichen aus festverlegten Rohrleitungen mit offenen Löschdüsen, Ventilstationen, Auslöseeinrichtungen und der Wasserversorgung. Im Brandfall wird die gesamte Anlage – oder einzelne Gruppen – selbsttätig und/oder von Hand ausgelöst. Dabei strömt sofort der Spitzendurchfluss von der Wasserversorgung in die Anlage. Für Planung, Errichtung und Betrieb sind die Anforderungen des Normblatts DIN 14494 und – bei Anschluss an die Trinkwasserleitungsanlage – außerdem die DIN 1988 Teil 6 zu beachten. Für die Berieselung von ortsfesten Behältern zur Lagerung brennbarer Flüssigkeiten gemäß Betriebs-sicherheitsverordnung vom 27.09.2002 sind die Anforderungen nach DIN 14495 einzuhalten.

8.3.2 Anlagen mit geschlossenen Düsen

Anlagen mit geschlossenen Düsen (Sprinkleranlagen) werden zur selbsttätigen Brandbekämpfung in baulichen Anlagen eingesetzt

in denen sich viele Personen befinden (z. B. Versammlungsstätten, Warenhäuser),

- wo hohe Sachwerte zu schützen sind (z. B. Lagerhallen, Hochregallager) oder
- wo Vorschriften des vorbeugenden baulichen Brandschutzes nicht erfüllt werden konnten (z. B. übergroße Brandabschnitte).

Sprinkleranlagen (DIN 14489) bestehen im Wesentlichen aus festverlegten Rohrleitungen mit geschlossenen Löschdüsen (Sprinklern), Ventilstationen (Alarmventil) und der Wasserversorgung.

Die einzelnen Sprinkler öffnen bei Erreichen einer bestimmten Temperatur (meistens ca. 30°C über Umgebungstemperatur). Dadurch entsteht im Rohrnetz ein Druckabfall, der eine Alarmierung der Feuerwehr auslöst, das Alarmventil öffnet und die Wasserversorgung steuert (z. B. Einschalten der Sprinklerpumpen).

Sprinkleranlagen werden untergliedert in

- Nassanlagen, bei denen das Rohrnetz bis zu den einzelnen Sprinklern ständig mit Wasser gefüllt ist,
- Trockenanlagen, bei denen zwischen Alarmventil und Sprinklern das Rohrnetz mit Luft gefüllt ist. Erst beim Öffnen eines Sprinklers (Druckabfall) wird das Alarmventil geöffnet und Wasser in das Rohrnetz gegeben. Diese Anlagen werden vorwiegend in frostgefährdeten Bereichen installiert.
- Trockenschnellanlagen, die als Trockenanlagen installiert wurden. Hier wird das Alarmventil durch Sprinkler **und** Rauch- oder Flammenmelder gesteuert. Diese Anlagen werden vorwiegend in Hochregallagern eingesetzt.
- Tandemanlagen, bei denen eine Trockenanlage an eine Nassanlage angeschlossen ist (z. B. Verla-derampe).
- Vorgesteuerte Anlagen, die als Trockenanlagen installiert wurden. Hier wird das Alarmventil **aus-schließlich** durch automatische Brandmelder gesteuert. Das Öffnen eines Sprinklers bewirkt noch kein Öffnen des Alarmventils. Diese Anlagen werden vorwiegend in EDV-Bereichen eingesetzt.

Zur Versorgung von Sprinkleranlagen können Wasserleitungsnetze, Hochbehälter, Druckluftbehälter sowie Pumpenanlagen in Verbindung mit Wasserleitungsnetzen, Vorratsbehältern oder natürlichen Wasservorräten verwendet werden. Auch hier ist nach unerschöpflichen und erschöpflichen Wassermengen zu unterscheiden. Nur wenn mit dem Wasserleitungsnetz jederzeit das Doppelte des Wasserbedarfs sichergestellt werden kann, wird die Wasserleitung als unerschöpfliche Wasserversorgung bezeichnet.

Für Planung, Errichtung und Betrieb sind die Anforderungen der DIN 14489, der DIN 1988 Teil 6 und der „Richtlinie für Sprinkleranlagen“ des Verbandes der Sachversicherer zu beachten.

8.3.3 Schaumlöschanlagen

Ortsfeste Schaumlöschanlagen (DIN 14493) werden zur Bekämpfung vor allem in Bereichen der Verarbeitung und Lagerung brennbarer Flüssigkeiten oder in Bereichen eingesetzt, wo mit möglichst wenig Wasser gelöscht werden muss.

Die Anlagen bestehen im wesentlichen aus festverlegten Rohrleitungen mit Schaumaufgabestellen, Pumpen, der Wasserversorgung, dem Vorratsbehälter für Schaummittel, der Zumischeinrichtung, Schaumerzeugern und Auslösevorrichtungen. Unter dem Begriff „Zumischung“ versteht man den prozentualen Anteil Schaummittel an der Gemischmenge (aus Wasser und Schaummittel). Die Beimischung erfolgt mit Zumischern. Die „Verschäumungszahl“ ist der Quotient aus Schaumvolumen und verschäumter Gemischmenge. Die Verschäumung erfolgt im Schaumerzeuger (Schaumstrahlrohre, Schaumgeneratoren) und ist abhängig von der Bauart. Man unterscheidet Schwerschaumlöschanlagen mit einer Zumischung zwischen 3–5 % und einer Verschäumung zwischen 4 und 20 (also hoher Wasseranteil im Schaum), Mittelschaum-Löschanlagen mit einer Zumischung von 2–3 % und einer Verschäumung zwischen 20 und 200 sowie Leichtschaum-Löschanlagen mit einer Zumischung von 2–3 % und einer Verschäumung zwischen 200 und 1 000.

Für die Herstellung von Schwerschaum können Proteinschaummittel und Mehrbereich-Schaummittel, für Mittel- und Leichtschaum nur Mehrbereich-Schaummittel verwendet werden (Anforderungen an Schaummittel siehe DIN EN 1586 Teil 1–3)).

Die Wasserversorgung muss – wie bei anderen Löschanlagen – für mindestens 2 h ausreichen. Für den Schaummittelvorrat muss das Doppelte der Schaummittelmenge bereitgestellt werden, die notwendig ist, um das größte Einzelobjekt 30 Minuten lang zu beschäumen.

Für Planung, Errichtung und Betrieb sind die Anforderungen der DIN EN 13 565 Teil 1 u. 2 und der DIN 1988 Teil 6 zu beachten.

Schaum ist für bestimmte Bedarfsfälle ein unverzichtbares Löschmittel. Da Schaummittel wassergefährdende Stoffe enthalten, sind Übungen und Erprobungen nach Schaummittelmenge und Übungs-/Erprobungshäufigkeit auf das unbedingt notwendige Maß zu beschränken.

Dabei ist Folgendes zu beachten:

- In Wasserschutzgebieten und im Grundwassereinzugsgebiet von öffentlichen und privaten Trinkwassergewinnungsanlagen müssen Löschübungen und Erprobungen mit Schaum unterbleiben.
- Im Zuflussbereich von und auf Oberflächengewässern sowie in sonstigen, wasserwirtschaftlich empfindlichen Bereichen, wie Vorbehaltsgebieten für die öffentliche Wasserversorgung, Karstgebieten, Gebieten mit flurnahem Grundwasser, Überschwemmungsgebieten und Feuchtbiotopen, sollen Übungen und Erprobungen mit Schaum unterbleiben.
- Der Einsatz von Schaummitteln für Löschvorführungen ohne Übungs- und Erprobungscharakter muss aus Gründen des Gewässerschutzes unterbleiben.
- Schaummittel sollen auf befestigten Flächen mit Ablauf zu biologischen Kläranlagen zum Einsatz kommen. Eine Beeinträchtigung biologischer Kläranlagen ist bei Vorliegen eines Verdünnungsverhältnisses Schaumabwasser (Schaummittel-Wasser-Gemisch) zu Kläranlagengesamtzulauf, von mindestens 1:250 nicht zu erwarten. Die Zustimmung des Kläranlagenbetreibers ist einzuholen.
- Die Verwendung von Schaummitteln, bei der die o.g. Anforderungen nicht einzuhalten sind, bedarf der Zustimmung der zuständigen Wasserrechtsbehörde.

8.3.4 Sonstige stationäre Löschanlagen

Neben den bisher aufgeführten Löschanlagen, die alle mit Wasser arbeiten, werden zum Schutz besonderer Objekte auch stationäre Löschanlagen mit Pulver, Halon oder CO₂ verwendet.

8.4 Löschwasserleitungen

8.4.1 Allgemeines

Löschwasserleitungen (Steigleitungen) sind besonders in baulichen Anlagen festverlegte Rohrleitungen mit Feuerlösch-Schlauchanschlusseinrichtungen. Begriffe und schematische Darstellungen sind DIN 14462 Teil 1 zu entnehmen.

8.4.2 Löschwasserleitungen „nass“ (DIN 14461 Teil 1)

Löschwasserleitungen (Steigleitungen), „nass“ sind Verbrauchsleitungen, die ständig unter Druck stehen und von Trinkwasser durchflossen werden. An die Schlauchanschlussventile (DIN 14461-3) im Wandhydranten sind betriebsbereit angekuppelte Schlauchleitungen mit Strahlrohren angeschlossen. Die Ausführung 1v umfasst einen C-Schlauch mit CM-Strahlrohr, während bei der Ausführung 2 ein 1-Zoll-formbeständiger Schlauch (mit C-Anschluss) und ein D-Strahlrohr vorgesehen sind. Bei der Ausführung 2 braucht im Einsatz nicht der gesamte Schlauch von der Haspel abgewickelt zu werden. Die „Löschwasserleitung, nass“ dient in erster Linie der Selbsthilfe (z. B. der Bewohner) bei der Brandbekämpfung. Die Feuerwehr kann bei der Ausführung 2 nach ihrem Eintreffen den 1-Zoll-Schlauch abkuppeln und ihre C-Schläuche anschließen (geringere Druckverluste). Aus einer Löschwasserleitung werden normalerweise höchstens 3 Anschlüsse gleichzeitig benutzt, so dass mit einem Wasserverbrauch von ca. 300 l/min gerechnet werden kann. Für die Löschwasserleitungen sind (z. B. bei Hochhäusern) ggf. Druckerhöhungsanlagen (DIN 1988-5) erforderlich. Für den Einbau ist DIN 1988-6 zu beachten.

8.4.3 Löschwasserleitungen „nass/trocken“ (DIN 14 461 Teil 1)

Löschwasserleitungen (Steigleitungen), „nass/trocken“ sind Verbrauchsleitungen, die erst im Bedarfsfall selbsttätig mit Trinkwasser gespeist werden. Mit dieser Anlage soll erreicht werden, dass Löschwasser aus der normalen Wasserversorgung ohne oder mit nur geringer Verzögerung zur Verfügung steht, ohne dass abgestandenes, als Trinkwasser nicht mehr geeignetes Wasser in den Leitungen verbleibt oder Wasserleitungen einfrieren.

Im Bedarfsfall wird durch Öffnen eines Schlauchanschlussventils (DIN 14 461-3) mit Grenztaster die Entleerung geschlossen, die Fernbetätigte Füll- und Entleerungsstation (DIN 14463) automatisch geöffnet und das Leitungssystem mit Wasser gefüllt. Erst beim Schließen des letzten Schlauchanschlussventils schließt automatisch die Ventilstation und die Entleerung öffnet zwangsweise.

Die Ausstattung der Wandhydranten ist wie bei der Löschwasserleitung „nass“ (siehe Abschnitt 8.4.2), nur dass hier die Schlauchanschlussventile mit Grenztaster ausgestattet sein müssen.

Für den Einbau sind auch die Anforderungen der DIN 1988-6 zu beachten.

8.4.4 Löschwasserleitungen „trocken“ (DIN 14 461 Teil 2)

„Löschwasserleitungen, trocken“ dienen nicht der Selbsthilfe, sondern sind ausschließlich für die Feuerwehr zur Einspeisung und Entnahme von Löschwasser ohne zeitraubendes Verlegen von Schläuchen bestimmt. Sie können auch zusätzlich zu Löschwasserleitungen „nass“ oder „nass/trocken“ gefordert werden (siehe z. B. „Richtlinie über die bauaufsichtliche Behandlung von Hochhäusern“, Bayer. MABL 18/1983 S. 495).

Die Löschwasserleitung „trocken“ darf keine unmittelbare Verbindung mit anderen Wasserversorgungssystemen besitzen. Werden in einem Gebäude mehrere Steigleitungen eingebaut, so ist jede

Steigleitung getrennt zu führen und mit einer eigenen Einspeisung zu versehen. Die Leitungen müssen DN 80 sein.

Damit die Anschlüsse nicht von Unbefugten geöffnet werden können, werden für diese Ausführung Schlauchanschlussarmaturen nach DIN 1446-5 (ohne Handräder) verwendet. Die Einspeisung erfolgt über eine Einspeisearmatur nach DIN 14 461-4.

Weitere Anforderungen an Löschwasserleitungen „trocken“ sind in DIN 14 461-1 und DIN 14462-2 enthalten.

8.5 Ausrüstung der Feuerwehr

8.5.1 Allgemeines

In diesem Abschnitt werden nur die wichtigsten Ausrüstungsgruppen, die in Verbindung mit der Löschwasserentnahme, -fortleitung und -abgabe durch die Feuerwehr wichtig sind, behandelt.

8.5.2 Feuerwehrfahrzeuge

Das sind für den Einsatz der Feuerwehr besonders gestaltete Kraftfahrzeuge und Anhänger, die – entsprechend dem Verwendungszweck – zur Aufnahme der Besatzung (Mannschaft), der feuerwehrtechnischen Beladung (Geräte) sowie der Lösch- und sonstigen Einsatzmittel eingerichtet sind. Sie werden untergliedert in Löschfahrzeuge, Hubrettungsfahrzeuge (Drehleitern), Rüst- und Gerätewagen, Schlauchwagen, Sanitätsfahrzeuge und sonstige Feuerwehrfahrzeuge.

Die allgemeinen Anforderungen an Feuerwehrfahrzeuge sind in DIN 14502-2 enthalten. Für Löschfahrzeuge sind weitergehende Anforderungen in DIN 14530 zusammengestellt. Die auf einzelnen Löschfahrzeugen mit Löschwasserbehältern mitgeführte Löschwassermenge ermöglicht nur die Einleitung eines Löschangriffs (z. B. zur Menschenrettung), bis die Löschwasserversorgung hergestellt ist. Mit der Ausrüstung der Feuerwehren kann zwar Löschwasser in begrenzter Menge (in der Regel 600 bis maximal 1 200 l/min je Förderleitung) auch über längere Strecken (bis zu einigen hundert Metern) herangeführt werden. Eine solche „Löschwasserförderung über lange Schlauchstrecke“ erfordert jedoch einen sehr hohen Personal-, Material- und Zeitaufwand und ist deshalb nur als äußerste Notlösung anzusehen.

Auch eine Löschwasserförderung mit Tanklöschfahrzeugen „im Pendelverkehr“ ist sehr aufwendig (u. a. auch Verkehrsproblem mit Großfahrzeugen) und kann deshalb einsatzmäßig auch nur als Notlösung angesehen werden.

Weder die (Lösch-)Wasserbehälter der Feuerwehrfahrzeuge noch die Schläuche und Armaturen der Feuerwehr sind hygienisch unbedenklich und können deshalb nicht ohne weiteres für eine provisorische Trinkwasserversorgung verwendet werden (abgesehen von der Schwächung der Einsatzbereitschaft). Die wichtigsten feuerwehrtechnischen Daten der Löschfahrzeuge sind der **Tab. 8-1** zu entnehmen.

8.5.3 Feuerweerpumpen

Die Feuerweerpumpen wurden bis 2002 nach DIN 14420 klassifiziert, seit Nov. 2002 gilt eine neue Einteilung nach DIN EN 1028-1. Da die meisten betriebenen Pumpen noch nach der alten DIN beschafft wurden, sind in der folgenden Aufstellung die Bezeichnungen nach alter und neuer Norm enthalten:

DIN 14420	DIN EN 1028-1		
FP 2/5		eingebaut in	TS 2/5
FP 4/5	FPN 6 – 500	eingebaut in	TS 4/5
FP 8/8	FPN 10 – 750	eingebaut in	TS 8/8 und in Löschfahrzeuge
FP 16/8	FPN 10 – 1500	eingebaut in	Löschfahrzeuge
FP 24/8	FPN 10 – 2000	eingebaut in	Löschfahrzeuge
FP 32/8	FPN 10 – 3000	eingebaut in	Löschfahrzeuge
LP 24/3		eingebaut in	TS 24/3

Nach DIN 14420 bedeutet FP = Feuerlösch-Kreiselpumpe; TS = Tragkraftspritze; LP = Lenz-Kreiselpumpe.

Die Zahlen bedeuten: Zahl vor dem Schrägstrich x 100 = Förderstrom in l/min, Zahl hinter dem Schrägstrich Nennförderdruck bei 1,5 m geodätischer Saughöhe bei den FP 2/5 und 4/5 bzw. 3,0 m geodätischer Saughöhe bei den übrigen genannten Pumpen.

Nach DIN EN 1028-1 bedeutet FPN = **F**ire **P**ump **N**ormal pressure.

Die Zahlen bedeuten: Zahl vor dem Bindestrich = Nennförderdruck in bar, Zahl hinter dem Schrägstrich = Förderstrom in l/min,

Die Feuerlösch-Kreiselpumpen sind mit einer Entlüftungseinrichtung ausgestattet, die das Ansaugen bis ca. 7,5 m geod. Saughöhe ermöglicht. Bei dieser Saughöhe halbiert sich etwa der Förderstrom bei Nennförderdruck.

Als Entlüftungseinrichtungen werden u. a. Gasstrahler, Flüssigkeitsringpumpen, Trockenringpumpen oder Doppelkolbenpumpen verwendet.

8.5.4 Schläuche

Sie werden im Wesentlichen unterteilt in (formbeständige) Saugschläuche (DIN EN ISO 14557) und Druckschläuche (DIN 14811). Folgende Schlauchgrößen finden Verwendung:

Die A-Größe wird fast ausschließlich als Saugleitung für die größeren Pumpen (ab FP 8/8), die B-Schläuche für die Wasserförderung vom Hydranten zur Pumpe und von der Pumpe bis zum Verteiler und die C-Schläuche als Verbindung zwischen Verteiler und Strahlrohren verwendet.

Tab. 8-2: Schlauchgrößen

Innendurchmesser	Größenbezeichnung
25 mm	D
42 oder 52 mm	C
75 mm	B
110 mm	A

Die Reibungsverluste betragen für 100 m B-Leitung bei

600 l/min Förderstrom ca. 0,7 bar,
 800 l/min Förderstrom ca. 1,2 bar,
 1 000 l/min Förderstrom ca. 1,7 bar,
 1 200 l/min Förderstrom ca. 2,4 bar.

Da die C-Schläuche nur für relativ kurze Strecken eingesetzt werden, wird auf die Angabe von Reibungsverlusten verzichtet.

8.5.5 Strahlrohre

Die Feuerwehr verwendet Mehrzweckstrahlrohre und Hohlstahlrohre nach DIN EN 15182, bei denen durch Abschrauben des Mundstücks der Durchfluss etwa verdoppelt werden kann.

Tab. 8-3: Strahlrohr-Durchfluss (l/min) in Abhängigkeit vom vorhandenen Druck

Druck unmittelbar vor dem Strahlrohr		5	6	7	8 bar
DM-Strahlrohr	Mundstück	24	26	28	30 l/min
	Düse	53	58	63	67 l/min
CM-Strahlrohr	Mundstück	120	130	140	150 l/min
	Düse	215	235	250	270 l/min
BM-Strahlrohr	Mundstück	380	415	450	480 l/min
	Düse	715	785	845	905 l/min

Weiterführende Literatur

Verschiedene Autoren: Die roten Hefte, Verlag W. Kohlhammer, Stuttgart

Rodewald, Gisbert; Rempe, Alfons: Feuerlöschmittel, Verlag W. Kohlhammer, Stuttgart 2005

9. Trinkwasserversorgung im Krisenfall

bearbeitet von Dipl.-Ing. **Joachim Rautenberg**

DVGW-Regelwerk, DIN-Normen, Gesetze, Verordnungen, Vorschriften, Richtlinien
 siehe Anhang, Kap. 14, S. 881 ff
Literatur siehe S. 738

9.1 Allgemeines

Im betrieblichen Alltag werden Störungen zumeist effektiv und effizient mit der bestehenden Aufbau- und Ablauforganisation insbesondere mit Hilfe der Notfallplanung beherrscht. Es kann jedoch durch Eskalation einer Störung, durch das zeitliche Zusammentreffen mehrerer Störungen oder durch Verkettung ungünstiger Umstände eine Situation auftreten, in der vorhandene Ressourcen nicht ausreichen. Dies kann zu einer Krise führen.

Weitere Möglichkeiten für das Eintreten einer Krise sind:

- Einberufung des behördlichen Krisenstabes bei den für das WVU zuständigen Verwaltungsbehörden (z. B. Landratsamt) verbunden mit akuten oder potenziellen Gefahren für die öffentliche Wasserversorgung.
- Involvieren der Medien in betrieblich eigentlich beherrschbare Störungen, falls dadurch die subjektiv empfundene Gefährdung der Öffentlichkeit handlungsbestimmend wird. Diese Situation kann z. B. durch Kommunikationsdefizite eintreten.
- Naturkatastrophen, großräumige Kontaminationen des Trink- oder Grundwassers, Pandemien oder kriminelle, terroristische und kriegerische Handlungen.

Für Krisen ist charakteristisch, dass sie selten eintreten, nur schlecht planbar - weil gering vorhersehbar - sind, eine unklare Informationslage (Kenntnisstand) herrscht und ein hohes Risikopotenzial mit gravierenden Konsequenzen vorhanden ist. Eine hohe Komplexität durch Vernetzung unterschiedlicher Akteure und eine hohe Eigendynamik erschweren das Beherrschen der Krise. Beteiligte stehen unter einem hohen Entscheidungs-, Zeit- und Rechtfertigungsdruck und haben oft nur eingeschränkte Ressourcen zur Verfügung. Die Kommunikation intern und nach außen funktioniert ggf. nicht oder nur mangelhaft (siehe DVGW-Hinweis W 1002).

9.2 Begriffsbestimmungen

- *Notfall* ist eine oder sind mehrere Störungen, die nicht unmittelbar behoben werden können und die im betroffenen Versorgungsgebiet den Übergang vom Normalbetrieb zu einer geplanten Notversorgung erfordern.
- *Großschadensereignis* ist ein Notfall besonders großen Ausmaßes. Der Begriff ist bundesweit nicht einheitlich definiert und beschreibt - im Gegensatz zur Krise - objektiv das Schadensbild, nicht die subjektive Wirkung auf ein Unternehmen. Der Begriff wird umgangssprachlich häufig synonym zu „Katastrophe“ gebraucht.
- *Katastrophe* ist ein Notfall besonders großen Ausmaßes. Der Begriff wird umgangssprachlich häufig synonym zu „Großschadensereignis“ gebraucht.

- *Krise* in der Wasserversorgung ist die Situation, in der zur Bewältigung eines Notfalls die betriebsgewöhnlichen Mittel und/oder Organisationsstrukturen (Mittel des Normalbetriebes und der geplanten Notversorgung) nicht mehr ausreichen. Das Einstufen einer Störung bzw. eines Notfalls als Krise erfolgt nach den Festlegungen eines Krisenplanes.
- *Krisenmanagement* ist die Sonderform von Projektmanagement zur Führung des Unternehmens während einer Krise, abseits der Organisation des Normalbetriebes. Eingeschlossen in dieses Projektmanagement sind die vorbereitenden und nachbereitenden aufbau- und ablauforganisatorischen Arbeiten.

9.3 Vorsorgemaßnahmen

9.3.1 Allgemeines

Die einwandfreie WV des Versorgungsgebiets durch ein WVU darf weder bei gewöhnlichen Betriebsstörungen noch bei vorhersehbaren Notfällen unterbrochen werden. Dies muss durch ausreichende Bemessung der Anlageteile, z. B. der Wasserspeicherung, durch Reserven an Brunnen, Pumpen, Aufbereitungsanlagen und durch Ersatzstromaggregaten sowie durch einen Notfallplan sichergestellt sein.

Für nicht vorhersehbare Katastrophen und daraus resultierende Krisen ist ein Krisenplan aufzustellen.

9.3.2 Risikomanagement des WVU

Auf der Grundlage einer vollständigen Beschreibung des aktuellen Versorgungssystems sind mögliche Gefährdungen zu analysieren. Dies muss so konkret wie möglich erfolgen und die Aspekte Wasserqualität, Wassermenge und Versorgungsdruck umfassen.

Bei der anschließenden Risikoabschätzung wird aus dem möglichen Schadensausmaß und der Eintrittswahrscheinlichkeit die Gefährdung hinsichtlich ihres Risikos bewertet.

Im nächsten Schritt erfolgt die Festlegung welche Maßnahmen konkret zur Risikobeherrschung erforderlich sind. Die Reihenfolge der Umsetzung richtet sich danach wie hoch das Risiko bewertet wurde. Die Maßnahmen können sich bereits auf den normalen Betrieb beziehen oder in einem Notfallplan beschrieben und erst beim Auftreten von nicht unmittelbar zu behebenden Störungen umgesetzt werden.

Die Wirksamkeit sowohl der im Betrieb umgesetzten als auch der Maßnahmen des Notfallplanes ist zu überprüfen und zu dokumentieren. Die ausführliche Beschreibung des Risikomanagements von Wasserversorgern findet sich im DVGW-Hinweis W 1001.

Zu den betrieblichen Maßnahmen zur besseren Risikobeherrschung zählen:

- *Dezentralisierung der Wassergewinnung* – Versorgung aus mind. 2 voneinander unabhängigen Wassergewinnungsgebieten oder ersatzweise der ständige Verbund benachbarter WVU. Dieser Verbund kann zwingend notwendig sein, wenn aus hydrogeologischen Gründen die Trinkwasserversorgung aus Notbrunnen nach 2. WasSV (siehe Abschn. 9.3.4) nicht möglich ist.
- *Passiver und aktiver Objektschutz für alle zugänglichen Anlagen* – zum passiven Objektschutz zählt die Minimierung von Fenstern und Türen und deren einbruchhemmende Ausrüstung; zum aktiven Objektschutz gehört die Fernüberwachung von Türriegelkontakten, die Innenraumüberwachung (Bewegungsmelder) und die Überwachung der Außenanlagen (Überwachungskamera)
- *Desinfektion* – Redundanz von ständig betriebenen Anlagen, Vorhalten von zusätzlichen Anlagen an wichtigen Betriebspunkten überregionaler Versorgungsnetze. Zusätzliche mobile Chlorungsan-

lagen sind bereitzuhalten, die örtlich an etwaigen Schadensstellen einsetzbar sind. Ein angemessener Vorrat an Desinfektionschemikalien ist notwendig.

- *Stromversorgung* – möglichst zweiseitige Einspeisung oder ortsfeste Ersatzstromaggregate, zusätzlich bewegliche Ersatzstromaggregate zum Anschluss an kleinere oder untergeordnete Betriebseinrichtungen.
- *Speicherraum* – ausreichend groß und möglichst auf mehrere Behälter verteilt (siehe Abschn. 6.3).
- *Rohrnetz* – in Ortsnetzen möglichst vermaschte Ringnetze mit ausreichend Absperrmöglichkeiten (siehe Abschn. 7.5.5), in überörtlichen Verteilsystemen Bildung von Versorgungsabschnitten mit Notversorgungsmöglichkeiten.
- *Fernwirk- und Steuerungsanlagen* – automatisierte Störmeldungen an zentrale Leitstellen.
- *Kommunikationsanlagen* – von den öffentlichen Kabel- und Funknetzen unabhängige Betriebsfunkanlage mit stationären und mobilen Sprechstellen.
- *Lagerhaltung* – Betriebsstoffe, Chemikalien, Ersatzteile für maschinelle und elektrische Anlagen, Rohre und Armaturen, Notversorgungsleitungen und/oder -schläuche.
- *Organisation* – aufbau- und ablauforganisatorische Festlegungen zur Störungsbeseitigung (siehe DVGW-Arbeitsblatt GW 1200), für Maßnahmen zur Notversorgung (Notfallplan) und zur Krisenbewältigung (Krisenplan)
- *Personal* – Die Mitarbeiter des WVU sind über die Maßnahmen bei Störungen, Notfällen und Krisen in regelmäßigen Abständen zu unterweisen.

9.3.3 Krisenplan

9.3.3.1 Aufbauorganisation des Krisenmanagements

In Krisensituationen sind zügige Informationsbeschaffung und Planung wesentliche Kernaufgaben, die mit normalen Organisationsstrukturen voraussichtlich nicht im erforderlichen Maß geleistet werden können. Deshalb wird nach Feststellung des Krisenfalles der Krisenstab einberufen. Der Krisenstab besteht aus dem Leiter, den Stabsstellen (S 1 bis S 6) und weiteren Mitgliedern, die im Wesentlichen folgende Aufgaben zu erfüllen haben:

- Lagefeststellung und Beurteilung
- Entschlussfassung und Veranlassung der Umsetzung
- Überwachung und Kontrolle der Umsetzung
- Dokumentation
- Interne und externe Kommunikation und
- Versorgung der Einsatzkräfte

Die jeweilige Stabsfunktion ist dem Einsatzleiter gegenüber für die Ergebnisse der Recherchen bzw. Veranlassungen in dem ihr zugewiesenen Bereich verantwortlich. Ein Mitglied des Krisenstabes kann mehrere Stabsfunktionen innehaben.

9.3.3.2 Ablauforganisation des Krisenmanagements

9.3.3.2.1 Einberufung des Krisenstabes

Treten die Ereignisse die sich zu einer Krise zu entwickeln drohen auf, erfolgt die Information der Unternehmensleitung entsprechend der festgelegten Ablauforganisation. Die Unternehmensleitung entscheidet über die Einsetzung des Krisenstabes. Unmittelbar nach dem ersten Zusammentreten des Krisenstabes gehen alle Entscheidungskompetenzen, die zur Krisenbewältigung erforderlich sind, auf den Leiter des Krisenstabes über. Die Aufbau- und Ablauforganisation des Krisenplans ersetzt für die Dauer der Krise die normale Organisationsstruktur des Unternehmens.

9.3.3.2.2 Aufgaben des Leiters des Krisenstabes und der Stabstellen

Leiter des Krisenstabes

- Kontakt zum politisch Verantwortlichen
- Kontakt zur Leitung anderer Krisenstäbe z. B. beim Landratsamt
- Entscheidungen nach Lagebeurteilung mit den Mitgliedern des Krisenstabes
- Gesamtverantwortung für das Krisenmanagement
- Durchführung von Pressekonferenzen
- Freigabe von Pressemitteilungen
- Personelle Erweiterung oder Verkleinerung des Krisenstabes
- Auflösung des Krisenstabes

S1 – Personal/Innerer Dienst

- Alarmieren und Anfordern von Mitarbeitern
- Heranziehen von externen Hilfskräften
- Alarmieren und Anfordern von Ämtern und Behörden, Organisationen
- Einrichten von Lotsenstellen für ortsunkundige Kräfte
- Führen von Kräfteübersichten
- Festlegen und Sicherstellen des Geschäftsablaufs im Krisenstab
- Einrichten der Führungsräume (mit S 6)

S2 – Lage

- Beschaffen von Informationen
- Anfordern von Lagemeldungen anderer Institutionen
- Auswerten und Bewerten von Informationen
- Führen einer Lagekarte
- Führen von Einsatzübersichten
- Beschreiben der Gefahrenlage
- Darstellen von Anzahl, Art und Umfang der Schäden
- Darstellen der Einsatzabschnitte und -Schwerpunkte
- Darstellen der eingesetzten, bereitgestellten und noch erforderlichen Einsatzmittel und -kräfte
- Vorbereiten von Lagebesprechungen und Lagemeldungen
- Einsatzdokumentation
- Erstellen des Abschlussberichts

S3 – Einsatz

- Beurteilen der Lage
- Anordnung der Einsatzdurchführung, zum Beispiel Festlegen von Einsatzschwerpunkten, Bestimmen erforderlicher Einsatzkräfte und Einsatzmittel
- Bestimmen und Einweisen von Führungskräften
- Ordnen des Schadengebietes
- Zusammenarbeiten mit anderen Ämtern, Behörden und Organisationen
- Durchführen von Lagebesprechungen
- Beaufsichtigen und Kontrollieren der Einsatzdurchführung

S4 – Versorgung

- Anfordern weiterer Einsatzmittel
- Heranziehen von Hilfsmitteln, zum Beispiel Baustoffe, Abstützmaterial, Lastkraftwagen, Tankkraftwagen, Räum- und Hebegeräte
- Bereitstellen von Verbrauchsgütern und Einsatzmitteln, zum Beispiel Kraftstoffe, Desinfektionsmittel
- Bereitstellen und Zuführen der Verpflegung

- Sicherstellen der Materialerhaltung für das Gerät
- Festlegen der Versorgungsorganisation
- Bereitstellen von Rettungsmitteln zum Eigenschutz der Einsatzkräfte

S 5 – Presse- und Medienarbeit

- Sammeln, Auswählen und Aufbereiten von Informationen aus dem Einsatz
- Erfassen, Dokumentieren und Auswerten der Presse- und Medienlage
- Erstellen von Presse- und Medieninformationen
- Informieren der Presse- und Medienvertreter
- Vorbereiten von Presse- und Medienkonferenzen
- Bündeln, Abstimmen und Steuern der Presse- und Medienarbeit, zum Beispiel mit den Pressesprecherinnen und -sprechern von anderen beteiligten Behörden, betroffener Betriebe und insbesondere der Polizei
- Halten des ständigen Kontakts mit Presse und Medien
- Veranlassen und Betreuen von Informationstelefonen

S 6 – Informations- und Kommunikationswesen

- Einrichten der Führungsräume (mit S 1)
- Feststellen des Ist-Zustands der Fernmeldeorganisation
- Feststellen der Einsatzmöglichkeiten von Funk- und Festnetztelefonen
- Ermitteln der Einsatzmöglichkeiten von Kommunikationsverbindungen über Betriebstelefon und Betriebsfunk
- Erarbeiten eines Kommunikationskonzeptes einschließlich Fernmeldeskizze
- Sicherstellen der Kontakte mit den Informations- und Kommunikationsdiensten anderer Behörden, Organisationen und Institutionen
- Gewährleisten der Kommunikationssicherheit (Redundanz)
- Übermitteln von Anordnungen, Meldungen und Informationen
- Überwachen des Kommunikationsbetriebes
- Dokumentieren des Kommunikationsbetriebes
- Einrichten von Meldediensten

9.3.3.2.3 Führungsräume und Ausstattung

Der Arbeitsraum für den Krisenstab ist festzulegen, dort wird durch die Stabstellen S1 und S6 folgende Infrastruktur eingerichtet:

- Festnetztelefon
- PC/Drucker
- Radio und TV

Neben dem Arbeitsraum soll dem Krisenstab auch ein Ruheraum zur Verfügung stehen; dort ist durch die Stabstelle S 4 die erforderliche Verpflegung bereitzustellen.

9.3.3.2.4 Erforderliche Kontaktdaten

Die für das Krisenmanagement erforderlichen Kontaktdaten sind in einer regelmäßig zu aktualisierenden Liste zusammenzustellen. Mindestens enthalten sein müssen Kontakte zu:

- zuständigen Verwaltungs- und Fachbehörden, zu den Einrichtungen des Katastrophenschutzes, der Polizei und der Feuerwehr.
- wichtigen Kunden (z. B. Krankenhäuser, Lebensmittelbetriebe) und ggf. zu Vorlieferanten.
- Energieversorgern und Mineralölhändlern (Treibstoff für Notstromaggregate).

9.3.4 Gesetzliche Vorgaben

Wenn die Ursachen einer Krise von außen auf das WVU einwirken, insbesondere im Zusammenhang mit dem Verteidigungsfall oder sonstigen kriegerischen oder terroristischen Handlungen, ist die Vorsorge bezüglich der Wasserversorgung gesetzlich geregelt. Das WVU hat in diesem Fall die Anweisungen der zuständigen Behörden zu befolgen.

Grundlage ist das Wassersicherstellungsgesetz – WasSiG v. 24.08.65, zuletzt geändert am 12.08.2005, in welchem Maßnahmen zur Sicherung der Wasserversorgung, Wasserbeschaffung und Wasserbeseitigung im Verteidigungsfall, Verpflichtung von Anlageninhabern zum Bau, zur Änderung und zur Erhaltung von Anlagen für genannte Zwecke, Aufwendungsersatz, Ermächtigung für Rechtsverordnungen zur Regelung von Einzelfragen enthalten sind.

Die 1. Wassersicherstellungsverordnung – 1. WasSV v. 31.03.70 enthält Bestimmungen über die Bemessung des lebensnotwendigen Bedarfs an Trinkwasser und des Bedarfs an Betriebs- und Löschwasser (siehe Kapitel 2 **Tab. 2-14**) sowie über die Beschaffenheit von Trink- und Betriebswasser im Verteidigungsfall.

Die 2. WasSV v. 11.09.73 mit Änderung v. 25.04.78 enthält technische Bestimmungen über den Bau von Notbrunnen und Quelfassungen, die der Notstandsversorgung im Verteidigungsfall dienen.

Zur Durchführung des Wassersicherstellungsgesetzes wurde die Ausführungsverordnung zum Wassersicherstellungsgesetz AVWasSG v. 13.10.1987 erlassen, zuletzt geändert am 23.04.2002.

Zur Vorsorge für den Katastrophenfall, die auch die Wasserversorgung betrifft, gelten die einschlägigen Gesetze über den Katastrophenschutz des Bundes und der Länder.

9.4 Maßnahmen bei drohender Gefahr

Die Maßnahmen richten sich nach Art und Umfang der möglichen Gefährdung. Sie bestehen i. a. aus:

1. Erweiterung des Bereitschafts- und Entstörungsdienstes entsprechend dem verstärkten Einsatz. Einweisung des Personals des Wasserwerks und der Hilfskräfte gemäß Notfallplan.
2. Überprüfung der Einsatzfähigkeit der vorhandenen Einrichtungen.
3. Durchführung von Arbeiten, je nach Art der Gefährdung, wie
 - Auffüllen der festen und beweglichen Speicherbehälter.
 - Auffüllen der Vorräte an Betriebsstoffen und Chemikalien.
 - Verstärkung der Kontrollfahrten; u. U. ist dann eine ständige Überwachung angezeigt. Die Polizei sollte veranlasst werden, das Wassergewinnungsgelände in ihre Streifenfahrten einzubeziehen. Das für die Kontrollen eingesetzte Personal muss mit geeigneten Kommunikationsmitteln ausgerüstet sein. Anfordern von Wachpersonal bei den zuständigen Behörden zum Schutz vor Sabotage der einzelnen Anlagen.
4. Kontaktaufnahme mit den zuständigen Behörden und Medien zur Vorbereitung weiterer Maßnahmen wie z. B.:
 - Aufruf zum sparsamen Wasserverbrauch und/oder zur hausinternen Wasserbevorratung.
 - Angabe der zugewiesenen, benutzbaren Wasserentnahmestellen, Notbrunnen, Tankwagen
 - Verhalten bei Verdacht auf Vergiftung oder radioaktiver Verunreinigung des Wassers
 - Verhalten bei mikrobiologischer Verunreinigung, z. B. Abkochen, Verwendung von Chlortabletten.

9.5 Maßnahmen im Krisenfall

9.5.1 Innerbetriebliche Maßnahmen

Ist der Krisenstab einberufen, muss er sich zuerst ein möglichst genaues Bild der Lage verschaffen. Dazu gehört z. B. die Ermittlung ob und in welchem Umfang Wasserversorgungsanlagen gefährdet, beschädigt oder zerstört sind. Die anschließende Beurteilung der Lage ist der wichtigste Schritt im Krisenmanagement, wobei u. a. die Möglichkeiten zur Bewältigung/Deeskalation der Krise abgewogen werden und die Rahmenbedingungen für entsprechende Einsätze zu erfassen sind. Die Verantwortung für die Entscheidungen des Krisenstabes trägt dessen Leiter. Die Entscheidungen sind schnell und trotzdem fundiert zu fassen. Ziel der Arbeit des Krisenstabes muss es sein:

- zu agieren und nicht zu reagieren
- Handlungsfreiheit durch die Schaffung alternativer Vorgehensweisen zu schaffen
- wenn möglich zusätzliche personelle und materielle Ressourcen zu bilden
- vorhandenes Personal und Material optimal einzusetzen.

Die entsprechenden Aufträge an die Mitarbeiter des WVU oder externe Hilfskräfte sind klar und eindeutig zu formulieren und müssen erfüllbar sein.

Ziel der Maßnahmen ist, die zentrale Trinkwasserversorgung so lange wie möglich uneingeschränkt aufrechtzuerhalten. Kann die Trinkwasserqualität in der Wassergewinnung, Wasseraufbereitung oder im Verteilungsnetz nicht mehr sichergestellt werden, sind in Abstimmung mit den Gesundheitsbehörden weitere Maßnahmen (siehe auch DVGW-Hinweis W 1020) zu ergreifen. Dies können sein:

- Nutzungseinschränkungen wie Druckabsenkungen, zeitweise Abtrennung von Versorgungszonen mit starken Wasserverlusten sowie die Beschränkung auf die Verwendung als Nicht-Trinkwasser um die Toilettenspülung und die Löschwasserbereitstellung aufrecht zu erhalten
- Abkochgebot für Wasser zum menschlichen Gebrauch.

Die Verbraucher der betroffenen Gebiete sind z. B. mittels Lautsprecherwagen über Einschränkungen bei der Nutzung des zur Verfügung stehenden Wassers zu unterrichten.

Wenn das betriebliche Krisenmanagement beendet ist, d. h. die einwandfreie Versorgung nach der TrinkwV und DIN 2000 wieder gewährleistet ist, sind die Verbraucher und die zuständigen Behörden unverzüglich zu verständigen. Der Krisenstab ist formell aufzulösen, alle während der Krise getroffenen Maßnahmen sind zu dokumentieren und für die zukünftige Risikobeurteilung zu nutzen.

9.5.2 Behördliche Maßnahmen

Wenn bei Krisen von besonderem Ausmaß insbesondere im Verteidigungsfall oder bei anderen kriegerischen oder terroristischen Handlungen die zentrale WV für längere Zeit ausfällt, ist für gefährdete Gebiete die Mindestversorgung aus Einzel-WV-Anlagen sicherzustellen. Hierzu kann die zuständige Behörde aufgrund der einschlägigen Gesetze (siehe Abschn. 9.3.4) anordnen, dass das WVU folgende Aufgaben übernimmt oder unterstützt:

- *Erfassen vorhandener Einzel-WV-Anlagen* – hinsichtlich Entnahmemenge, Wasserbeschaffenheit, Zustand der Anlage, uneingeschränkte Verwendbarkeit oder Verwendbarkeit bei Einsatz einfacher Desinfektion
- *Instandsetzung vorhandener Einzel-WV-Anlagen*
- *Neubau von Trinkwasser-Notbrunnen* – wenn die Mindest-Notversorgung aus vorhandenen Einzel-WV-Anlagen nicht gesichert ist. Für den Bau und die Ausstattung dieser Brunnen gilt das Regelwerk Wassersicherstellungsgesetz – RWWasSG.

- *Wartung und Instandhaltung* der Einzel-WV-Anlagen, um deren sicheren Betrieb zu gewährleisten.

Weiterführende Literatur:

Staben, N.; Mälzer, H.-J.; Hein, A.: Risikomanagement in Wasserverteilungssystemen. gwf Wasser Abwasser 02/2010

Bauabwicklung und Betrieb von Wasserversorgungsanlagen

10. Trinkwasserversorgung aus Kleinanlagen und nicht ortsfesten Anlagen

bearbeitet von Dipl.-Ing. **Joachim Rautenberg**

DVGW-Regelwerk, DIN-Normen, Gesetze, Verordnungen, Vorschriften, Richtlinien
siehe Anhang, Kap. 14, S. 881 ff

10.1 Allgemeines

Kleinanlagen zur Trinkwasserversorgung bestehen aus einer eigenen Wassergewinnung und einer leitungsgebundenen Wasserverteilung aus der möglichst gleichmäßig nicht mehr als 1 000 m³ Trinkwasser pro Jahr entnommen werden. Anlagen aus denen mehr als 1 000 m³ Trinkwasser pro Jahr entnommen werden unterliegen uneingeschränkt den Anforderungen der DIN 2000.

Nicht ortsfeste Anlagen zur Trinkwasserversorgung unterscheiden sich in Anlagen mit Trinkwasserspeicher (z. B. Wohnmobile, Speisewagen von Bahnen, Flugzeuge, Boote) und zeitweise an eine Trinkwasserverteilungsanlage angeschlossene Verbrauchsanlagen (z. B. in Festzelten, Imbissständen). Die Anforderungen an die Wasserqualität sowie an Planung, Bau, Betrieb und Instandhaltung dieser Anlagen sind in DIN 2001 Teil 1 Kleinanlagen und Teil 2 Nicht ortsfeste Anlagen zusammengefasst.

10.2 Kleinanlagen

10.2.1 Auswahl und Schutz des Wasservorkommens

Als Wasservorkommen für Kleinanlagen soll bevorzugt Grundwasser aus gut geschützten Grundwasserleitern genutzt werden. Steht dies nicht zur Verfügung kann Quellwasser genutzt werden, wenn sichergestellt ist, dass die mikrobiologische Wasserqualität unabhängig von Witterungseinflüssen gut ist. Brunnen und Quellen für Kleinanlagen müssen ebenso wie die öffentlichen WV-Anlagen einwandfreies Wasser, das der Trinkwasserverordnung entspricht, liefern. Der Verbraucherkreis, der von einer solchen Anlage bedient wird, ist zwar beschränkt, aber durch ansteckende Krankheiten können auch weitere Bevölkerungskreise in Mitleidenschaft gezogen werden, insbes. wenn Möglichkeiten der Übertragung von Krankheitserregern bestehen, wie über die Milch oder andere Lebensmittel aus landwirtschaftlichen Anwesen.

Der Boden, dem durch einen Einzelbrunnen oder durch eine Quelfassung Trinkwasser entnommen wird, muss frei sein von Verunreinigungen durch menschliche oder tierische Abfallstoffe, Aborte und Abortgruben, Versitzgruben, Dungstätten, Jauchegruben, Küchen- und Stallabwässer, Abwasserkanäle, Schuttablagerungen und sonstige zur Aufnahme oder Wegleitung von Abfallstoffen und Schmutzwässern dienende Einrichtungen; auch dürfen in unmittelbarer Nähe keine offenen Gewässer vorhanden sein.

Während für zentrale WV-Anlagen ein Schutzgebiet festgesetzt werden muss, dessen Größe Sicherheit gegen ein Eindringen von Schadstoffen bietet, müssen die Forderungen für die Einzeltrinkwasserver-

sorgung schon mit Rücksicht auf die technisch-finanziellen Möglichkeiten verringert werden (vgl. DIN 2001-1, Beiblatt 1).

Maßgebend für die Schützbarkeit der Wasserfassung bleibt auch bei Kleinanlagen zunächst der Aufbau der Bodenschichten und deren Beurteilung durch einen Hydrogeologen. Sind Deckschichten von ausreichender Mächtigkeit in flächenhafter Ausdehnung um eine Quelle oder einen geplanten Brunnenstandort nachzuweisen und ergeben Wasseruntersuchungen nach **Tab. 10-1** einen günstigen Befund, so kann grundsätzlich von einem ausreichenden Schutz ausgegangen werden. Ist die einwandfreie Wasserqualität nicht gesichert ist die Aufbereitung zu Trinkwasser erforderlich.

Oberflächenwasser oder gesammeltes Niederschlagswasser darf nur in begründeten Ausnahmefällen als Wasservorkommen für Kleinanlagen verwendet werden. Ist seine Nutzung unvermeidlich ist eine mehrstufige Aufbereitung mit abschließender Desinfektion erforderlich.

Die gewählte Wasserfassung muss den zu erwartenden Bedarf decken können, es ist von 150 l/E•d auszugehen, der zusätzliche Bedarf von Kleingewerbe und Landwirtschaft ist zu berücksichtigen.

Tab. 10-1: Grunduntersuchungen des Wasservorkommens für alle Kleinanlagen (DIN 2001-1, Tabelle 1)

	Parameter
Mikrobiologisch	E.coli, Enterokokken, Coliforme Bakterien, Clostridium perfringens ¹⁾ , Koloniezahl 22 °C, Koloniezahl 36 °C
Chemisch-physikalisch	Obligatorisch: Nitrat, Nitrit, Ammonium, Eisen, Färbung, Geruch, elektrische Leitfähigkeit, Mangan, TOC, Trübung, pH-Wert, Temperatur
	Weitere Parameter ²⁾ : Säurekapazität bis pH 4,3, Calcium, Magnesium, Kalium, Natrium, Chlorid, Sulfat, Basekapazität bis pH-Wert 8,2
	Bei Verdacht auf geologische Besonderheiten, z. B.: Fluorid, Arsen, Antimon
	Bei begründetem Verdacht auf Kontamination, z. B.: Pflanzenschutzmittel und Biozidprodukte, Chrom, Quecksilber, Cyanid, Polycyclische aromatische Kohlenwasserstoffe (PAK), Kupfer, Blei, organische Chlorverbindungen

¹⁾ Bei Verdacht auf Beeinflussung durch Oberflächenwasser
²⁾ Diese werden auch zur Bestimmung der Calcitlösekapazität nach Trinkwasserverordnung benötigt.

10.2.2 Technische Hinweise für Planung und Bau

Wasserfassung

Die Fassung muss oberhalb von möglichen Verschmutzungsstellen liegen und gegen das Eindringen von Oberflächenwasser geschützt sein. Der Abstand von Abwasseranlagen, Dungstätten und Abfall-Ablagerungen muss mindestens 25 m betragen. Die Fassungsanlagen dürfen nicht innerhalb von Wohn- oder Wirtschaftsgebäuden angelegt werden. Bei der Planung von Brunnen und Quelfassungen sind grundsätzlich die DVGW-Arbeitsblätter W 123 und W 127 zu beachten (siehe auch Abschn. 3.4.2 und 3.4.1).

Quelfassungen müssen eine ausreichende Überdeckung aufweisen; die Fassung darf keinen Rückstau erzeugen. Das Schachtbauwerk muss wasserdicht und mit Überlauf und Entleerung versehen sein. Einstiegsdeckel und Schachteinbauten sollten aus Edelstahl sein.

Bohrbrunnen dürfen nur von nachweislich qualifizierten Fachfirmen (z.B. nach DVGW W 120) hergestellt werden; sie müssen ausreichen tief abgesperrt sein und dürfen nur ein Grundwasserstockwerk erschließen. Außer bei Saugbrunnen mit in einem separaten Gebäude trocken aufgestellter Pumpe ist ein Brunnenschacht erforderlich. Der Schacht ist wasserdicht auszuführen, das Sperrrohr ist elastisch durch die Schachtsohle zu führen. Einstiegsdeckel und Schachteinbauten sollten aus Edelstahl sein.

Wasseraufbereitungsanlagen

Es sind, angepasst an die Rohwasserqualität, möglichst einfache Aufbereitungsverfahren zu wählen (siehe Abschn. 4.2). Die Anlagentechnik soll robust, wenig fehleranfällig und einfach zu warten sein. Um Verbrauchsspitzen auszugleichen ist der Aufbereitung ein Wasserbehälter mit dem Inhalt mindestens eines Tagesbedarfes nachzuschalten. Die Aufbereitungsanlage ist so zu bemessen, dass sie den max. Tagesbedarf in höchstens 12 Stunden aufbereiten kann. Die Funktion der Aufbereitungsanlage ist automatisiert zu überwachen, Störungen sind optisch oder akustisch anzuzeigen. Bei Störungen von Desinfektionsanlagen muss der Wasserdurchfluss automatisch unterbrochen werden.

Anlagen zur Wasserspeicherung und Verteilung

Wasserbehälter dürfen nur dann unmittelbar bei der Wasserfassung errichtet werden, wenn diese an mit Fahrzeugen gut zugänglicher Stelle liegen; sonst sind sie an geeigneter Stelle zu errichten. Es gelten die Vorgaben des DVGW-Arbeitsblattes W 300 (siehe auch Abschn. 6.4). Steht zwischen Wasserfassung bzw. Wasserbehälter und den Zapfstellen keine ausreichende Höhendifferenz zur Verfügung, ist der Versorgungsdruck (siehe Abschn. 7.5.5.2.3) durch den Betrieb eine Druckerhöhungsanlage (siehe Abschn. 5.4.1.2.3) herzustellen. Bei Anlagen mit geringem Wasserbedarf und mit Druckbehälter kann dieser auch als Wasserbehälter für den Ausgleich von Stunden Spitzen dienen. Für Planung Bau und Betrieb der Rohrleitungen gilt Kapitel 7 sinngemäß.

10.2.3 Betrieb und Überwachung

Die Betreiber von Kleinanlagen zur Trinkwasserversorgung sind zur regelmäßigen Kontrolle aller Anlagenteile und des Umfeldes der Fassungsanlagen verpflichtet. Die Anlagen sind nach den Vorgaben des Technischen Regelwerkes des DVGW und der Hersteller der Anlagenbestandteile zu warten und bedarfsgerecht Instand zu setzen. Schäden sind unverzüglich zu beheben. Darüber hinaus ist das Wasser mindestens jährlich zu untersuchen. Der Untersuchungsumfang ist mit dem zuständigen Gesundheitsamt abzustimmen. Tab. 10-2 enthält den nach DIN 2001-1 empfohlenen Untersuchungsumfang.

Als Nachweis für den ordnungsgemäßen Betrieb und die regelmäßige Überwachung ist ein Betriebsbuch (Trinkwasserbuch) zu führen, in dem neben den Angaben zu Betrieb und Instandhaltung alle Angaben zum Betreiber, zur Anlage, zum Schutz der Wasserfassung sowie die Untersuchungsbefunde und der Schriftverkehr mit den Behörden enthalten sind.

Tab. 10-2: Wiederkehrende Untersuchungen für Kleinanlagen (DIN 2001-1, Tabelle 3)

Untersuchung	Parameter
Mikrobiologisch ¹⁾	E.coli, Enterokokken, Coliforme Bakterien, Clostridium perfringens ²⁾ , Koloniezahl 22 °C, Koloniezahl 36 °C
Chemisch-physikalisch	Nitrat, Nitrit, Ammonium, Eisen, Färbung, Geruch, elektrische Leitfähigkeit, Mangan, Oxidierbarkeit oder TOC, Trübung, pH-Wert, Calcitlösekapazität ³⁾

1) Einmal jährlich
2) Bei Verdacht auf Beeinflussung durch Oberflächenwasser.
3) Nach Trinkwasserverordnung

10.3 Nicht ortsfeste Anlagen

10.3.1 Versorgungsabschnitte und Verantwortungsbereiche

Ausgangspunkt einer nicht ortsfesten Wasserversorgungsanlage ist eine Übergabestelle aus dem Netz der öffentlichen Wasserversorgung. Für diesen nach DIN 2001-1 als *Versorgungsabschnitt I* bezeichneten Bereich bis einschließlich der Übergabestelle ist das WVU verantwortlich.

An die Übergabestelle aus der öffentlichen Wasserversorgung schließt sich oft eine Verteilungsanlage für die nicht ortsfesten Verbrauchsanlagen an, der als *Versorgungsabschnitt II* bezeichnet wird. Für diese Verteilungsanlagen ist der Betreiber z. B. der Veranstalter eines Volksfestes verantwortlich. Ist die Kommune der Veranstalter, wird sie die Verteilungsanlage sinnvollerweise von ihrem Wasserversorgungsunternehmen betreiben lassen.

Die Verteilungsanlage ist mit Abgabestellen für die nicht ortsfesten Verbrauchsanlagen (z. B. Schankanlagen, Imbissstände, Campingfahrzeuge) ausgestattet. Diese Verbrauchsanlagen einschließlich der Anschlussschläuche bis zur Abgabestelle werden als *Versorgungsabschnitt III* bezeichnet, für den der Betreiber verantwortlich ist.

10.3.2 Technische Hinweise

Versorgungsabschnitt I

Die Übergabestelle ist mit einer Sicherungseinrichtung nach DIN 1717 auszustatten. Die Auswahl richtet sich nach dem von der nicht ortsfesten Anlage ausgehenden maximalen Risiko. Die Mindestausstattung der Übergabestelle ist eine Armaturenkombination aus Rohrbelüfter und Rückflussverhinderer. Bei zeitweise an eine Trinkwasserversorgung angeschlossene nicht ortsfeste Anlagen besteht die Übergabestelle meist aus einem Unterflurhydranten auf den ein Standrohr aufgesetzt wird, in das zweckmäßigerweise ein Wasserzähler und die erforderliche Sicherungsarmatur integriert sind. Diese Standrohre sollen sich im Eigentum des Wasserversorgers befinden und nur nach entsprechender Unterweisung an den Betreiber der nicht ortsfesten Versorgungsanlage übergeben werden (siehe auch DVGW-Arbeitsblatt W408 Entwurf 08/2009).

Versorgungsabschnitt II

Bei großen Volksfesten oder bei weitläufigen Befüllanlagen für Land- Wasser- oder Luftfahrzeuge (z. B. Campingplätze, Marinas) sind die Verteilungsleitungen erdverlegt. In diesem Fall gelten uneingeschränkt die Technischen Regeln für Wasserverteilungsanlagen (DVGW-Arbeitsblatt W 400 Teil 1 bis 3). In den meisten Fällen werden die Verteilungsanlagen jedoch aus flexiblen Leitungen und Schläuchen temporär installiert und betrieben. Die verwendeten Leitungen und Schläuche müssen für Trinkwasser zugelassen sei und dürfen ausschließlich für Trinkwasserzwecke verwendet werden. Sie müssen so verlegt werden, dass sie vor Beschädigung und Erwärmung z. B. durch intensive Sonnenbestrahlung geschützt sind. Kupplungen müssen dicht sein und auf sauberem und trockenem Untergrund gelagert sein. Die Abgabestellen an die Verbraucher sind mit Armaturenkombinationen aus Rohrbelüfter und Rückflussverhinderer auszustatten. Nach dem Abbau sind die Leitungen und Schläuche vollständig zu entleeren, zu trocknen, an beiden Enden dicht zu verschließen und sauber und trocken bis zur nächsten Verwendung zu lagern. Die Planung und der Aufbau von Verteilungsanlagen für nicht ortsfeste Anlagen muss durch Sachkundige, das heißt durch vom WVU zugelassenen Installateure oder durch das WVU selbst erfolgen.

Versorgungsabschnitt III

Für die Anschlussschläuche gelten die gleichen Vorgaben bezüglich Material, Auf- und Abbau sowie Lagerung wie im Versorgungsabschnitt II. Die nicht ortsfesten Verbrauchsanlagen müssen mit einem kontrollierbaren Rückflussverhinderer ausgestattet sein und den Anforderungen an Trinkwasserinstallationen entsprechen.

10.3.3 Betrieb und Überwachung

Vor Inbetriebnahme sind alle Leitungen und Schläuche gründlich mit Trinkwasser zu spülen. Anschließend ist die mikrobiologische Unbedenklichkeit durch Entnahme einer Wasserprobe, z. B. am Zapfhahn der Verbrauchsanlage zu überprüfen (Parameterumfang: E.coli, coliforme Keime, Enterokokken, Koloniezahl bei 22 °C und 36 °C, bei Befüllstationen zusätzlich *Pseudomonas aeruginosa*). Werden die Anforderungen der TrinkwV nicht erfüllt sind die Versorgungsabschnitte II und III zu desinfizieren, nochmals zu spülen und erneut zu beproben. Die Inbetriebnahme darf erst nach Vorlage eines einwandfreien Befundes erfolgen.

Alle Bestandteile der nicht ortsfesten Versorgungsanlagen sind durch die jeweils verantwortlichen unterwiesenen Personen während der Betriebszeit regelmäßig zu kontrollieren.

Für die nicht ortsfesten Verbrauchsanlagen ist vom Eigentümer/Betreiber ein Betriebsbuch zu führen, in dem alle wesentlichen Angaben über Bedienung, Überprüfung und Instandhaltung enthalten sein müssen.

11. Planung und Bau

bearbeitet von Dipl.-Ing. **Joachim Rautenberg**

DVGW-Regelwerk, DIN-Normen, Gesetze, Verordnungen, Vorschriften, Richtlinien
siehe Anhang, Kap. 14, S. 881 ff

11.1 Aufgaben

11.1.1 Allgemeines

Die Planung und der Bau von WV-Anlagen erfordern eine Vielzahl von Leistungen und das Einschalten einer Reihe von Spezialisten auf den verschiedensten Gebieten. Eine sorgfältige Vorbereitung und eine enge Zusammenarbeit aller Beteiligten ist unerlässliche Voraussetzung für das Vermeiden von Fehlplanungen und eine reibungslose Bauabwicklung. Hierbei ist es notwendig, dass alle Beteiligten Kenntnis von der Art aller anfallenden Aufgaben und der zweckmäßigen Reihenfolge der Abwicklung dieser Aufgaben haben.

Empfehlenswert ist die Besichtigung bereits bestehender, vergleichbarer WV-Anlagen und die Beteiligung des Betriebspersonals des WVU bei der Planung und Bauüberwachung.

Die Aufgaben bei der Durchführung einer WV-Baumaßnahme gliedern sich in einen Technischen- und einem Verwaltungs-Bereich.

11.1.2 Technischer Bereich

Der Technische Bereich hat alle technischen Unterlagen und Leistungen für den Bau und für den späteren Betrieb zu liefern bzw. zu erbringen, wie:

- Technische Vorgaben des Betriebs, welche bei Planung und Bau zu berücksichtigen sind.
- Erstellung von Grundlagenermittlung (GE), Vorplanung/Vorentwurf (VE), Entwurfsplanung/Entwurf (E) und Genehmigungsplanung (G), Übernahme der Bauoberleitung (BO) und örtlichen Bauüberwachung (BÜ).
- Erstellen der technischen Unterlagen für die wasserrechtlichen, baurechtlichen und sonstigen Genehmigungsverfahren, z. B. für die Beanspruchung bzw. Kreuzung von Verkehrswegen, Gewässern usw., für die privatrechtlichen Regelungen, wie Grundstückskäufe, Grunddienstbarkeiten u. a.
- Klären und Sichern vorhandener Rohrleitungen, Kabelleitungen, Kanäle, Dränrohre, Grundwassernutzungen.
- Technische Abnahme der Baumaßnahme und Übergabe an den Betrieb.

Der Technische Bereich hat auch die technischen Unterlagen, die zur Erfüllung der Verwaltungsaufgaben erforderlich sind (z. B. Pläne für Straßen- Gewässer- oder Bahnkreuzungen), dem Verwaltungsbereich zur Verfügung zu stellen.

11.1.3 Verwaltungsbereich

Zum Verwaltungsbereich gehören folgende Aufgaben:

- Finanzierung des Bauvorhabens mit Anträgen, Abwicklung und Verwendungsnachweisen soweit erforderlich
- Wasserrechtliche, baurechtliche und sonstige Genehmigungsverfahren
- Verträge über Kreuzungen mit Verkehrswegen, Gewässern usw.
- Verträge über Lieferung von Strom, Gas, Chemikalien u. a.
- Privatrechtliche Regelungen, wie Grundstückskauf, Grunddienstbarkeiten
- Verdingungen, Vergabe, Bauverträge
- Abwicklung der Bauabrechnung.

11.1.4 Weitergabe von Teilaufgaben

Ein Wasserversorgungsunternehmen (WVU), welches über entsprechendes Personal verfügt, wird die Aufgaben des Technischen Bereichs bei kleinen Baumaßnahmen ganz übernehmen können. Große WVU lassen auch große Baumaßnahmen durch eigene Planungs- und Bauabteilungen ausführen und schalten nur von Fall zu Fall Sondergutachter ein. Im allgemeinen werden aber die Ingenieurleistungen für GE, VE, E, BO, BÜ an Ingenieurbüros (IB) vergeben, wobei gelegentlich die Grundlagenermittlung (Vorgutachten, Sondergutachten) vom eigenen WVU erstellt werden. Bei Baumaßnahmen, welche staatliche Finanzierungsmittel in Anspruch nehmen, ist zusätzlich eine fachlich zuständige, technische staatliche Verwaltung (baufachlich mitwirkendes Amt) eingeschaltet. Die baufachliche Mitwirkung ist beschränkt auf die stichprobenweise Überwachung der wirtschaftlichen und sparsamen Verwendung der Zuwendungen. Sie entlastet den Ingenieur nicht von seiner Verantwortung für die ordnungsgemäße Ausführung des Vorhabens. Die Bauarbeiten werden i. a. vom WVU als Auftraggeber (AG) an Firmen, Auftragnehmer (AN), vergeben. Nur in seltenen Fällen werden sie vom WVU selbst, meist nur für kleine Teilbereiche, übernommen, besonders wenn sie sehr stark mit dem laufenden Betrieb zusammenhängen.

11.2 Mitwirkung eines Ingenieurbüros

11.2.1 Allgemeines

Kleine und mittlere WVU haben in der Regel kein oder nicht genug technisches Personal, das über eine entsprechende Ausbildung und Erfahrung in der Planung und im Bau von WV-Anlagen verfügt. Darüber hinaus ist das Betriebspersonal i. a. durch den Betrieb voll ausgelastet, so dass die umfangreichen Aufgaben von Planung und Bau nicht neben den Betriebsaufgaben erfüllt werden können. Es ist daher notwendig, dass die Planung und die Bauüberwachung einem von den Ausführungsfirmen unabhängigen, beratenden Ingenieur übertragen werden. Da das Gebiet des Wasserversorgungswesens umfangreiche Spezialkenntnisse erfordert, sind nur anerkannte Fachingenieure mit der technischen Beratung zu beauftragen.

Von dem IB sind alle technischen Fragen, die mit dem Bau der WV zusammenhängen, zu klären, und die erforderlichen Unterlagen für die bauliche und verwaltungsmäßige Durchführung und für den späteren Betrieb zu liefern. Insbesondere besteht die Aufgabe aus Erstellung des VE, E, Übernahme BO, BÜ. In den folgenden Abschnitten sind die hierfür zu erledigenden Arbeiten im Einzelnen beschrieben.

Die Aufgaben GE + VE + E + G einerseits und BO + BÜ andererseits hängen stark zusammen, so dass es i. a. sehr vorteilhaft ist, wenn damit nur ein Ingenieurbüro beauftragt wird, wodurch schnelle Entscheidungen möglich sind und Streitigkeiten über die Schuld bei Mängeln in der Planung bzw. beim Bau nicht zu Lasten des WVU gehen.

Meinungsverschiedenheiten und Streitfälle zwischen WVU und IB werden dann um so eher vermieden, wenn folgende Voraussetzungen gegeben sind:

- Beauftragung eines anerkannten, fachlich auf dem Spezialgebiet Wasserversorgung erfahrenen IB.
- Ingenieurvertrag nach der jeweils aktuell gültigen Ausgabe der HOAI (Mustervertrag siehe HIV-KOM von 01/2009).
- Voll durchgearbeitete Entwürfe und Leistungsverzeichnisse, so dass Änderungen, Ergänzungen und Preisvereinbarungen möglichst vermieden werden.

11.2.2 Ingenieurauftrag

Ingenieurleistungen sind technisch-wissenschaftliche Leistungen und sollen daher nicht in förmlichen Verfahren der öffentlichen Ausschreibung, vergeben werden. Da aber für öffentliche Auftraggeber die Haushaltsgrundsätze der Wirtschaftlichkeit und Sparsamkeit gelten, ist in der Regel bei der Vergabe der Ingenieurleistungen das Angebot eines nachweislich qualifizierten und zuverlässigen Ingenieurbüros einzuholen und auf Übereinstimmung mit der jeweils gültigen Ausgabe der HOAI zu prüfen. Die geforderten Ingenieurleistungen müssen nach Art, Umfang und Zeitdauer eindeutig beschrieben und die vom Auftraggeber zur Verfügung zu stellenden Unterlagen angegeben werden.

Die HOAI 2009 unterscheidet u. a. die folgenden Ingenieurleistungen:

Flächenplanung

Zur Flächenplanung gehören die Leistungen der Bauleitplanung und der Landschaftsplanung.

Objektplanung

Die Objektplanung umfasst Ingenieurleistungen für Gebäude und raumbildende Ausbauten, Freianlagen, Ingenieurbauwerke und Verkehrsanlagen.

Fachplanung

Zur Fachplanung gehören die Tragwerksplanung und die Planung der Technischen Ausrüstung.

Die Ingenieurleistungen für Anlagen der Wasserversorgung werden weitestgehend von der Objektplanung für Ingenieurbauwerke nach Teil 3 Abschnitt 3 HOAI 2009 abgedeckt. Je nach Umfang des Projektes können zusätzlich Leistungen für Landschaftsplanung, Tragwerksplanung und Technische Ausrüstung anfallen.

Der Auftrag für diese Leistungen ist in Form eines schriftlichen Vertrags zu erteilen, in welchem diese vollständig erfasst sind und die hierfür geltenden Termine und Fristen und die Vergütung festzulegen sind. Vertragsgrundlage ist die Verordnung der Bundesregierung über die Honorare für Architekten- und Ingenieurleistungen, HOAI v. 11.08.2009. (Für Architekten und Ingenieurleistungen die vor Inkrafttreten der neuen Verordnung auf Basis der HOAI vereinbart wurden gilt weiterhin die letzte Fassung von 2002.) Das kommunale Handbuch für Ingenieurverträge (HIV-KOM 01/2009) enthält entsprechende Richtlinien für den Abschluss von Ingenieurverträgen. Das folgende **Muster 11-1**, hat sich für Ingenieurbauwerke der Wasserversorgung bewährt und wird zur Verwendung empfohlen.

Sofern der Auftragswert 200 000 Euro oder mehr beträgt, wird zusätzlich auf die Verdingungsordnung für freiberufliche Leistungen (VOF, Neufassung vom 18.11.2009) verwiesen, die nur nicht vorab und erschöpfend beschreibbare, freiberufliche Leistungen umfasst.

*Muster 11-1:**Ingenieurvertrag*

zwischen

vertreten durch in
nachstehend Auftraggeber AG genannt,

und
nachstehend Auftragnehmer AN genannt,
wird folgender Ingenieurvertrag für die Baumaßnahme geschlossen:

Inhalt*§ 1 Gegenstand des Vertrages*

- 1.1 Gegenstand dieses Vertrages sind Leistungen für.....
(genaue Bezeichnung der Baumaßnahme)
- 1.2 Die Baumaßnahme unterliegt
(öffentlich-rechtliche Verfahren)

§ 2 Grundlagen des Vertrages

- Grundlagen des Vertrages sind:
 - 2.1 Die HOAI in der bei Vertragsabschluss geltenden Fassung
 - 2.2 Die Bestimmungen für den Werkvertrag (§§ 631 ff. BGB)
 - 2.3 Die Allgemeinen Vertragsbedingungen für Ingenieurleistungen AVB-ING) in der für den AG gültigen aktuellen Fassung
 - 2.4 Die zusätzlichen Vertragsbedingungen für Ingenieurleistungen in der Wasserwirtschaft (ZVB-Ing/Was) in der für den AG gültigen aktuellen Fassung
 - 2.5 Folgende Technische Bedingungen:
 - 2.5.1 Zusätzliche Technische Vorschriften für wasserwirtschaftliche Vorhaben gemäß HIV-KOM, Anhang 2, Abschnitt 2.1 – ZTV – darüber hinaus gelten in den einzelnen Bundesländern spezielle Regelungen (ggf. einfügen)

§ 3 Leistung des Auftragnehmers

- 3.1 Der Auftraggeber überträgt dem Auftragnehmer folgende Leistungen:
 - 3.1.1 Grundlagenermittlung (Phase 1)
 - 3.1.2 Vorplanung/Vorentwurf (Phase 2)
 - 3.1.3 Entwurfsplanung/Entwurf (Phase 3) mit Mitwirkung im Zuwendungsverfahren
 - 3.1.4 Genehmigungsplanung (Phase 4)
 - Die vom Ingenieur zu erbringenden Leistungen sind eindeutig und erschöpfend zu beschreiben, die in den Leistungsbildern der HOAI vorgegebenen Gliederungen sind zu berücksichtigen.
 - 3.2 Der Auftraggeber beabsichtigt die folgenden weiteren Leistungen zu übertragen:
 - 3.2.1 Ausführungsplanung (Phase 5)
 - 3.2.2 Vorbereitung der Vergabe (Phase 6)
 - 3.2.3 Mitwirkung bei der Vergabe (Phase 7)
 - 3.2.4 Bauoberleitung (Phase 8)
 - 3.2.5 Objektbetreuung und Dokumentation (Phase 9)
 - 3.3 Die vorzulegenden Zeichnungen, Beschreibungen und Berechnungen sind dem Auftraggeber auch als digitaler Datensatz zu übergeben.
 - 3.4 Der AG beabsichtigt, die in 3.2 genannten Leistungen dann in Auftrag zu geben, wenn die Entwurfsplanung genehmigt und die Finanzierung gesichert ist, ohne dass hierauf ein Rechtsanspruch besteht. Die Übertragung erfolgt schriftlich.
Der AG behält sich eine abschnittsweise Beauftragung vor.

Der AN ist verpflichtet, die weiteren Leistungen zu erbringen. Aus der abschnittsweisen Beauftragung kann er keine Erhöhung des Honorars ableiten.

- 3.5 Der AN hat die von ihm angefertigten Unterlagen als „Verfasser“ zu unterzeichnen.

§ 4 Leistungen fachlich Beteiligter

Folgende Leistungen werden von den nachstehend genannten fachlich Beteiligten erbracht und sind vom Auftragnehmer mit seinen Leistungen abzustimmen und in diese einzuarbeiten.

.....
Für die Leistungen nach § 3 gelten folgende Termine und Fristen

§ 5 Termine und Fristen

- 5.1 Der VE ist spätestens (5) Monate nach Auftragserteilung beim AG einzureichen
- 5.2 Der E ist spätestens (6) Monate nach Genehmigung des VE, bzw. Auftragserteilung zum E beim AG einzureichen.
- 5.3 BO und BÜ beginnen mit der Auftragserteilung zur Vorbereitung der Vergabe. Die Verdingungsunterlagen sind innerhalb von (20) Arbeitstagen nach Übertragung der BO dem AG zu übermitteln.
- 5.4 Der Verwendungsnachweis ist innerhalb eines halben Jahres nach Abschluss der Arbeiten zu erstellen.

§ 6 Vergütung

- 6.1 *Allgemein* – Die Vergütung erfolgt gem. Ermittlung der anrechenbaren Kosten nach § 4 HOAI 2009.
- 6.2 *Honorarermittlung*
- 6.2.1 *Grundlage* – ist die HOAI 2009.
- 6.2.2 *Honorarzone* – das Objekt gem. § 5 wird der Honorarzone zugeordnet
- 6.2.3 *Anrechenbare Kosten* – zugrunde gelegt werden die durch Abrechnung ermittelten anrechenbaren Kosten ohne Umsatzsteuer. Soweit diese noch nicht vorliegen, wird von folgenden Kosten ausgegangen:
1. Teilleistung 2 nach der Kostenberechnung, solange diese nicht vorliegt, nach der Kostenschätzung
 2. Teilleistungen 3–4 nach der Kostenberechnung, solange diese nicht vorliegt, nach der Kostenschätzung.
 3. Teilleistungen 5–7 nach der Kostenfeststellung, solange diese nicht vorliegt, nach der Kostenberechnung.
 4. Teilleistung 8 und 9 nach der Kostenfeststellung, solange diese nicht vorliegt, nach der Kostenberechnung.
- 6.2.4 *Honorar für die Grundleistungen* – es ist nach HOAI 2009 zu ermitteln. Es gilt der Mindestsatz der Honorartafel nach § 43(1) HOAI.
- 6.2.5 *Leistungsumfang und Bewertung*
- Die Grundleistungen nach § 3 werden bewertet für:
- | | |
|---|------|
| 1. Grundlagenermittlung (Teilleistung 1) | 2 % |
| 2. Vorentwurf (Teilleistung 2) | 15 % |
| 3. Entwurf mit Genehmigungsplanung (Teilleistung 3 und 4) | 35 % |
| 4. Ausführungsplanung (Teilleistung 5) | 5 % |
| 5. Bauoberleitung (Teilleistung 6–9) | 33 % |
- 6.2.6 *Nebenkosten* nach § 14 HOAI 2009 werden pauschal erstattet mit €
- Daneben erhält der Ingenieur zusätzlich die Entschädigung für die Verdingungsunterlagen nach § 20 VOB/A.
- Die Kosten für das Baustellenbüro trägt der AG unmittelbar.
- Dies ist bei der Vergütung der Nebenkosten berücksichtigt.

- 6.2.7 Sonderleistungen nach Vereinbarung %
 6.2.8 Örtliche Bauüberwachung nach Vereinbarung 2,5 bis 3,5 %
 der anrechenbaren Kosten

§ 7 Haftpflichtversicherung des Auftragnehmers

Die Deckungssummen der Haftpflichtversicherung nach § 10 AVB-ING müssen mindestens betragen:

- a.) für Personenschäden 500 000 €
 b.) für sonstige Schäden 75 000 €
 bei Herstellkosten
 < 750 000 € 150 000 €
 bei Herstellkosten
 > 750 000 €

§ 8 Ergänzende Vereinbarungen

- 8.1 Ergänzende Bestimmungen hinsichtlich der Zahlungen
 8.2 Festlegung einer Vertragsstrafe, wenn die Überschreitung von Terminen dem Auftraggeber erhebliche Nachteile verursachen kann

Rechtsverbindliche Unterschriften

Auftraggeber	Auftragnehmer
Ort, Datum	Ort, Datum
(Unterschrift, Dienstsiegel)	(Unterschrift)

Weitere Vereinbarungen sind in den „Allgemeinen Vertragsbestimmungen für Ingenieurleistungen – (AVB-ING 11/2009)“ geregelt. Es handelt sich um:

- § 1 Allgemeine Pflichten des Auftragnehmers
- § 2 Zusammenarbeit zwischen Auftraggeber, Auftragnehmer und anderen fachlich Beteiligten
- § 3 Vertretung des Auftraggebers durch den Auftragnehmer
- § 4 Herausgabeanspruch des Auftraggebers
- § 5 Urheberrecht
- § 6 Öffentlichkeitsarbeit
- § 7 Leistungsverzögerungen
- § 8 Vergütung
- § 9 Abrechnung
- § 10 Zahlungen
- § 11 Kündigung durch den Auftraggeber
- § 12 Kündigung durch den Auftragnehmer
- § 13 Haftung und Verjährung
- § 14 Haftpflichtversicherung
- § 15 Erfüllungsort, Gerichtsstand
- § 16 Arbeitsgemeinschaft
- § 17 Anwendbares Recht, Schriftform, Sprache

Zusätzlich wird auf das „Handbuch für Ingenieurverträge in der Wasserwirtschaft HIV-Was“ von 4/95 verwiesen, das von der Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) mit weiteren Institutionen herausgegeben wurde und vergleichbare Regelungen enthält.

11.2.3 Honorare für Leistungen der Objektplanung für Ingenieurbauwerke

11.2.3.1 Allgemeines

Die Bauwerke und Anlagen des Wasserbaus und der Wasserwirtschaft sind Ingenieurbauwerke, für welche die Berechnung des Honorars für Ingenieurleistungen in der HOAI 2009, Teil 3 Abschnitt 3 § 40 ff. geregelt ist. Die Ingenieurleistungen sind in Leistungsbildern erfasst und gliedern sich in: *Grundleistungen* – die i. a. zur ordnungsgemäßen Erfüllung eines Auftrages erforderlich sind und in *Besondere Leistungen* – z. B. bei besonderen Anforderungen an die Ausführung des Auftrags, die über die Grundleistungen hinausgehen oder diese ändern.

In der HOAI 2009 sind in § 43 die Mindest- und Höchstsätze der Honorare für die Grundleistungen entsprechend der Höhe der anrechenbaren Kosten und dem Grad der Planungsanforderungen durch Einteilung in 5 Honorarzonen festgelegt.

11.2.3.2 Ermittlung des Honorars für die Grundleistungen

11.2.3.2.1 Allgemeines

Nach der HOAI 2009 sind für die Ermittlung des Honorars die anrechenbare Kosten des Objekts, die Honorarzone und der vereinbarte Honorarsatz maßgebend.

11.2.3.2.2 Anrechenbare Kosten des Objekts

Diese sind die Herstellungskosten des Objekts ohne Umsatzsteuer. Nicht anrechenbar sind z. B. die Kosten für Erwerb der Grundstücke, Vermessung und Vermarkung, Baunebenkosten, ferner die Kosten für solche Arbeiten, die das IB weder plant noch überwacht, z. B. öffentliche Erschließung, Außenanlagen, verkehrsregelnde Maßnahmen, Winterschutzvorkehrungen, Entschädigungen u. ä. (§ 41 HOAI, Anlage Ing 5 zum Mustervertrag nach HIV-KOM).

11.2.3.2.3 Honorarzonen

Die Honorarzone ist entsprechend den Planungsanforderungen (bzw. Bewertungsmerkmalen) der Objekte nach Bewertungspunkten auszuwählen.

Bewertungspunkte – BW:

Honorarzone I	sehr geringe Planungsanforderungen	10
Honorarzone II	geringe Planungsanforderungen	11–17
Honorarzone III	durchschnittliche Planungsanforderungen	18–25
Honorarzone IV	überdurchschnittliche Planungsanforderungen	26–33
Honorarzone V	sehr hohe Planungsanforderungen	34–40

Die Bewertungsmerkmale für den Schwierigkeitsgrad der Planungsanforderungen sind:

- Geologische und baugrundtechnische Gegebenheiten, Bewertungs-Punkte (BW) bis 5
- Technische Ausrüstung, BW bis 5
- Anforderungen an die Einbindung in die Umgebung, BW bis 5
- Konstruktive und technische Anforderungen, BW bis 10
- Fachspezifische Bedingungen, BW bis 15.

Die Anlageteile der Wasserversorgungsanlagen können demnach i. a. folgenden Honorarzonen zugeordnet werden:

Honorarzone I – Zisternen, Leitungen für Wasser ohne Zwangspunkte.

Honorarzone II – einfache Anlagen zur Gewinnung und Förderung von Wasser, zum Beispiel Quellsammlungen, Schachtbrunnen; einfache Anlagen zur Speicherung von Wasser, zum Beispiel Behälter in

Fertigbauweise, Feuerlöschbecken; Leitungen für Wasser mit geringen Verknüpfungen und wenigen Zwangspunkten, einfache Leitungsnetze für Wasser.

Honorarzone III – Tiefbrunnen, Speicherbehälter; einfache Wasseraufbereitungsanlagen und Anlagen mit mechanischen Verfahren; Leitungen für Wasser mit zahlreichen Verknüpfungen und zahlreichen Zwangspunkten, Leitungsnetze mit mehreren Verknüpfungen und mehreren Zwangspunkten und mit einer Druckzone.

Honorarzone IV – Brunnengalerien und Horizontalbrunnen, Speicherbehälter in Turmbauweise, Wasseraufbereitungsanlagen mit physikalischen und chemischen Verfahren, einfache Grundwasserdekontaminierungsanlagen, Leitungsnetze für Wasser mit zahlreichen Verknüpfungen und zahlreichen Zwangspunkten.

Honorarzone V – Bauwerke und Anlagen mehrstufiger oder kombinierter Verfahren der Wasseraufbereitung; komplexe Grundwasserdekontaminierungsanlagen.

11.2.3.2.4 Mindest- und Höchstsätze des Honorars nach HOAI 2009

Die Mindest- und Höchstsätze für die Grundleistungen der Ingenieure in den einzelnen Honorarzonon sind in der Honorartafel der HOAI zu §43 (1) festgesetzt (**Tab. 11-1**). Wenn nichts besonderes schriftlich vereinbart ist, gelten die Mindestsätze.

Tab. 11-1: Honorartafel zu § 43 Absatz 1 HOAI 2009

Anrechenbare Kosten	von	Zone I	bis	von	Zone II	bis	von	Zone III	bis	von	Zone IV	bis	von	Zone V	bis
Euro		Euro		Euro	Euro		Euro	Euro		Euro	Euro		Euro	Euro	
25 565		2 616	3 290	3 290	3 959	3 959	4 634	4 634	5 303	5 303	5 979				
30 000		2 981	3 735	3 735	4 487	4 487	5 244	5 244	5 996	5 996	6 750				
35 000		3 375	4 215	4 215	5 061	5 061	5 904	5 904	6 749	6 749	7 590				
40 000		3 751	4 681	4 681	5 610	5 610	6 534	6 534	7 465	7 465	8 393				
45 000		4 125	5 134	5 134	6 146	6 146	7 152	7 152	8 165	8 165	9 173				
50 000		4 495	5 585	5 585	6 675	6 675	7 759	7 759	8 851	8 851	9 940				
75 000		6 233	7 687	7 687	9 141	9 141	10 591	10 591	12 045	12 045	13 499				
100 000		7 863	9 649	9 649	11 436	11 436	13 218	13 218	15 004	15 004	16 790				
150 000		10 902	13 286	13 286	15 671	15 671	18 053	18 053	20 437	20 437	22 821				
200 000		13 753	16 680	16 680	19 606	19 606	22 528	22 528	25 454	25 454	28 381				
250 000		16 467	19 892	19 892	23 322	23 322	26 748	26 748	30 177	30 177	33 603				
300 000		19 070	22 970	22 970	26 877	26 877	30 778	30 778	34 684	34 684	38 586				
350 000		21 593	25 948	25 948	30 304	30 304	34 654	34 654	39 010	39 010	43 365				
400 000		24 056	28 839	28 839	33 626	33 626	38 408	38 408	43 196	43 196	47 979				
450 000		26 451	31 653	31 653	36 856	36 856	42 052	42 052	47 255	47 255	52 457				
500 000		28 793	34 399	34 399	40 002	40 002	45 607	45 607	51 209	51 209	56 816				
750 000		39 906	47 363	47 363	54 819	54 819	62 275	62 275	69 732	69 732	77 188				
1 000 000		50 338	59 468	59 468	68 603	68 603	77 733	77 733	86 868	86 868	95 998				
1 500 000		69 798	81 930	81 930	94 062	94 062	106 198	106 198	118 330	118 330	130 462				
2 000 000		88 043	102 884	102 884	117 725	117 725	132 572	132 572	147 413	147 413	162 254				
2 500 000		105 403	122 755	122 755	140 099	140 099	157 451	157 451	174 797	174 797	192 147				
3 000 000		122 104	141 804	141 804	161 504	161 504	181 210	181 210	200 910	200 910	220 611				
3 500 000		138 269	160 202	160 202	182 135	182 135	204 063	204 063	225 996	225 996	247 929				
4 000 000		154 001	178 067	178 067	202 128	202 128	226 193	226 193	250 254	250 254	274 320				
4 500 000		169 349	195 466	195 466	221 580	221 580	247 691	247 691	273 807	273 807	299 922				
5 000 000		184 370	212 464	212 464	240 558	240 558	268 655	268 655	296 748	296 748	324 842				
7 500 000		255 540	292 695	292 695	329 850	329 850	367 006	367 006	404 161	404 161	441 316				
10 000 000		322 325	367 629	367 629	412 932	412 932	458 236	458 236	503 540	503 540	548 844				
15 000 000		446 895	506 699	506 699	566 498	566 498	626 302	626 302	686 100	686 100	745 903				
20 000 000		563 691	636 474	636 474	709 258	709 258	782 047	782 047	854 831	854 831	927 615				
25 000 000		674 891	759 620	759 620	844 344	844 344	929 073	929 073	1 013 797	1 013 797	1 098 526				
25 564 594		687 391	773 458	773 458	859 520	859 520	945 588	945 588	1 031 649	1 031 649	1 117 177				

11.2.3.3 Ermittlung des Honorars für Besondere Leistungen

Nach HOAI 2009 § 3 (3) wird für Besondere Leistungen, welche zu den Grundleistungen hinzukommen, ein Honorar berechnet. Das Honorar wird frei vereinbart.

11.2.3.4 Ermittlung des Honorars nach Zeitaufwand

Zeithonorare sind nach Möglichkeit durch Vorausschätzung des Zeitbedarfs und Festlegung eines Stundensatzes als Fest- oder Höchstbetrag zu berechnen, sonst entsprechend dem nachgewiesenen Stundenaufwand.

Als Stundensatz kann für Leistungen von Architekten oder Ingenieuren ein Stundensatz von 60 bis 100 €/h, für Mitarbeiter, welche technische oder wirtschaftliche Aufgaben erfüllen, ein Stundensatz von 50 bis 80 €/h und für technische Zeichner und sonstige Mitarbeiter 40 bis 50 €/h vereinbart werden.

11.2.3.5 Nebenkosten

Zu den Nebenkosten gehören insbesondere: Post- und Fernspreckgebühren, Kosten für Vervielfältigung von Zeichnungen und schriftlichen Unterlagen, für Baustellenbüro, für Reisekosten, für Trennungsschädigungen u. ä.

Je nach schriftlicher Vereinbarung können die Nebenkosten pauschal oder nach Einzelnachweis abgerechnet werden. Für Pauschalvergütung der Nebenkosten sind 0,5 bis 1,5 % der anrechenbaren Kosten üblich.

11.2.3.6 Teilleistungssätze des Honorars

Die Grundleistungen des Ingenieurs werden nach § 42 (1) HOAI 2009 in folgende Teilleistungen (Leistungsphasen) aufgeteilt und in % des Honorars bewertet:

	%
1. <i>Grundlagenermittlung</i> – Ermittlung der Voraussetzungen zur Lösung der Aufgabe	2
2. <i>Vorplanung</i> – Erarbeiten der wesentlichen Teile der Planung und des statisch-konstruktiven Konzepts	15
3. <i>Entwurfsplanung</i> – Erarbeiten der endgültigen Lösung	30
4. <i>Genehmigungsplanung</i> – Vorlagen für die öffentlich-rechtlichen Verfahren	5
5. <i>Ausführungsplanung</i> – Erarbeiten der ausführungsfähigen Planungslösung	15
6. <i>Vorbereitung der Vergabe</i> – Ermitteln der Mengen und Erstellen der Ausschreibungsunterlagen	10
7. <i>Mitwirkung bei der Vergabe</i> – Einholen und Werten von Angeboten	5
8. <i>Bauoberleitung</i> – Aufsicht über die BÜ, Abnahme und Übergabe des Objekts	15
9. <i>Objektbetreuung</i> – Überwachen der Mängelbehebung, Dokumentation des Gesamtergebnisses	3

zus. 100

Wird für Bauwerke der Wasserversorgung eine Tragwerksplanung nach Teil 4 Abschnitt 1 HOAI 2009 erforderlich, vermindert sich der Teilleistungssatz für die Leistungsphase 2 (Vorplanung) auf 8 %.

11.2.3.7 Honorar für örtliche Bauüberwachung

Das Honorar für die örtliche Bauüberwachung nach Anlage 2 zu § 3 (3) HOAI 2009 ist frei zu vereinbaren; es kann mit 2,5 bis 3,5 % der anrechenbaren Kosten oder als Festbetrag aufgrund der anrechenbaren Kosten und der geschätzten Bauzeit vereinbart werden.

11.2.3.8 Erhöhung des Honorars

Bei Umbauten oder Modernisierung kann eine Erhöhung des Honorars für Ingenieurleistungen bis zu 80 % vereinbart werden. Wird eine Erhöhung nicht schriftlich vereinbart, fällt ab der Honorarzone II ein Zuschlag von 20 % an. Bei Instandsetzungsarbeiten kann das Honorar für die Bauüberwachung um bis zu 50 % erhöht werden.

11.2.3.9 Honorare für Landschaftsplanung, Tragwerksplanung und Technische Ausrüstung

Beim Leitungsbau außerhalb geschlossener Ortschaften werden im Rahmen der Genehmigungsplanung immer häufiger Landschaftspflegerische Begleitpläne verlangt, deren Erstellung nach § 26 HOAI 2009 zu vergüten ist. Dabei kann die Honorartafel nach § 29 (1) Grünordnungsplan zugrunde gelegt oder das Honorar frei vereinbart werden.

Für Bauwerke der Wasserversorgung ist in der Regel eine Tragwerksplanung erforderlich, die nach § 48 ff. der HOAI 2009 zu vergüten ist. Für die Honorarermittlung ist die Honorartafel nach § 50 (1) zugrunde zu legen.

Die umfangreiche elektrische und verfahrenstechnische Ausrüstung von Aufbereitungsanlagen und großen Pumpwerken wird von Fachplanern erbracht, deren Honorar nach § 51 ff. der HOAI 2009 ermittelt wird. Es gilt die Honorartafel zu § 54 (1).

11.2.3.10 Sonstige Leistungen

Neben den Leistungen nach Abschn. 11.2.2, für die staatliche Preisvorgaben gelten, regelt die HOAI auch unverbindlich die Beauftragung von Beratungsleistungen und weiterer Ingenieurleistungen. Diese sind in Anlage 1 zu § 3 (1) zusammengefasst. Die dort enthaltenen Honorartafeln dienen lediglich der Orientierung für eine freie Preisvereinbarung. Es handelt sich um folgende Leistungsbereiche:

- Umweltverträglichkeitsstudien
- Thermische Bauphysik
- Schallschutz und Raumakustik
- Bodenmechanik, Erd- und Grundbau
- Vermessungstechnik

11.3 Verantwortlichkeit der am Bau Beteiligten

11.3.1 Allgemeines

Bei mangelhaften Leistungen und Nichterfüllen der Vereinbarungen, Bestimmungen und Verträge können haftbar gemacht werden:

Der Auftraggeber (Unternehmensträger)	– AG
Der Entwurfsfertiger	– JB
Die Bauoberleitung	– BO

Die örtliche Bauüberwachung
Der Auftragnehmer (Firma)

– BÜ
– AN

Rechtliche Grundlagen der Vertragshaftung hierzu sind die Bauverträge, Vertrag mit dem IB, die VOB, die Bestimmungen des BGB, Bauordnung.

Die außervertragliche Haftung ist im BGB, Strafgesetzbuch, Gewerbeordnung und in einer Anzahl von Verordnungen der Aufsichtsbehörde festgelegt.

11.3.2 Verantwortlichkeit des Auftraggebers

Die Verantwortung des Auftraggeber bei Planung und Bau erstreckt sich auf:

- das Einholen der Baugenehmigungen,
- die rechtzeitige Übergabe der für den Entwurf und die Ausführung erforderlichen Unterlagen,
- die Angabe aller preisbeeinflussenden Umstände,
- die privatrechtliche Sicherung der Baugrundstücke und deren rechtzeitige zur Verfügungstellung,
- das Eingreifen bei Verzögern des Baufortschrittes und
- die rechtzeitige Abnahme sowie ggf. Mängelrüge.

11.3.3 Verantwortlichkeit des Entwurfsfertigers

Diese umfasst:

- Vollständigkeit und Richtigkeit der Pläne und technischen Berechnungen unter Beachtung der anerkannten Regeln der Technik,
- vollständige und richtige Aufstellung des Leistungsverzeichnisses und der Kostenberechnung.

11.3.4 Verantwortlichkeit der Bauoberleitung

Diese umfasst:

- Plan- und sachgemäße Herstellung des Bauwerkes, soweit dies nicht der BÜ und dem AN obliegt,
- Kostenkontrolle.

11.3.5 Verantwortlichkeit der örtlichen Bauüberwachung

Die Verantwortung der BÜ erstreckt sich auf:

- die Materialabnahmen,
- das Aufmaß,
- die Überwachung der plan- und bedingungsgemäßen Bauausführung,
- die Sicherheit der Bauausführung,
- das Einhalten der baurechtlichen Vorschriften und Anordnungen,
- das Einhalten der Berufsgenossenschaftlichen Regeln und Vorschriften sowie
- die Rechnungsprüfung.

11.3.6 Verantwortlichkeit des Auftragnehmers

Der Auftragnehmer ist dafür verantwortlich, dass die von ihm übernommenen Arbeiten nach dem LV, den genehmigten Bauvorlagen und den entsprechenden Einzelzeichnungen, Einzelberechnungen und Anweisungen gemäß den öffentlich-rechtlichen Vorschriften und den anerkannten Regeln der Tech-

nik ordnungsgemäß ausgeführt werden. Er ist ferner verantwortlich für die ordnungsgemäße Einrichtung und den sicheren Betrieb der Baustelle und die Einhaltung der Arbeitsschutzbestimmungen.

11.4 Vorplanung/Vorentwurf (VE)

11.4.1 Zweck

Der VE fasst, aufbauend auf der Grundlagenermittlung, die Ergebnisse der Vorplanung zusammen. Der VE ist die erste Grundlage für die Beratung und die Entscheidung des Vorhabensträgers, ob und wie das Vorhaben durchgeführt werden soll. Er soll aufzeigen und darstellen:

- wie das Vorhaben am zweckmäßigsten verwirklicht werden kann, welche Wahllösungen möglich sind,
- welche wasserwirtschaftlichen, bautechnischen und wirtschaftlichen Ziele erreicht werden können,
- wie sich das Vorhaben in die Ziele der Raumordnung und Landesplanung, der wasserwirtschaftlichen Rahmen- und Fachplanung und sonstiger Programme und Pläne einfügt,
- wie sich das Vorhaben auf Natur und Landschaft auswirkt,
- welche einmaligen und laufenden Kosten durch den Bau und Betrieb voraussichtlich entstehen (Kostenschätzung),
- in welchen Baustufen das Vorhaben nach dem Bedarf ausgeführt werden soll.

Der VE dient auch dazu, falls jeweils erforderlich, die untere Naturschutzbehörde über das Vorhaben zu unterrichten und anzuhören, das Vorhaben der zuständigen Landesplanungsbehörde mitzuteilen und gegebenenfalls die Umweltverträglichkeitsprüfung zu beantragen sowie Zweckverbände zu gründen. Die Erstellung eines VE ist fast für jede Baumaßnahme notwendig, ausgenommen einfache Vorhaben, für die gleich ein Entwurf erstellt werden kann und soweit nicht über mehrere Wahllösungen zu entscheiden ist.

11.4.2 Vorerhebungen

Hierzu gehört vor allem:

- Geländebegehung,
- Feststellen der vorhandenen Wasserversorgung und Feuerlöscheinrichtungen,
- Wasserbedarfsermittlung,
- Prüfen der Wasserbeschaffungsmöglichkeit,
- Hinzuziehen von Hydrogeologen,
- Phys.-chem. und mikrobiologische Beurteilung, wenn Wasservorkommen erschlossen,
- Generelles Festlegen und Bemessen der Anlageteile,
- Prüfen mehrerer Varianten, Berücksichtigung des gesamten Umfeldes,
- Berücksichtigung der wasserwirtschaftlichen Rahmen- und Fachplanung.

Für die Durchführung der Erhebungen und das Aufstellen der Entwürfe sind das DVGW-Arbeitsblatt W 400-1, „Planung von Wasserverteilungsanlagen“, das DVGW-Arbeitsblatt W 300 „Wasserspeicherung“, das DVGW-Arbeitsblatt W 202 „Technische Regeln Wasseraufbereitung“ und die dort genannten weiterführenden Regelwerke zu beachten.

11.4.3 Bestandteile des Vorentwurfs

Der VE soll i. a. folgende Bestandteile enthalten:

- Verzeichnis der Unterlagen
- Erläuterung
- Übersichtslageplan
- Lageplan
- Kostenschätzung

Zusätzliche Bestandteile können sein:

- Übersichtslängsschnitt
- Fragebogen zur Wasserversorgung
- Hydrogeologische Gutachten und sonstige Stellungnahmen Dritter.

Für die Erläuterung wird zweckmäßigerweise die gleiche Gliederung wie beim Erläuterungsbericht zum E nach **Muster 11-2** (s. Abschn. 11.5.3) angewendet. Ausführlich sind darzustellen die bestehenden Wasserversorgungsverhältnisse, der Wasserbedarf, die vorgeschlagene Deckung des Wasserbedarfs, die Einordnung der geplanten Baumaßnahme in die Wasserversorgung der angrenzenden Gebiete, die Grundzüge der technischen Gestaltung der Baumaßnahme, Jahreseinnahmen- und -ausgabenrechnung. Für die einzelnen Bauteile genügt eine kurze Beschreibung.

Der Übersichtslageplan, meist im $M = 1:25\,000$, soll vor allem zeigen, wie das Bauvorhaben sich in die weitere Umgebung, zu anderen Wasserversorgungsanlagen und zu benachbarten vorhandenen und geplanten Schutzgebieten aller Art einordnet.

Der Lageplan soll das Bauvorhaben umfassend darstellen, als Maßstab sind $1:5\,000$ und $1:2\,500$ üblich.

Für die Kostenschätzung wird zweckmäßigerweise die gleiche Gliederung wie bei der Kostenberechnung des E, verwendet. Für den VE genügt es, die Einheitskosten aufgrund von Erfahrungswerten bei vergleichbaren Ausschreibungen zu ermitteln.

Der Übersichtslängsschnitt meist im $M = 1:25\,000/500$ soll im Wesentlichen die Druckverhältnisse der Fern- und Zubringerleitungen aufzeigen und damit die Kontrolle der Bemessung dieser Leitungen ermöglichen.

Ein Fragebogen kann dem Entwurfsfertiger als wichtige Hilfe für Angaben des AG zur Ermittlung des Wasserbedarfs und der Wasserabgabe dienen.

11.4.4 Weiterbehandlung des Vorentwurfs

Bei bestehenden WV-Anlagen ist der VE durch den technischen Bereich des AG hinsichtlich der Belange des bestehenden und künftigen Betriebes zu prüfen.

Vom AG ist über den VE unter Hinzuziehung des Entwurfsfertigers zu beraten und zu entscheiden, ob auf der Grundlage des VE das Bauvorhaben vorbereitet werden soll. Ferner sind die weiteren Vorarbeiten festzulegen.

Hierzu gehört bei Maßnahmen zur Wassergewinnung insbesondere der Nachweis der Deckung des Wasserbedarfs. Vor Erstellung des E sollten die Wasserfassungen fertiggestellt sein, mindestens aber die Vorarbeiten (z. B. durch Probebohrungen) soweit durchgeführt sein, dass Standort, Bauart und Entnahmemenge festliegen. Die wesentlichen Grundlagen für die Gestaltung der Wasserfassungen müssen deshalb bereits vor Erstellung des VE in einem hydrogeologischen Gutachten vorliegen.

11.5 Entwurfsplanung/Entwurf (E)

11.5.1 Zweck

Der E fasst, aufbauend auf der Grundlagenermittlung und Vorplanung, die Ergebnisse der Entwurfs- und regelmäßig auch der Genehmigungsplanung zusammen und stellt sie dar. Der E ist die Grundlage für die Entscheidung des Vorhabensträgers über das Vorhaben. Er muss die Art der Ausführung und die Kosten des Vorhabens aufzeigen. Er dient auch dazu, die öffentlich-rechtlichen Verfahren zu beantragen, Grundstücke oder Dienstbarkeiten zu erwerben, die Leistungen „Ausführungsplanung“ und „Vorbereitung der Vergabe“ zu veranlassen sowie gegebenenfalls staatliche Zuwendungen zu beantragen. Je sorgfältiger der E erstellt wird, um so einfacher und wirtschaftlicher verläuft die Bauausführung. Dem Entwurfsfertiger muss daher eine ausreichend lange Zeit für die Erstellung des E zur Verfügung gestellt werden. Der E muss das geplante Projekt vollständig und leicht prüfbar darstellen. Die gewählten technischen Lösungen sind in der Erläuterung ausreichend zu begründen, Hinweise auf andere, nicht beiliegende Gutachten und VE sind nicht ausreichend, vielmehr muss der E alle erforderlichen Angaben selbst enthalten.

11.5.2 Erhebungen

Die im Rahmen der VE-Planung getätigten Erhebungen sind durch eingehende Einzelerhebungen zu ergänzen. Es sind dies insbesondere:

- Trassierung und Nivellement der Rohrleitungen
- Auswahl und Flächennivellement der Grundstücke für die einzelnen Bauwerke
- Bodenuntersuchungen hinsichtlich Aggressivität (Rohrschutz und Bauwerksschutz) sowie Tragfähigkeit des Baugrundes
- Grundwasserstand
- Anfallende Bodenarten, insbesondere Fels
- Energieversorgung
- Ableiten von Abwasser und Betriebswasser (Überlauf)
- Anfahrtswege
- Verzeichnis der beteiligten Grundstücke

11.5.3 Bestandteile des Entwurfs

Der E muss das geplante Unternehmen vollständig darstellen; die gewählten technischen Lösungen sind ausreichend zu begründen.

Er soll das Bauvorhaben schriftlich und zeichnerisch in solcher Durcharbeitung darstellen, dass danach die Genehmigungs- und Finanzierungsverfahren betrieben werden und die Massenberechnung, die Bauvorlagen und die Ausschreibungsunterlagen angefertigt werden können. Der E umfasst auch die erforderlichen fachtechnischen Berechnungen und die etwa erforderlichen statischen Vorberechnungen, soweit sie die Festlegung der Hauptabmessungen betreffen.

Der E hat im Allgemeinen folgende Bestandteile:

- Verzeichnis der Unterlagen
- Erläuterung
- Übersichtslageplan
- Lagepläne der Fern- und Zubringerleitungen und der Ortsnetze
- Übersichtslängsschnitt
- Längsschnitte der Fern- und Zubringerleitungen und der Ortsnetze
- Bauzeichnungen der baulichen Anlage

- Hydraulischer Nachweis
- Kostenberechnung
- Grundstücksverzeichnis

Zusätzliche Bestandteile können insbesondere sein:

- Fragebogen zur Wasserversorgung
- Stellungnahmen Dritter
- Einzeluntersuchungen zur Wasserbedarfsermittlung
- Nachweis der Brunnenergiebigkeit oder Quellschüttung
- Hydrogeologische Gutachten
- Rohrnetzplan
- Standsicherheitsnachweis
- Bauwerksverzeichnis
- Bohrprofile
- Landschaftspflegerischer Begleitplan
- Lichtbilder

Für die Erläuterung wird die Gliederung nach **Muster 11-2** vorgeschlagen, damit vermieden wird, dass wichtige Punkte übersehen werden.

Muster 11-2:

Gliederung der Erläuterung für Wasserversorgungsanlagen

1. Vorhabensträger
Name und Sitz – bei Genehmigungsverfahren: Antrag mit Datum
2. Zweck des Vorhabens
Versorgungsgebiet – neu oder besser zu versorgende Gemeinden und Gemeindeteile
3. Bestehende Verhältnisse
 - 3.1 Gemeinde/Versorgungsgebiet
Geographische, topographische, geologische Verhältnisse – Niederschlagsverhältnisse (kleinst und langjährige Mittelwerte von h_N) – Siedlungsstruktur und Nutzungsarten (Bauleitpläne) – Bevölkerung, Bevölkerungsverteilung, voraussichtliche Entwicklung – Fremdenverkehr – gewerbliche und industrielle Struktur, voraussichtliche Entwicklung
 - 3.2 Bestehende Wasserversorgung
 - 3.2.1 Art
Trinkwasser – Betriebswasser – Löschwasser
 - 3.2.2 Beurteilung
Menge – physikalisch/chemische Beschaffenheit – mikrobiologische Beschaffenheit – technischer Stand, baulicher Zustand
 - 3.3 Abwasserverhältnis
Kanalnetz – Kläranlage – Kleinkläranlagen
4. Art und Umfang des Vorhabens
 - 4.1 Wasserbedarfsberechnung
Das Ergebnis der Einzelerfassung mit Fragebögen ist, ggf. unterteilt nach Versorgungszonen, für jede Gemeinde und jeden Gemeindeteil zweckmäßig in Tabellen zusammenzustellen. Die zukünftigen Bedarfswerte sind für eine absehbare Entwicklung auf der Grundlage der Bauleitplanung und gemeindlichen Entwicklungsplanung zu schätzen.
 - 4.1.1 Derzeitiger gemessener Wasserverbrauch, mittlerer Tagesverbrauch – größter Tagesverbrauch
 - 4.1.2 Mit Erfahrungswerten errechneter, derzeitiger und künftiger Wasserbedarf, mittlerer Wasserbedarf – größter Wasserbedarf – Jahreswassermengen

Tab. 11-2: Ermittlung des Wasserbedarfs

Gemeinde (Ort)	derzeit (2007)		in ... Jahren d. i. 20 ...		
	Einwohner E	Wasserbedarf l/Ed m ³ /d	Einwohner E	Wasserbedarf l/Ed m ³ /d	
4.1.3	Wasserbedarfswerte für die Bemessung				
	– Wassergewinnung (l/s, m ³ /d, m ³ /a)				
	– Wasseraufbereitung (l/s, m ³ /h)				
	– Wasserförderung (l/s)				
	– Wasserspeicherung (m ³ /d)				
	– Wasserverteilung (Stundenspitze, l/s)				
	– Wirtschaftlichkeitsberechnung (m ³ /a)				
	– Wasserrechtliche Erlaubnis/Bewilligung (l/s, m ³ /d, m ³ /a)				
4.2	Deckung des Wasserbedarfs				
4.2.1	Möglichkeiten der Wasserbedarfsdeckung und deren Beurteilung, Begründung der gewählten Lösung				
4.2.2	hydrogeologische Verhältnisse				
4.2.3	wasserwirtschaftliche Bilanz				
4.2.4	Begründung der Arbeiten zur Wassererschließung, Menge, physikalisch/chemische Beschaffenheit, mikrobiologische Beschaffenheit				
4.2.5	Wasserschutzgebiet				
4.2.6	Anlagen und Nutzungen im Wasserschutzgebiet und Wassereinzugsgebiet, die eine Gefährdung des Wasservorkommens besorgen lassen, Sanierung				
4.3	Beschreibung und Begründung der erforderlichen Bauten				
4.3.1	Darstellung der Wahlösungen und Begründung der gewählten Lösung für die Gesamtanlage				
4.3.2	Wassergewinnung				
4.3.3	Wasseraufbereitung ggf. mit Desinfektion				
4.3.4	Wasserförderung				
	Betriebsgebäude, Saugbehälter				
	Pumpen und Antriebsmotoren, insbesondere Förderstrom, Förderhöhe, Strombedarf				
	Rohrinstallation, Absperrorgane, Druckstoßsicherung				
	Stromzuführung, Transformatoren, Notstromversorgung				
	Mess- und Regeltechnik, Fernwirkanlage,				
	Beleuchtung, Beheizung				
4.3.5	Wasserspeicher				
	Inhalt				
	Lage, Höhenlage, Standort, bauliche Anordnung				
	Rohrinstallation, Absperrorgane, Rohrbruchsicherung				
	Betriebsweisen				
	Mess- und Regeltechnik, Fernwirkanlage				
4.3.6	Wasserverteilung				
	Rohrwerkstoffe, Nennweiten, Druckstufen				
	Entlüftungs- und Spüleinrichtungen				
	Absperrorgane für Fernleitungen, Zubringerleitungen, Hauptleitungen, Versorgungsleitungen				
	Messvorrichtungen				
	Einrichtungen für die Löschwasserentnahme, Löschwasservorrat, Löschwassermengen				
	Druckverhältnisse, Anlagen zur Druckminderung oder Druckerhöhung				
4.3.7	Anschlussleitungen				
	Anzahl, durchschnittliche Länge				
	Werkstoff, Nennweite, Anschlussorgan				
	Messvorrichtung, ggf. Hausdruckminderer				
4.3.8	Höhenlage und Festpunkte				

- 5. Auswirkung des Vorhabens auf das Grundwasser, die Abwasserverhältnisse, Natur- und Landschaft, bestehende Rechte
- 6. Rechtsverhältnisse
Baurechtliche Verfahren, Erlaubnis/Bewilligung der Wasserableitung, Festsetzung des Wasserschutzgebietes, Privatrechtliche Verfahren, Grunderwerb, Grunddienstbarkeiten usw., Beweis-sicherung
- 7. Kostenzusammenstellung
- 8. Durchführung des Vorhabens
Einteilung in Bauabschnitte, beabsichtigte Ausschreibungsart, Aufteilung in Baulose, geschätz-te Bauzeit, besondere Vorkehrungen, Abstimmung mit anderen Vorhaben
- 9. Wartung und Verwaltung der Anlage

Entwurfsfertiger

Name	Datum des Entwurfs
.....	

Die Lagepläne der Fern- und Zubringerleitungen werden zur besseren Übersichtlichkeit im M = 1:5 000 oder 1:2 500 möglichst mit Höhenlinien gefertigt. Für die Ortsnetze empfiehlt es sich, die Lagepläne in 2 Maßstäben zu erstellen, und zwar im M = 1:2 500 für die übersichtliche Darstellung, und im M = 1:1 000 für die Darstellung der Einordnung der Rohrleitungen und Armaturen in den Straßen des bebauten Gebiets.

Der hydraulische Nachweis der für die Bemessung maßgebenden Betriebszustände wird in einfachen Fällen zweckmäßig tabellarisch durchgeführt. Bei größeren Rohrnetzen empfiehlt sich die Verwen-dung von EDV-Programmen.

Bei Planung und Bau sind für verschiedene Zwecke (z. B. staatliche Zuwendungen) Zusammenstel-lungen der Baukosten erforderlich, wie Kostenschätzung, Kostenberechnung, Angebote, Rechnun-gen, Kostenermittlung. Der Vergleich der Kostenermittlungen, der Angebotspreise und der Abrech-nungen wird erleichtert, wenn die Kostenzusammenstellungen immer nach der gleichen Gliederung entsprechend **Muster 11-3** aufgestellt werden:

Muster 11-3:

Kostengliederung Wasserversorgungsanlagen

A Wasserverteilungsanlagen	B Bauwerke der Wasserversorgung
1. Kosten der Baugrundstücke; Grundstückswert, Erwerbskosten, Kosten für das Freimachen des Grundstücks (Ablösung), Ent- schädigungen	1. dto
2. Kosten der Erschließung Öffentliche Erschließung, Nichtöffentliche Er- schließung, Andere einmalige Abgaben	2. dto
3. Kosten der Anlagen der Wasserverteilung	3. Kosten der Bauwerke der Wasserversorgung
3.1 Rohrnetz Schürfe und Bohrungen Herrichten der Baufläche, Rohrgraben, Rohrlei- tung (erdverlegt) Material/-Verlegen, Grund- stücksanschlüsse (überlang), Sonstige Kosten	3.1 Wassergewinnung Versuchsbohrungen/Herrichten der Baufläche, Brunnen/Quellen, Brunnen-/Quellschächte, Bau- licher Teil/Installation, Maschinen- und elektro- technische Einrichtung, Sonstige Kosten
3.2 Schächte Schürfe und Bohrungen/Herrichten der Bauflä- che, Baulicher Teil, Installation, Sonstige Kosten	3.2 Wasserförderung und Aufbereitung Schürfe und Bohrungen/Herrichten der Bauflä- che, Maschinen und Aufbereitungsgebäude, Bau- licher Teil/Installation, Maschinen, Elektrische Anlage, Stromzuführung, Aufbereitungsanlage, Sonstige Kosten

3.3	Sonderbauwerke im Rohrnetz Schürfe und Bohrungen/Herrichten der Baufläche, Baulicher Teil, Installation, Sonstige Kosten	3.3	Fernmelde- und Steueranlage Kabel erdverlegt, Fernmelde- und Fernwirk-einrichtung, Sonstige Kosten
4.	Nebenanlagen und Leistungen für Dritte Grundstücksanschlüsse, Sonstige Kosten	3.4	Wasserspeicherung Schürfe und Bohrungen/Herrichten der Baufläche, Baulicher Teil, Installation, Sonstige Kosten
5.	Landschaftspflegerische Maßnahmen und Außenanlagen Einfriedungen, Geländebearbeitung und Gestaltung, Verkehrsanlagen, Landschaftspflegerische Gestaltung, Sonstige Außenanlagen	4.	Kosten für Nebenanlagen und Leistungen für Dritte Betriebsgebäude, Wärterwohnung, Verwaltungsgebäude
6.	Zusätzliche Maßnahmen	5.	Landschaftspflegerische Maßnahmen und Außenanlagen Einfriedungen, Landschaftspflegerische Gestaltung, Straßen/Wege, Sonstige Außenanlagen
7.	Baunebenkosten Architekten- und Ingenieurleistungen, Abgaben/Prüf- und Genehmigungsgebühren von Behörden/Sonstige Bearbeitungsgebühren, Sonstige Nebenkosten (Baugrundgutachten, Vermessungen, Wasseruntersuchungen, Finanzierungskosten, besondere Materialprüfungen, Grundsteinlegungen, Richtfest, Bewachung der Baustelle usw.)	6.	dto
	Gesamtkosten Wasserverteilung	7.	dto
	Summe 1–7 Objekt A		Gesamtkosten Bauwerke der Wasserversorgung
			Summe 1–7 Objekt B
	Gesamtkosten Wasserversorgungsanlage		
	Summe 1–7		
	Objekt A + Objekt B		

Zu den Kosten der Bauwerke zur Gewinnung, Aufbereitung, Speicherung und Förderung zählen auch die Kosten der verfahrenstechnischen Einrichtung und der elektrotechnischen Ausrüstung.

Der Fragebogen soll die Angaben des Unternehmensträgers für die Ermittlung des Wasserbedarfs liefern, er soll durch Angaben über die derzeitige Wasserförderung ergänzt werden. Der Fragebogen kann nach **Muster 11-4** erstellt werden.

Muster 11-4:

Fragebogen zur Wasserversorgung der Gemeinde Landkreis

1. Nach dem Stand vom
besteht die Gemeinde aus folgenden Ortsteilen

Ortsteil	Anwesen	Personen	Großvieh	Gewerbe- und Industriebedarf
(Name)	(Zahl)	(Anzahl)	(Stück)	(m³/d)

2. Von den unter 1.1 angegebenen Ortsteilen sollen an die Wasserversorgung ganz oder teilweise angeschlossen werden (nur die zu versorgenden Zahlen angeben).

Ort	Anwesen	Personen	Großvieh	Gewerbe- und Industriebedarf
(Name)	(Zahl)	(Anzahl)	(Stück)	(m³/d)

3. Angaben über die voraussichtliche Entwicklung der Einwohner- und Viehzahlen sowie über den Bedarf von Gewerbe und Industrie in den nächsten Jahren.

4. Bei der Ermittlung des Wasserbedarfs ist zu berücksichtigen:
Gewerblicher Gartenbau – m² Gartenfläche

Hausgärten	– m ² Gartenfläche
Güllewirtschaft	– Stück Großvieh
Weinbau	– ha Weinbaufläche
Hopfenbau	– Stck Hopfenstöcke
Fremdenverkehr	– Übernachtungen/Jahr
Krankenhäuser, Heilanstalten	– Betten
Großverbraucher (Fabriken, Brauereien)	– m ³ Jahresbedarf
Ist in den nächsten Jahren mit weiterer Ansiedlung von Großverbrauchern zu rechnen?	

5. Gemessene Jahreswasserabgabe der Gemeinde.

11.5.4 Weiterbehandlung des Entwurfs

Durch den AG ist über den E, zweckmäßig unter Hinzuziehen des Entwurfsfertigers, zu beraten und über die Baudurchführung zu beschließen. Wenn der AG bereits eine zentrale Wasserversorgungsanlage besitzt, ist der E vom WVU hinsichtlich der Übereinstimmung mit den bestehenden und angestrebten Betriebsverhältnissen zu überprüfen. Änderungswünsche des AG sind rechtzeitig zu bringen, so dass sie noch vor Einleiten der Bauarbeiten geprüft und berücksichtigt werden können. Wird die Baudurchführung aufgrund des E beschlossen, so ist gleichzeitig die BO zu bestimmen und zu beauftragen. Für den Fall der Gewährung von öffentlichen Mitteln (Bundes-, Landeszuwendungen usw.) wird im Allgemeinen gefordert, dass ein staatliches Bauamt fachlich mitwirkt.

Von wesentlicher Bedeutung ist die Festlegung des zeitlichen Ablaufs des Bauvorhabens in Abhängigkeit von der technischen Durchführbarkeit und Finanzierungsmöglichkeit. Hieraus ergibt sich die Einteilung in Jahresbauabschnitte und Finanzierungsabschnitte als Grundlage für die Ausschreibung.

11.6 Bauoberleitung (BO)

11.6.1 Allgemeines

Für die Bauausführung ist der geprüfte E maßgebend. Entwurfsänderungen bedürfen der vorherigen Zustimmung des AG, bei Finanzierung mit öffentlichen Mitteln auch des Zuwendungsgebers. Für die Bauausführung ist sowohl eine BO wie auch eine BÜ erforderlich. Beide haben besondere Aufgabenbereiche, die BO mehr weisungsgebend, prüfend und feststellend, die BÜ mehr mit örtlichen Kontrollen und Abnahmen beauftragt. Zur besseren Kontrolle der Baumaßnahme soll in der Regel der Sachbearbeiter der BO nicht gleichzeitig die Aufgaben der BÜ übernehmen.

11.6.2 Aufgaben

Die BO umfasst im Allgemeinen folgende Aufgaben:

1. Vorbereitung der Vergabe
 - 1.1. Mengenermittlung und Aufgliederung nach Einzelpositionen
 - 1.2. Aufstellen der Verdingungsunterlagen, insbesondere der Leistungsverzeichnisse sowie der besonderen Vertragsbedingungen und Koordinieren der fachlich Beteiligten
 - 1.3. Festlegen der wesentlichen Ausführungsphasen
2. Mitwirkung bei der Vergabe
 - 2.1. Einholen von Angeboten, Prüfen und Werten der Angebote, Preisspiegel, Preisvereinbarungen
 - 2.2. Mitwirken bei Verhandlungen mit Bietern und bei der Auftragserteilung
 - 2.3. Fortschreiben der Kostenberechnung

3. Bauoberleitung
 - 3.1. Anweisung und Aufsicht über die BÜ, Koordinieren der fachlich Beteiligten, Baueinweisung,
 - 3.2. Prüfung, dass alle öffentlich-rechtlichen Genehmigungen vorliegen, rechtzeitige Plananforderungen von fachlich Beteiligten.
 - 3.3. Aufstellen und Überwachen eines Bauzeitplanes, Inverzugsetzen der AN
 - 3.4. Abnahme von Leistungen und Lieferungen unter Mitwirkung der BÜ mit Abnahmeniederschrift, in die etwaige Mängel und Vertragsstrafen aufzunehmen sind sowie Antrag auf behördliche Abnahme und Teilnahme; der AG ist einzuladen
 - 3.5. Zusammenstellen von Wartungsvorschriften und Überwachen der Prüfungen der Funktionsfähigkeit und der Inbetriebnahme der Gesamtanlage
 - 3.6. Übergabe des Objekts mit allen Unterlagen in Form einer Schlussvorlage, Auflisten der Ablauffristen der Gewährleistung
 - 3.7. Kostenkontrolle mit Baustandsberichten und Führen eines Bauausgabebuches
4. Objektbetreuung und Dokumentation
 - 4.1. Objektbegehung zur Mängelfeststellung, der AG ist einzuladen, eine Niederschrift ist zu fertigen; Überwachen der Beseitigung von Mängeln innerhalb der der Gewährleistungszeit
 - 4.2. Mitwirken bei der Freigabe von Sicherheitsleistungen

11.6.3 Dauer der Bauoberleitung

Die BO beginnt mit der Auftragserteilung zur Übernahme der BO bzw. zur Ausschreibung der Baumaßnahme. Sie erstreckt sich über die Baudauer und auf den Zeitraum, der mit der Feststellung und Behebung von Mängeln innerhalb der Gewährleistungspflicht der AN zusammenhängenden Arbeiten und endet, unbeschadet einer Auskunftspflicht bis zum Abschluss einer Rechnungsprüfung und etwaigen mit dem Bau zusammenhängenden Rechtsstreitigkeiten, mit dem Ablauf der letzten Gewährleistungsfrist der am Bau beteiligten AN. Der AG kann bei Ende der Gewährleistungsfrist eine Schlussbegehung verlangen.

11.7 Örtliche Bauüberwachung (BÜ)

11.7.1 Personal

Für jedes Bauvorhaben ist es unerlässlich, zur Leitung des Baues an Ort und Stelle neben der BO geeignetes, auf dem Spezialgebiet Wasserversorgung erfahrenes technisches Personal zur örtlichen Bauüberwachung zu bestellen. Die mit Überwachungs- und Prüfaufgaben betrauten Bearbeiter müssen eine einschlägige Fachausbildung besitzen. Hilfskräfte dürfen nur mit Arbeiten beschäftigt werden, für die sie die erforderliche Sachkunde besitzen. Sie müssen laufend vom verantwortlichen Fachmann überwacht werden. Die BÜ ist auf der Baustelle Vertreter des AG und hat die örtliche und spezielle Aufsicht über die Ausführung des Bauvorhabens. Ihr obliegt nach den Weisungen der BO die Wahrung der Interessen des AG gegenüber dem AN.

Die BÜ ist in technischer Hinsicht der BO unterstellt und verpflichtet, deren Weisungen gewissenhaft zu erfüllen. Beginn und Ende der BÜ wird durch den AG im Benehmen mit der BO festgelegt.

11.7.2 Aufgaben

Die BÜ umfasst im Allgemeinen folgende Aufgaben:

- Überwachen der Ausführung des Objekts auf Übereinstimmung mit den zur Ausführung genehmigten Unterlagen, dem Bauvertrag sowie den anerkannten Regeln der Technik und den einschlägigen

Vorschriften. Hierzu vertritt sie den AG auf der Baustelle gegenüber dem AN, nimmt teil an der Baueinweisung und Baukontrolle durch BO oder AG, übergibt dem AN die von der BO bereitgestellten Pläne. Sie vergewissert sich vor Baubeginn jeder Bauleistung, dass die erforderlichen privatrechtlichen Gestattungen vorliegen. Sie fordert den Unternehmer zur Abstellung festgestellter Verstöße gegen die Berufsgenossenschaftlichen Vorschriften auf. Sie unterrichtet die BO über den Baustand, insbesondere zeigt sie rechtzeitig an, den Beginn von Teilleistungen, Baubehinderungen und -unterbrechungen, Fristüberschreitungen, Mängel bei der Ausführung. Bei schwerwiegenden Vorkommnissen und bei Gefahr im Verzug sind BO und AG unverzüglich zu verständigen. Die BÜ wirkt mit bei der Kontrolle der Baetermine, erfasst etwaige Abweichungen von den Ausführungsplänen im Detail und teilt sie der BO mit.

- Hauptachsen für das Objekt von objektnahen Festpunkten abstecken sowie Höhenfestpunkte im Objektbereich herstellen, soweit nicht besondere vermessungstechnische Anforderungen gestellt werden; Baugelände örtlich kennzeichnen.
- Führen eines Bautagebuchs.
- Gemeinsames Aufmaß mit den ausführenden Unternehmen, Überwachung der Ausführung – soweit erforderlich – durch Kontrollmessungen.
- Mitwirken bei der Abnahme von Leistungen und Lieferungen. Sie sorgt für vorgeschriebene Material- und sonstige Prüfungen und für notwendige Zwischenabnahmen, überprüft und veranlasst die Überprüfung der angelieferten Baustoffe nach Menge, Güte und Übereinstimmung mit dem Liefervertrag. Sie nimmt teil an der Schlussbegehung und erstellt die Schlussvorlagen nach Weisung der BO.
- Rechnungsprüfung
Die BÜ fordert die Abrechnungsunterlagen, Rechnungen und die zur Prüfung notwendigen Unterlagen, wie Aufmaßblätter, Mengenberechnungen, Regiezetteln für den AG an. Sie bestätigt den Eingang durch einen Eingangsvermerk, prüft fachtechnisch und rechnerisch, bestätigt die Prüfung auf den Rechnungen mit „Richtig und festgestellt“ sowie auf den sonstigen Abrechnungsunterlagen mit „Fachlich und rechnerisch geprüft und mit den in den Unterlagen ersichtlichen Änderungen für richtig befunden“. Nach der Festlegung notwendiger Sicherheitsleistungen übergibt sie die Rechnungen mit den Abrechnungsunterlagen der BO. Sie nimmt Stellung zu Preisvereinbarungen und legt sie der BO zur Genehmigung vor.
- Mitwirken bei behördlichen Abnahmen.
- Mitwirken beim Überwachen der Prüfung der Funktionsfähigkeit der Anlageteile und der Gesamtanlage (Druckprüfungen, Dichtigkeitsprüfungen, tatsächliches Durchflussvermögen).
- Überwachen der Beseitigung der bei der Abnahme der Leistungen festgestellten Mängel.

11.7.3 Anwesenheit auf der Baustelle

Die örtliche Bauüberwachung ist so zu organisieren und auszustatten, dass die eingesetzten Mitarbeiter und deren Arbeitszeit auf der Baustelle ausreichen, die Aufgaben sorgfältig und zügig zu erledigen. Für eine geregelte Vertretung im Urlaubs- und Krankheitsfall ist zu sorgen.

11.8 Bauverwaltung (fachlich zuständige technische staatliche Verwaltung)

11.8.1 Allgemeines

Unter Bauverwaltung oder baufachlicher Mitwirkung wird die Tätigkeit einer Fachbehörde im Zusammenhang mit der Gewährung von Zuwendungen des Bundes oder der Länder für den Bau einer

öffentlichen Wasserversorgungsanlage bezeichnet. Diese Mitwirkung ist beschränkt auf die stichprobenweise Überwachung der wirtschaftlichen und sparsamen Verwendung der Zuwendungen nach dem dem Bescheid zugrunde liegenden Unterlagen. Sie entlastet den Ingenieur nicht von seiner Verantwortung für die ordnungsgemäße Ausführung des Vorhabens.

11.8.2 Aufgaben

Das baufachlich mitwirkende Amt hat die Aufgabe, zu überwachen, dass die Zuwendungen wirtschaftlich und sparsam verwendet und die Zuwendungsbedingungen beachtet werden. Hierzu gehören im Wesentlichen folgende Tätigkeiten:

- *Prüfung des Entwurfs* – insbesondere hinsichtlich der Einordnung in die wasserwirtschaftlichen Rahmen- und Fachpläne sowie auf Wirtschaftlichkeit und Sparsamkeit in Planung und Konstruktion.
- *Prüfung des Zuwendungsantrags* – Das Vorhaben ist nach Abwägung der Gegebenheiten in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht die günstigste Lösung; es fügt sich in das Planungskonzept für die dortige Region ein. Die Kosten entsprechen dem derzeitigen Preisstand.
- *Prüfung der Baudurchführung* – Prüfung der Ausführung des Vorhabens auf Einhaltung des Zuwendungsbescheids, insbesondere entsprechend dem geprüften Entwurf und den in der baufachlichen Stellungnahme festgelegten technischen Auflagen. Die erstmalige Ausschreibung und Vergabe, der Baubeginn und die Beendigung des Vorhabens sind durch den AG mitzuteilen.
- *Anforderung von Zuwendungen* – aufgrund von Baustandsberichten von BO/AG.
- *Prüfung des Verwendungsnachweises* – Vom Unternehmensträger ist der Nachweis über die Verwendung der Mittel zu führen, hierbei ist zu prüfen und zu bestätigen, dass das Vorhaben nach den Bauunterlagen wirtschaftlich und sparsam ausgeführt wurde und die Angaben im Verwendungsnachweis mit der Baurechnung und der Örtlichkeit übereinstimmen.
- *Prüfung der Schlussvorlagen der BO* – im Rahmen der Prüfung des Verwendungsnachweises.

Die Aufgaben der Bauverwaltung werden bei Gewährung von Zuwendungen von der hierfür zuständigen Behörde dem baufachlich mitwirkenden Amt (z. B. Wasserwirtschaftsamt) übertragen. Für alle Maßnahmen ist das baufachlich mitwirkende Amt zweckmäßigerweise auch Zuwendungsbehörde.

11.9 Üblicher Ablauf einer Wasserversorgungs-Baumaßnahme

11.9.1 Vorbereiten der Bauausführung

11.9.1.1 Allgemeines

Vor Beginn des Baues sind vom AG eine Reihe von rechtlichen und verwaltungsmäßigen Fragen zu klären, insbesondere die Genehmigungen einzuholen. Die dazu erforderlichen technischen Unterlagen sind vom Entwurfsplaner im Rahmen der Genehmigungsplanung zu erstellen.

11.9.1.2 Privatrechtliche Regelungen

11.9.1.2.1 Inanspruchnahme privater Grundstücke

Kauf der Grundstücke für die Wasserfassungen (Brunnen, Quellen) und die erforderlichen Fassungsgebiete (Schutzzone I des Wasserschutzgebietes), für Bauwerke der Förder- und Speicheranlage und deren Zufahrtswege soweit nicht öffentliche Verkehrswege genutzt werden können.

Schriftliche Vereinbarung zur vorübergehenden Benutzung von Grundstücken für die Ablagerung von Aushub, Lagerung von Baumaterial, Benutzung von Zufahrtswegen.

Bestellung von Grunddienstbarkeiten (beschränkt persönliche Dienstbarkeiten) für das Einlegen der Rohrleitungen (außer Anschlussleitungen) samt Schächten und evtl. Fernmeldekabel auf privaten Grundstücken. Auf diese rechtliche Sicherung darf nicht verzichtet werden. Durch die Eintragung der Grunddienstbarkeit ist die Genehmigung zu erwirken für:

- Die Grundstücke mit Leitungen (Bezeichnung) samt Zubehör zu durchqueren, Dulden der damit verbundenen Rohrgrabenarbeiten, Inanspruchnahme bis zu den für die zu verlegenden Rohrennweiten erforderlichen Arbeitsbreiten von . . . m Breite.
- Die Anlagen und Leitungen samt Zubehör dauernd zu belassen, auch wenn diese mit zutage liegenden, sichtbaren Deckeln oder sonstigen Einbauten versehen sind.
- Die zum Betrieb der Anlage nötigen Begehungen zu Kontrollzwecken durch die Aufsichtsorgane vorzunehmen.
- Die erforderlichen Instandsetzungs- und Auswechslungsarbeiten durchzuführen.
- Der Eigentümer des Grundstücks verpflichtet sich, alle Maßnahmen zu unterlassen, welche den Bestand und Betrieb der bezeichneten Leitung gefährden können, insbesondere dafür zu sorgen, dass z. B. Bäume und Bauwerke irgendwelcher Art nicht auf der Leitung oder innerhalb des in Abhängigkeit vom Rohrlitungsdurchmesser festzulegenden Schutzstreifens angepflanzt bzw. errichtet werden.

11.9.1.2.2 Inanspruchnahme öffentlicher Grundstücke

Vom AG sind rechtzeitig die Anträge auf Genehmigung der Inanspruchnahme unter Beigabe der Pläne bei den zuständigen Behörden einzureichen, z. B.:

Staatsforst	– Forstverwaltung
Bahnkreuzung	– Deutsche Bahn AG
Bundesstraßen und Staatsstraßen	– Straßenbauamt
Kreisstraßen und gemeindliche Verbindungsstraßen	– Kreisverwaltungsbehörde und Gemeindeverwaltung
Flusskreuzung	– Wasser- und Schifffahrtsamt – Wasserwirtschaftsamt
Bodendenkmäler	– Verwaltungsbehörden für Denkmalschutz

Keine Genehmigung, aber rechtzeitige Verständigung ist erforderlich: bei Kreuzung mit Kabeln – Telekom, Dränleitungen – Wasserwirtschaftsamt, Bauwerken unter Denkmalschutz – Landesamt für Denkmalspflege.

11.9.1.2.3 Sicherung der Energieversorgung

Die Energieversorgung muss rechtzeitig gesichert werden. Die Kosten für den Anschluss sind in die Kostenberechnung des E mit aufzunehmen.

11.9.1.3 Wasserrechtliche Verfahren

11.9.1.3.1 Genehmigung der Entnahme von Wasser

Die Entnahme/Ableitung von Wasser für zentrale WV-Anlagen ist genehmigungspflichtig. Es wird eine Erlaubnis oder Bewilligung ausgesprochen.

Dem Antrag auf Entnahme bzw. Zutageförderung von Wasser für WV sind ausführliche Unterlagen beizugeben, die in Länder-Verordnungen über Pläne und Beilagen in wasserrechtlichen Verfahren benannt sind.

Die Antragsunterlagen sollen i. A. bestehen aus:

1. Verzeichnis der Unterlagen
2. Erläuterung des Vorhabens
 - 2.1. Wasserbedarfsberechnung – an verbrauchsreichen Tagen/im Jahresdurchschnitt
 - 2.2. Wassergewinnung aus Brunnen
 - 2.2.1. Wasserentnahme
 - größte momentane Entnahme in l/s und m³/h
 - größte tägliche Entnahme in m³/d
 - jährliche Entnahme in m³/a
 - 2.2.2. Art des Brunnenausbaus und der Fördereinrichtungen
 - 2.3. Wassergewinnung aus Quellen
 - 2.3.1. Quellschüttung, niedrigste und höchste mit Beobachtungsdatum
 - 2.3.2. Art der Wasserfassung
 - 2.4. Überwasser
 - 2.5. Abwasser/Rückspülwasser
 - 2.6. Sonstige Wasserbezugsmöglichkeiten
3. Übersichtslageplan mit Wassergewinnungsgebiet, Einzugsgebiet, Versorgungsgebiet, Zuleitung zum Versorgungsgebiet, benachbarte Wassergewinnungsanlagen und Abwasseranlagen, Grundwassermodelle und Grundwasserbilanz mit hydrogeologischen Gutachten sowie Schutzgebiete
4. Lageplan der Wassergewinnungsanlage
5. Bauplan der Wassergewinnungsanlage mit Ausbau, Bodenprofil und Pumpversuchsauftragung oder Quellschüttungstabelle
6. Grundstücksverzeichnis
7. Amtlicher Untersuchungsbefund der physikalischen, chemischen und mikrobiologischen Wasserbeschaffenheit.

Im Verfahren werden von der Aufsichtsbehörde die zuständigen amtl. Sachverständigen zur Beurteilung in wasserrechtlicher und hygienischer Hinsicht und Prüfung der wasserwirtschaftlichen Belange beigezogen.

11.9.1.3.2 Genehmigung der Einleitung von Wasser

Das Einleiten von Wasser in einen Vorfluter oder in eine bestehende Kanalisation ist ebenfalls genehmigungspflichtig. Dies gilt insbesondere für das Abwasser aus sanitären Anlagen der Bauwerke, für das Rückspülwasser von Aufbereitungsanlagen und für Spülauslässe der Rohrleitungen.

11.9.1.3.3 Ausnahmegenehmigungen

Manche Bauteile einer WV-Anlage müssen gelegentlich in bereits festgesetzten Schutzgebieten der Wasserfassungen angeordnet werden. Im Einzelfall ist zu prüfen, ob hierfür eine Ausnahmegenehmigung von der Schutzgebietsverordnung erforderlich ist.

11.9.1.3.4 Wasserwirtschaftliche Rahmenplanung

In den Genehmigungsverfahren wird i. a. auch zu prüfen sein, ob und wie die geplante Baumaßnahme in bestehende wasserwirtschaftliche Rahmen- und Fachpläne eingeordnet werden kann.

11.9.1.3.5 Festsetzen eines Schutzgebiets

Bei Neubau oder Erweiterung einer Wassergewinnungsanlage ist nach § 51 WHG vom 31.07.2009, in Kraft getreten am 01.03.2010, ein Schutzgebiet festzusetzen oder zu ändern.

11.9.1.4 Baurechtliche Verfahren

Soweit die einzelnen Anlageteile nach der Bauordnung baurechtlich genehmigungspflichtig sind, müssen die Anträge rechtzeitig gestellt werden. Form und Art der Anträge und der Eingabepläne sind in der Bauordnung festgelegt. Auch während des Baues sind die baurechtlichen Vorschriften genau zu beachten, insbesondere Anzeige des Baubeginns, Benennung des Bauleiters, Bauende.

Bei größeren Bauwerken wie Pumpwerk, Aufbereitungsanlage u. a., ist es zweckmäßig, auf der Grundlage eines VE eine Bauvoranfrage an die Baugenehmigungsbehörde zu richten, damit grundsätzlich geklärt wird, ob das Bauwerk an der vorgesehenen Stelle überhaupt und unter welchen voraussichtlichen Auflagen errichtet werden kann. Der E muss das Ergebnis dieser Bauvoranfrage berücksichtigen.

Bei diesem Verfahren wird auch zu prüfen sein, welche sonstigen zusätzlichen Verfahren erforderlich sind, etwa wegen der Lage im Außenbereich, in Landschaftsschutzgebieten u. a.

11.9.1.5 Finanzierung

Eine wesentliche Aufgabe des AG ist die Beratung und Beschlussfassung über die Finanzierung des Bauvorhabens.

Bereits nach Vorliegen des VE sollte soweit möglich geklärt werden, wie die Finanzierung des Bauvorhabens möglich ist. Die endgültigen Finanzierungsverhandlungen sind jedoch erst nach Vorliegen des E mit Kostenberechnung möglich. Finanzierungsschwierigkeiten werden am ehesten vermieden, wenn:

- die Kostenberechnung ausreichend kalkuliert und an tatsächlichen Angebotspreisen orientiert ist.
- größere Baumaßnahmen nach technischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten in Jahresbauabschnitte aufgeteilt und deren Kosten unter Berücksichtigung der Preisgrundlage des E sowie der voraussichtlichen Preissteigerungen ermittelt werden. Aus der Summe dieser berichtigten Kosten ergibt sich die zu erwartende Herstellungssumme.
- der Finanzierungsplan auf die Jahresbauabschnitte und deren berichtigte Kosten abgestellt wird, woraus sich auch die mitzufinanzierenden Bauzinsen ergeben.

Zur Finanzierung werden i. a. bereitgestellt:

- *Eigenmittel* – aus Rücklagen und Abschreibungen des Wasserversorgers. Aus der Inanspruchnahme der Anwesensbesitzer durch Einheben von einmaligen Herstellungsbeiträgen sowie Kostenersatzung des Baues der Anschlussleitung.
- *Darlehen* – entsprechend den gegebenen Möglichkeiten auf dem freien Kapitalmarkt, zweckgebundene öffentliche Darlehen.
- *Zuwendungen* – im Wesentlichen des Bundes und der Länder. Zweck der Zuwendungen ist nach Inanspruchnahme der zumutbaren Eigenleistungen des AG, den Wasserpreis und die Jahresbelastung je Wasseranteil tragbar zu halten. Hierfür gelten meist besondere Richtlinien der für die Gewährung der Zuwendungen zuständigen Behörde.

11.9.2 Verdingung

11.9.2.1 Allgemeines

Die Kalkulation und die Abrechnung werden einfacher und übersichtlicher, auch Meinungsverschiedenheiten zwischen AG, BO, AN werden eher vermieden, wenn die Verdingung nach einheitlichen Verfahren durchgeführt wird. Wesentliche Grundlage ist die weitgehende Verwendung von Standardtexten für die Leistungsverzeichnisse, hier das Standardleistungsbuch für das Bauwesen (StLB) des Gemeinsamen Ausschusses Elektronik im Bauwesen (GAEB) sowie beispielsweise das Standardleistungsheft Kanalisation und Wasserversorgung StLH-KaWa 2004 des Verbandes unabhängiger Bayerischer Ingenieurbüros für Wasserwirtschaft e. V (VIWA). Dadurch werden gleiche Leistungen immer gleichartig beschrieben. Die Standardtexte sind auch datenverarbeitungsgerecht sowohl für Planung wie für Abrechnung.

Wichtig ist ferner eine einheitliche Gestaltung der Vertragsunterlagen für die Bauleistungen (entsprechend VOB) und für die Ausführung von Leistungen (entsprechend VOL). Solche Unterlagen sind oft in einem Vergabehandbuch für öffentliche AG zusammengefasst, deren Anwendung den staatlichen Auftraggebern vorgeschrieben ist, den Gemeinden und Körperschaften des öffentlichen Rechts empfohlen wird. Dadurch wird vermieden, dass jede BO, abgesehen von der Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse, völlig verschiedene und z. T. der VOB und VOL widersprechende Vertragsunterlagen erstellt, was die Kalkulation der Firmen sehr erschwert und damit auch höhere Preise bedingt; erschwert wird auch die Prüfung.

11.9.2.2 Ausschreibung

Die Arbeiten werden i. a. vom AG ausgeschrieben, die Verdingungsunterlagen liefert die BO in der erforderlichen Anzahl. Öffentliche Ausschreibung ist die Regel. Für Spezialarbeiten kann beschränkte Ausschreibung erfolgen, gegebenenfalls nach öffentlichem Teilnehmerwettbewerb. Grenzwerte für EU-weite Ausschreibung sind zu beachten. Freihändige Vergabe erfolgt nur in begründeten Ausnahmefällen. Umfangreiche Bauleistungen sollen möglichst in Lose geteilt und nach Losen vergeben werden (Teillöse), z. B. Grundwassererschließung an Bohrfirmen, Rohrgraben und Rohrleitung an Rohrleitungsfirmen, Hochbehälter – Wassertürme an Stahlbetonfirmen, Maschinenhäuser und Wohngebäude an Baufirmen, Maschinenanlagen an Maschinenfirmen, elektrische Einrichtung, Schaltgeräte und Fernmess- und Steuereinrichtungen an Firmen der Stark- und Schwachstromtechnik. Bauleistungen verschiedener Handwerks- oder Gewerbegebiete sind in der Regel nach Fachgebieten oder Gewerbegebieten getrennt zu vergeben (Fachlose), z. B. für die Zimmerer-, Metallbau-, Glaser- und Installationsarbeiten usw.

Bei der Ausschreibung der Lose für die speziellen Bauleistungen für die Wasserversorgung ist die ausreichende Qualifikation der Bieter möglichst vor Versand der Leistungsverzeichnisse (Präqualifikation), spätestens bei der Wertung der Angebote sicherzustellen. Dabei ist zu berücksichtigen, dass zur Wirtschaftlichkeit eines Angebotes nicht nur dessen Preis sondern auch die zu erwartende Güte der Leistung gehört. Nachweis für die ausreichende Qualifikation der Bieter können entsprechend DVGW-Zertifikate (z. B. nach DVGW W 120 für Bohrtechnik, Brunnenbau, Brunnenregenerierung; GW 301 für Rohrleitungsbau; GW 302 für grabenlosen Rohrleitungsbau; W 200 für Wasseraufbereitungsanlagen; W 316 für Instandsetzung von Trinkwasserbehältern) oder entsprechende überprüfbare Referenzen sein.

11.9.2.3 Angebote

Die Öffnung der Angebote erfolgt beim AG zum Angebotstermin, die Endsummen werden bekannt gegeben. Die BO prüft, rechnet nach und wertet die Angebote und gibt einen Vorschlag über die Zuschlagserteilung mit Begründung an den AG. Nach Öffnen der Angebote sind Verhandlungen über Preisnachlässe zwischen Bieter und AG unzulässig.

11.9.2.4 Zuschlag

Der AG beschließt über den Zuschlag. Die Termine, bis zu denen die Bieter an ihr Angebot gebunden sind, sind zu beachten. Durch die BO werden die Entwürfe für die Lieferungs- und Leistungsverträge erstellt, daraufhin die Verträge zwischen AG und AN abgeschlossen.

Auf das zum 01. 01. 1999 in Kraft getretene Gesetz zur Änderung der Rechtsgrundlagen für die Vergabe öffentlicher Aufträge (Vergaberechtsänderungsgesetz – VgRÄG) vom 26. 08. 1998 wird hingewiesen. Mit dem VgRÄG wurden europäische Vergaberichtlinien in nationales Recht umgesetzt. Das VgRÄG macht das Vergabeverfahren transparenter, gibt dem Bieter neuerdings Rechtsschutz und bringt wesentliche Änderungen für das Nachprüfungsverfahren bei Vergaben.

11.9.3 Bauausführung von Wassergewinnungsanlagen (Brunnenbohrungen)

11.9.3.1 Allgemeines

Die Bauausführung von Wassergewinnungsanlagen, insbesondere von Grundwassererschließungen, unterscheidet sich im Ablauf von den sonstigen Bauarbeiten, weil sie i. a. vor der Fertigstellung des E erfolgen muss. Meist wird die Arbeit von einem IB als BO und einem vom AG beauftragten Hydrogeologen als Sondergutachter überwacht.

Zur Vorbereitung der Arbeiten gehören:

- Klären der privatrechtlichen Fragen, wie schriftliche Vereinbarung über die Benutzung des Grundstücks für die Bohrungen mit der Möglichkeit des Erwerbs bei Fündigwerden, vorübergehende Benutzung von Grundstücken für Bauzwecke, Anfahrtswege.
- Bohranzeige bei der zuständigen Wasserrechtsbehörde.
- Entscheidung ob zunächst eine Probebohrung mit Ausbau oder gleich die Hauptbohrung durchgeführt wird.

11.9.3.2 Ablauf der Arbeiten

- Örtliche Einweisung der Bohrfirma,
- Festlegen des Bohrprogramms,
- laufende Überwachung der Bohrung, Wochenberichte der Bohrfirmen,
- ggf. Anordnen der Zwischenpumpversuche,
- Festlegen und Genehmigung des Ausbauplanes,
- Überwachen des Ausbaues und des Leistungspumpversuches,
- Prüfen der Auswirkungen auf andere Gewässerbenutzer,
- Anordnen der chemischen und mikrobiologischen Untersuchung,
- Abnahme der Arbeiten,
- Prüfen der Firmenrechnung, sachliche und rechnerische Feststellung und Weitergabe an den AG zur Auszahlung,
- Übergabe an den Bauträger zur Wartung und Sicherung des Bohrbrunnens bis zur Erstellung der Anlage.

Das Ergebnis der Arbeiten ist in einem hydrogeologischen Schlussbericht zusammenzufassen.

11.9.3.3 Schlussbericht

Der Schlussbericht soll enthalten:

- Lage der Bohrstelle, Lageplanskizze,
- Bodenprofil,
- Körnungslinie von Lockergesteinen,
- Geophysikalische Bohrlochmessungen (z. B. Flowmeter),
- Brunnenausbau mit Plan,
- Hydrologische Ergebnisse, Auswertung und grafische Darstellung der Pumpversuche, Angabe der möglichen Höchstentnahme,
- Chemischer und mikrobiologischer Befund des Wassers,
- Angabe weiterer Erhebungen für das wasserrechtliche Verfahren, wie laufende Einmessungen von Grundwasserspiegel, pflanzensoziologische Kartierung, Schätzung der Ernteerträge usw.,
- Schutzgebietsvorschlag,
- Baukostenfeststellung.

11.9.4 Ausführung anderer Bauarbeiten

11.9.4.1 Baueinweisung

Durch die BO werden

- die beteiligten AN, vertreten durch die Bauleiter,
- die Aufsichtsorgane des AG auf der Baustelle und
- die BÜ

anhand des E bzw. der Ausführungsplanung an Ort und Stelle eingewiesen.

11.9.4.2 Vorbereitende Arbeiten der Firmen

Für die Rohrleitung ist durch den AN der Abrechnungshöhenplan aufzunehmen und im Maßstab 1:1000/100 aufzutragen. In diesen wird durch die BO die endgültige Grabensohle eingetragen. Dieser Bauhöhenplan dient sowohl als Grundlage für die Bauausführung, das Schlagen der Profile, wie auch als Abrechnungsplan. Unter Hinzuziehung der BÜ sind der Bauzeitenplan und die Formstückliste für die Rohrleitung aufzustellen und der BO zur Genehmigung vorzulegen.

11.9.4.3 Ablauf der Bauarbeiten

Grundlage für den Bauablauf bilden Ausführungspläne, Leistungsverzeichnisse und die übrigen Vertragsbestandteile. Die anerkannten Regeln der Bautechnik sind zu beachten. Einzuhalten sind die geltenden Gesetze, Verordnungen, Bestimmungen, Berufsgenossenschaftliche Vorschriften, Richtlinien der Hersteller (z. B. von Rohrleitungsteilen), die VOB und besondere Richtlinien der BO. Bei Änderungen sind rechtzeitig Planunterlagen bereitzustellen und Preisvereinbarungen abzuschließen.

11.9.4.4 Kontrolle der Bauausführung

Für den AG übernimmt die Überwachung der Arbeiten die BO und BÜ, für den AN deren Bauleiter. Eine zumindest stichprobenartige Überwachung der beteiligten Ingenieurbüros und Firmen durch einen Fachkundigen Mitarbeiter des WVU ist empfehlenswert.

11.9.4.5 Abrechnung

Die Leistungen des AN werden entsprechend dem Fortgang der Arbeiten von der BÜ und vom Bauleiter des AN gemeinsam aufgemessen, erforderlichenfalls Abrechnungsskizzen und -pläne gefertigt. Die Rechnungen sind vom AN übersichtlich aufzustellen und dabei die Reihenfolge der Pos. gemäß Leistungsverzeichnis einzuhalten; die Massenberechnungen sind beizugeben. Jede Abschlagsrechnung hat die gesamten bisher geleisteten Arbeiten zu umfassen, von dem Rechnungsbetrag sind Sicherheitsleistungen und die bereits erhaltenen Abschlagszahlungen abzuziehen. In einem Beiblatt sind die Massen der einzelnen Pos. für die bisher getätigten Aufmäße zusammenzustellen. Dabei kann gemäß **Muster 11-5** vorgegangen werden.

Muster 11-5:

	Pos. 1	Pos. 2	Pos. 3	Pos. 4	Pos. 5
	m ³	m ³	m ³	m ³	Std.
1. Aufmaß	165	50	20	50	10
2. Aufmaß	130	–	5	–	30
Summe	295	50	25	50	40

Rechnung und Aufmaß sind 3-fach der BÜ zur fachtechnischen und rechnerischen Prüfung der geleisteten Arbeiten zu geben. Die BÜ prüft die Rechnungen mit dem Vermerk – Richtig und festgestellt – und die sonstigen Abrechnungsunterlagen mit – Fachlich und rechnerisch geprüft – und übergibt sie an die BO. Hierzu gehört die Überprüfung hinsichtlich der vertraglichen Leistungen und Preise. Nach Feststellung geht die Erstschrift an den AG, der bei seiner Kasse die Überweisung anordnet. Die Zweitschrift geht an die BO zur Führung des Bauausgabebuches und die Drittschrift geht als Rücklauf an den AN.

11.9.4.6 Abnahme

Die Leistungen des AN müssen abgenommen werden. Grundlagen hierfür bilden die laufende Überwachung der Arbeiten durch die BÜ und die Baukontrollen der BO hinsichtlich der sachgemäßen und einwandfreien Ausführung und die einzelnen Prüfungen, wie Einzeldruckproben und Gesamtdruckproben längerer Rohrleitungen, Feststellen des Fördervermögens der Leitungen, Dichtheitsprüfungen der Wasserbehälter, Prüfen der Maschinenleistungen und der Wirkung von Aufbereitungsanlagen. Die Prüfungen werden unter Überwachung der BO und Mitwirkung der BÜ in Anwesenheit von Vertretern des AG durchgeführt und Niederschriften gefertigt.

Nach Abschluss der Arbeiten wird von BO und BÜ mit AG und AN eine vorläufige Schlussbegehung durchgeführt, etwaige Mängel festgestellt und Termin für die Behebung der Mängel gestellt. Nach Mitteilung des AN, dass die Mängel behoben sind, wird die Abnahme der Leistungen durch die BO in Anwesenheit von AG, BÜ und AN in einer Schlussbegehung durchgeführt. Wenn nur kleine Mängel festgestellt werden, sind die Arbeiten abzunehmen, mit Terminstellung für die Fertigstellung der Restarbeiten. Bei größeren Mängeln kann die Abnahme verweigert werden. Mit der Abnahme sind die vertraglich vereinbarten Gewährleistungsfristen festzusetzen.

Zu beachten ist VOB, Teil B, wonach eine Leistung als abgenommen gilt nach Ablauf von 12 Werktagen nach schriftlicher Mitteilung über die Fertigstellung und nach Ablauf von 6 Werktagen nach Benutzung durch den AG, wenn nicht eine besondere Vereinbarung getroffen wird. Die förmliche Abnahme ist bei Wasserversorgungsanlagen jedoch immer erforderlich.

11.9.4.7 Schlussvorlagen

Mit dem Abschluss der Bauarbeiten sind von der BÜ die Schlussvorlagen zusammenzustellen und an die BO zur Prüfung zu geben. Sie werden dann mit einem Schlussbericht dem AG zugeleitet. Es ist unerlässlich, dass die erforderlichen Unterlagen bereits während der Bauzeit vorbereitet werden. Aus Gründen der Übersichtlichkeit und leichten Prüfbarkeit empfiehlt es sich, das **Muster 11-6** für die Zusammenstellung der Schlussvorlagen zu verwenden:

Muster 11-6:

Zusammenstellung der Schlussvorlagen über die Baumaßnahme . . .

Auftraggeber ...

Bauoberleitung ...

Örtliche Bauüberwachung ...

1) *Allgemeine Angaben*

1.1 Entwurf der Baumaßnahme	Datum:
Baufachliche Stellungnahme des ...	Datum: (bei staatlichen Zuwendungen)

1.2 Bauoberleitung	Datum des Auftrags:
Name	

1.3 Örtliche Bauüberwachung	Datum des Auftrags:
Name	Anschrift
Beginn der Bauüberwachung	Ende der Bauüberwachung

1.4 Verzeichnis der am Bauvorhaben durch Verträge und Aufträge beteiligten Firmen, mit Angaben der Arbeiten bzw. Lieferungen	

- 7.6 Bestätigung des AG über den Empfang von Planunterlagen, Betriebsvorschriften, Reservematerial u. a.
- 7.7 Schriftwechsel mit AG und AN
- 7.8 Übergabenederschrift.
- 8) *Untersuchungen*
- 8.1 Organoleptischer Befund
- 8.2 Chemischer Befund
- 8.3 Mikrobiologischer Befund
- 8.4 Spülung und Desinfektion der Bauwerke und Rohrleitungen
- 9) *Berichte und Schriftwechsel zwischen Bauoberleitung und örtl. Bauüberwachung*
- 9.1 Bautagebuch
- 9.2 Wochenberichte
- 9.3 Monatliche Baustands- und Kostenberichte (nach Muster Kostenzusammenstellung)
- 9.4 Sonstiger Schriftwechsel der BO
- 9.5 Sonstiger Schriftwechsel der BÜ
- 10) *Pläne*
- 10.1 Baufachlich geprüfte Entwurfspläne des E
- 10.2 Zusätzlich notwendig gewordene Entwurfspläne, Skizzen und Ausführungszeichnungen
- 10.3 Höhenaufnahmen, Vermessungsunterlagen
- 10.4 Bauzeitenplan nach tatsächlichem Ablauf berichtigt
- 10.5 Bestandspläne der Bauwerke
- 10.6 Bestandspläne der Rohrleitung
 - 1. Zubringer- und Fernleitungen mit Kabel M 1:5000 oder 1:2500
 - 2. Ortsnetz- und Übersichtsplan M 1:2500
 - 3. Ortsnetzplan M 1:1000
- 10.7 Bestandshöhenpläne, mit berichtigten Längenangaben
- 10.8 Berichtigte Verlegeskitzen
- 10.9 Quellschüttungstabellen, Ganglinien des Grundwasserspiegels der Brunnen

Unterschrift

Datum

11.9.5 Inbetriebnahme

Häufig beabsichtigt der AG, die Anlage so bald wie möglich in Betrieb zu nehmen, auch wenn die Arbeiten noch nicht ganz abgeschlossen und abgenommen sind. Der Termin der Inbetriebnahme ist zwischen AG, BO und AN zu vereinbaren und schriftlich festzulegen. Durch die BO ist der AG schriftlich darauf hinzuweisen, dass dieser mit der Inbetriebnahme der in Betracht kommenden Anlageteile die Verantwortung für die sorgfältige Wartung dieser Anlageteile übernimmt. Das Bedienungspersonal muss anhand der Bedienungsvorschriften durch BO und BÜ unterwiesen sein.

Der AG ist ferner darauf hinzuweisen, dass die Freigabe des Wassers zur allgemeinen Benutzung erst erfolgen darf, wenn die in Betrieb genommenen Anlageteile gründlich gespült sind und ggf. nach Durchführung einer Desinfektion die mikrobiologische Untersuchung von Wasserproben aus den Zapfstellen einwandfreie Befunde ergibt. Die erstmalige Inbetriebnahme hat der AG gemäß Trinkwasserverordnung der zuständigen Gesundheitsbehörde anzuzeigen.

Gleichzeitig sind auch die beteiligten AN schriftlich von der Inbetriebnahme zu verständigen und anzuweisen, dass etwaige Restarbeiten an den in Betrieb befindlichen Anlageteilen nur nach vorheriger Verständigung des AG ausgeführt werden dürfen. Besonders sind die AN darauf hinzuweisen, dass mit der Inbetriebnahme noch nicht die Abnahme erfolgt ist, die in einer besonderen Schlussbegehung durchgeführt wird.

Mit der Inbetriebnahme sind durch den AG die Wasserabgabesatzung, Gebührenordnung für die Abgabe von Wasser, aufzustellen und in Kraft zu setzen, wenn nicht bereits vorhanden. Die Mitwir-

kung der Rechtsaufsichtsbehörde ist hierbei zweckmäßig. Gleichzeitig sind die, Betriebsanweisungen und Arbeitsanweisungen unter Beachtung der Bedienungsvorschriften der Hersteller aufzustellen.

11.9.6 Übergabe

Mit der Inbetriebnahme der Anlage, der Mängelbeseitigung, der Abnahme und der Übersendung der Schlussvorlagen ist die Tätigkeit der BO im Wesentlichen beendet. Die Übergabe der Anlage durch die BO und die Übernahme durch den AG ist aus Gründen der Verantwortlichkeit und Haftung schriftlich in Form einer Übergabeniederschrift zu bestätigen.

Die Sachbehandlung von Fragen untergeordneter Bedeutung durch die BO wird durch die Übergabe nicht berührt.

12. Baukosten von Wasserversorgungsanlagen

bearbeitet von Dipl.-Ing. **Joachim Rautenberg**

DVGW-Regelwerk, DIN-Normen, Gesetze, Verordnungen, Vorschriften, Richtlinien
 siehe Anhang, Kap. 14, S. 881 ff
Literatur siehe S. 804

12.1 Allgemeines

Sowohl der technische als auch der kaufmännische Bereich des WVU müssen sich während der Planung, der Bauausführung und des Betriebes ständig mit den Kosten von WV-Anlagen beschäftigen. Je nach Erfordernis des Projektstandes bei Planung und Bau genügt dabei die Kenntnis der ungefähren Baukosten oder es ist die Ermittlung der genauen Kosten erforderlich. Dabei gilt folgende Zuordnung:

- *Vorentwurf/Vorplanung* – hierfür ist eine Kostenschätzung ausreichend, um dem WVU ein ungefähres Bild vom Umfang und den Kosten des Projektes zu geben.
- *Entwurf/Entwurfsplanung* – benötigt als Grundlage der Bauausführung und Finanzierung eine möglichst genaue Berechnung der Baukosten = Kostenberechnung, wobei der Entwurfsfertiger anhand des Leistungsverzeichnisses die aufgrund seiner Erfahrung angenommenen Einheitspreise einsetzt.
- *Angebot des Unternehmers* – wird errechnet aus der genauen Ermittlung der Angebotspreise für die zu erwartenden Arbeiten unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse und der jeder Firma eigenen Leistungsfähigkeit = Kostenangebot.
- *Schlussrechnung* – enthält dann die tatsächlichen Baukosten = Kostenfeststellung.
- *Wert der Anlage* – im Laufe des Betriebes verändert sich der Wert der Anlage durch Werterhöhung infolge Baupreissteigerungen (Wiederbeschaffungswert), durch Wertminderung infolge Abnutzung (Abschreibung) und durch Wertzuwachs infolge Erweiterungen. Auch bei der Wertermittlung von bestehenden älteren Anlagen genügen wieder Kostenschätzungen, da infolge der groben Annahme der Abschreibungssätze eine bis ins einzelne gehende Erfassung der Baukosten keinen Sinn hat.

Die Erstellung der Kostenschätzung und der Kostenberechnung durch den AG und das IB, Erstellen des Angebots durch den AN, wie auch das Prüfen von Angeboten durch den AG und das IB setzen eine große Erfahrung und Baupraxis voraus. Sie erfordern eine genaue Kenntnis der Arbeitsvorgänge, der Unternehmerleistungen und deren Kosten sowie der Regeln für die Ermittlung der Angebotspreise.

12.2 Ermittlung der Angebotspreise (Kalkulation)

12.2.1 Vertragsarten

12.2.1.1 Allgemeines

Maßgebend für alle Bauverträge von öffentlichen Unternehmensträgern ist die Verdingungsordnung für Bauleistungen VOB, siehe auch Kap. 11.

12.2.1.2 Leistungsvertrag

Die Regel ist die Vergabe nach Einheitspreisen (Einheitspreisvertrag). Für Leistungen, die bei Aufstellung des Leistungsverzeichnisses nicht eindeutig erfasst werden konnten, ist zwischen Auftragnehmer und Auftraggeber noch vor Ausführung eine Preisvereinbarung nach Einheitspreisen abzuschließen. In seltenen Fällen kann für eine Leistung von genau bestimmter Ausführungsart und Umfang aufgrund eines Angebots mit Einheitspreisen (zur Preisprüfung erforderlich) ein Pauschalvertrag abgeschlossen werden. Für öffentliche und mit öffentlichen Mitteln finanzierte Bauaufträge sind Baupreisverordnungen und die jeweils gültigen Tarifvereinbarungen einzuhalten.

12.2.1.3 Stundenlohnvertrag

Bauleistungen von geringem Umfang, die überwiegend Lohnkosten verursachen, können im Stundenlohn vergeben werden. Vergütet werden die vor Beginn der Maßnahme vereinbarten Stundenlohnsätze. Sie enthalten die tatsächlich gezahlten Löhne mit einem Zuschlag für: Gemeinkosten, Gewinn, Wagnis, Mehrwertsteuer, besondere Aufwendungen für Urlaub, Feiertage, Krankheit, Kosten für Kleingerät und kleine Gerüste. Der Zuschlag für Stundenlohnarbeiten zu den tatsächlichen Löhnen unterliegt wie die Angebotspreise dem Wettbewerb. Stoffe oder Bauteile, Bauhilfs- und Betriebsstoffe werden nach Vereinbarung oder nach den zur Zeit der Lieferung gültigen Tagespreisen berechnet.

12.2.1.4 Selbstkostenerstattungsvertrag

Bauleistungen größeren Umfanges können ausnahmsweise nach Selbstkosten vergeben werden, wenn sie vor der Vergabe nicht eindeutig und so erschöpfend bestimmt werden können, dass eine einwandfreie Preisermittlung möglich ist. Diese Vertragsart ist bei Baumaßnahmen öffentlicher WVU nicht üblich.

12.2.2 Vorbereiten der Kalkulation

12.2.2.1 Bedingungen und Richtlinien für die Angebotsabgabe

Vor der Kalkulation sind im Titelblatt der Kalkulation die wesentlichen Bedingungen und Richtlinien des Auftraggebers für die Angebotsabgabe aus der Aufforderung zur Angebotsabgabe, den zusätzlichen Vertragsbedingungen, den Besonderen Vertragsbedingungen und den Zusätzlichen Technischen Vorschriften festzuhalten, vor allem: Auftraggeber, Angebotsfrist, Zuschlagsfrist, Art der Vergabe: öffentlich, beschränkt, freihändig, Einheitspreisvertrag, Fertigstellungstermin, Vertragsstrafen für Bauzeitüberschreitung, Sicherheitsleistung, Zahlungsbedingungen, besondere Bedingungen für die Baudurchführung, z. B. Winterarbeit usw. Diese Angaben beeinflussen weitgehend die Kalkulation.

12.2.2.2 Erhebungen

Vom AN kann folgende Vorgehensweise bei der Erhebung der Kalkulationsgrundlagen erwartet werden:

- *Durcharbeiten der Ausschreibungsunterlagen* und Einsichtnahme in die Ausführungsplanung.
- *Besichtigung der Baustelle* und Einholen von Informationen hinsichtlich Bodenarten, Grundwasserverhältnissen, Anfahrtswegen, Lagerplätzen, Stromanschluss, Wasseranschluss.
- *Feststellen des Arbeits- und Materialaufwandes* hinsichtlich Materialbedarf, Stundenaufwand, Geräteeinsatz, Baustellenorganisation. Die in Kalkulationsbüchern enthaltenen Angaben sind nur Anhaltswerte. Von ausschlaggebender Bedeutung sind die eigene Leistungsfähigkeit des Unternehmers, die Erfahrungswerte aus den Tagebüchern der Baustellen und die Auswertung von Zwischen- und Nachkalkulation zur Schaffung von eigenen Erfahrungswerten für die Selbstkostenermittlung.
- *Feststellen der Kostengrundlagen* wie Erheben der Tariflöhne, der Materialpreise frei Baustelle, der Arbeitsbedingungen, Zuweisung von ortsansässigen oder auswärtigen Arbeitern, Unterbringung, Transport.
- *Überlegungen zum Ablauf der Bauarbeiten*, zur Baustelleneinrichtung und zur Erstellung des Organisations- und Baubetriebsplans.
- *Feststellen von erforderlichen Subunternehmerleistungen* und Einholung entsprechender Angebote.

12.2.2.3 Berechnungsgrundlagen

Die Angebotspreise setzen sich zusammen aus Lohnkosten, Stoffkosten und Gerätekosten. Als Grundlage für die Berechnung der Angebotspreise werden ermittelt:

- *Mittellohn* – für die hauptsächlich vorkommenden Arbeiten wie Rohrgraben, Rohrverlegung, Beton- und Stahlbetonarbeiten, Maurerarbeiten, Bohrarbeiten u. a.
- *Ermittlung der einzelnen Baustoffkosten*
- *Kosten der Beton- und Mörtelmischungen* – und des sonstigen zusammengesetzten Materials nach Materiallohn und Materialkosten
- *Geräteeinsatz* – des eigenen Geräteparks oder der Leihgeräte nach der Geräteliste
- *Kosten für den Einsatz notwendiger Subunternehmer.*

12.2.3 Preisermittlung für das Angebot

12.2.3.1 Gliederung der Preisermittlung

Um eine übersichtliche, genaue und einwandfreie Ermittlung der Angebotspreise und der Einheitspreise zu erhalten, wird zweckmäßig die Kalkulation in nachstehender Gliederung durchgeführt.

Unmittelbare Selbstkosten der Bauarbeiten

- Lohnkosten LK
- Stoffkosten StK – Baustoffe, Betriebsstoffe, Bauhilfsstoffe hiervon Lohnkosten unter LK
- Gerätekosten GK – für Großgerät und Kleingerät: Abschreibung, Verzinsung, Transport, Auf- und Abbau, Instandhaltung, Instandsetzung – hiervon Lohnkosten unter LK

Zuschläge zu den unmittelbaren Selbstkosten

- Soziale Abgaben
- Gemeinkosten der Baustelle

Betriebskostenzuschläge

- Allgemeine Geschäftskosten
- Wagnis und Gewinn

Angebotssumme ohne Mehrwertsteuer (Netto-Summe)

Einheitspreise – Ermittlung aus den unmittelbaren Selbstkosten mit den Zuschlägen nach besonderen Regeln der Verteilung, siehe folgende Abschnitte.

Mehrwertsteuer – Berechnung aus Angebotssumme mit dem jeweils geltenden Mehrwertsteuersatz.

Angebotssumme einschl. Mehrwertsteuer (Brutto-Summe)

In den Abschnitten 12.2.3.2–4 sind Hinweise zur Höhe und Aufteilung der Zuschläge gegeben.

12.2.3.2 Unmittelbare Selbstkosten der Bauarbeiten

12.2.3.2.1 Allgemeines

Wegen der sachlichen Übersicht werden bei der praktischen Preisberechnung für jede Position des Leistungsverzeichnisses die preisbildenden Hauptkostenarten: Lohnkosten, Stoffkosten für Baustoffe und Bauhilfsstoffe, sowie Gerätekosten grundsätzlich getrennt ermittelt und in der Summe der unmittelbaren Selbstkosten der Bauarbeiten zusammengefasst.

12.2.3.2.2 Einzelkosten

- *Lohnkosten (LK)* – sie enthalten reine Löhne der Arbeiter, Vorarbeiter, Schachtmeister, Poliere und Lohnnebenkosten, d. i. tarifliche Zuschläge wie: Auslösungen, Wegezulagen, Fahrtkosten, Zuschläge für Überstunden, Nacht- und Sonntagsarbeit, Wasser-, Tiefen-, Druckluftzulagen usw. Die Lohnnebenkosten werden jedoch nicht in die Einzelpreise aufgenommen, wenn für sie eine gesonderte Position im Leistungsverzeichnis vorgesehen ist.
- *Stoffkosten (StK)* – es werden die Baustoffe mit ihrem Preis frei Baustelle eingesetzt. Diese setzen sich zusammen aus: Reinem Einkaufspreis, Fracht, Auf- und Abladen, Lagern, Verschnitt und sonstigen Verlusten. Zu den StK gehören auch die Betriebsstoffe wie Strom, Benzin, Öl, Bauwasser sowie die Bauhilfsstoffe und Verbrauchsmaterialien.
- *Gerätekosten (GK)* für Großgeräte und Spezialgeräte werden aus Abschreibung und Verzinsung nach Geräteliste für Bestand oder Neuanschaffung, ermittelt, für Leihgeräte wird die Miete angesetzt. Kleingerät und Werkzeug werden je nach Länge der Bauzeit häufig fast voll aufgebraucht, ihr Anteil ist schwer erfassbar, meist angenommen 2–5 % der Lohnsumme oder 50–100 % Abschreibung, eingesetzt in den StK. Der Transport der Geräte oder Frachten für An- und Abfuhr werden unter StK verbucht, das Auf- und Abbauen, Auf- und Abladen unter LK. Die Personalkosten der Instandhaltung werden unter LK verbucht; Betriebsstoffe und Ersatzteile unter StK. Ein angemessener Instandhaltungsanteil liegt bei etwa 2/3 des Abschreibungssatzes, hiervon entfallen etwa auf:

	Inspektion und Wartung	Schlussinstandsetzung	Grundüberholung	Summe
LK	10 %	10 %	10 %	30 %
StK	10–13 %	10–13 %	10–13 %	30–39 %

12.2.3.3 Zuschläge zu den unmittelbaren Selbstkosten

12.2.3.3.1 Soziale Abgaben

Zu den Lohnkosten für die Beschäftigten gehören auch die verschiedenen Zuschläge für gesetzliche und tarifliche Lohnfortzahlungen, Sozialbeiträge und Abgaben. Sie sind zum überwiegenden Teil gesetzlich geregelt und nur zum geringeren Teil betriebsindividuell verschieden, Mittelwerte sind in **Tab. 12-1** angegeben.

12.2.3.3.2 Gemeinkosten der Baustelle

- *Baustelleneinrichtung und Räumung* – Mannschafts-, Material-, Wohn- und Bürocontainer nebst Einrichtungen, Bauzäune, allgemeine Betriebseinrichtungen ohne laufende Betriebskosten (wie Stromversorgung, Wasserversorgung, Fernsprechanschluss), Baurüste, Behelfsbrücken,

Tab. 12-1: Beispiel für Mittelwerte der gesetzlichen und tariflichen Sozialbeiträge und Abgaben (Zuschlagssatz für Lohnzusatzkosten)

Bezeichnung		%	
1	Grundlöhne (Fertigungslöhne) = Tariflohn und Bauzuschlag, Leistungs- und Prämienlöhne, übertarifliche Bezahlung, vermögenswirksame Leistungen, Überstunden, Erschwerniszuschläge		100
2	Soziallöhne		
2.1	Feiertage	4,57	
2.2	Ausfalltage	0,00	
2.3	Krankheitstage mit Lohnfortzahlung	4,06	
2.4	tarifliche Zusatzleistungen	5,66	14,29
2.5	Betriebliche Soziallöhne, Lohnausgleich		3,24
		17,53	17,53
2.6	Urlaub	19,46	
		36,99	
	Bruttolohn als Basis für Sozialkosten und lohnbezogene Kosten $100 + 36,99 = 136,99$		
3.	Sozialkosten		
3.1	Gesetzliche Sozialkosten		
	Rentenversicherung allgemein	9,55	
	Arbeitslosenversicherung	3,25	
	Krankenversicherung allgemein	7,10	
	Pflegeversicherung allgemein	0,85	
	RV, KV, PfV für Empfänger von beitragsfinanziertem WAG	0,09	
	Unfallversicherung	6,46	
	Konkursausschlag, Rentenlastausgleich, Arbeitsmedizinischer Dienst	0,41	
	Schwerbehindertenausgleich		0,50
	Arbeitsschutz und -sicherheit		1,06
	Betriebliche Sozialkosten	27,71	1,56
	$27,71\% \cdot 136,99$		37,96
3.2	Winterbeschäftigungs-Umlage	2,00	
3.3	Tarifliche Sozialkosten	18,60	
	Beitrag zu den Sozialkassen		
	Summe 3,2 + 3,3	20,60	
	Umrechnung auf Basis Bruttolohn $(136,99 - 5,66) \cdot 20,60\%$		27,05
	Sozialkosten		65,01
	Lohngebundene Kosten		79,30

Transportanlagen, Nebenkosten wie Geländepacht für Lager- und Arbeitsplätze, Herrichten und Wiederinstandsetzen der Plätze und Zufahrtsstraßen, Gebühren. Bei größeren Bauvorhaben ist hierfür gewöhnlich eine eigene Position im Leistungsverzeichnis vorgesehen. Löhne sind unter LK einzugliedern, verbrauchtes Material und dessen Vorhalten unter StK.

- *Laufende Ausgaben der Baustelle* – Personalkosten der Bauleiter, Kaufleute, Schreibkräfte einschließlich Reisespesen und sozialer Abgaben, freiwillige Unfall- und Haftpflichtversicherung, besondere Personalkosten für Planbearbeitung, statische Berechnungen, für die Baustelle anfallende Reisen, für die gesamte Baustelle gemeinsam anfallende Lohnkosten, wie Materialverwaltung, Bürohilfskräfte, Messgehilfen und Wachpersonal. Bürobedarf, Miete für Baubüro, Schreibbedarf, Porto, Fernspreckgebühren, Büroreinigung, Heizung, Beleuchtung, Betrieb besonderer Anlagen wie z. B. Wasserversorgung. Fahrzeugkosten, sonstige Material- und Betriebsstoffkosten, die in den Positionen des Leistungsverzeichnisses nicht enthalten sind wie z. B. Beleuchtung der

Baustelle, Baustoff- und Bodenuntersuchungen, Probebelastungen, Dichtheits-prüfungen usw. Alle laufenden Ausgaben der Baustelle sind einzugliedern unter LK bzw. StK.

- *Besondere Bauzinsen unter StK* – vorgelegtes Betriebskapital für Einrichten, Lohn- und Materialkosten bis zum Eingang der entsprechenden Zahlungen des Auftraggebers, Sicherheitsleistung.
- *Wagnisse besonderer Art unter StK* – wenn sie in der Ausschreibung besonders auferlegt und genau umschrieben sind.
- *Überschlägige Ermittlung der Gemeinkosten* – bei größeren Baustellen werden die Gemeinkosten der Baustelle einzeln kalkuliert, bei kleineren häufig nur ein bestimmter Anteil zu den Einzelkosten genommen, etwa 15 % zu den Lohnkosten, 5 % zu den Stoffkosten.

12.2.3.4 Betriebskostenzuschläge

Allgemeine Geschäftskosten – Sie bestehen aus: Gehältern, Gewinnbeteiligungen, Reisekosten der Geschäftsleitung, Kosten des Zentralbüros, Miete, Licht, Heizung, Zeichen- und Schreibbedarf, Porto, Fernspreckgebühren, Fachbücher und Zeitschriften, Inserate, Ausschreibungsunterlagen, Verzinsung des Eigen- und Fremdkapitals, Betriebskosten der Bauhöfe und Werkstätten, Beiträge zu Verbänden und Vereinen, Steuern und Versicherungen. Die allgemeinen Geschäftskosten sind verhältnismäßig stetig, das Verhältnis zum Gesamtauftrag ändert sich, je besser die Beschäftigung und die Organisation ist. Der %-Zuschlag ist aus den Erfahrungen der vergangenen Betriebsjahre zu wählen, er beträgt je nach Auftragslage und Größe des Unternehmens 6–12 %. Es ist üblich, den Materialanteil nicht so hoch wie den Lohnanteil zu belasten, z. B. auf Material 1/3 und auf Lohn 2/3 der Selbstkosten aufzuteilen.

Wagnis und Gewinn – Um die Lebens- und Leistungsfähigkeit des Unternehmens sicherzustellen und Investitionen zu ermöglichen, sollte der Zuschlag im Allgemeinen 5–10 % der Selbstkosten, gleichmäßig auf LK, StK und GK verteilt betragen.

12.2.3.5 Mehrwertsteuer

Sie richtet sich nach den geltenden Steuersätzen und beträgt seit 2007 19 %. Die gesetzliche Mehrwertsteuer für die Herstellung der Anschlussleitung beträgt seit Juni 2009 nur noch 7 %.

12.2.4 Zusammenstellung des Angebots

Tab. 12-2: Ermittlung der Angebotssumme und der Zuschläge zu den Einzelkosten, Beispiel

Zeile	Bezeichnung	LK (€)	StK (€)	GK (€)	Gesamt (€)
1	Einzelkosten (angenommen)	100 000	400 000	5 000	505 000
2	Gerätekosten (angenommen)	10 000	10 000	30 000	50 000
3	Summe 1 + 2	110 000	410 000	35 000	555 000
4	Gemeinkosten der Baustelle Zuschlag zu Zeile 3, 15 % auf LK, 5 % auf je StK u. GK	16 500	20 500	1 750	38 750
5	Selbstkosten ohne soziale Abgaben	126 500	430 500	36 750	593 750
6	Soziale Abgaben, 79,3 % zu Z.5	100 315	–	–	100 315
7	Selbstkosten einschl. soziale Abgaben	226 815	430 500	36 750	694 065
8	Allgemeine Geschäftsunkosten Zu- schlag 8 % der Z. 7 auf LK 4 % der Z. 7 auf StK + GK	18 145	17 220	1 470	36 835
9	Zwischensumme	244 960	447 720	38 220	730 900
10	Wagnis und Gewinn, je 5 % der Z. 9	12 248	22 386	1 911	36 545
11	Angebotssumme ohne MWSt	257 208	470 106	40 131	767 445

Aus Zeile 1 und Zeile 11 errechnet sich der Zuschlag zu den Lohnkosten zu $257\,208/100\,000 = 2,57$ und zu den Stoff- und Gerätekosten zu $(470\,106 + 40\,131)/(400\,000 + 5\,000) = 1,26$.

In **Tab. 12-3** ist als Beispiel der Einheitspreis einer LV-Position mit den Zuschlägen aus **Tab. 12-2** berechnet.

Wenn im Angebot die Einheitspreise getrennt für LK und StK anzugeben sind, wird der Kostenanteil der GK zu dem Kostenanteil der StK hinzugerechnet.

Tab. 12-3: Berechnung der Einheitspreise, nach Beispiel Tab. 12-2

Pos.	Bezeichnung	Einzelkosten			Einzelkosten Zuschläge			Einheitspreis
		LK	St K	GK	2,57 LK	1,26 St K	1,26 GK	
1	Beispiel	80,—	300,—	30,—	205,60	378,—	37,80	621,40

12.2.5 Aufgliederung der Angebotssumme

Für die Angebotsabgabe wird von den öffentlichen Auftraggebern meist die Aufgliederung der Angebotssumme gefordert. Nach dem in Bayern gebräuchlichen Muster ist im Folgenden diese Aufgliederung mit den Werten der **Tab. 12-2** durchgeführt.

01	Bezeichnung des Bauvorhabens	
02	Name und Anschrift des Bieters	
1	Summe der Einzellohnkosten der Teilleistungen (einschl. vermögenswirksamer Leistungen) ohne Sozialabgaben	110 000,—
2	Summe der Einzelstoffkosten der Teilleistungen	410 000,—
3	Gerätevorhaltekosten einschl. Reparaturkosten, ohne Betriebsstoffe und Bedienung	35 000,—
4	Gesetzliche und tarifliche Sozialabgaben, Kosten der Lohnfortzahlung, Sozialkassenbeiträge, Winterbeschäftigungs-Umlage (79,30) % der Einzellohnkosten	100 315,—
5	Lohnnebenkosten (—) % der Einzellohnkosten	—
6	Summe der übrigen Baustellen-Gemeinkosten	36 750,—
7	Entwurfskosten, Statik, Prüfungsgebühren, Lizenzgebühren u. a., soweit sie in besonderen Pos. anzubieten sind (sonst in Z. 6 enthalten)	—
8	Zwischensumme Z. 1–7	694 065,—
9	Allgemeine Geschäftskosten (8) % auf LK, (4) % auf StK und GK der Zwischensumme Z. 8	36 835,—
10	Zwischensumme Z. 8 + 9	730 900,—
11	Wagnis und Gewinn (5) % der Zwischensumme Z. 10	36 545,—
12	Netto-Angebotssumme	767 445,—
Die Zuschläge zu den Einzelkosten der Pos. betragen:		
Lohnkosten (2,57) %, Stoffkosten (1.26) %		
Gerätekosten (1,26) %, Fremdleistungen (—) %		
13	Mehrwertsteuer (19) %	145 814,55
14	Angebotssumme einschl. MWSt	913 259,55

12.3 Kostenschätzung

12.3.1 Allgemeines

Die im Folgenden angegebenen Preise für Kostenschätzungen in Vorentwürfen/Vorplanungen und Gutachten sind sowohl Fortschreibungen der Mittelwerte der 14. Auflage, wobei die Preisindizes für den Neubau von Bürogebäuden, gewerblichen Betriebsgebäuden und Ortskanälen des Statischen Bundesamtes zugrunde gelegt wurden (vergl. Abschn. 12.6.2), als auch Ergebnisse von Ausschreibungen und Preisanfragen der letzten Jahre.

Im Einzelfall können jedoch ungleiche Preissteigerungen der verschiedenen Anlageteile von Wasserversorgungsanlagen und die örtlich stark schwankende Konjunktur auf dem Bausektor erhebliche Unterschiede in den Baukosten ergeben. Es ist daher auch bei Kostenschätzungen empfehlenswert, besonders bei größeren Baumaßnahmen, aktuelle Ausschreibungsergebnisse vergleichbarer Maßnahmen im gleichen Raum zugrunde zu legen.

In den Werten der folgenden Tabellen sind nicht enthalten: Kosten der Baugrundstücke, Baunebenkosten und Mehrwertsteuer. Diese werden mit %-Sätzen als Zuschlag gesondert berechnet und i. A. auch gesondert ausgewiesen.

Der Entwurf/die Entwurfsplanung als Grundlage der Finanzierung und Ausschreibung erfordert demgegenüber eine Kostenberechnung mit den Positionen des Leistungsverzeichnisses. Die in der Kostenberechnung eingesetzten Preise müssen entweder nach Abschn. 12.2 kalkuliert oder aus Angeboten und Abrechnungen ähnlicher Baumaßnahmen unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse entnommen werden.

Für Kostenschätzung und Kostenberechnung ist immer der Zeitpunkt der Preisgrundlage festzulegen und anzugeben. Wenn mit Preissteigerungen zu rechnen ist, dann ist es vorteilhaft, die geplante Baumaßnahme in ausführungstechnisch mögliche und finanzierbare Jahresbauabschnitte aufzuteilen und entsprechend den zu erwartenden Preissteigerungen die zu erwartenden Kosten der Jahresbauabschnitte und der Gesamtkosten zu ermitteln.

12.3.2 Rohbaukosten

12.3.2.1 Wasserfassung

12.3.2.1.1 Quellfassungen

Schürfarbeiten – werden meist im Stundenlohn ausgeführt, da der Umfang vorher schwer abschätzbar ist. Insgesamt je nach örtlichen Verhältnissen:

€/Quelle: 1 500 bis 5 000

Schichtquelle – Sickergalerie, PVC-Rohr DN 150 halbseitig gelocht, 2,5 m Überdeckung, Steinpackung, Beton- und Lettendichtung:

€/m: 350

Stauquelle – Aushub, Betonringe DN 1000, Steinpackung, Beton- und Lettendichtung, ohne Überbau für Bedienungsschacht:

€/m Tiefe: 1 900

Sammelschacht – auch Unterbrecherschacht, mit Wasser- und Bedienungskammer, mit Messüberfall und hydraulischer Ausrüstung, Einstieg von oben, bei einer Schachtgröße von 10–20 m³ umbauter Raum:

€/m³: 1 150

12.3.2.1.2 Bohrbrunnen

Die Kosten für das Niederbringen der Bohrung hängen von den zu durchteufenden Gesteinsschichten, vom Bohrdurchmesser und von der Bohrtiefe ab. Sie sind für flache Bohrungen bezogen auf den Bohrmeter überproportional höher, da der Aufwand für die Baustelleneinrichtung auf weniger Bohrmeter umgelegt werden kann. Bei Saugbohrverfahren sind die Bohrkosten je m Tiefe bei Lockergestein etwa um 100,- € niedriger als in der **Tab.12-4**, bei Festgesteinen nur wenig niedriger. Der Zeitaufwand für das Niederbringen der Bohrung im Lockergestein beträgt nur etwa 1/5 von dem einer Trockenbohrung, die Kosten der Bohrstelleneinrichtung sind etwa 20 % höher. In den Preisen der **Tab. 12-5** sind Zubehörteile wie Zentriervorrichtungen, Rohrboden, Probenentnahmen usw. enthalten.

Herstellen der Bohrung – nach **Tab. 12-4**

Tab. 12-4: Bohrstelleneinrichtung und Bohrung

Bezeichnung	Grundwassermessstelle		Brunnen zur Wassergewinnung					
Gesteinsarten	Locker-gestein	Festgestein	Lockergestein			Festgestein		Zuschlag bes. fest
Endlichtweite der Bohrung mm	300	300	600	1000	1500	600	800	
Bohrstelleneinrichtung in T. €								
bei Bohrtiefen <50 m	3,5	3,5	7	9	13	11,5	15	3,5
bei Bohrtiefen 50–100 m	4,6	8	10,5	15	17	17	20,5	3,5
bei Bohrtiefen >100 m	6	11,5	15	17	18,5	23	26,5	3,5
Umstellen der Bohrstelleneinrichtung i. T. €	3,5	6	11,5	11,5	11,5	15	15	
Bohrung €/m	175	260	345	540	875	460	575	115

Lieferung und Einbau von Filter- und Aufsatzrohren – nach **Tab. 12-5**

Tab. 12-5: Filter- und Vollwandrohre (Aufsatzrohre) L +E in €/m

Rohrart DN	Filterrohre					Vollwandrohre				
	50	150	300	400	500	50	150	300	400	500
Stahl mit Schlitzbrücken, kunststoffbeschichtet	60	125	260	325	385	40	110	240	305	385
Stahl mit Schlitzbrücken aus Edelstahl	200	370	600	715	830	170	315	575	670	800
Wickeldrahtfilter aus Edelstahl	290	430	690	800	920	–	–	–	–	–
PVC	35	75	200	250	360	35	85	210	270	335

Sperrrohre – nach **Tab. 12-6**

Tab. 12-6: Sperrrohre, $s = 0,01 \cdot DN$ mm, L + €, /m

DN	150	300	500	600	700	800	900
Stahl	60	145	230	290	310	375	455

Wasserdichter Brunnenkopf – nach **Tab. 12-7**

Tab. 12-7: Wasserdichter Brunnenkopf, bestehend aus Brunnenkopffrohr €/m und Brunnenkopfdeckel €/St. L + E

	Brunnenkopfrohr, 1 m				Brunnenkopfdeckel					
	50	300	500	600	700	50	300	500	600	700
Stahl, verzinkt	30	635	1 010	1 320	1 550	60	750	1 150	1 380	1 725
Stahl, rostfrei	90	920	1 440	1 725	2 070	115	1 265	1 955	2 400	2 900

Filterkies

einfache Schüttung:
€/m³: 200

zweifache Schüttung:
€/m³: 290

Abdichtung zwischen Bohrlochwand und Sperrohr

plastischer Beton:
€/m³: 330

Ton:
€/m³: 345

Kugeltön:
€/m³: 690

Pumpversuch – Vorhalten der Geräte und Durchführung der Pumpversuche einschl. Messungen am Brunnen und an bis zu 6 Grundwassermessstellen nach **Tab. 12-8**

Tab. 12-8: Pumpversuch

max. Förderleistung der Pumpe	l/s	25	50	100	150
Transport, Vorhalten der Pumpe, Steigleitung und Antriebskraft	€/St	2 000	3 400	4 600	5 750
Ein- und Ausbau der Pumpe, Tiefe	<20 m	1 000	1 150	1 600	1 700
	>20 m	2 100	2 200	2 300	2 400
Abschnittsweises Entsandungspumpen, einschl. Vorhalten, Ein- und Ausbau der Geräte	€/h	115	125	150	170
Leistungspumpen einschl. Messungen	€/h	85	90	105	115
Einrichtungen zur Ableitung des Wassers	€/m	10	16	23	35

Brunnenschacht

wasserdichter Stahlbeton 20–50 m³ u. R. – €/m³ u. R.: 1 200

hydraulische Ausrüstung, ohne Pumpe und Steigleitung – €/l/s: 1 000

Maschinentechnische Ausrüstung – nach **Tab. 12-9**.

Tab. 12-9: Maschinentechnische Ausrüstung von Brunnen

max. Förderleistung der Pumpe	l/s	10	25	50	100
Unterwassermotorpumpe, H 20 m,	€/St	4 600	5 700	9 200	10 000
Unterwassermotorpumpe, H 100 m	€/St	6 900	10 300	13 800	15 000
Einbau Pumpe + Steigleitung	€/St	1 150	1 700	3 200	4 000
Steigleitung, L + E, DN		80	100	150	200
Stahl, kunststoffbeschichtet	€/m	60	70	95	125
Edelstahl	€/m	80	100	135	175
Niederspannungsanschluss u. Anlage (500 m, ohne Graben u. Trafo)	€/St	15 000	15 000	16 000	18 000

12.3.2.1.3 Horizontalfilterbrunnen

Die Angaben beziehen sich auf die Ausführung nach dem Preussag-Verfahren.

Brunnenschacht – nach **Tab. 12-10**.

Filterstränge – nach **Tab. 12-11**, je nach Ausführung mit oder ohne Einspülung von Filterkies ist der dem Filterdurchmesser entsprechende Bohrdurchmesser zu wählen.

Tab. 12-10: Horizontalfilterbrunnen, Brunnenschacht

Schachtdurchmesser D_i	Fertigschacht		Ortbeton	
	m	2,50	3,00	4,00
Baustelleneinrichtung	i. T. €	50	60	125
Brunnenschacht stg m.	i. T. €	4	5	10
Senkschneide, Unterbeton, Schachtsohle	i. T. €	9,5	12	40

Tab. 12-11: Horizontalfilterbrunnen, Herstellen der Filterstränge

Bohrung DN	mm	250–300	350–400	450–500
	€/m	310	390	620
Ausbau DN	mm	150–200	200–250	300–350
FilterrohrStahl mit Kunststoffüberzug	€/m	155	200	280
Stahl rostfrei		215	250	380
VollwandrohrStahl mit Kunststoffüberzug		140	170	240
Stahl rostfrei		185	210	320
Filterkieseinspülung		45	60	80
Spezialdurchführung Strangzubehör		1 500	2 100	4 000
Spezialschieber mit Spindel		3 000	3 200	4 000
Strangentsandung/Strang		1 000	1 200	1 400

Pumpversuch – nach Tab. 12-12

Tab. 12-12: Horizontalfilterbrunnen, Pumpversuch

max. Entnahme	l/s	250	400	1 000
Auf- und Abbau, je PV	€	3 500	5 500	12 000
Leistungspumpen einschl. Messungen am Brunnen, ohne Messung am Beobachtungsnetz	€/h	90	100	120

Bedienungshaus – Der Überbau des Horizontalbrunnens wird meist als Maschinenhaus ausgeführt, selten als einfacher Brunnenschacht.

Baulicher Teil, Maschinenhaus bei Schachtdurchmesser 4,00 m, etwa 800 m³ u. R.

€/m³ u. R.: 580

hydraulische Ausrüstung, ohne Pumpen und Steigleitung – €/l/s: 200–300

12.3.2.1.4 Oberflächenwasserfassung

Für Talsperren, Fluss-Wasserentnahmen sind immer auf den jeweiligen Einzelfall gerichtete Erhebungen erforderlich.

12.3.2.2 Wasseraufbereitung**Raumbedarf – nach Tab. 12-13**

Tab. 12-13: Wasseraufbereitung, Raumbedarf, umbauter Raum (u.R)

Anlageteil	m ³ u. R.
Belüftung, Entgasung, je m ² Riesler, Wellbahn	20–30
Offene Schnellfilter, je m ² Filterfläche	30–40
Geschlossene Schnellfilter, je m ² Filterfläche	40–50
Ozonung, Erzeugung je kg/h Ozon, mind. 40 m ³ u. R.	20

Anlageteil	m ³ u. R.
Reaktionsraum je kg/h Ozon	40
Chlorung, Erzeugung je Gerät Lager, Größe nach Bedarf	15
Chlordioxidanlage, Erzeugung + Lager je 50 g/h Erzeugung	50
Flockung, je l/s	20

Baulicher Teil – €/m³ u. R.: 400

Verfahrenstechnische Ausrüstung – nach Tab. 12-14

Tab. 12-14: Verfahrenstechnische Ausrüstung

max. Durchfluss	l/s	10	50	100	500
Belüftung, Entgasung	i. T. €	20	60	80	200
Offene Schnellfilter	i. T. €	--	390	600	1 400
Geschlossene Schnellfilter	i. T. €	120	370	550	1 300
Ozonung	i. T. €	40	120	180	800
Chloranlage	i. T. €	10	14	18	30
Chlordioxidanlage	i. T. €	15	30	45	90
Spülschlammbehandlung	i. T. €	15	50	80	250

Filtermaterial – nach Tab. 12-15

Tab. 12-15: Filtermaterial

Filtermaterial	Quarzsand	Hydroanthrazit	Aktivkohle	Jurakalk	dolomitisches Material
€/m ³	275	330	1 100	220	330

12.3.2.3 Wasserförderung

Bauliche Anlage – nach Tab. 12-16

Tab. 12-16: Pumpwerk, Raumbedarf, Kosten der baulichen Anlage

max. Förderstrom	l/s	50	100	500
umbauter Raum	m ³ u. R./l/s	30	20	15
umbauter Raum	m ³ u. R.	1 500	2 000	7 500
Kosten	€/m ³ u. R.	450	400	350

Nebenträume – Der Raumbedarf kann sehr unterschiedlich groß sein, bei kleinen, nicht besetzten Maschinenhäusern können manchmal solche ganz fehlen, wenn z.B. Werkstatt, Lager u. a. zentral zusammengefasst sind. Bei größeren Pumpwerken beträgt der Raumbedarf etwa:

Meisterbüro	15 m ²	WC	10 m ²
Werkstatt + Lager	100 m ²	Trockenraum	10 m ²
Waschraum	25 m ²	Aufenthaltsraum	30 m ²

Baukosten €/m³ u. R.: 350

Hydraulische Ausrüstung – nach Tab. 12-17

Tab. 12-17: Pumpwerk, hydraulische Ausrüstung

Förderstrom	l/s	10	25	50	100	200
horiz. Hochdruck-Kreiselpumpe						
H = 50 m	i. T. €/St	6	10	12	18	24
H = 100 m	i. T. €/St	8,5	12	15,5	24	30
Montage je Maschinensatz	i. T. €/St	2	3	4	7	15
hydraulische Ausrüstung je Masch. Satz	i. T. €/St	6	13	25	50	100
elektrische Ausrüstung für Gesamtausbauleistung in l/s des Pumpwerks	i. T. €/St	22	35	42	75	150
Schaltwarte, Fernmess-, Fernsteuerung						
Hoch-, Niederspannung, Trafo	i. T. €/St	16	22	25	40	65

Elektrotechnische Ausrüstung – nach Tab. 12-17 und 12-18

Tab. 12-18: Pumpwerk, elektrische Ausrüstung

Leistung	KW	22	45	90	160	350
E mot.	i. T. €	2	3	5	7	19
Ersatzstromanlage	i. T. €	20	28	40	60	120
Niederspannung Stromzuführung	mm ²	35	50	70	120	
Freileitung	€/m	25	30	35	45	
Kabel mit Graben	€/m	35	38	40	54	
Hochspannung	KV	6	20			
Freileitung	€/m	28	43			
Kabel mit Graben	€/m	40	45			
Übertragung Wasserstand	i. T. €	5			i. T. €	3
Übertragung Durchfluss	i. T. €	6			i. T. €	5
Übertragung Druck	i. T. €	3			€/m	10
Übertragung Störung	i. T. €	1				

Installationen – in % der Rohbaukosten der Gebäude

Wasserversorgung	2 %	Klimaanlage	2 %
Abwasser	1 %	Beleuchtung	1 %
Heizung	1 %	Schutzmaßnahmen	1 %

Außenanlagen

Bodenplanierung	10 €/m ²	Verkehrsflächen	75 €/m ²
Zaun	50 €/m	Grünflächen	10 €/m ²

12.3.2.4 Wasserspeicherung**12.3.2.4.1 Hochbehälter**

Die Kosten sind wesentlich von der baulichen Gestaltung und von den Bauplatzverhältnissen abhängig und können in Abhängigkeit von der Konjunktur in großen Grenzen schwanken. Der umbaute Raum der Wasserkammer beträgt etwa 115–125 % des Nutzinhalts, der umbaute Raum des Bedienungshauses, evtl. Bedienungsganges eines allein stehenden Behälters etwa 50 % des Nutzinhalts. Raumbedarf und Kosten sind in **Tab. 12-19** angegeben.

Tiefbehälter sind meist mit Pumpwerken oder Aufbereitungsanlagen verbunden, so dass der u. R. für das Bedienungshaus meist erheblich kleiner ist. Er muss im Einzelfall gesondert ermittelt werden, dies trifft auch für die hydraulische Ausrüstung zu.

Tab. 12-19: Hochbehälter in Stahlbetonausführung

Nutzzinhalt der Wasserkammern	m ³	100	200	500	1 000	5 000	10 000
Wasserkammern	m ³ u. R.	125	240	580	1 150	5 700	11 500
	€/m ³ u. R.	460	450	430	400	350	300
Bedienungshaus	m ³ u. R.	55	120	300	700	3 000	4 000
	€/m ³ u. R.	500	480	450	430	390	330
hydraulische Ausrüstung	i. T. €	35	40	50	60	150	240

hydraulische Ausrüstung oder: 1 000 € /l/s des max. Zu- bzw. Ablaufes

12.3.2.4.2 Wasserturm

Die Kosten sind weitgehend abhängig von dem gewählten Tragwerk, der Höhe des Turmschaftes und der architektonischen Gestaltung. Für mittlere Ausführung bei 20 m Höhe des WSp. üb. Gelände, Wasserbehälter in Stahlbeton, Turmschaft in Ringform und Stahlbetonausführung mit Gleitschalung, sind die Kosten in **Tab. 12-20** angegeben. Durch Sonderkonstruktionen bei größeren Turmbehältern können geringere Kosten je m³ u. R. erreicht werden.

Eine besonders preisgünstige Form, die jedoch in der Anwendbarkeit beschränkt ist, ist die Ausführung als Standrohrturm, da hier die Wasserkammern unmittelbar auf den gewachsenen Boden gegründet werden, der u. R. somit verhältnismäßig klein gegenüber dem Wasserturm ist.

Tab. 12-20: Wasserturm, WSp. 20 m über Gelände

	Standrohrturm 1-kammerig	Wasserturm 2-kammerig	
Nutzzinhalt der Wasserkammern m ³	300	200	500
m ³ u. R.	800	1 450	3 000
€/m ³ u. R.	400	500	450
hydraulische Ausrüstung i. T. €	45	50	75

hydraulische Ausrüstung alternativ: 3000 €/l/s des max. Zu- bzw. Ablaufes

12.3.2.5 Wasserverteilung

12.3.2.5.1 Rohrgraben

Aushub, Verfüllen und Verdichten – einschl. Nebenarbeiten, wie Krümmersicherungen u. a. nach **Tab. 12-21**. Als Abrechnungsbreite gilt unabhängig von der tatsächlichen Ausführungsbreite die Berechnungsbreite B_g nach **Tab. 12-22**, als Abrechnungstiefe die tatsächliche Ausführungstiefe = Überdeckung + D_a Rohr (nach VOB/C – DIN 18 300).

Die Bodenklassen werden nach DIN 18 300 bezeichnet.

Tab. 12-21: Rohrgraben, Aushub, Verfüllen, Verdichten

Bodenklasse	1	2	3–5	6	7
Bodenart	Oberboden	wasserhaltender Boden	leichter, fester Boden	leichter Fels	schwerer Fels
Oberboden	€/m ² 3				
Maschineneinsatz	€/m ³	30	15	30	60
Handsacht, Zulage	€/m ³	30	35	50	70

Schalung 15 €/m², Kanaldielen 30 €/m², Kanaldielen bleibend 70 €/m²

Beispiel: Rohrgraben, Bodenklasse 4, GGG, DN 300, Überdeckung 2,00 m, Maschineneinsatz

Nach **Tab. 12-22**: B_g = d_a + 0,8 = 1,13 m, t_g = 2,33 m

Kosten je m Rohrgraben: = (1,13·2,33)·15,– = 39,49 €/m

Sandbettung, Sandumhüllung – zum Schutze der Rohrleitung bei steinigem Boden, aggressivem Boden, zur Vermeidung von Setzungen in Straßen, Kreuzungen mit schwer verdichtbaren Bodenklassen, Abrechnungsbreite nach **Tab. 12-22**, Abrechnungstiefe nach Ausführungstiefe, Kosten stark abhängig von der Entfernung der Sandbeifuhr.

Tab. 12-22: Abrechnungsbreite Bg für Rohrgräben (VOB/C – DIN 18 300)

DN bis einschließlich	50	250	400	800	1400	>1400
Bg für alle Rohrgrabentiefen m	0,70	1,00	$d_a + 0,8$	$d_a + 0,9$	$d_a + 1,1$	$d_a + 1,3$
Materialbedarf						
Sandbettung:	nach DIN 15 cm oder 10 cm + 0,1 DN					
Sandumhüllung:	$Bg \cdot (d_a + 0,30 \text{ Überdeckung}) - [D_a^2 \cdot \pi/4] \text{ m}^3$					
Kosten: Sandbettung	12 €/m ³ , Sandumhüllung 10 €/m ³					
Sandlieferung, je nach Transportweg	20–25 €/m ³					

Straßen-Aufbruch und -Wiederherstellung – es wird i. a. nur die Abrechnungsbreite Bg (nach **Tab. 12-22**) + mind. 2·0,15 m, bei Rohrgrabentiefen >2,00 m + mind. 2·0,20 m, vergütet (ZTVA-StB 89).

<i>Straßen-Aufbruch:</i>		<i>Straßen-Wiederherstellung:</i>	
Bitumendecke	79 €/m ³	Bitumendecke 10 cm	21 €/m ²
Betondecke	95 €/m ³	Betondecke	32 €/m ²
Großpflaster	16 €/m ³	Großpflaster	55 €/m ²
		Gehwegplatten	27 €/m ²
		Kiestragschicht	26 €/m ³

Wasserhaltung – i. a. nach tatsächlichem Anfall mit Betriebsstundenzähler und Messung der Fördermenge,

10–30 m³/h 10,– €/h, 30–60 m³/h 12,– €/h, 60–100 m³/h 15 €/h

oder bei geringem Wasserandrang Zuschlag je m Rohrgraben €/m 2

12.3.2.5.2 Rohrleitung

Duktile Gussrohre GGG – ZM, spritzverzinkt, bituminiert, mit Tytonverbindung, Mengen üb. 10 t, Kosten nach **Tab. 12-23**, bei kleineren Mengen höhere Kosten.

Stahlrohre – ZM, außen Kunststoffüberzug, Schweißverbindung, Mengen über 10 t, Kosten nach **Tab. 12-24**, bei kleineren Mengen höhere Kosten.

Tab. 12-23: Duktile Gussrohre GGG, ZM, mit Tytonverbindung, Abnahmemengen über 10 t, Liefern und Verlegen

DN	80	100	150	200	250	300	400	500	600
Gewicht mit ZM kg/m*	15,1	18,5	27,3	37,4	49,5	62,7	94,2	128,9	165,3
L + V €/m	50	65	75	80	85	115	175	230	300

* Gewicht pro lfm mit Muffenanteil

Tab. 12-24: Stahlrohre, ZM, PE-Überzug, Schweißverbindung, Liefern und Verlegen

DN	100	150	200	250	300	400	500	600
Gewicht mit ZM kg	13,7	23,5	34,5	46,5	59,9	87,9	107	137
L + V €/m	40	55	75	100	120	165	220	250

PVC-Rohre – PN 10, mit Steckverbindung, Kosten nach **Tab. 12-25**.

PE-Rohre – PN 10, mit Schweißverbindung bei 12 m Stangenware, Kosten nach **Tab. 12-26**.

Tab. 12-25: PVC-Rohre, PMA 10, Liefern und Verlegen

DN	80	100	150	200	250	300
Gewicht kg/m	1,7	2,6	5,5	10,8	16,0	20,9
L + V €/m	40	55	65	75	85	110

Tab. 12-26: PE-Rohre, PE 100, SDR 11, Liefern und Verlegen (einschl. Schweißverbindungen bei 12 m Stangenware)

DA	90	125	160	225	280	315
Gewicht kg/m	2,1	4,1	6,7	13,3	20,5	25,9
L + V €/m	45	50	60	70	85	100

Formstücke – Die Kosten für Formstücke sind stark abhängig von den örtlichen Verhältnissen. Für die Abrechnung können die Formstücke übermessen und je Muffe oder Flansch ein Formstückszuschlag von 2 m bei GGG und von 4 m bei PVC vergütet werden. Entsprechend der Abschätzung der Zahl der Formstücke beträgt der Kostenanteil der Formstücke etwa:

Zubringer- und Fernleitungen 10–12 %
Haupt- und Versorgungsleitungen 10–30 % (Versorgungsleitungen innerorts bis 50 %)

12.3.2.5.3 Armaturen

Absperrarmaturen – Es werden vorwiegend weichdichtende Schieber mit glattem Durchgang (z. B. VAG-beta200), verwendet, Kosten nach **Tab. 12-27**.

Automatisch wirkende Rückschlagklappe, mit Gewicht und Umführung, Kosten nach **Tab. 12-28**.

Bei größeren DN (ab DN 200 bis 250) ist der Einsatz von Klappen üblich, Kosten nach **Tab. 12-29**.

Für Spezialarmaturen wie Kugelhähne, Ringkolbenschieber u. ä., sind jeweils Preisanfragen bei den Herstellern zu empfehlen.

Tab. 12-27: Schieber mit glattem Durchgang, Liefern und Verlegen

DN	80	100	150	200	250	300
Gewicht	25	31	51	80	118	177
L + V €/St	270	310	480	750	1 100	1 500
Einbaugarnitur + Straßenkappe + Hinweisschild Umpflasterung €/St	250	250	250	250	300	300

Tab. 12-28: Rückschlagklappe mit Hebel und Gewicht, Liefern und Verlegen

DN	80	100	150	200	250	300	400
Gewicht kg	29	44	76	130	185	270	480
L + V €/St	550	750	900	1 600	1 900	2 200	2 800

Tab. 12-29: Klappen, Ausbaustück, Liefern und Verlegen

DN		200	250	300	400	500	600
Klappe	Gewicht kg	90	110	125	255	360	535
	€/St	1 500	1 700	2 200	2 900	3 700	4 600
Ausbaustück	€/St	550	650	900	1 600	2 300	3 400

Tab. 12-30: Hydranten, einschl. Fußkrümmer u. Straßenkappe, Liefern und Verlegen

Hydrant	Unterflurhydrant		Überflurhydrant		Überflurhydrant mit Fallmantel	
DN	80	100	100	150	100	150
L + V €/St	950	1 150	2 700	3 150	2 900	4 200

Tab. 12-31: Be- und Entlüfter, Druckminderer- und Sicherheitsventil, Liefern und Verlegen

DN		25	50	80	100	150	200
Be- und Entlüftungsventil	€	350	650	500	2 000	—	—
Druckminderventil 25 bar	€	700	1 000	1 900	3 100	7 400	19 000
Druckminderventil 16 bar		140	700	1 300	1 900	4 000	15 000
Sicherheitsventil	€	200	370	730	990	4 300	5 300

Armaturenschächte*Baulicher Teil:*Entlüfterschacht 8–12 m³ u. R., Spülschacht 10–16 m³ u. R., Abzweigschacht 20–25 m³ u. R.:€/m³ u. R.: 900 (Fertigteilschächte)*Hydraulische Ausrüstung:* Kosten entsprechend den eingebauten Armaturen und Rohrlängen mit Formstückzuschlägen.**12.3.2.5.4 Sonder-Bauwerke****Straßen- und Bahnkreuzung in offener Bauweise:**

Baustelleneinrichtung – abhängig von der Länge der Kreuzung, pauschal 1000–2500 €, mind. 10 % der Rohbaukosten.

Kosten je m Kreuzungslänge – einschl. Rohrgraben, Aussteifung, Stahlbeton-Schutzrohr mit Bettung und Verfüllung, ohne Produktenleitung und Kontrollschacht, nach **Tab. 12-32**.

Tab. 12-32: Straßen- und Bahnkreuzung, in offener Bauweise ohne Produktenleitung und Kontrollschächte, Liefern und Verlegen

	Schutzrohr, Stb. DN	400	500	600	700	800
WL-Rohr	GGG DN	150	200	300	400	500
	D _a Flansch	285	340	455	465	670
	€/m	320	400	480	560	640

Straßen- und Bahnkreuzung, Durchpressen:

Baustelleneinrichtung – einschl. Pressschacht, abhängig von DN des Pressrohres und Länge der Kreuzung, pauschal:

2 500–6 000,– €, mind. 8 % der Rohbaukosten.

Vorpressen – einschl. Stahl-Pressrohr, ohne Produktenleitung und Kontrollschacht, nach **Tab. 12-33**.**Kreuzung mit offenen Wasserläufen in offener Bauweise:**

Baustelleneinrichtung – abhängig von der Größe und Art des Wasserlaufes und Länge der Kreuzung 1000–5000,– €, mind. 10 % der Rohbaukosten

Kosten je m Kreuzung – einschl. Rohrgraben, Aussteifung, Betonummantelung, Wasserhaltung, ohne Produktenleitung und Kontrollschächte, nach **Tab. 12-34**.

Tab. 12-33: Straßen- und Bahnkreuzung, Durchpressen, ohne Produktenleitung und Kontrollschächte, Liefern und Verlegen

	Schutzrohr, St. DN	400	500	600	700	800
WL-Rohr	GGG DN	150	200	300	400	500
	D _a Flansch	285	340	455	465	670
	€/m	430	650	750	900	1 000

Tab. 12-34: Kreuzung mit offenen Wasserläufen, ohne Produktenleitung und Kontrollschächte

DN	Rohrleitung	100	200	300	400	500
	€/m	260	360	530	730	830

Düker – Kosten sind weitgehend abhängig von den örtlichen Verhältnissen. Einzelerhebungen und Kosten-Voranfragen sind unerlässlich (z. B. DN 500: 4 000 €/m einschl. Rohrleitung).

Anhängen der Rohrleitung an Brücken – Kosten der Rohrleitung einschl. Befestigungen, Isolierung gegen Frost, ohne Brückenkonstruktion, Bedienungsstege und Kontrollschächte, nach **Tab. 12-35**.

Tab. 12-35: Anhängen der Rohrleitung an Brücken, ohne Brückenkonstruktion und Kontrollschächte

DN	Rohrleitung	100	150	200	300	400
	€/m	260	430	530	780	1 050

12.3.2.5.5 Spülen und Desinfizieren

Bei Bereitstellen des Wassers durch den AG betragen die Kosten:

Grundbetrag: 2 500 €/km + 15 €/m³ Rohrinhalt/km

Beispiel: 1 km DN 200 K = 2 500 + 15·31,5 = 2 973 €/km = 3,00 €/m
1 km DN 500 K = 2 500 + 15·183 = 5 245 €/km = 5,25 €/m

12.3.2.5.6 Druckprüfung

Die Druckprüfung besteht aus Teilstreckenprüfung, Vorprüfung und Gesamtdruckprüfung, bei Bereitstellung des Wassers durch den AG betragen die Kosten:

Grundbetrag: 1 000 €/Prüfstrecke + 3 €/m Gesamtstrecke

Beispiel: Gesamtstrecke 5 km, geprüft in 2 Teilstrecken, 1 Gesamtdruckprüfung
K = (3·1 000 + 5 000·3)/5 km = 18 000 €/5 km = 3,60 €/m

12.3.2.5.7 Gesamtkosten je m Zubringer- bzw. Versorgungsleitung

In **Tab. 12-36** sind zum Vergleich gegenübergestellt die Kosten je m Zubringerleitung im freien Gelände und je m Versorgungsleitung im bebauten Gebiet, bei 1,50 m Überdeckung, Bodenklasse 3–5, geringe Wasserhaltung und sonst mittleren Verhältnissen.

Tab. 12-36: Gesamtkosten von 1 m Zubringerleitung im freien Gelände ohne Kosten für Schieber-, Entlüfter-, Spül- und Abzweigschächte und 1 m Versorgungsleitung im bebauten Gebiet, Bodenklasse 3–5, Überdeckung 1,50 m, GGG K 9, DN 100–300

Leitungsart	Zubringerleitung (ZW)				Versorgungsleitung (VW)			
DN	100	150	200	300	100	150	200	300
Oberboden, 12 m Breite	36	36	36	36	–	–	–	–
Rohrgraben	28	29	30	34	28	29	30	34
Grabenverbau	–	–	–	–	15	15	15	15

Leitungsart	Zubringerleitung (ZW)				Versorgungsleitung (VW)			
Sandbettung (0,15+0,1DN) cm	3	3	3	3	3	3	3	3
Sandumhüllung 30 cm	7	7	8	8	7	7	8	8
Wasserhaltung, Anteil	2	2	2	2	2	2	2	2
Straßenaufbruch, Bitu 10 cm 1,50 m²/m (für alle DN)	–	–	–	–	11	11	11	11
Straßenwiederherstellung, Bitu 10 cm	–	–	–	–	31	31	31	31
Kiestragschicht, 30 cm	–	–	–	–	12	12	12	12
GGG-Rohr	65	75	80	115	65	75	80	115
Formstücke, ZW 5 %, VW 10 %	3	4	4	6	7	8	8	12
Schieber VW 0,01 St/m	–	–	–	–	3	5	8	15
Ü. Hydrant, VW 0,005 St/m	–	–	–	–	15	15	15	15
U. Hydrant, VW 0,01 St/m	–	–	–	–	10	10	10	10
Armaturenschächte ZW 0,001 St/m	12	12	15	15	–	–	–	–
Kreuzungen, ZW 0,001 St/m	3	3	3	3	–	–	–	–
Spülen, Desinfizieren	2	2	3	3	2	2	3	3
Druckprüfung	3	3	3	3	3	3	3	3
Summe, Einzelkosten	164	176	187	228	214	225	239	289
Baustelleneinrichtung 8 %	13	14	15	18	17	18	19	23
Unvorhergesehenes 5 %	8	9	9	11	11	11	12	14
Baunebenkosten 10 %	16	18	19	23	21	23	24	29
Baukosten (netto)	198	217	230	280	263	277	294	355
Mehrwertsteuer 19 %	38	41	44	53	50	53	56	67
Gesamtkosten €/m	236	258	274	333	313	330	350	422

12.3.2.5.8 Anschlussleitung

Als Rohrleitungsmaterial für Anschlussleitungen hat sich PE (Werkstoff PE 100 oder PE-X) durchgesetzt, oft auch im Verbund mit anderen Materialien zur Verhinderung von Schadstoffdiffusion (Alufolie) und/oder als Außenverstärkung (versch. Kunststoffarten).
Kosten nach **Tab. 12-37**. Manche Wasserversorger sind dazu übergegangen für Anschlussleitungen bis zu einer gewissen Länge (z. B. bis 25 m) einen Pauschalpreis einschl. MWSt zu verrechnen (z. B. 2 000 € für DN 32/40).

Tab. 12-37: Baukosten von 10 m Anschlussleitung bei örtlichen Verhältnissen wie Tab. 12-37

Ausführungsart		Herstellen mit Durchpressung und Einziehen			Herstellen mit Rohrgraben		
DN		25	32	40	25	32	40
Rohrgraben, L 10 m					150	150	150
Grabenverbau					100	100	100
Sandumhüllung, L 10 m					44	44	44
Straßenaufbruch, L 5 m					25	25	25
Straßenwiederherstellen, L 5 m					130	130	130
Durchpressen und Einziehen, L 10 m		300	300	300			
Summe 1		300	300	300	449	449	449
Rohrleitung PE-100; L 10 m		70	90	110	70	90	110
Ventilanbohrschellen GGG 100		150	150	160	150	150	160
Wanddurchführung (ggf. anteilig)		75	100	125	75	100	125
Edelstahl im Haus, L 3 m		45	50	55	45	50	45
Hauswasserzähler 5, Ein- und Auslassventil, Normanschluss		250	275	300	250	275	300
Summe Einzelkosten	Summe 2	890	965	1 050	1 039	1 124	1 189
		71	77	84	81	87	93

Ausführungsart		Herstellen mit Durchpressung und Einziehen			Herstellen mit Rohrgraben		
Baustelleneinrichtung	8 %						
Unvorhergesehenes	5 %	44	48	52	51	55	58
Baunebenkosten	10 %	89	97	105	102	109	117
Baukosten (netto)	Summe 3	1 094	1 187	1 291	1 273	1 365	1 457
Mehrwertsteuer	7 %	77	83	90	89	96	102
Gesamtkosten €		1 171	1 270	1 381	1 362	1 461	1 559

12.3.2.6 Außenanlagen

Einzäunung:

Maschendrahtzaun	2 m hoch	50 €/m
Einfahrtstor	4,00·1,75 m	3 500 €/St
Eingangstüre	1,00·1,75 m	1 800 €/St.

Bepflanzung:

Rasensaat 0,80 €/m²

Sträucher und Bäume, je nach Größe, Anfrage erforderlich

Straßen und Wege: nach Abschn. 12.3.2.5.1

12.3.2.7 Objektschutz

Kleine Wasserwerke 10 000–30 000 €

Mittlere Wasserwerke 20 000–60 000 €

12.3.2.8 Baustelleneinrichtung, mit Auf- und Abbau, sowie Vorhalten

Die Baustelleneinrichtung ist abhängig von der Größe und Schwierigkeit der Baumaßnahme. Soweit ihre Kosten nicht bereits bei den einzelnen Bauteilen angegeben sind, sollten sie etwa betragen:

Summe der Einzelkosten < 0,5 Mio. € – Baustelleneinrichtung 8,5 %

Summe der Einzelkosten < 1,5 Mio. € – Baustelleneinrichtung 6,5 %

Summe der Einzelkosten > 1,5 Mio. € – Baustelleneinrichtung 5,5 %

Die Kosten der Baustelleneinrichtung werden jedoch manchmal deutlich höher veranschlagt; sie sollen dann z. B. bewusst zu gering kalkulierte Einheitspreise ausgleichen.

12.3.2.9 Sonstige Kosten

12.3.2.9.1 Allgemeines

Zu den nach Abschn. 12.3.2 ermittelten Summen der Einzelkosten kommen verschiedene Kostenanteile hinzu, die für die Baudurchführung anfallen, wie Unvorhergesehenes, Ingenieurleistungen, Nebenkosten. Sie werden i. a. in % Sätzen der Summe der Einzelkosten bei der Kostenschätzung eingesetzt.

12.3.2.9.2 Unvorhergesehenes

Ein bis ins Detail ausgearbeiteter Entwurf unter Berücksichtigung aller Preissteigerungen erfordert eigentlich keine Kostenart Unvorhergesehenes. Dies ist jedoch selten erreichbar. Bei Gutachten und Vorentwürfen sind die Unsicherheiten der Kostenschätzung noch größer. Als Unvorhergesehenes werden i. a. 10 % beim VE, 5 % beim E entsprechend der Summe der Einzelkosten eingesetzt.

12.3.2.9.3 Ingenieurleistungen

Der Kostenanteil wird wie in Abschn. 11.2.3.2 beschrieben ermittelt.

12.3.2.9.4 Nebenkosten

Hierunter versteht man die Kosten für Grunderwerb, z. B. für Bauwerke, Fassungsgebiet der Wasserschutzgebiete u. a., die im Einzelfall entsprechend den örtlichen Verhältnissen zu schätzen sind, ferner für Grunddienstbarkeiten, z. B. für das Einlegen von Rohrleitungen in landwirtschaftlich genutzten Grundstücken sowie Kosten für Sondergutachten, sonstige Entschädigungen, Gebühren, Finanzierungskosten u. a. Diese Kosten betragen etwa 3–5 % der Summe der Einzelkosten. Sie werden nicht als zuwendungsfähig für staatliche Zuwendungen anerkannt.

Hinzu kommen gegebenenfalls die Kosten für Bauverwaltung des AG, besonders bei großen Baumaßnahmen.

12.3.3 Mehrwertsteuer

Die Mehrwertsteuer, nach dem jeweils gültigen Steuersatz, ist immer als Kostenfaktor einzusetzen; sie muss im Gesamtwert der Anlage enthalten sein. Sie wird am Schluss der Kostenschätzung ausgewiesen und ist nicht bereits in den Einzelpreisen enthalten. Der Steuersatz beträgt seit 2007 19 %, für Anschlussleitungen seit Juni 2009 7 %.

12.3.4 Trinkwasserinstallation (Hausinstallation)

Die Hausinstallation gehört nicht zu den Anlageteilen der zentralen öffentlichen Wasserversorgungsanlage. Sie ist von den Anschlussnehmern selbst entsprechend ihren Bedürfnissen und der Wahl der sanitären Ausstattung erstellen zu lassen, etwaige besondere Vorschriften des WVU sind dabei zu beachten. Die Kosten für die Hausinstallation unterliegt je nach gewähltem Rohrleitungsmaterial (Kupfer, Edelstahl, Kunststoff, verzinkter Stahl) und insbesondere der Ausführungsart der Armaturen großen Schwankungen, sie sind darüber hinaus wegen des hohen Lohnanteils auch regional verschieden hoch, so dass auf die Angabe von Richtwerten verzichtet wird.

12.4 Baukosten je Einheit

Die früher vielfach verwendeten Größen, Baukosten je Einwohner, je Wasseranteil, je Anwesen, haben an Bedeutung verloren, da beim bereits erreichten hohen Anschlussgrad nicht mehr der Neubau ganzer Wasserversorgungsanlagen, sondern der Umbau, der Teilausbau, die Erweiterung oder Sanierung durchzuführen sind und ein Vergleich zwischen verschiedenen Anlagen wegen der oft erheblichen Unterschiede in den einzelnen Anlageteilen und Baujahren wenig aussagekräftig ist.

Bei reinen Wohnsiedlungen mit höchstens zweigeschossiger Bauweise betragen die Kosten der Versorgungsleitungen etwa 3 000–5 000 €/Anwesen.

12.5 Kostenanteil der Anlageteile an den Gesamtkosten

Der Kostenanteil des Rohrnetzes wird umso größer, je größer das Versorgungsgebiet ist. Für ländliche Wasserversorgungsanlagen sind die %-Kostenanteile der Anlageteile an den Gesamtkosten im Mittel in **Tab. 12-38** angegeben.

Tab. 12-38: Kostenanteil der Anlageteile an den Gesamtbaukosten in % der Gesamtkosten

	Einzelanlage ländlicher Ort	kleine ländliche Gruppenanlage			große ländliche Gruppenanlage		
		Fernleitg.	Ortsnetz	Gesamt	Fernleitg.	Ortsnetz	Gesamt
	%	%	%	%	%	%	%
Wasserfassung	6	4	–	3	3	–	2
Maschinenhaus	6	7	–	5	5	–	4
Maschinenanlage	3	6	–	5	2	–	2
Stromzuführung + Fernmeldeanlage	2	3	–	3	5	–	4
Wasseraufbereitung	2	3	–	3	2	–	1
Wasserspeicherung	15	19	–	14	9	–	6
Rohrgraben	15	16	22	17	21	22	22
Rohrleitung	36	42	46	42	53	40	49
Anschlussleitungen	15	–	32	8	–	38	10
Summe	100	100	100	100	100	100	100

12.6 Wertberechnung bestehender Anlagen

12.6.1 Allgemeines

Häufig werden z. B für eine kostengerechte Wasserpreisgestaltung oder für die Jahresbilanz Angaben über Herstellungskosten, Wiederbeschaffungswerte, Abschreibungen, Buchwerte u.Ä. von WV-Anlagen benötigt. Der Neuwert einer bestehenden Anlage kann mittels zweier Verfahren ermittelt werden:

12.6.1.1 Index-Verfahren

Wenn die Herstellungskosten K_0 und das Herstellungsjahr bekannt sind, wird der Neuwert K_n mittels Kostenindex zum Berechnungszeitpunkt I_n , und Index im Herstellungsjahr I_0 berechnet aus:

$$K_n = K_0 \cdot (I_n / I_0)$$

12.6.1.2 Preisspiegel-Verfahren

Wenn die Herstellungskosten nicht bekannt sind, müssen die Bestände der einzelnen Anlageteile erfasst werden. Der Neuwert K_n wird mittels der zum Erhebungs-Zeitpunkt gültigen mittleren Einheitspreisen (Preisspiegel) berechnet. Die ursprünglichen Herstellungskosten K_0 werden dann rückläufig berechnet aus:

$$K_0 = K_n / (I_n / I_0)$$

12.6.2 Kostenindex

Vom Statistischen Bundesamt werden für WV-Anlagen keine besonderen Kostenindizes aufgestellt. Große WVU mit regelmäßiger Bautätigkeit können aus den entstandenen Kosten für die örtlichen Verhältnisse eigene Kostenindizes ermitteln. Bei anderen WVU ist dies meist nicht der möglich. Ersatzweise wurden daher von den Autoren bis 1985 für WV-Anlagen Kostenindizes entwickelt, wobei die Herstellungskosten aus Unterlagen des ehemaligen Bayer. Landesamtes für Wasserwirtschaft und einiger Ingenieurbüros zur Verfügung standen. Zur Vereinfachung wurden die Einzel-Kostenindizes nur für die Teile der WV-Anlage mit den größten Kostenanteilen, nämlich Rohrgraben I_G , Rohrleitung I_R , und Hochbehälter I_{HB} aufgestellt, und bei den Misch-Indizes die fehlenden Kostenanteile, wie Wasserefassung, Wasserförderung, Wasseraufbereitung u. a., entsprechend dem sachlichen Wert den o. a. Anteilen hinzugerechnet. Wegen der Unterschiede in den örtlichen Verhältnissen und in der Preisgestaltung sind genauere Werte weder möglich noch erforderlich. WV-Anlagen können entsprechend den jeweiligen Verhältnissen sehr verschieden große Kostenanteile für Rohrgräben, Rohrleitungen und Hochbehälter aufweisen, dementsprechend sind auch verschiedene Misch-Indizes möglich, sie können aus den Einzel-Indizes etwa in folgender Weise gebildet werden:

Einzelortsanlage	$M_1 : 0,246 I_G + 0,565 I_R + 0,189 I_{HB}$
Zubringerleitung	$M_2 : 0,262 I_G + 0,739 I_R$
Rohrnetz	$M_3 : 0,450 I_G + 0,550 I_R$
Gruppenanlage	$M_4 : 0,285 I_G + 0,630 I_R + 0,085 I_{HB}$
Fernleitung	$M_5 : 0,230 I_G + 0,650 I_R + 0,120 I_{HB}$
Rohrnetz bei Gruppenanlagen	$M_6 : 0,450 I_G + 0,550 I_R$

In den folgenden Tabellen **Tab. 12-39, 12-40** sind die Indizes auf die Basisjahre 1962=100, 1970=100, 1980=100, 1985=100, 1991=100, 1995=100 und 2000=100 (analog Stat. Bundesamt) bezogen. Zum Vergleich sind teilweise der Tariflohn Berufsgruppe III b Ortskl. A (Maurerfacharbeiter) und der Kostenindex für Wohngebäude (nach Stat. Bundesamt) ab 1970 der für Ortskanäle und für Wassergebühren mit angegeben. Tabellen mit den verschiedenen Indizes für die Jahre 1910 bis 1961 befinden sich in der 13. Auflage des Taschenbuches (2002).

Tab. 12-39: Index des Tariflohns Berufsgruppe III b, Ortsklasse A (Maurerfacharbeiter I_L), der Baukosten von Rohrgräben (I_G), von Rohrleitungen (I_R), von Hochbehältern (I_{HB}), Mischindex (I_{MI}) von Wasserversorgungsanlagen für Einzelortsversorgung, (I_{M3}) von Rohrnetzen sowie nach Angaben Stat. Bundesamtes von Wohngebäuden und Entgelte für Wasser, Zeitraum 1962–1970, Basisjahr 1962 = 100

Jahr	Tariflohn I_L	Rohrgraben I_G	Rohrleitung I_R	Hochbehälter I_{HB}	WV-Anl. I_{MI}	Rohrnetz I_{M3}	Wohngebäude I_W	Wasser I_V
1962	100	100	100	100	100	100	100	100
1963	108	100	101	111	103	101	106	101
1964	118	124	102	133	114	112	109	117
1965	128	85	96	128	100	91	113	133
1966	135	100	127	122	122	120	116	141
1967	140	86	98	95	95	93	114	152
1968	144	91	107	111	104	100	119	169
1969	153	109	113	124	114	111	125	169
1970	184	86	127	150	122	109	143	175

Tab. 12-40: Index des Tariflohns Berufsgruppe III b, Ortsklasse A (I_L), der Baukosten von Rohrgraben (I_G), Rohrleitung (I_R), Hochbehälter (I_{HB}), Wasserversorgungsanlagen für Einzelortsversorgung (Mischindex I_{MI}), sowie nach Angaben des Stat. Bundesamtes von Ortskanälen (I_K), Wohngebäuden (I_W), und Entgelte für Wasser (I_V) Zeitraum 1970–1980, Basisjahr 1970 = 100 Zeitraum 1980–1990, Basisjahr 1980 = 100

Jahr	Tariflohn I_L	Rohr- graben I_G	Rohr- leitung I_R	Hochbe- hälter I_{HB}	WV-Anl. I_{MI}	Ortskanäle I_K	Wohngebäude I_W	Wasserge- bühren I_V
1970	100	100	100	100	100	100	100	100
1971	108	103	101	104	102	108	111	115
1972	115	107	103	107	105	111	119	129
1973	125	114	105	111	108	112	128	138
1974	139	118	112	95	110	117	137	148
Jahr	Tariflohn I_L	Rohr- graben I_G	Rohr- leitung I_R	Hochbe- hälter I_{HB}	WV-Anl. I_{MI}	Ortskanäle I_K	Wohngebäude I_W	Wasserge- bühren I_V
1975	140	104	114	108	113	119	141	165
1976	152	137	160	113	145	123	146	182
1977	162	132	168	122	151	128	153	186
1978	179				160	136	163	191
1979	192				165	156	177	196
1980	209				170	169	197	201
1980	100	100	100	100	100	100	100	100
1981	104	103	106	106	101	103	106	106
1982	108	101	120	102	101	101	109	114
1983	112	101	116	109	101	101	111	119
1984	115	103	116	112	103	103	114	122
1985	118	105	120	121	105	105	117	
1986					107	107	121	
1987					110	110	123	
1988					112	112	126	
1989					116	116	132	
1990					124	124	141	

Für den Zeitraum von 1990–1994 ist das Basisjahr 1985 = 0.

Der Umbasierungsfaktor von 1980 auf 1985 beträgt für I_{MI} und I_K 1,03711 und für I_W 1,17588.

Seit 1986 stehen nur noch die Angaben des Statistischen Bundesamtes zur Verfügung, das zwischenzeitlich eine einheitliche Tabelle auf dem Basisjahr 2005 = 100 entwickelt hat, die bis ins Jahr 1958 zurückreicht und Umbasierungsfaktoren entbehrlich macht. Wegen des geringen Anteils von Wasserversorgungsanlagen am gesamten Bauaufkommen sind diese in der Statistik nicht enthalten. Die in der **Tab. 12-41** angegebenen Preisindizes für Ortskanäle, Straßenbau und gewerbliche Betriebsgebäude bieten jedoch eine ausreichend genaue Grundlage für Berechnungen bei Wasserversorgungsanlagen.

Tab. 12-41: Index der Baukosten von Ortskanälen, Straßen und gewerblichen Betriebsgebäuden (aus Fachserie 17, Reihe 4, Stat. Bundesamt)

Jahr	Ortskanäle I _K	Straßen I _S	gewerbliche Betriebsgebäude I _{gB}	Jahr	Ortskanäle I _K	Straßen I _S	gewerbliche Betriebsgebäude I _{gB}
1958	24,3	30,2	16,5	1984	75,0	76,1	65,8
1959	26,2	31,9	17,1	1985	75,2	77,5	66,4
1960	28,3	33,5	18,3	1986	76,9	79,0	67,8
1961	30,4	35,2	19,4	1987	78,2	80,0	69,3
1962	32,4	37,5	20,9	1988	79,4	80,5	70,7
1963	33,8	39,0	21,8	1989	81,7	82,6	73,2
1964	34,4	38,7	22,7	1990	87,2	87,8	77,8
1965	33,6	36,6	23,5	1991	93,6	93,6	82,6
1966	33,8	36,1	24,2	1992	99,7	98,6	87,6
1967	32,4	34,5	23,0	1993	103,4	100,8	91,4
1968	34,1	36,0	24,2	1994	104,6	101,2	93,3
1969	35,8	37,6	26,4	1995	105,5	101,9	95,4
1970	41,8	43,7	31,2	1996	103,8	100,1	95,7
1971	45,4	46,5	34,6	1997	101,9	98,4	95,2
1972	46,9	47,2	36,3	1998	100,9	97,5	95,3
1973	48,8	48,6	38,5	1999	100,5	97,3	95,0
1974	52,0	53,2	40,7	2000	100,8	99,5	95,7
1975	52,9	54,6	41,9	2001	100,6	100,2	96,1
1976	53,9	55,4	43,6	2002	100,3	100,0	96,3
1977	55,8	56,9	45,4	2003	99,9	99,6	96,5
1978	59,7	60,7	47,8	2004	99,9	99,6	98,0
1979	65,8	67,0	51,6	2005	100	100	100
1980	73,1	75,5	56,9	2006	102,5	103,7	102,3
1981	75,1	77,5	60,4	2007	108,4	110,5	109,6
1982	73,8	75,7	62,9	2008	111,7	115,2	113,6
1983	73,8	75,1	64,3	2009	113,5	117,8	114,9

12.6.3 Beispiel einer Wertberechnung

12.6.3.1 Allgemeines

Durch die vom Statistischen Bundesamt herausgegebene langfristigen Übersicht der Preisindizes (Tab. 12-42) hat sich die Wertberechnung wesentlich vereinfacht. Sollen noch die Indizes der detaillierteren Tab. 12-41 für die Berechnung von Neu- oder Herstellungswerten aus dem Zeitraum von 1962 bis 1990 verwendet werden, wird auf die Berechnungsbeispiele der 14. Auflage (2007) verwiesen.

12.6.3.2 Berechnung des Neuwertes

Die Herstellungskosten einer Wasserversorgungsanlage betrugen im Jahr 1979 10,5 Mio. DM. Davon sind entfallen auf:

Rohrleitungen = 6,5 Mio. DM

Bauwerke (Gewinnung, Aufbereitung, Speicherung) = 4,0 Mio. DM

gesucht: Neuwert 2009:

$$K_{n,2009} = K_{K,1979} \cdot (I_{K,2009}/I_{K,1979}) + K_{gB,1979} \cdot (I_{gB,2009}/I_{gB,1979}) = 6,5 \cdot (113,5/65,8) + 4,0 \cdot (114,9/51,6)$$
$$= 20,12 \text{ Mio. DM, entspricht } 10,13 \text{ Mio. €}$$

12.6.3.3 Berechnung des Herstellungswertes

Der Neuwert eines Rohnetzes beträgt im Jahr 2009 = 3,0 Mio. €
gesucht: Herstellungswert 1979:

$$K_{0,1979} = K_{K,2009} / (I_{K,2009} / I_{K,1979}) = 3,0 / (113,5/65,8) = 1,74 \text{ Mio. €}, \text{ entspricht } 3,45 \text{ Mio. DM}$$

12.7 Lohn- und Materialanteil an den Gesamtkosten

In **Tab. 12-43** sind Mittelwerte der Kostenanteile von Lohnkosten und Stoffkosten an den Summen der Einzel-Kosten, d. i. Netto-Angebote der Ausführungsfirmen (**Tab. 12-2**, Zeile 11), somit einschl. der Gemeinkosten und Betriebskostenzuschläge, jedoch ohne Kosten für Ingenieurleistungen, Nebenkosten, Mehrwertsteuer angegeben. Die Zahl der Tagschichten errechnet sich aus dem Kosten-
teil Lohn geteilt durch den Wert der Tagschicht, einschl. der Zuschläge.

Tab. 12-43: Mittelwerte der % Kostenanteile von Lohn und Material an den Rohbaukosten

Bauteil	Lohnkosten- anteil %	Stoffkosten- anteil %	Bauteil	Lohnkosten- anteil %	Stoffkostenanteil %
Quellfassung	55	45	Rohrgraben		
Bohrbrunnen	30	70	von Hand	85	15
Brunnenschacht	40	60	mit Bagger	30	70
Maschinenhaus	40	60	Rohrleitung	20	80
Maschinen	8	92	Anschlussleitung	35	65
Fernmeldeanlage	8	92	Unvorhergesehenes	40	60
Stromzuführung	8	92	überschlägig		
Hochbehälter	40	60	Gesamtanlage	33	67

Weiterführende Literatur

Mitteilungen der Landesverbände der Bauinnungen
Statistisches Bundesamt: Statistische Berichte, Baukostenindex, lfd. Veröffentlichungen, Wiesbaden

13. Betrieb, Verwaltung und Überwachung

bearbeitet von **Werner Knaus**

DVGW-Regelwerk, DIN-Normen, Gesetze, Verordnungen, Vorschriften, Richtlinien
siehe Anhang, Kap. 14, S. 881 ff
Literatur siehe S. 878

13.1 Allgemeines

Die Aufgaben des Betriebes und der Verwaltung von Wasserversorgungsunternehmen (WVU) werden bestimmt durch die Forderungen der hygienisch, technisch und wirtschaftlich einwandfreien Belieferung des Versorgungsgebietes mit Trinkwasser unter Beachtung der einschlägigen Rechtsvorschriften und technischen Regelwerke. Als technische Regelwerke und anerkannte Regeln der Technik gelten dabei vor allem die einschlägigen DIN, die DVGW-Arbeitsblätter, Merkblätter und Hinweise sowie die Unfallverhütungsvorschriften. Wesentliche Bestimmungen davon sind i. a. von den Länderbehörden in Mustersatzungen und Richtlinien für die Praxis umgesetzt. Da zwischen den Ländern infolge der Mitwirkung der LAWA keine wesentlichen Unterschiede bestehen, wird hier erforderlichenfalls auf solche des Freistaates Bayern Bezug genommen.

Betrieb und Verwaltung müssen die Technik der Wasserversorgung berücksichtigen, wie auch der Betrieb die für das jeweilige WVU zweckmäßige Verwaltung berücksichtigen muss. Da das Taschenbuch im wesentlichen die technischen Aufgaben der Wasserversorgung behandelt, wird der Bereich Verwaltung nur zusammengefasst dargestellt, soweit er für den Techniker wesentliche Bedeutung und Auswirkungen auf seine Arbeit hat.

Fachliche Unkenntnis, grobe Fahrlässigkeit und falsche Sparsamkeit des WVU können dazu führen, dass auch ursprünglich einwandfreie zentrale WV-Anlagen Mängel aufweisen. Die Folgen eines mangelhaften Betriebes sind z. B.:

- 1) *Gesundheitliche Gefährdung der Bevölkerung* – nicht einwandfreie Wasserbeschaffenheit, fehlerhafter baulicher Zustand, keine Sauberkeit, Fehlen eines Schutzgebietes oder Nichteinhalten der Schutzgebietsauflagen, verbotswidrige Verbindung von zentraler Trinkwasserversorgungsanlage mit privaten Eigenversorgungsanlagen.
- 2) *Wassermangel* – bei stärkerem Verbrauch, häufig damit verbunden Wassersperurmaßnahmen, dadurch Gefahr des Leerlaufens des Rohrnetzes und damit Rücksaugen von verunreinigtem Wasser durch Leckstellen und eingehängte Schläuche.
- 3) *Versagen in Brandfällen* – leerer Hochbehälter, eingerostete Schieber und Hydranten, überdeckte Straßenkappen, Fehlen von Hinweisschildern, Fehlen eines Rohrnetzplanes und nicht ausreichende Unterweisung der Feuerwehr.
- 4) *Unrentabler Betrieb* – Wasserverluste, schlechter Wirkungsgrad der Maschinen und damit hohe Förderungs- und Stromkosten, Überbemessung von Anlageteilen, unzureichende Wassergebühren.
- 5) *Hohe Kosten für Erneuerung* – Vernachlässigung der Wartung, nicht rechtzeitige Durchführung von Reparaturen, falsche Sparsamkeit, zu wenig fachkundiges Personal, zu geringe Bezahlung, fehlende Überprüfung durch den Unternehmensträger.

13.2 Organisation

13.2.1 Arten der Wasserversorgung

Trinkwasser ist ein „für den menschlichen Genuss und Gebrauch geeignetes Wasser mit Güteeigenschaften nach den geltenden gesetzlichen Bestimmungen sowie nach DIN 2000 und DIN 2001“.

Betriebswasser ist demgegenüber ein „gewerblichen, industriellen, landwirtschaftlichen oder ähnlichen Zwecken dienendes Wasser mit unterschiedlichen Güteeigenschaften, worin Trinkwassereigenschaft eingeschlossen sein kann“.

Die Versorgung der Bevölkerung mit Trinkwasser kann erfolgen durch:

1. *Öffentliche Wasserversorgung* – Sie dient der Versorgung der Allgemeinheit (Dritter) unabhängig von der Art des Rechtsträgers.
2. *Eigenwasserversorgung* – Sie dient nicht der Allgemeinheit und wird mit eigenen Anlagen betrieben. Für den Betrieb und die Wartung von größeren Eigenwasserversorgungsanlagen, z. B. Betriebswasserversorgung von Industriebetrieben, ist im allgemeinen ein verantwortlicher Betriebsbeauftragter einzusetzen. Neben der eigentlichen Betriebsleitung der WV-Anlage obliegt ihm vor allem die Verantwortlichkeit gegenüber der Wasserrechtsbehörde für das Einhalten der wasserrechtlichen Gestattungen. Die Bestellung eines Betriebsbeauftragten ist vor allem dann notwendig, wenn der Unternehmensträger eine Mehrheit von Personen ist. Die zivilrechtliche Haftung gegenüber Dritten bleibt von der Bestellung eines Betriebsbeauftragten unberührt.
3. *Notwasserversorgung* – Sie dient der Versorgung in Notfällen, bei denen eine normale Versorgung mit Wasser gefährdet, eingeschränkt oder unmöglich ist.

Für geschlossene Orte ist nur die

Zentrale Wasserversorgung, bei der das Wasser durch ein Rohrnetz einem größeren Verbraucherkreis zugeführt wird, in hygienischer, technischer und wirtschaftlicher Hinsicht befriedigend und immer anzustreben.

Für Einzelanwesen etc. kommt die

Einzelwasserversorgung, eine Eigenwasserversorgung, bei der das Wasser nur durch Verbrauchsleitungen verteilt wird und die nur einem kleinen Verbraucherkreis dient, in Frage. Die Verantwortung für den ordnungsgemäßen Betrieb liegt beim Anwesensbesitzer.

Bezüglich ihrer Ausdehnung wird unterschieden in

Gruppenwasserversorgung, d. h. eine gemeinsame zentrale WV mehrerer Verbraucherkreise, *Verbundwasserversorgung*, das sind mehrere zentrale WV, deren Rohrnetze miteinander verbunden sind, *Fernwasserversorgung*, bei der das Wasser durch Leitungen über größere Entfernungen einem oder mehreren WV-Gebieten zugeführt wird.

Ungünstige hydrogeologische Verhältnisse können zur Bildung von Gruppenwasserversorgungsanlagen führen. Ferner ist der Zusammenschluss von kleinen Orten und Gemeinden zu Gruppenwasserversorgungsanlagen von solcher Größe zweckmäßig, damit geeignetes Fachpersonal hauptamtlich beschäftigt werden kann. Kleine Einzelanlagen mit nebenamtlich beschäftigten Wasserwarten können die neuzeitlichen Anforderungen nicht erfüllen, weil weder das erforderliche Fachpersonal vorhanden ist, noch die Einnahmen für die Einstellung von Fachpersonal ausreichen. Möglichst sind solche kleine Einzelanlagen durch entsprechende Verbände oder nahe gelegene große WVU auf vertraglicher Grundlage zu betreuen oder die kleinen WVU kooperieren mit größeren WVU.

Gruppenanlagen werden meist durch Zweckverbände der Gemeinden, die übliche Regelung bei kleinem Versorgungsgebiet, oder durch Zweckverbände der Landkreise und Gemeindeverbände bei großen Versorgungsgebieten, z. B. Fernwasserversorgungen betrieben. Nicht nur bei kleinen und mittleren Gruppenanlagen mit wenigen Orten sind der Betrieb von Wassergewinnungsanlagen, der Ortsnetze und damit die Wasserlieferung an die Endabnehmer zweckmäßig. Es ist zu beobachten, dass immer mehr große Gruppenanlagen die Wasserlieferung bis zum Endverbraucher sicherstellen.

Bei sehr großen, weiträumigen Gruppenanlagen war es allerdings bisherige Praxis, nur die gemeinsamen Anlagenteile wie Wassergewinnung, Aufbereitung, Förderung, Speicherung und Zuleitung zu

den Verbraucherorten von einem Zweckverband betreiben zu lassen, während die einzelnen Ortsnetze von jeder einzelnen Gemeinde oder von kleinen Untergruppen selbst erstellt und betrieben wurden. Das Wasser wird dort vom Zweckverband über einen Orts-Wasserzähler an die Gemeinden oder Untergruppen geliefert. Damit wird der Zweckverband nicht zu sehr durch die Vielzahl der kleinen Aufgaben der einzelnen Ortsnetze belastet. Die Gemeinden sind auch rechtlich besser in der Lage, die Ortsnetze aufgrund von Wasserleitungssatzungen, Strafbestimmungen, Ortsvorschriften zu verwalten und hinsichtlich widerrechtlicher Anschlüsse, Wasserdiebstahl, Wasserverschwendung, Beschädigung von Anlageteilen usw. zu überwachen.

Zweckmäßig ist es allerdings, wenn Neubau, Instandsetzung und Wartung, Überwachung und Kontrolle dieser WV-Anlagen von der Betriebsleitung des Zweckverbandes gegen Kostenerstattung übernommen wird (Vertrag über die technische Betriebsführung). Die Betriebsführung kann neben dem technischen auch den kaufmännischen Bereich umfassen. Der Betriebsführer wird hierbei regelmäßig für Rechnung der ihn beauftragten Gemeinde tätig, d. h. das unternehmerische Risiko der Betriebsführung verbleibt grundsätzlich bei der Gemeinde. Dieses Betriebsführungsmodell dürfte insbesondere für kleinere Gemeinden interessant sein, die ein eigenes Wasserversorgungsunternehmen behalten wollen, denen jedoch die personelle und organisatorische Ausstattung für die laufende Sicherstellung der Wasserversorgung fehlt.

Ein Betreibermodell kommt in erster Linie dann in Betracht, wenn Investitionen in Wasserversorgungsanlagen anstehen und die Gemeinde alles von der Planung über Bau, Finanzierung und Betrieb der Anlagen auf Private übertragen will. Der private Dritte realisiert und betreibt die jeweilige WV-Anlage im vertraglich vereinbarten Umfang für eigene Rechnung und erhält für seine Gesamtdienstleistung von der Gemeinde ein vereinbartes Betreiberentgelt.

Die Zusammenarbeit mit privaten Dritten kann schließlich auch dadurch erfolgen, dass sich die Gemeinde zusammen mit einem oder mehreren privaten Dritten an einer privatrechtlichen Gesellschaft beteiligt, welche vertraglich vereinbarte Aufgaben der Wasserversorgung im Auftrag der Gemeinde als Dienstleister übernimmt. Eine gemischtwirtschaftliche Gesellschaft ist eine Form eines Public-Private-Partnership (PPP). In der öffentlichen Diskussion wird bei einer Zusammenarbeit zwischen öffentlichen und privaten Beteiligten, bei der gemischtwirtschaftliche Unternehmen gegründet werden, auch von Institutionalisierten Öffentlich-Privaten Partnerschaften (IÖPP) gesprochen.

13.2.2 Pflichtaufgabe Wasserversorgung – betriebliche Kooperation

Die Versorgung der Bevölkerung mit Trink- und Betriebswasser zählt zu den Pflichtaufgaben des eigenen Wirkungskreises, z. B. in Bayern nach Art. 57 Abs. 2 der Gemeindeordnung. Danach sind die Gemeinden unbeschadet bestehender Verbindlichkeiten Dritter in den Grenzen ihrer Leistungsfähigkeit verpflichtet, die aus Gründen des öffentlichen Wohls erforderlichen Einrichtungen zur Versorgung mit Trinkwasser zu errichten und zu unterhalten.

Die öffentliche Trinkwasserversorgung gehört zum Bereich der Daseinsvorsorge.

WVU können Aufgaben, zu denen sie berechtigt oder verpflichtet sind, gemeinsam mit anderen erfüllen. Es bestehen grundsätzlich folgende Möglichkeiten der betrieblichen Kooperation:

- Kooperation durch Verbindung gleichartiger Tätigkeiten *ohne Ausgliederung von Funktionen*, d. h. eine Zusammenarbeit von Unternehmen in bestimmten gleichartigen Bereichen, wie gegenseitige Hilfeleistung, Erfahrungsaustausch, Absprachen im Rechnungswesen, zur Lagerhaltung. Als Rechtsformen kommen z. B. Arbeitsgemeinschaften, Vereine, BGB-Gesellschaften in Frage.
- Kooperation *durch Ausgliederung und Übertragung*, d. h. die kooperierenden Unternehmen gliedern einen oder mehrere gleichartige Tätigkeitsbereiche aus ihren Unternehmen aus und übertragen sie einem der kooperierenden Unternehmen oder einer von den Partnern neu gegründeten Rechtsperson. Übliche Rechtsformen sind GmbH, AG, Zweckvereinbarungen, Gründung von Zweckverbänden und inzwischen auch Kommunalunternehmen.

13.2.3 Unternehmensformen der öffentlichen Wasserversorgung

13.2.3.1 Allgemeines

Im Vergleich mit einigen Mitgliedsstaaten der EU, wie Niederlande, Frankreich, England, stellt sich die Versorgungsstruktur in Deutschland völlig anders dar. Ca. 6 000 WVU, davon etwa 3 600 in Bayern und Baden-Württemberg, versorgen die Bevölkerung mit Trinkwasser. Die Gesamtförderung der WVU in den verschiedensten Rechts- und Organisationsformen belief sich 2007 auf rd. 5,1 Milliarden m³ Wasser. In ländlichen Gebieten versorgen kleinere WVU eine vergleichsweise geringe Zahl von Einwohnern. Demgegenüber beliefern in städtischen Ballungsräumen wenige Unternehmen eine hohe Zahl von Einwohnern. So versorgen nur 1,5 Prozent der Unternehmen 50 Prozent der Bevölkerung (Abb. 13-1).

Die deutsche kommunale Versorgungswirtschaft befindet sich in einem Veränderungsprozess, überwiegend verursacht durch äußere wirtschaftliche Zwänge wie zunehmender Wettbewerb, abnehmende Erlöse und zunehmende Finanznot der Kommunen. Die derzeitige Struktur der Wasserversorgung muss nicht mit allen Mitteln aufrecht erhalten werden. Es ist zu wünschen, dass über unterschiedliche Formen der Kooperation eine Strukturveränderung auf freiwilliger Basis eintritt.

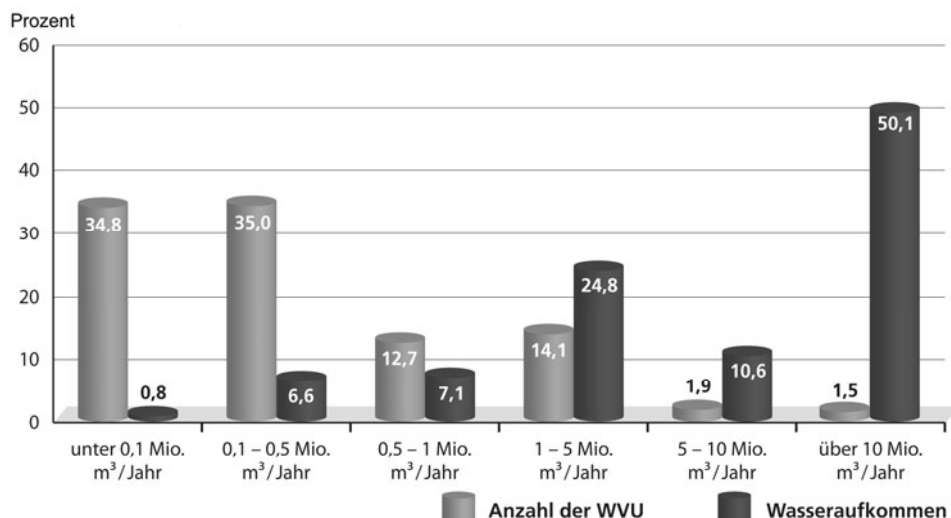


Abb. 13-1: Größenstruktur der Wasserversorgungsunternehmen in Deutschland

Quelle: Statistisches Bundesamt, Fachserie 19, Reihe 2.1, Heft 2004, in: Branchenbild der deutschen Wasserwirtschaft 2008, Nr. 3, S. 14

13.2.3.2 Organisationsformen des öffentlichen Rechts

13.2.3.2.1 Regiebetrieb

Der Regiebetrieb ist keine eigenständige Rechtsform, sondern ein rechtlich, organisatorisch und wirtschaftlich unselbstständiger Teil der Kommunalverwaltung. Der Regiebetrieb besitzt keine selbstständigen Organe. Die Kommunalverwaltung hat unmittelbare Einwirkungsmöglichkeiten auf den Regiebetrieb. Alle Einnahmen und Ausgaben werden im kommunalen Haushaltsplan veranschlagt und unterliegen dem haushaltsrechtlichen Gesamtdeckungsprinzip. Dritte können an einem Regiebetrieb nicht beteiligt werden.

13.2.3.2.2 *Eigenbetrieb*

Der kommunale Eigenbetrieb ist die häufigste Unternehmensform für WVU, deren Art und Umfang eine selbstständige Wirtschaftsführung rechtfertigen. Gesetzliche Grundlage bilden die entsprechenden Bestimmungen in den Gemeindeordnungen (z. B. Art. 86 und 88 GO für Bayern) und die Eigenbetriebsgesetze bzw. Eigenbetriebsverordnungen der Länder. Kommunale Eigenbetriebe sind im Gegensatz zum Regiebetrieb wirtschaftliche Unternehmen der Gemeinde bzw. Stadt, aber ohne eigene Rechtspersönlichkeit. Der Eigenbetrieb ist organisatorisch und wirtschaftlich vom Behördenapparat getrennt und wird nach kaufmännischen Gesichtspunkten mit eigener Vermögensverwaltung geführt. Der Gemeinde- bzw. Stadtrat bestellt die Werkleitung und einen Werkausschuss, die über die laufenden Geschäfte des Eigenbetriebes (z. B. Stadtwerke) entscheiden. Einzelheiten werden in einer Betriebssatzung festgelegt. Die Verantwortung für die wirtschaftliche Führung des Eigenbetriebes obliegt der Werkleitung. Der bestellte Werkleiter ist Dienstvorgesetzter der Dienstkräfte des Eigenbetriebes. Die Wirtschaftsführung und das Rechnungswesen sind in den Eigenbetriebsgesetzen bzw. -verordnungen und in hierzu ergangenen Länderverordnungen geregelt. Grundsätzlich haben Eigenbetriebe die Eigenbetriebsverordnung anzuwenden. Danach stellen die Eigenbetriebe einen Wirtschaftsplan auf (Erfolgs-, Vermögens-, Stellenplan und Stellenübersicht). Die Ergebnisse des Wirtschaftsjahres sind im Jahresabschluss (Bilanz, Gewinn- und Verlustrechnung) darzustellen. Der Jahresabschluss und der Lagebericht werden von dem Gemeinde- bzw. Stadtrat festgestellt und unterliegen einer externen Abschlussprüfung. Eigenbetriebe, die nicht unter die EBV fallen, werden unmittelbar von der Gemeinde verwaltet. Die Aufnahme von Krediten ist dem Eigenbetrieb nur nach Genehmigung durch die Kommunalaufsicht gestattet (Art. 71, 72 und 88 GO). Eine Beteiligung Dritter ist auch beim Eigenbetrieb nicht möglich.

13.2.3.2.3 *Zweckverband*

Der Zweckverband stellt die klassische öffentlich-rechtliche Form einer interkommunalen Zusammenarbeit zwischen Kommunen mit eigener Rechtspersönlichkeit dar. Gemeinden, Landkreise und Bezirke können Aufgaben, zu denen sie berechtigt oder verpflichtet sind – also auch die WV – gemeinsam erfüllen. Sie können sich dafür – z. B. in Bayern gemäß dem „Gesetz über die kommunale Zusammenarbeit – KommZG“ – zu Zweckverbänden zusammenschließen. Die Mitglieder eines Zweckverbandes übertragen die mit dem Zweck Wasserversorgung zusammenhängenden Aufgaben ganz oder teilweise dem Zweckverband. Das Recht und die Pflicht, die dem Zweckverband übertragenen Aufgaben zu erfüllen und die dazu notwendigen Befugnisse auszuüben, gehen auf den Zweckverband über. Die jeweilige Gemeinde wird also vollständig von ihrer Verpflichtung befreit. Der Zweckverband ist somit nicht bloßer Erfüllungsgehilfe, sondern tatsächlich Aufgabeninhaber und Aufgabenträger. Zweckverbände haben eine Verbandssatzung. Sie sind als Körperschaften des öffentlichen Rechts organisatorisch und rechtlich selbstständig. Organe des Zweckverbandes sind die Verbandsversammlung und der Verbandsvorsitzende (z. B. Art. 29 KommZG für Bayern). Die Verbandswirtschaft (Haushaltswirtschaft, Kreditwesen, Vermögenswirtschaft, wirtschaftliche Betätigung, Kassen- und Rechnungswesen und Prüfungswesen) ist entsprechend den Regelungen der Vorschriften für die Kommunalwirtschaft zu organisieren (GO, LKrO bzw. BezO).

13.2.3.2.4 *Wasser- und Bodenverband*

Wasser- und Bodenverbände, auch Wasserverbände, Wasserbeschaffungsverbände und Wassergenossenschaften, sind Körperschaften des öffentlichen Rechts. Gesetzliche Grundlage ist das „Gesetz über Wasser- und Bodenverbände“ (Wasserverbandsgesetz – WVG). Die Rechtsverhältnisse eines Wasser- und Bodenverbandes werden durch eine Verbandssatzung geregelt. Damit wird klargestellt, dass der Verband eine Satzung haben muss. Organe des Wasser- und Bodenverbandes sind nach § 46 Abs. 1 WVG die Verbandsversammlung und der Vorstand (Verbandsvorsteher). Die Satzung kann bestimmen, dass der Verband anstelle der Verbandsversammlung einen Verbandsausschuss als Vertreterversammlung der Verbandsmitglieder hat. Die Verbände unterliegen der behördlichen Aufsicht.

13.2.3.2.5 Kommunalunternehmen

Das Kommunalunternehmen ist als Anstalt des öffentlichen Rechts eine juristische Person und besitzt somit eine eigene Rechtspersönlichkeit. Die Rechtsgrundlagen des Kommunalunternehmens bilden in Bayern die Art. 89 ff. GO, die Verordnung über Kommunalunternehmen (KUV), sowie die Kommunalunternehmenssatzung. Organe des Kommunalunternehmens sind der Vorstand und Verwaltungsrat. Zur Tätigkeit des Vorstandes gehören die laufende Betriebsführung und die Verantwortung für die wirtschaftliche Führung des Kommunalunternehmens. Er hat die Fachaufsicht über die Dienstkräfte des Kommunalunternehmens. Im Gegensatz zum Eigenbetrieb besteht keine Genehmigungspflicht für Kreditaufnahmen. Ein wesentlicher Vorteil des Kommunalunternehmens gegenüber der GmbH besteht darin, dass die Kommune die Möglichkeit erhält, dem Kommunalunternehmen nicht nur die Durchführung bestimmter Aufgaben als Erfüllungsgehilfen, sondern auch die Aufgaben selbst und die damit zusammenhängenden Befugnisse zu übertragen. Darunter fallen, z. B. Anschluss- und Benutzungszwang, Satzungs- und Verwaltungsakterlass, die Verwaltungsvollstreckung und dergleichen.

Mit dem Gesetz zur Änderung des Kommunalrechts vom 26.07.2004 hat der Landtag des Freistaates Bayern erstmals für Gemeinden, Landkreise und Bezirke die Möglichkeit geschaffen, ein Kommunalunternehmen gemeinsam zu errichten oder einem bereits bestehenden gemeinsamen Kommunalunternehmen beizutreten. Vor dieser Gesetzesänderung konnte ein Kommunalunternehmen nur einen Träger haben. Die Zusammenarbeit mehrerer Kommunen war bisher nur über einen Zweckverband möglich.

13.2.3.3 Organisationsformen des Privatrechts

13.2.3.3.1 Kapitalgesellschaft

Die Rechtsform der Kapitalgesellschaft ist die einer juristischen Person, die der Kapitalgesellschaft Rechtsfähigkeit verleiht und für Vertretung und Geschäftsführung besondere Organe, z. B. Vorstand bzw. Geschäftsführung erfordert. Die für die WV wichtigsten Kapitalgesellschaften sind die Aktiengesellschaften – AG (gem. Aktiengesetz) und die Gesellschaft mit beschränkter Haftung – GmbH (gem. GmbH-Gesetz). Je nach Art der Beteiligung an der Gesellschaft unterscheidet man die *Eigengesellschaft* – beteiligt eine öffentlich-rechtliche Körperschaft (z. B. Stadt, Gemeinde), *Öffentliche Gesellschaft* – beteiligt mehrere öffentlich-rechtliche Körperschaften, *Gemischt-Öffentlich-Privatwirtschaftliche Gesellschaft*, *Privatwirtschaftliche Gesellschaft* – beteiligt ausschließlich Private. Umsatzsteuer-, körperschaftssteuer- und gewerbesteuerpflichtig, volle Vorsteuerabzugsfähigkeit.

13.2.3.3.2 Sonstige Organisationsformen des privaten Rechts

Neben den o. g. Kapitalgesellschaften kommen z. B. *Betriebsführungsmodelle* (private Gesellschaft wird mit der Betriebsführung von der Kommune beauftragt), *Betreibermodelle* (Vergabe der kompletten Dienstleistung Wasserversorgung), *Kooperationsmodelle* (Kommune gründet gemeinsam mit Privaten eine Gesellschaft, die vertraglich vereinbarte Dienstleistungen erbringt, PPP) oder *Consulting Modelle* (Fremdeinkauf von Planungs- und Finanzierungsleistungen, ansonsten wie Eigenbetrieb) in Frage. Die günstigste Organisationsform ist jeweils für den Einzelfall zu prüfen.

13.2.3.4 Beispiel für die Anteile der verschiedenen Unternehmensformen

In Deutschland existieren in der Wasserversorgung öffentlich-rechtliche und privatrechtliche Unternehmensformen seit Jahrzehnten nebeneinander (**Abb. 13-2**). Es gibt eine Tendenz hin zu privatrechtlichen Formen. Die nachstehenden Aussagen beziehen sich auf die mehr als 1300 Unternehmen in der BDEW- Wasserstatistik 2005, die rund 79 Prozent des Wasseraufkommens in Deutschland repräsentieren. Insgesamt existieren in Deutschland ca. 6 000 Betriebe der Wasserversorgung. Für die rd. 4 700 in der Statistik nicht erfassten Betriebe, die rund 21 Prozent des Wasseraufkommens bereit-

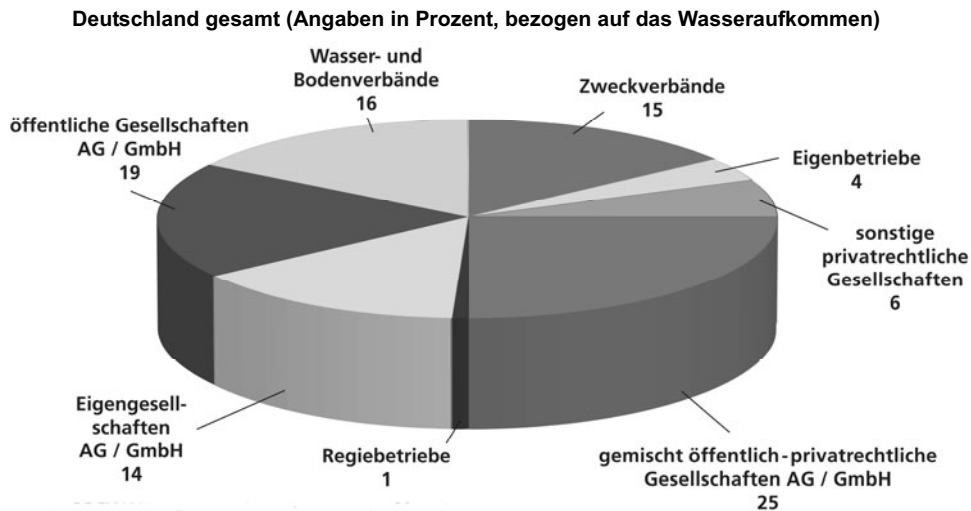


Abb. 13-2: Unternehmensformen in der öffentlichen Wasserversorgung 2005

Quelle: BDEW-Wasserstatistik 2005 (Basis: 1 302 Unternehmen), in: Branchenbild der deutschen Wasserwirtschaft 2008, Nr. 2, S. 12

stellen, liegen im Einzelnen keine Angaben vor. Es ist jedoch davon auszugehen, dass es sich überwiegend um kleine Regie- und Eigenbetriebe von Kommunen handelt.

13.2.4 Unternehmensaufbau

13.2.4.1 Unternehmensleitung

Bei allen Unternehmensformen ist eine 4-stufige Gliederung der Unternehmensleitung üblich, **Tab. 13-1**. Die Aufgaben der einzelnen Organe werden in den Satzungen sowie in Dienstordnung, Geschäftsordnung und Betriebsordnung festgelegt, meist in Anlehnung an bewährte Muster. Die wesentlichen Aufgaben, am *Beispiel eines Zweckverbandes* dargestellt (sinngemäß auch bei den anderen Unternehmensformen vorhanden), sind:

Stufe 1 – Versbandsversammlung

1. Entscheidung über die Errichtung und die wesentliche Erweiterung der Verbandsanlagen
2. Erlass, die Änderung oder die Aufhebung von Satzungen und Verordnungen, wie Verbandssatzung, Wasserabgabesatzung, Beitrags- und Gebührensatzung u. a.
3. Beschlussfassung über die jährliche Haushaltssatzung mit Wirtschaftsplan, Finanzplan und Stellenplan
4. Feststellung und endgültige Anerkennung des Jahresabschlusses mit Bilanz, Jahreserfolgsrechnung, Anlagennachweis, Anlagenzugänge, Aufstellung der Darlehen, der sonstigen Vermögensgegenstände, sonstigen Verbindlichkeiten, Jahresbericht und Abschlussbericht
5. Wahl des Verbandsvorsitzenden und seiner Stellvertreter sowie der Mitglieder des Verbandsausschusses (Werkausschuss)
6. Erlass und Änderung der Geschäftsordnung
7. Erlass und Änderung der Betriebssatzung
8. Anstellung der Werkleitung, i. a. bestehend aus einem Betriebsleiter = Technischer Geschäftsführer, und einem Geschäftsleiter = Kaufmännischer Geschäftsführer.

Stufe 2 – Verbandsausschuss (Werkausschuss)

Der Verbandsausschuss entscheidet als beschließender Ausschuss über alle Angelegenheiten, soweit nicht die Werkleitung, die Verbandsversammlung oder der Verbandsvorsitzende zuständig sind, insbesondere über:

- 1. Einstellung der Dienstkräfte des Verbandes im Rahmen des Stellenplans
- 2. Vergabe von Lieferungen und Leistungen im Rahmen der Haushaltssatzung
- 3. Entwurf der Haushaltssatzung
- 4. Vorbereiten der Beschlüsse für die Verbandsversammlung
- 5. Prüfen des Kassen- und Rechnungswesens sowie des Jahresabschlusses
- 6. Beschluss über Darlehensaufnahmen im Rahmen des Wirtschaftsplans
- 7. Laufende Überwachung der vom Verbandsvorsitzenden zur Erfüllung seiner Aufgaben ausgeübten Tätigkeiten und laufende Überwachung der Dienstkräfte des Zweckverbandes.

Stufe 3 – Verbandsvorsitzender

- 1. Vertretung des Zweckverbandes nach außen
- 2. Vollzug der Beschlüsse der Verbandsversammlung und des Verbandsausschusses
- 3. Erledigung aller Angelegenheiten in eigener Zuständigkeit, die nach der Gemeindeordnung dem ersten Bürgermeister zukommen
- 4. Vorsitz in der Verbandsversammlung und im Verbandsausschuss
- 5. Führung der laufenden Geschäfte und des Schriftverkehrs, wenn keine Werkleitung bestellt ist.

Stufe 4 – Werkleitung

Die Werkleitung führt die laufenden Geschäfte des Eigenbetriebes. Das gesetzliche Recht zur Geschäftsführung kann der Werkleitung weder durch Beschluss der Verbandsversammlung noch durch Satzung entzogen oder beschränkt werden. Die Verbandsversammlung kann ihr aber mit Zustimmung des Verbandsvorsitzenden weitere Vertretungsbefugnisse übertragen. Die Aufgaben der Werkleitung werden in Dienstordnung, Dienstanweisungen, Betriebssatzung und Geschäftsordnung entsprechend den örtlichen Verhältnissen festgelegt. Je größer das Wasserversorgungsunternehmen ist, um so mehr werden in der Praxis Aufgaben oder Befugnisse der Werkleitung übertragen.

Tab. 13-1: Gliederung der Unternehmensleitung

Stufe	Regiebetrieb	Eigenbetrieb	Zweckverband (Wasser- und Bodenverband)	Kapitalgesellschaft
1	Gemeinderat	Gemeinderat bzw. Stadtrat	Verbandsversammlung	Vertreter der Kapitaleigner
2	Beigeordneter = Referent für die Wasserversorgung	Werkausschuss	Verbandsausschuss und Werkausschuss	Aufsichtsrat
3	1. Bürgermeister	1. Bürgermeister	Verbandsvorsitzender	Aufsichtsratsvorsitzender
4	Wassermeister	Werkleiter	Werkleiter	Vorstand

13.2.4.2 Innerer Aufbau eines Unternehmens

13.2.4.2.1 Allgemeines

Die innere Gliederung eines WVU ist, je nach Größe, örtlichen Verhältnissen, Einzelbetrieb oder Teilbetrieb eines Stadtwerkes mit mehreren Teilbetrieben, etwas verschieden. Gleich bleibend ist immer die Trennung in Betrieb = Technische Abteilung und Verwaltung = kaufmännische Abteilung (s. Abb. 13-3). Die Organisation des WVU, die Tätigkeit und Zuständigkeit der einzelnen Organe werden in der Geschäftsordnung, die Aufgaben und die Organisation des Betriebes des WVU in der Betriebsordnung festgelegt. Maßgebend für die Geschäfts- und Betriebsordnung sind die Stellenübersicht, die Stellenbeschreibung und die Arbeitsplatzbeschreibung.

Geschäftsführung technisch-wissenschaftlich kaufmännisch-wissenschaftlich	
technische Abteilung	kaufmännische Abteilung
technisches Personal (Ingenieure, Meister, Techniker, Facharbeiter)	kaufmännisches Personal (Verwaltungspersonal)

Abb. 13-3: Personalaufbau in den WVU

13.2.4.2.2 Gliederung des technischen Betriebes

1. Kleinere WVU

Das Wasserwerkspersonal muss alle Aufgaben des technischen Betriebes erledigen. Dies erfordert sehr vielseitige Kenntnisse. Von Vorteil ist, dass es den gesamten Betrieb übersehen kann. Voraussetzung ist, dass das kleinere WVU auch fachkundiges Personal beschäftigt.

2. Größere WVU (Beispiel)

Betriebsleitung

1. Abt. Wassergewinnung: zuständig für Wasserfassungen, Wasseraufbereitung, Wasserförderung, Wasserspeicherung, Fern- und Zubringerleitungen
2. Abt. Wasserverteilung: Wasserrohrnetz mit Anschlussleitungen
Bei großen Stadtwerken immer häufiger in Verbindung mit Strom, Gas, Wärme, Telefon etc. (Abteilung Netze)
3. Abt. Maschinen- und Elektrotechnik
Bei Stadtwerken oft in Verbindung mit den gleichartigen Abt. der anderen Betriebe
4. Abt. Bauwesen
Bei kleineren Stadtwerken meist vom städtischen Bauamt wahrgenommen
5. Abt. Gewässergüte – Labor
Bei kleinen Stadtwerken häufig auf private Labors ausgelagert
6. Abt. Zeichenbüro – Grafisches Informationssystem
Bei größeren Stadtwerken häufig als eigene Abteilung im Organisationsplan enthalten
7. Abt. Planung und Bauausführung
Nur bei sehr großen WVU üblich. Die Aufgaben werden sonst von den vorgenannten Abteilungen übernommen.

13.2.4.2.3 Gliederung der Verwaltung

Verwaltungsleitung

1. Abt. Allgemeine Verwaltung – mit Angelegenheiten des Eigenbetriebes oder des Verbandes, Rechtswesen, Vergabewesen, Datenverarbeitung, Statistik, Öffentlichkeitsarbeit
2. Abt. Grundstücksverwaltung
3. Abt. Personalwesen
4. Abt. Finanzverwaltung – mit Haushalt, Buchhaltung, Rechnungswesen, Kasse
5. Abt. Wasserverkauf – mit Kundenbetreuung

13.3 Betrieb

Gemeint ist hier vorwiegend der technische Betrieb der Anlagen.

13.3.1 Anforderungen

13.3.1.1 Anforderungen an das Trinkwasser

Alle am Betrieb einer WV-Anlage Beteiligten (Unternehmensleitung, Verwaltung, technisches Personal) haben dafür zu sorgen, dass bestimmte Anforderungen an das Trinkwasser erfüllt werden. Die Anforderungen sind in den Abschnitten 4.1.3 bis 4.1.5 ausführlich beschrieben.

13.3.1.2 Anforderungen an den Unternehmer

Wasserversorgungsunternehmen (WVU) haben die Aufgabe, den Kunden Trinkwasser jederzeit in einwandfreier Qualität, ausreichender Menge und unter dem Druck bereitzustellen, der für eine einwandfreie Deckung des üblichen Bedarfs im Versorgungsgebiet erforderlich ist. Hierzu müssen die WVU über eine angemessene personelle, technische, wirtschaftliche und finanzielle Ausstattung sowie eine Organisation verfügen, die eine sichere, zuverlässige sowie nachhaltige (wirtschaftlich, sozial- und umweltverträglich) Versorgung mit qualitativ einwandfreiem Trinkwasser gewährleistet. Ein Trinkwasserversorger muss mindestens über eine für den technischen Bereich verantwortliche technische Führungskraft verfügen.

Nähere Hinweise gibt das DVGW-Arbeitsblatt W 1000 „Anforderungen an die Qualifikation und die Organisation von Trinkwasserversorgern“.

Kleinere gemeindliche und privatrechtlich organisierte WVU weisen selten eine festgeschriebene, detaillierte Unternehmensgliederung auf. Auch ist es bei diesen Unternehmen aus wirtschaftlichen Gründen oft nicht möglich, die Betriebsführung ausreichend fachkundigem Personal zu übertragen. Hier muss die Unternehmensleitung (Bürgermeister, Vorsitzender einer Genossenschaft etc.) ggf. entscheiden, die technische Betriebsführung an ein anderes WVU zu vergeben. In diesem Fall sind alle Anforderungen an eine technische Führungskraft durch das mit der Betriebsführung beauftragte Unternehmen eigenverantwortlich zu erfüllen.

Aus dem öffentlich-rechtlichen Benutzungs- und Leistungsverhältnis zwischen Gemeinde und Bürger können sich Schadenersatzansprüche ergeben. Wenn durch Fehler in der Organisation Personen oder Sachen geschädigt werden, so können die WVU wegen eines sog. Organisationsverschuldens unmittelbar zum Schadenersatz herangezogen werden. Die Gerichte nehmen ein Organisationsverschulden an, wenn die Unternehmensleitung das Unternehmen oder einen Teil davon nicht ordnungsgemäß organisiert hat und aus diesem Grunde jemand einen Schaden erlitten hat. Der Vorwurf richtet sich also nicht gegen einzelne Mitarbeiter, für deren Fehlverhalten das Unternehmen einstehen muss, sondern gegen die Unternehmensleitung selbst.

Aus dem Infektionsschutzgesetz und der Trinkwasserverordnung (TrinkwV-2001) ergeben sich zudem strafrechtliche Folgen, wenn das abgegebene Trinkwasser den Anforderungen der Trinkwasserverordnung nicht entspricht. Viele Unternehmer sind sich dieser Folgen nicht bewusst.

Pflichten des Unternehmers oder sonstigen Inhabers einer WV-Anlage (Auswahl aus DVGW-Arbeitsblatt W 1000):

Aufgaben- und Tätigkeitsfelder – Trinkwasserversorger haben die Aufgabe, den Kunden Trinkwasser jederzeit in einwandfreier Qualität, ausreichender Menge und unter dem Versorgungsdruck bereitzustellen, der für eine einwandfreie Deckung des üblichen Bedarfs im Versorgungsgebiet erforderlich ist. Zur Erfüllung der wahrzunehmenden Aufgaben muss ein Trinkwasserversorger in der Lage sein, in erforderlichem Umfang folgende Tätigkeitsfelder sach- und fachgerecht zu bearbeiten bzw. deren Erledigung sicherzustellen:

- Versorgungskonzept
- Instandhaltungsziele und -strategie
- Rehabilitationskonzept, -strategie
- Planung, Bau, Betrieb und Instandhaltung von Trinkwasserversorgungsanlagen mit Dokumentation
- Wasserschutzgebiets- und Rohwasserüberwachung
- Qualitätsüberwachung des Trinkwassers und Sicherstellung einer ausreichenden Trinkwasserqualität
- Wasserbereitstellung, Ressourcenbewirtschaftung
- Netzüberwachung, Steuerung
- Gefahren- und Schwachstellenanalyse und deren Beurteilung
- Festlegung von Überwachungsstrategien und Steuerungsmaßnahmen
- Betrieb und Instandhaltung von technischen Betriebsmitteln
- Organisation und Durchführung des Bereitschaftsdienstes
- Maßnahmepläne nach TrinkwV
- Vorsorgeplanung für Notstandsfälle
- Festlegung der personellen Ausstattung und Struktur
- Vorgabe zur Fort- und Weiterbildung des eigenen Personals
- Arbeits-, Gesundheits- und Umweltschutz
- Erwerb und Verwaltung von Grundstück- und Wegerechten
- Beschaffung von Lieferungen und Leistungen
- Auswahl und Überwachung des Dienstleister
- Materialwirtschaft/Lagerhaltung
- Führen des Installateurverzeichnisses
- Kundenservice
- Vertrags- und Rechtsangelegenheiten, insbesondere der Wasserrechte

Soweit möglich, können die genannten Tätigkeiten oder eindeutig abgegrenzte Teile davon auch durch qualifizierte Dienstleister erbracht werden. Unbeschadet davon bleibt die oberste Leitung in der Verantwortung.

Organisation – Der Trinkwasserversorger hat seine Organisationsstruktur so zu gestalten, dass alle Aufgaben, Tätigkeiten und Prozesse sicher geplant, durchgeführt und überwacht werden können. Bei der Gestaltung der Organisation sind das Leistungsspektrum die Unternehmensgröße und die durch eigene Mitarbeiter oder Dienstleister zu erbringenden Tätigkeiten zu berücksichtigen. Untersuchungen gerade bei kleinen und mittleren WVU in Bayern haben jedoch gezeigt, dass Handlungsbedarf in Sachen „Rechtssichere Organisation“ bzw. deren Dokumentation besteht. Daraufhin haben verschiedene Anbieter jeweils ein *Betriebs- und Organisationshandbuch (BOH)* als integriertes Gesamtwerk, bestehend aus Betriebsteil, Organisationsteil und kaufmännischem Teil erstellt. Diese BOH's zeichnen sich vor allem dadurch aus, dass sie die betrieblichen Belange und bestehende Regelungen berücksichtigen und an die Organisation im WVU angepasst werden können. Wesentliche Inhalte eines BOH sollen sein:

Organisatorischer Teil

- Anweisungen des Bürgermeisters, Geschäftsführung, Werkleitung etc.
- Organisation des WVU einschl. Beauftragtenwesen, Arbeitsschutz und Arbeitsmedizin
- Aufgaben- und Stellenbeschreibungen
- Organisation des Entstörungs- und Bereitschaftsdienstes
- Beschaffung von Einrichtung und Betriebsmitteln
- Planwerk und Dokumentation der technischen Anlagen und Leitungen
- Schutzkleidung, Schutzausrüstung und Gefahrstoffe
- Aus- und Fortbildung der Mitarbeiter
- Arbeitsmittel, Geräte und Einrichtungen
- Verhalten bei Unfällen und Schadensabwicklung
- Alarm-, Gefahrenabwehr und Maßnahmenpläne

- Werk- und Objektschutz
- Datenschutz und Archivierung

Technischer Teil

- Aufgaben, Kompetenzen und Qualifikation beim Betrieb von Trinkwasseranlagen
- Prozessbegleitende Anweisungen zu Planung, Bau, Betrieb und Instandhaltung von WV-Anlagen
- Nachhaltige Bewirtschaftung und Überwachung der Wasserschutzgebiete (Erlaubnisse und Bewilligungen)
- Überwachung der Qualität des Trinkwassers
- Bau und Betrieb von Wassergewinnungs- und Aufbereitungsanlagen
- Bau und Betrieb von Pumpwerken, Hochbehältern, Elektro- und Steuerungseinrichtungen
- Bau, Betrieb und Unterhaltung von Fernleitungen, Ortsnetzen und Hausanschlüssen
- Einsatz, Koordination und Kontrolle von Fremdfirmen

Kaufmännischer Teil

- Betriebssatzung, Geschäftsordnung
- Wasserabgabesatzung (WAS), Beitrags- und Gebührensatzung (BGS) bzw. AVB
- Abwicklung von Kunden- und internen Aufträgen
- Abwicklung von Verträgen mit Unterschriftenregelung und Vertretung
- Kassenwesen, Forderungs- und Zahlungsmanagement
- Finanzierungsgrundsätze, Buchhaltung, Bilanzwesen
- Einkauf, Materialwirtschaft und Lagerwesen
- Versicherungswesen und Schadensabwicklung
- Interne und externe Vergabepaxis
- Personalwesen, Berufsgenossenschaft und Personalvertretung
- Grundstücke und Grundstückbenutzungsrechte
- Controlling und Kontrolle der Ordnungsmäßigkeit der Unternehmensführung
- Risikomanagement (Frühwarnsysteme, Risikobewertung und –bewältigung)

Formulare, Checklisten und Rechtsvorschriften

- Musterformulare und -anweisungen, Checklisten
- Originalformulare des Unternehmens
- Rechtsvorschriften (Gesetze, Verordnungen, Vorschriften und technische Regeln)

13.3.1.3 Anforderungen an das technische Personal

Bei all der täglichen Routinearbeit ist sich stets in Erinnerung zu rufen:

**Trinkwasser ist das wichtigste
Lebensmittel.
Es kann nicht ersetzt werden!**

- Die Aufgaben- und Verantwortungsbereiche des technischen Personals sind in der Dienstanweisung beschrieben.
- Das Personal ist verpflichtet, dem Unternehmer der WV-Anlage unverzüglich anzuzeigen, wenn eine der Anforderungen an das Trinkwasser – auch vorübergehend – nicht erfüllt werden kann. Die Ursachen der Verschlechterung der Wasserqualität sind festzustellen und so schnell wie möglich zu beseitigen.
- Das Personal muss körperlich und geistig für dieses verantwortungsvolle Aufgabengebiet geeignet sein; es muss Sinn für peinliche Sauberkeit und sorgfältiges und gewissenhaftes Arbeiten haben. Handwerkliche Geschicklichkeit, technisches Verständnis für die Wirkungsweise der Anlagen, die anzustellenden Beobachtungen und Messungen und umweltschutztechnisches Verständnis sollten vorhanden sein.
- Keimträger, Dauerausscheider oder sonst kranke und seuchenverdächtige Personen dürfen WV-Anlagen nicht bedienen.

- Das Personal hat alle der Arbeitssicherheit dienenden Maßnahmen zu unterstützen. Es ist verpflichtet, Weisungen des Unternehmers zum Zwecke der Unfallverhütung zu befolgen, es sei denn, es handelt sich um Weisungen, die offensichtlich unbegründet sind. Es hat die zur Verfügung gestellten persönlichen Schutzausrüstungen zu benutzen.

13.3.1.4 Anforderungen an die Anlagenteile, Arbeitsgeräte und Materialien

Zur Durchführung der Aufgaben eines Wasserversorgers gehört die Verfügbarkeit einer fach- und sachgerechten Ausstattung. Den Mitarbeitern sind im erforderlichen Umfang technische Betriebsmittel, Geräte und Material in funktionsfähigem und funktionssicherem Zustand zu Verfügung zu stellen. Besondere Vorgaben der Unfallverhütungsvorschriften und der allgemein anerkannten Regeln der Technik sind zu berücksichtigen.

- Das Betreten aller der WV unmittelbar dienenden Anlagen ist Unbefugten zu untersagen. Alle Anlagen sind unter Aufsicht oder unter Verschluss zu halten. Insbesondere Werksanlagen mit offenem Trinkwasserspiegel dürfen nur zu betriebsnotwendigen Aufgaben und nur von den beauftragten Personen betreten werden.
- Beim Begehen von trinkwasserführenden Anlagen ist desinfizierte Schutzkleidung (Gummistiefel, Gummihandschuhe) zu tragen. Für andere Personen (Besucher, Behördenvertreter etc.) ist ebenfalls Schutzkleidung bereit zu halten.
- Alle Arbeiten an den Anlagen sind mit größter Sauberkeit auszuführen. Bei den Teilen der Anlagen, die mit dem Trinkwasser unmittelbar in Berührung kommen, dürfen nur saubere Geräte und Werkzeuge benutzt und nur für diesen Zweck verwendet werden (z. B. Reinigungsbürsten).
- In allen Fällen, in denen die Möglichkeit einer Verunreinigung von trinkwasserberührten Anlagenteilen durch ausgeführte Arbeiten nicht mit Sicherheit ausgeschlossen werden kann, muss nach Abschluss der Arbeiten eine Desinfektion der betreffenden Werksanlagen vorgenommen werden. Arbeitsgeräte sind ebenfalls zu desinfizieren. Ob eine Untersuchung des Trinkwassers nach Ausföhrung der Arbeiten und vor Inbetriebnahme der Anlagenteile durchzuführen ist, ist mit dem jeweils zuständigen Gesundheitsamt abzusprechen.
- Grundsätzlich müssen alle mit dem Trinkwasser in Kontakt kommende Materialien gesundheitlich unbedenklich sein. Sie dürfen die Beschaffenheit des zu fördernden und zu speichernden Wassers nicht nachteilig verändern. Alle Kunststoffe und anderen nichtmetallischen Werkstoffe müssen den geltenden Vorschriften entsprechen.

13.3.1.5 Technisches Sicherheitsmanagement (TSM)

Aufgrund der sich ständig wandelnden Sicherheitstechnischen Anforderungen hat der DVGW zur Unterstützung der Unternehmen das „Technische Sicherheitsmanagement (TSM)“ entwickelt. Kernaufgabe des TSM ist die Unterstützung des eigenverantwortlichen Handelns der Unternehmen und die gleichzeitige Kompetenzstärkung der technischen Selbstverwaltung der öffentlichen Wasserversorgung. Exakt zugeschnitten auf die notwendigen Bedürfnisse der Versorgungsunternehmen hat der DVGW Anforderungen an Qualifikation und Organisation der technischen Bereiche formuliert und sie im DVGW-Arbeitsblatt W 1000 als anerkannte Regeln der Technik veröffentlicht. Unterstützt mit aufeinander abgestimmten Leitfäden ist dieses Arbeitsblatt eine ausgezeichnete Basis zur Gewährleistung einer rechtssicheren Aufbau- und Ablauforganisation der Unternehmen.

Abgerundet und in die Praxis umgesetzt werden die Technischen Rahmenbedingungen durch die Einführung des überbetrieblichen Technischen Sicherheitsmanagements des DVGW. Nach einem Kontaktgespräch mit interessierten Unternehmen erfolgt auf Grundlage der ausgefüllten und vorbereiteten Leitfäden ein Überprüfungsgespräch mit unabhängigen und kompetenten TSM-Experten. Die in den Überprüfungsverfahren nachgewiesene Umsetzung der zu beachtenden Technischen Regeln wird den Unternehmen in Form einer DVGW-Bestätigung bescheinigt.

13.3.2 Technisches Personal

Personalqualifikation – Die Übertragung von Aufgaben hat nur an solche Mitarbeiter zu erfolgen, die für die jeweilige Tätigkeit ausreichend qualifiziert sind. Die Mitarbeiter müssen in der Lage sein, die ihnen übertragenen Aufgaben zu erfüllen. Entsprechend den gesetzlichen Vorgaben und anerkannten Regeln der Technik sowie Unfallverhütungsvorschriften ist der Einsatz von unterwiesenem, sachkundigem oder fachkundigem Personal für die Durchführung spezieller Tätigkeiten erforderlich.

Technische Führungskraft – Die technische Führungskraft ist im Rahmen der ihr übertragenen Aufgaben verantwortlich. Außerhalb des technischen Bereiches sind ihr die erforderlichen Einflussmöglichkeiten zur Erfüllung ihrer Aufgaben im technischen Bereich einzuräumen. Die technische Führungskraft muss über die erforderlichen Befugnisse verfügen, um in sicherheitsrelevanten Angelegenheiten eigenverantwortlich handeln zu können. Die technische Führungskraft muss über die erforderlichen Fachkenntnisse verfügen und sich für die von ihr wahrzunehmenden Fachaufgaben fort- bzw. weiterbilden.

Technisches Fachpersonal – Das technische Fachpersonal ist im Rahmen der ihm übertragenen Aufgaben verantwortlich. Das technische Fachpersonal muss über die für die Durchführung ihrer Fachaufgaben erforderliche Ausbildung, Erfahrung und Kenntnis der gesetzlichen und behördlichen Vorschriften, der Unfallverhütungsvorschriften sowie der allgemein anerkannten Regeln der Technik, insbesondere der technischen Regeln des DVGW, verfügen. Das technische Fachpersonal muss aufgrund seiner Erfahrungen und Kenntnisse in der Lage sein, die ihm übertragenen Arbeiten beurteilen, ausführen sowie mögliche Gefahren erkennen und beseitigen zu können.

Die folgenden Hinweise beziehen sich insbesondere auf mittlere und kleinere WVU mit eigener Wassergewinnung. Auf die zahlreichen Angebote für die Aus- und Fortbildung von Anlagenmechanikern, Fachrichtung Versorgungstechnik (früher Rohrnetzbauer), Rohrleitungsbauern, Netzmeister (früher Rohrnetzmeister) sowie die Gruppe der Techniker, Ingenieure und Naturwissenschaftler kann hier nicht ausführlich bzw. nicht eingegangen werden. Auskunft hierüber erteilen u. a. die Fachverbände und -behörden.

13.3.2.1 Qualifikation und Personalbedarf

Trinkwasser ist das wichtigste Lebensmittel. An seine Qualität werden höchste Anforderungen gestellt. Der Betrieb eines Wasserwerkes ist deshalb eine Aufgabe mit besonderer Verantwortung.

Die Betriebssysteme zur Gewinnung, Aufbereitung, Speicherung und Verteilung des Trinkwassers werden im Zuge des technischen Fortschritts ständig verfeinert und verbessert, dadurch aber auch komplexer und technisch anspruchsvoller. Diesen Herausforderungen können sich die WVU nur stellen, wenn sie in ausreichender Zahl qualifizierte, also gut aus- und fortgebildete Fachleute beschäftigen, die durch Weiterbildung ihr berufliches Wissen und Können aktualisieren, erweitern und vertiefen. Auch das für kleine WVU verantwortliche technische Personal braucht eine Mindestqualifikation. Einschlägige Rechtsvorschriften zur Qualifikation des technischen Personals in den Wasserwerken gibt es nur vereinzelt in Deutschland (z. B. Eigenüberwachungsverordnung in Bayern). Gelegentlich finden sich auch Hinweise zur Fachkunde in den Gemeindeordnungen, in wasserrechtlichen Bescheiden und in Merkblättern verschiedener Institutionen.

Insbesondere für die Facharbeiterebene des Bereiches WV ist eine deutliche Orientierung nicht immer zu erkennen. Zwar wird in der WV eine Fülle von Berufen eingesetzt, die meisten Facharbeiter wurden aber bisher in nicht spezifischen Berufen in fremden Unternehmen ausgebildet. Sie wurden und werden von den WVU vom Arbeitsmarkt geholt und durch gezielte Unterweisung in ihre Aufgaben eingeführt. Besonders geeignet zum Einsatz in der WV sind dabei offensichtlich die Gas- und Wasserinstallateure sowie Elektroinstallateure. Aber auch Betriebsschlosser, Hochdruckrohrschlosser, Tiefbaufacharbeiter, Vermessungstechniker und Kfz-Schlosser kommen zum Einsatz.

Hier muss den Verantwortlichen Hilfestellung hinsichtlich der Personalqualifikation gegeben werden. Im bereits genannten DVGW-Arbeitsblatt W 1000 werden die Anforderungen aufgeführt.

In den WVU mit eigener Wassergewinnung sollen demnach als technisch-verantwortliches Personal eingesetzt werden:

Fachkraft für Wasserversorgungstechnik (früher Ver- und Entsorger, Fachrichtung Wasserversorgung), Geprüfte Netz- und Wassermeister/Techniker und Ingenieure.

Anmerkung: Alle genannte Berufe stehen auch Frauen offen. Soweit nur die männliche Berufsbezeichnung gewählt wurde, hat dies ausschließlich redaktionelle Gründe.

13.3.2.1.1 Kleinere WVU

Fachkräfte für Wasserversorgungstechnik (früher Ver- und Entsorger, Fachrichtung Wasserversorgung), übernehmen in kleineren WVU die technische Überwachung aller Einrichtungen, die Wartung und Pflege der Anlagen und Maschinen, die verfahrenstechnische Überwachung der Arbeitsabläufe und das Führen des Betriebstagebuches selbstständig und eigenverantwortlich. In größeren Betrieben kommen sie wegen der dort notwendigen Arbeitsteilung in einem Teilbereich an verantwortungsvoller Stelle zum Einsatz. Die erforderlichen Kenntnisse und Fertigkeiten sind in der Ausbildungsverordnung aufgeführt. Durch eine Verschiebung der Gewichte bei den Lerninhalten von weniger Labor/Chemie zu mehr Elektrotechnik ist eine bessere Akzeptanz des Berufes bei den WVU erreicht worden. Die neu ausgebildeten Fachkräfte für Wasserversorgungstechnik sind im Zusammenhang mit der VBG 4 so genannte „elektrotechnisch befähigte Personen“, die bestimmte Tätigkeiten allein verantwortlich ausführen können.

Sollen Facharbeiter artverwandter Berufe (z. B. Anlagenmechaniker, Fachrichtung Versorgungstechnik, Installateure) als technischer Leiter eingesetzt werden, so ist die zusätzliche Ablegung der einschlägigen Facharbeiterprüfung (*Fachkraft für Wasserversorgungstechnik*) zu fordern.

Fachkräfte, die die oben genannten Abschlüsse nicht erworben haben, sollen nicht mehr als technisch Verantwortliche bestellt werden. So genannte Wasserwarte mit langjähriger Erfahrung im Betrieb von WV-Anlagen, die derzeit noch für kleinere WVU technisch verantwortlich sind, können auch weiterhin in dieser Funktion beschäftigt bleiben, sofern sie regelmäßig an einschlägigen Fortbildungsmaßnahmen teilnehmen (Bestandsschutz).

13.3.2.1.2 Mittlere und größere WVU

Geprüfte Wassermeister sind die zum Ausbildungsberuf Fachkraft für Wasserversorgungstechnik, gehörenden Meister. Sie führen selbstständig den Betrieb mittlerer Wasserwerke bzw. leiten Betriebsteile größerer Werke. Die erforderlichen Kenntnisse und Fertigkeiten sind in der „Verordnung über die Prüfung zum Wassermeister“ aufgeführt.

Werden Meister artverwandter Berufe als technische Leiter eingesetzt (z. B. Handwerksmeister), so ist die zusätzliche Ablegung der einschlägigen Meisterprüfung (Wassermeister) erforderlich.

Geprüfte Netzmeister sind die zum Ausbildungsberuf Anlagenmechaniker, Fachrichtung Versorgungstechnik (früher Rohrnetzbauer), gehörenden Meister. Sie werden in sehr großen WVU mit ausgedehnten Rohrnetzen als Leiter des Teilbereiches Wasserverteilung eingesetzt.

Mit der Einführung der Mehrspartenorganisation in den Versorgungsunternehmen wird immer häufiger eine Ausweitung der Fach- und Führungsaufgaben der vorhandenen Meister auf weitere Sparten notwendig. Für die neuen Netzsparten muss der Meister die Kenntnisse, Fertigkeiten und Erfahrungen auf der Facharbeiterebene nachweisen um zur Meisterprüfung zugelassen zu werden.

Einen Überblick über die Anforderungen an das technisch verantwortliche Personal in Abhängigkeit von der Anlagengröße gibt die **Tab. 13-2**

Die angegebenen Grenzen sind nicht eng auszulegen, da Anlagenart (z. B. einfache oder weitergehende Aufbereitung), Ausrüstung, Alter, Flächenausdehnung und Zahl der Betriebspunkte eine Rolle spielen. Ältere Anlagen brauchen mehr Instandhaltungsaufwand als neuere. Kleine WVU sollten zur besseren Personalauslastung gemeinsam eine Fachkraft für Wasserversorgungstechnik oder einen geprüften Wassermeister beschäftigen (siehe Abschn. 13.2.2).

Tab. 13-2: Anforderungen an das technisch verantwortliche Personal im WVU

WVU mit eigener Wassergewinnung	Anlagengröße: Jahreswasserabgabe	Qualifikation	Bemerkungen
kleinere	bis etwa 250 000 m ³	Fachkraft für Wasserversorgungstechnik oder gleichwertig	– ggf. Wassermeister bei hohem Technisierungsgrad
mittlere bis größere	250 000 bis etwa 1 Mio m ³	Geprüfter Wassermeister oder gleichwertig/Techniker	– ggf. Ingenieur bei hohem Technisierungsgrad
größere bis große	Größer als etwa 1 Mio m ³	Ingenieur	Dem Einzelfall anzupassen

Details siehe DVGW-Arbeitsblatt W 1000.

13.3.2.2 Aus- und Fortbildung in der Ver- und Entsorgung

In diesem Abschnitt werden die Möglichkeiten aufgeführt, um die in Abschn. 13.3.2.1 geforderten Qualifikationen erlangen zu können.

13.3.2.2.1 Wasserwart

Wasserwart ist kein anerkannter Ausbildungsberuf. Wasserwarte können die ihnen zugewiesenen Tätigkeiten nur ausüben, wenn sie entweder eine einschlägige (z. B. Fachkraft für Wasserversorgungstechnik) oder artverwandte Ausbildung (z. B. Installateur, Betriebsschlosser) nachweisen können oder – falls sie aus artfremden Berufen kommen bzw. angelernt werden müssen – entsprechende Kenntnisse und Fertigkeiten erworben haben.

Unerlässlich für jeden Wasserwart ist die Teilnahme an Einführungs- oder Grundkursen (Grundausbildung) und an den laufenden Weiterbildungsveranstaltungen (s. Abschn. 13.3.2.3). Nur in wenigen Bundesländern werden Einführungs- und Fortbildungskurse angeboten (z. B. in Bayern: Bayer. Gemeindetag, Dreschstraße 8, 80805 München, 2- bis 4-mal jährlich jeweils 1 Woche).

13.3.2.2.2 Fachkraft für Wasserversorgungstechnik, Anlagenmechaniker

Seit 1984 verfügt das Wasserfach über den Ausbildungsberuf Ver- und Entsorger/Ver- und Entsorgerin. Er beinhaltet die drei Fachrichtungen Wasserversorgung, Abwasser und Abfall. Die Bereitschaft der WVU, Ver- und Entsorger auszubilden, war jedoch nur gering. Das zu wenig praxisorientierte Berufsbild wurde deshalb verändert. Als Nachfolge für den Ver- und Entsorger wurde 2002 die *Fachkraft für Wasserversorgungstechnik* geschaffen (zur Neuordnung des Berufsbildes siehe Abschn. 13.3.2.1.1).

Mit der Neuordnung der industriellen Metallberufe und mit der Überführung des Rohrnetzbauers in den neuen Beruf des Anlagenmechanikers, Fachrichtung Versorgungstechnik, in dem auch noch die alten Berufe des Hochdruckschlossers, des Rohrinstallateurs und Teile der Betriebsschlosser aufgegangen sind, sind auch in diesem Beruf die Ausbildungszahlen zurückgegangen.

Informationen zu den Berufsausbildungen, zur Eignung von Ausbildungsstätten und Ausbildern etc. erhalten alle Interessenten bei den sog. zuständigen Stellen der Länder und bei den Fachverbänden (z. B. DVGW, RBV). Sie erteilen auch Auskunft über die Möglichkeit, als sog. *Externe* (Personen, die sich Erfahrungen und Fertigkeiten durch mehrjährige Praxis in einem Wasserwerk erworben haben und sich die theoretischen Kenntnisse z. B. in Lehrgängen aneignen) die Facharbeiterabschlüsse zu erlangen.

13.3.2.2.3 Wassermeister, Netzmeister

Der Aufstieg zum Meister in der Ver- und Entsorgung ist bundeseinheitlich geregelt und staatlich anerkannt. Die Prüfungsordnungen für Wassermeister und auch für die neuen Netzmeister (früher

Rohrnetzmeister) wurden 2005 geändert. Die Prüfung bezieht sich nun auf den Berufsalltag des Meisters mit der Verbindung von Technik, Organisation und Mitarbeiterführung.

Sowohl für die Prüfung zum *Wassermeister* als auch zum *Netzmeister* bieten insbesondere die Fachverbände Vorbereitungslehrgänge (Tages-, Block- oder Fernlehrgang) an. Die DVGW-Wassermeisterlehrgänge in Karlsruhe, Lübeck, Rosenheim und Dresden, die Netzmeisterlehrgänge in Karlsruhe, Hamburg, Halle, Essen, Berlin, Dresden und Köln sowie die jeweiligen Fernlehrgänge sind weitestgehend ausgelastet. Auskünfte zur Vorbereitung auf die Prüfung, zur Zulassung zur Prüfung und zur Prüfung erteilen die Fachverbände (z. B. DVGW, RBV) bzw. die zuständigen Stellen der Länder.

13.3.2.3 Berufliche Weiterbildung

Während Ausbildung und Aufstiegsfortbildung staatlichen Regelungen unterliegen, die den Rahmen für den zu vermittelnden Inhalt und die Grundsätze für Inhalt und Durchführung der jeweiligen Prüfungen festlegen, gibt es für das weite Feld der beruflichen Weiterbildung keine verbindlichen Festreibungen. Inhalt, Dauer und Intensität werden von temporären Bedürfnissen von Unternehmen und deren Mitarbeitern bestimmt. Leider handeln noch nicht alle Verantwortlichen nach der Forderung des DVGW-Arbeitsblattes W 1000: „Das Personal ist zur beruflichen Weiterbildung verpflichtet. Es ist sicherzustellen, dass alle Mitarbeiter entsprechend ihrem Aufgabengebiet über den jeweils gültigen Stand der für sie relevanten Rechtsvorschriften, Unfallverhütungsvorschriften, Technischen Regeln und unternehmensinternen Anweisungen informiert und unterwiesen werden.“

13.3.2.3.1 Angebote allgemein (Auszug)

Wichtige Weiterbildungsangebote:

- Fachschulungen in Bezirksgruppen (DVGW/DELIWA)
- Seminare für Ausbilder Fachkräfte für Wasserversorgungstechnik (DVGW, z. T. mit Dritten)
- Seminare für Ausbilder Anlagenmechaniker, FR Versorgungstechnik (DVGW)
- Fortbildungsseminare für Wassermeister und berufserfahrene Wasserwarte (BAYER. GEMEINDETAG)
- Wassermeister-Erfahrungsaustausch (DVGW)
- Netzmeister-Seminare (DVGW)
- Verschiedene Fachseminare (FACHVERBÄNDE, SONSTIGE)
- Jahres-, Aussprache-, Werkleitetagungen (FACHVERBÄNDE)
- Sonstige Informationsveranstaltungen (ARBEITSGEMEINSCHAFTEN etc.)

Berufsbildungsprogramme für das jeweilige Kalenderjahr geben die jeweiligen Veranstalter heraus. Die „Bildungsdatenbank des Energie- und Wasserfaches“ kann mit der Internetadresse www.dvgw.de aufgerufen werden.

13.3.2.3.2 Ortsnahe Fortbildung des technischen Personals (Nachbarschaften)

Neben einer bestmöglichen Ausbildung ist es aufgrund der unterschiedlichen örtlichen und versorgungstechnischen Gegebenheiten geboten, die vielfältigen Probleme in regelmäßigen Abständen vor Ort zu besprechen und dem unterschiedlich ausgebildeten technischen Personal (z. B. Wasserwarte, Ver- und Entsorger, Fachkräfte für Wasserversorgungstechnik, Wassermeister) Gelegenheit zu geben, Erfahrungen mit Nachbarkollegen auszutauschen.

DVGW/DELIWA haben im Bundesgebiet mit der sog. Wasserwerksschulung (WWS) begonnen (außer Baden-Württemberg und Bayern; siehe Sonderformen unten). Die WWS besteht aus einem Grundseminar (2–3 Tage) mit anschließenden Schwerpunktseminaren und der Gründung von Nachbarschaften.

In Baden-Württemberg gibt es seit 1973 flächendeckend die sog. Wasserwärter-Fortbildung (DVGW/VEDEWA) in 34 Wasserwerksnachbarschaften. Sie hat sich hervorragend bewährt. Die Kenntnisvermittlung in den Nachbarschaftstagen wird durch Lehrhefte unterstützt.

Darauf aufbauend, haben die kommunalen Spitzenverbände, die Wasserwirtschaftsverwaltung und die Fachverbände in Bayern 1986 beschlossen, flächendeckend Wasserwerksnachbarschaften anzubieten. Dabei sollen insbesondere aktuelle Probleme, praxisbezogene Wartungsaufgaben, messtechnische und rechtliche Anforderungen besprochen und die Zusammenarbeit mit den berührten Fachbereichen (Gesundheit, Landwirtschaft, Wasserwirtschaft) gepflegt werden. Die Wasserwerksnachbarschaften werden unter Beteiligung insbesondere des Gesundheitsamtes vom örtlichen Wasserwirtschaftsamt veranstaltet und vom Bayer. Städtetag, Bayer. Gemeindetag und Bayer. Landkreistag sowie den Fachverbänden unterstützt. Jährlich finden ein bis zwei Nachbarschaftstage statt. Die Themen werden so gewählt, dass den Teilnehmern sowohl praxisgerechte Grundkenntnisse für die wichtigsten Bereiche der WV als auch Informationen zu aktuellen Problemen und Entwicklungen vermittelt werden. Die Nachbarschaftstage werden von einem erfahrenen Praktiker als „Leiter“ durchgeführt und fallweise von Gastreferenten unterstützt.

In den rd. 70 Wasserwerksnachbarschaften in Bayern werden jährlich rd. 4 500 Mitarbeiter erreicht. Dies eröffnet für die aktuelle Information und den Erfahrungsaustausch (Erhebungen, Umfragen etc.) völlig neue Möglichkeiten. Am 29.04.2009 wurden die WWN in Bayern durch die Gründung eines Vereins „Wasserwerksnachbarschaften Bayern e.V.“ rechtlich neu gebildet. Im neuen Vorstand sind nun neben den bisherigen Trägern auch Leiter der Wasserwerksnachbarschaften vertreten.

Kontakt kann über die WWN-Geschäftsleitung beim Verband der Bayerischen Energie- und Wasserwirtschaft e.V. (VBEW) oder den WWN-Vorstand beim Bayerischen Gemeindetag aufgenommen werden. Informationen findet man auch im Internet unter: info@wwn-bayern.de

13.3.2.4 Dienstanweisung

13.3.2.4.1 Allgemeines

Sinn und Zweck einer Dienstanweisung ist es, Rechte und Pflichten z. B. des Wasserwerkspersonals näher festzulegen. Es ist zweckmäßig, spezielle Arbeitsanweisungen für den Betrieb öffentlicher WV-Anlagen in besonderen Betriebsanleitungen zusammenzufassen. Derartige Betriebsanleitungen sollten von den Wasserwerken entsprechend den vorliegenden Bedingungen und den vorhandenen Betriebseinrichtungen erstellt werden.

Das technische Personal der Wasserwerke muss im Rahmen dieser Dienstanweisung selbständig handeln und hierzu auch die Möglichkeiten erhalten.

Dies setzt insbesondere voraus, dass

- das eingesetzte Personal die notwendige Qualifikation besitzt (s. Abschn. 13.3.2.1)
- dem Personal die Teilnahme an Weiterbildungsveranstaltungen regelmäßig ermöglicht wird
- ein fachkundiger, eingewiesener Stellvertreter benannt ist
- dem eingesetzten Personal ausreichend qualifizierte Mitarbeiter und Betriebsmittel für einen geordneten Betriebsablauf zur Verfügung stehen
- dem eingesetzten Personal alle erforderlichen Unterlagen (z.B. wasserrechtliche Gestattungen, Schutzgebietsverordnungen, Betriebsanleitungen und Wartungsvorschriften, Unfallverhütungsvorschriften, technische und gesetzliche Vorschriften) zur Verfügung stehen
- das Beschäftigungsverhältnis in einem Arbeitsvertrag geregelt ist.

13.3.2.4.2 Muster einer Dienstanweisung (Auszug)

Der DVGW hat in der Wasser-Information 24 (Ausgabe 5/90) ein Muster einer Dienstanweisung für Wassermeister herausgegeben. Sinngemäß gilt diese Dienstanweisung auch für das technisch verantwortliche Personal niedrigerer oder höherer Qualifikationsebenen. Außerdem sind in der Fortbildungsordnung von 2005 (DVGW Berufsinformation Spezial Nr. 2) die Kompetenzen für den Wassermeister in der Versorgungswirtschaft eindeutig definiert. Es sind dies im Wesentlichen Technik-

kompetenz, Organisationsbefähigung und Personalführung. Das folgende Muster 13-1 ist den jeweiligen örtlichen Verhältnissen anzupassen:

Muster 13-1 Dienstanweisung für Wassermeister

1. Dienstverhältnis

- Arbeitsvertrag (arbeitsrechtliche Verhältnis ist geregelt im Arbeitsvertrag vom ...)
- Zuständigkeit (zuständig für Betrieb, Überwachung und Unterhaltung folgender Anlagen: ...)
- Befugnisse (Weisungs-, Unterschriftsberechtigung)
- Hausrecht (Betretungsrechte, Schlüsselbefugnis)
- Arbeitszeit (Normal- und Ausnahmezeiten)
- Stellvertreter
- Informationspflicht (Vorgesetzteninformation)
- Weiterbildung (Verpflichtung zur Teilnahme)

2. Fachspezifische rechtliche Grundlagen

- Beachtung der einschlägigen Rechtsvorschriften (Aufzählung)

3. Betrieb

- Betriebsanleitungen
- Aufzeichnungen (Betriebstagebuch)
- Wasseruntersuchungen (Aufbewahrung der Ergebnisse)
- Überwachung der WV-Anlagen
- Wechsel der Wassermessgeräte (Wasserzähler)
- Überörtliche Betriebsbetreuung
- Bestandsplanführung

4. Wartungsarbeiten

5. Instandsetzung

6. Vorsorge und Lagerhaltung

- Geräte und Werkzeuge (Vorhaltung, Gebrauchsfähigkeit)
- Ersatzteile (Beschaffung, Aufbewahrung, Pflege)
- Verbrauchsstoffe (Lagerung, Ergänzung)
- Betriebsmittelverzeichnis, Inventarverzeichnis

7. Außergewöhnliche Vorkommnisse

- Allgemeine Maßnahmen (Abwehrmaßnahmen, Benachrichtigungspflicht)
- Beeinträchtigung der Wasserqualität (Grenzwertüberschreitungen, Abhilfemaßnahmen)
- Brandschutz in den Wasserwerksanlagen
- Brände im Bereich des Versorgungsgebietes (Beratung)
- Hochwasser (Vorsorge- und Abwehrmaßnahmen)
- Wassermangel (Benachrichtigungspflicht)

8. Arbeitsschutz und Unfallverhütung (Vorschriften)

9. Hygiene (Arbeitsmittel, Anlagenteile, Untersuchungen)

10. Besondere Anweisungen

11. Unterschriften des Dienstvorgesetzten und des Mitarbeiters

Die DVGW-Wasser-Information 24 enthält auch ein Kurzmuster eines Arbeitsvertrages für Wassermeister.

13.3.3 Rechtsvorschriften, Technische Regelwerke

13.3.3.1 Allgemeines

Deutschland ist ein Bundesstaat, in dem die Zuständigkeiten für Gesetzgebung und Verwaltung unterschiedlich auf Bund und Länder verteilt sind. Da Umweltprobleme an Staatsgrenzen nicht haltmachen, ist das nationale Recht eingebunden in das Völkerrecht und in das übernationale Recht der Europäischen Gemeinschaft.

Rechtsvorschriften sind im Wesentlichen:

- *Gesetze*
Sie werden durch die verfassungsmäßigen Organe des Staates (z. B. Parlament) in vorgeschriebener Form erlassen, z. B. Wasserhaushaltsgesetz (WHG).
- *Verordnungen* (Rechtsverordnungen)
Sie enthalten Vollzugshinweise und allgemein verbindliche Rechtsnormen. Sie werden von den Verwaltungsbehörden aufgrund gesetzlicher Ermächtigung erlassen und regeln auch Rechte und Pflichten des einzelnen Bürgers, z. B. Trinkwasserverordnung (TrinkwV).
- *Verwaltungsanordnungen* (Verwaltungsvorschriften, Erlasse)
Sie wenden sich nicht an die Allgemeinheit, sondern nur intern an die Behörden.
- *Satzungen*
Sie werden von Städten, Gemeinden oder Verbänden erlassen und regeln im Rahmen staatlich zu-erkannter Selbstverwaltung deren eigene Angelegenheiten, z. B. Wasserabgabesatzung.

Technische Regelwerke für das Bauwesen, das sind z. B. Normen, Richtlinien, Arbeits-, Merkblätter und Hinweise, sollen insbesondere darstellen, wie die Bauten technisch einwandfrei funktionell sowie wirtschaftlich geplant, hergestellt, betrieben und unterhalten werden und den Anforderungen der Sicherheit und Ordnung genügen können.

So legen z. B. Fachbehörden oder Fachverbände Richtlinien über die Anwendung technischer Maßnahmen fest, z. B. Regelwerk Wasser des DVGW. Die Angaben in den technischen Regelwerken machen eine sorgfältige planerische Abwägung im Einzelfall nicht entbehrlich. Dies gilt insbesondere hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit und der Bewältigung von Umweltbeziehungen. Technische Regelwerke lassen regelmäßig einen Ermessens- und Beurteilungsspielraum offen.

Die wichtigsten Rechtsvorschriften und Regelwerke siehe Anhang, Abschn. 14.8.

Der Bereich WV wird vorwiegend vom so genannten „öffentlichen Recht“ berührt. In ihm besteht ein Über- und Unterordnungsverhältnis, d. h. der einzelne ist dem Staat, der das Gemeinwohl vertritt, untergeordnet. Dem Staat ist die Möglichkeit eines Zwangseingriffes eingeräumt. Als weitere Beispiele sind das Strafrecht, das Steuerrecht, das Verkehrsrecht und das Baurecht zu nennen.

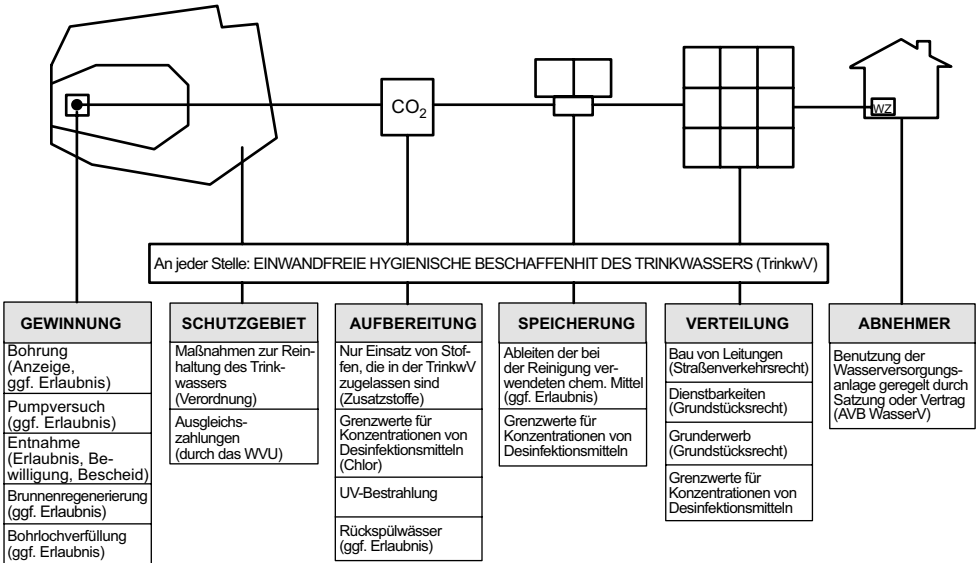


Abb. 13-4: Berührungspunkte Wasserversorgungsanlage und Rechtsvorschriften (Auszug)

Dagegen regelt das „private“ oder „bürgerliche“ Recht die Rechtsbeziehungen einzelner und Gleichberechtigter untereinander. Wesentliche Grundlage ist das Bürgerliche Gesetzbuch (BGB). Beispiele sind hier das Vertragsrecht (= Schuldrecht), das Familienrecht, das Grundstücksrecht und das Handelsrecht.

Beispiele für Berührungspunkte Rechtsvorschriften und Anlagenteile eines Wasserwerkes zeigt **Abb. 13-4**.

13.3.3.2 Wasserrecht

13.3.3.2.1 Allgemeines

Infolge der Föderalismusreform 2006 wurde die bisherige Rahmenkompetenz des Bundes im Bereich des Wasserrechts in die konkurrierende Gesetzgebungskompetenz überführt. Die Länder können gemäß Artikel 72 Absatz 3 Nr. 5 GG vom Bundesrecht abweichende Regelungen erlassen, wenn es sich nicht um stoff- oder anlagenbezogene Regelungen handelt, der Bund auf Normung verzichtet hat oder Öffnungsklauseln bestehen. So hat der Freistaat Bayern z. B. ebenfalls zum 01.03.2010 sein Wassergesetz (BayWG) umfassend geändert.

Das neue Wasserhaushaltsgesetz (WHG) vom 31.07.2009 (in Kraft getreten am 01.03.2010) löst die bisherigen Rahmenregelungen durch Vollregelungen ab. Darüber hinaus überführt das Gesetz bisher im Landesrecht normierte Bereiche in Bundesrecht, soweit ein Bedürfnis nach bundeseinheitlicher Regelung besteht. Es schafft auch die Voraussetzungen für eine bundesweit einheitliche Umsetzung des EG-Wasserrechts. Mit dem neuen WHG werden auf Bundesebene erstmals gleiche Vorgaben zur Bewirtschaftung der oberirdischen Gewässer, der Küstengewässer und des Grundwassers geschaffen. Im WHG werden nun für die Wasserversorgung vor allem folgende Regelungen im Einzelnen getroffen:

- Das bisherige System der behördlichen Zulassungsinstrumente für wasserwirtschaftliche Vorhaben wird harmonisiert, die sog. gehobene Erlaubnis künftig bundeseinheitlich geregelt. Die Voraussetzungen für die Erteilung von Erlaubnis und Bewilligung von Gewässerbenutzungen werden dem Standard des modernen Umweltrechts angepasst.
- Erstmals enthält das WHG auch Vorschriften zu den Grundsätzen der öffentlichen Wasserversorgung. Die Versorgung der Bevölkerung mit Wasser ist die wichtigste Nutzung der Gewässer.
- Das neue WHG ermächtigt nun die zuständigen Behörden, den Eigentümern und Nutzungsberechtigten von Grundstücken und Gewässern unter Beachtung des Grundsatzes der Verhältnismäßigkeit verschiedene Duldungs- und Gestattungspflichten aufzuerlegen, um bestimmte wasserwirtschaftlich notwendige Maßnahmen durchzusetzen.

13.3.3.2.2 Wasserrechtliches Verfahren

Die wichtigsten wasserrechtlichen Tatbestände innerhalb der WV-Anlage sind

1. die *Gewässerbenutzung* für die Wassergewinnung, meist die Wasserentnahme aus einem Brunnen oder die Ableitung einer Quelle
2. die *Festsetzung von Wasserschutzgebieten*.

Die Zuständigkeiten und die Verfahren sind in den Landeswassergesetzen geregelt. Den schematischen Ablauf eines Wasserrechtsverfahrens zeigt **Abb. 13-5**.

Stellt ein WVU einen Antrag, z. B. auf Entnahme von Grundwasser, so werden die Bestimmungen des WHG und des LWG unter Beachtung der besonderen Umstände des Einzelfalles angewendet. Die zuständige Wasserbehörde (z. B. Landratsamt) führt ein Wasserrechtsverfahren durch und erlässt einen Bescheid bzw. eine Verordnung (Verwaltungsakt). Werden Benutzungen rechtswidrig ohne die erforderliche Gestattung ausgeübt, so kann die Behörde verlangen, dass ein entsprechender Antrag gestellt wird. Damit die Auswirkungen des Vorhabens beurteilt werden können, sind vom Antragsteller Erläuterungen, Pläne und Berechnungen vorzulegen. Inhalt und Form der Antragsunterlagen sind meist in speziellen Landesverordnungen vorgeschrieben. Die Ausarbeitung der Planung erfolgt i. d. R. von einem Ingenieurbüro im Auftrag des WVU. Die Wasserbehörde beteiligt im Genehmi-

gungsverfahren „Betroffene“ und Fachbehörden bzw. private Sachverständige. Die Fachbehörden prüfen, ob das Verfahren allen wasserrechtlichen Vorschriften entspricht. Sie geben – meist als sog. Amtliche Sachverständige – Gutachten ab. Nach der Prüfung wird entschieden, ob Änderungen an der Planung notwendig sind, welche Auflagen festgelegt werden müssen oder ob das Vorhaben abzulehnen ist. Das Verfahren wird von der Wasserbehörde abgeschlossen durch Erlass eines Wasserrechtsbescheides bzw. einer Schutzgebietsverordnung.

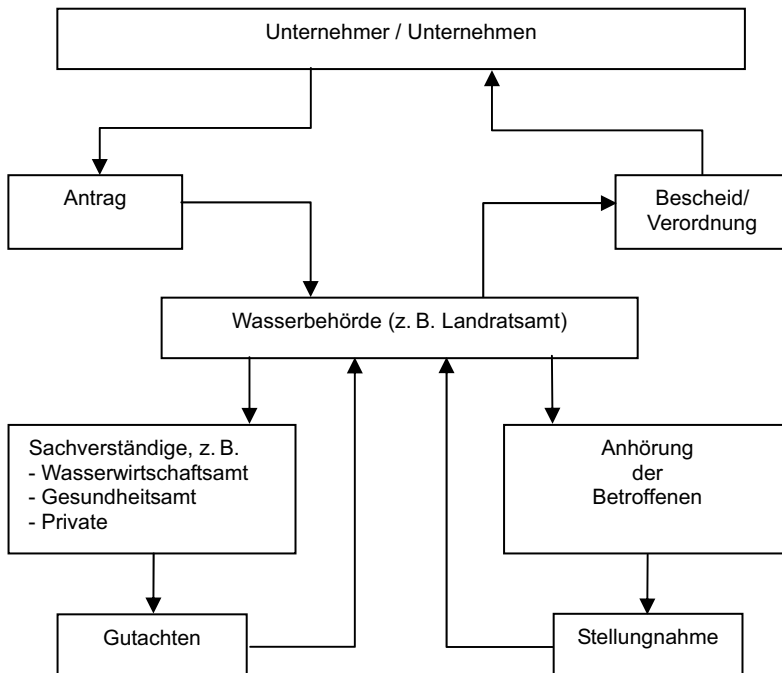


Abb. 13-5: Ablauf eines Wasserrechtsverfahrens (schematisch)

13.3.3.2.3 Die Entnahme – der wasserrechtliche Bescheid

§ 8 (1) WHG: Die Benutzung eines Gewässers bedarf der Erlaubnis oder der Bewilligung, soweit nicht durch dieses Gesetz oder auf Grund dieses Gesetzes erlassener Vorschriften etwas anderes bestimmt ist.

Jede Benutzung z. B. von Grundwasser ist grundsätzlich verboten, es sei denn, die Benutzung ist vom Gesetz ausdrücklich erlaubt (nur wenige Benutzungen sind erlaubnisfrei).

Wichtige Benutzungen gemäß § 9 WHG für die WV sind:

- Absatz 1 Nr. 1 das Entnehmen und Ableiten von Wasser aus oberirdischen Gewässern,
- Nr. 4 das Einbringen und Einleiten von Stoffen in Gewässer
- Nr. 5 Entnehmen, Zutagefördern, Zutageleiten und Ableiten von Grundwasser

Absatz 2 Als Benutzungen gelten auch folgende Einwirkungen:

- Nr. 1 Aufstauen, Absenken und Umleiten von Grundwasser durch Anlagen, die hierzu bestimmt oder geeignet sind,
- Nr. 2 Maßnahmen, die geeignet sind, dauernd oder in einem nicht nur unerheblichen Ausmaß nachteilige Veränderungen der Wasserbeschaffenheit herbeizuführen.

Das WVU wird im Allgemeinen für die Entnahme von Grundwasser bzw. von oberirdischem Wasser zu Trinkwasserzwecken die Erteilung einer *Bewilligung* beantragen und anstreben. Die Bewilligung wird für eine bestimmte angemessene Frist erteilt, die in besonderen Fällen 30 Jahre überschreiten darf (WHG §14, Abs. 2).

Die Unterscheidung zwischen Bewilligung und Erlaubnis liegt in der rechtlichen Qualifikation (die Bewilligung gewährt das Recht zur Gewässerbenutzung und stellt damit die stärkere Rechtsposition dar, die Erlaubnis gewährt „nur“ die stets widerrufliche Befugnis zur Gewässerbenutzung) und in ihrer Rechtswirkung, insbesondere in ihrer Wirkung auf Dritte.

Eine (beschränkte) Erlaubnis kommt z. B. in Frage für

- Pumpversuche, die als Einzelpumpversuche eine gewisse Stundenzahl überschreiten,
- die Brunnenregenerierung mit chemischen Mitteln,
- Bohrlochverfüllungen, z. B. wenn die Nutzung eines Brunnens aufgegeben wird. Ein Verfüllungsvorschlag ist vor Beginn der Arbeiten bei der Kreisverwaltungsbehörde einzureichen,
- das Ableiten von Aufbereitungsrückständen und Reinigungsmitteln.

Die beantragte Erlaubnis oder Bewilligung wird schriftlich in einem *wasserrechtlichen Bescheid* erteilt. Er gliedert sich im allgemeinen wie folgt:

A) Erlaubnis oder Bewilligung (Bescheidstenor)

I. Gegenstand der Erlaubnis oder Bewilligung, Zweck und Plan der Gewässerbenutzung

II. Bedingungen und Auflagen (Nebenbestimmungen)

II.1 Bedingungen (von der Bedingung hängt die Wirksamkeit des gesamten Verwaltungsaktes ab, nur mit ganzem Bescheid anfechtbar)

- Dauer der Erlaubnis/Bewilligung (nur in bestimmten Fällen mehr als 30 Jahre)
- Beginn der Benutzung
- Rechtsnachfolge
- Umfang der erlaubten/bewilligten Benutzung:
(Mindestens dieser Teil des Bescheides sollte auch dem technischen Personal – Wassermeister, Wasserwart – vorliegen)
„Die Bewilligung berechtigt dazu, ...“ oder
„Die Erlaubnis gewährt die stets widerrufliche Befugnis auf dem Grundstück ... bis zu z. B. 1 l/s, 86 m³/d, 25 000 m³/a Grundwasser zu entnehmen!
(Jedes Überschreiten der Grenzwerte macht die Wasserentnahme rechtswidrig. Muss z. B. die Entnahmemenge erhöht werden, ist eine neue Erlaubnis oder Bewilligung erforderlich = neues Verfahren).

II.2 Auflagen (zusätzliche Anforderungen an den Unternehmer = Verwaltungsakt; jede Auflage ist aber gesondert durchsetzbar und anfechtbar).

Durch diese zusätzlichen Anforderungen sollen nachteilige Wirkungen verhindert oder ausgeglichen werden, z. B.

- Anzeige von Baubeginn und Bauvollendung, Bauabnahme
- Auflagen über die Bauausführung
- Auflagen über den Betrieb, die Unterhaltung, über Messungen, Untersuchungen, Anzeige- und Betriebspflichten (z. B. Monatliche Messungen, Entnahme, Wasserstände)
- Auflagen zugunsten beteiligter Dritter, z. B. Fischerei
- Bestellung von Betriebsbeauftragten (Fachpersonal)
- Wasserschutzgebiet
- Auflagenvorbehalt.

III. Kostenentscheidung

B) Begründung

- Darstellung des Sachverhalts (z. B. Ablauf des Verfahrens)
- Rechtliche Würdigung (Zuständigkeit, Rechtsgrundlage, materiell rechtliche Begründung aller getroffenen Entscheidungen)

C) Rechtsbehelfsbelehrung

Wird Grundwasser unerlaubt entnommen, haftet der Benutzer, d. h. der Unternehmer

- öffentlich-rechtlich; d. h. die Behörde kann z. B. anordnen, die Wasserentnahme zu unterlassen
- zivilrechtlich; d. h. der Unternehmer haftet Dritten gegenüber für Schäden, die aus der unerlaubten Entnahme entstehen (der Brunnen eines Nachbarn fällt durch unerlaubt hohe Entnahme trocken)
- bußgeldrechtlich; d. h. der Unternehmer macht sich durch die unerlaubte Wasserentnahme einer Ordnungswidrigkeit schuldig.

13.3.3.2.4 Die Festsetzung von Schutzgebieten – die Schutzgebietsverordnung

Ein Wasserschutzgebiet besteht aus zusammenhängenden Grundflächen, auf denen zum Schutz der dort befindlichen Gewässer bestimmte Handlungen verboten oder zu dulden sind. Wasserschutzgebiete werden in großer Zahl für Grundwasservorkommen festgesetzt, sie können aber auch zum Schutz oberirdischer Gewässer, z. B. Trinkwassertalsperren, festgesetzt werden. Wasserschutzgebiete können auch der künftigen WV dienen, selbst wenn ein konkreter Träger der WV noch nicht feststeht, sondern nur Planungen über die Nutzung des Gewässers vorhanden sind.

Schutzgebiete werden festgesetzt, um Gewässer vor nachteiligen Einwirkungen zu schützen. Nachteilig ist jede Einwirkung, die das Wasser oder die Wassergewinnung für die öffentliche WV beeinträchtigt, z. B. die die Ergiebigkeit eines Brunnens verschlechtert, das Wasser chemisch oder physikalisch verändert. Im Wasserschutzgebiet können auch Handlungen verboten werden, um lediglich Gefahren abzuwehren und Möglichkeiten einer Schädigung vorzubeugen. Schutzgebiete sind somit eine unverzichtbare Vorsorgemaßnahme.

Wichtigste Rechtsgrundlage sind die §§ 51 und 52 WHG in Verbindung mit den Bestimmungen der LWG. In den Schutzgebieten können

- bestimmte Handlungen verboten oder für nur beschränkt zulässig erklärt werden und
- die Eigentümer und Nutzungsberechtigten von Grundstücken zur Duldung bestimmter Maßnahmen verpflichtet werden. Dazu gehören auch Maßnahmen zur Beobachtung des Gewässers und des Bodens.

Bei Enteignungen ist dafür eine Entschädigung zu leisten.

Werden erhöhte Anforderungen festgesetzt, die die ordnungsgemäße land- und forstwirtschaftliche Nutzung eines Grundstücks beschränken, so ist ein angemessener Ausgleich zu leisten (z. B. Ausgleichszahlungen für Landwirte und Waldbesitzer in WSG).

Die Festsetzung des Wasserschutzgebietes erfolgt in einem förmlichen Verfahren (s. Abschn. 3.5 und 13.3.3.2.2).

Wasserschutzgebiete werden durch *Rechtsverordnung* der jeweils zuständigen Behörden (z. B. Landratsamt) festgesetzt. Die Verordnung besteht im allgemeinen aus einem Textteil und einem Lageplan.

Sie enthält folgende wichtige Teile:

a) Die Festsetzung des Wasserschutzgebietes

In diesem Teil werden bestimmte Grundstücke oder Flächen einzeln aufgeführt und zum Wasserschutzgebiet erklärt. Wasserschutzgebiete nach § 51 Abs. 1 und 2 WHG erhalten gewöhnlich drei Schutzzonen: Zone I (Fassungsbereich), Zone II (engere) und Zone III (weitere Schutzzone), in denen Schutzanordnungen mit jeweils verschiedenem Gewicht und Umfang gelten. Die Zone III kann weiter unterteilt werden.

Wichtiger Bestandteil der Verordnung ist der Schutzgebietsplan mit den eingetragenen Grenzen des Schutzgebietes. Zur Klarheit der Verordnung gehört die Feststellbarkeit der Grenzen in der Natur. Beginn und Ende der Zone II, ggf. auch der Zone III, sind durch Hinweisschilder auf Straßen und Wegen zu kennzeichnen.

b) Der Erlass von Schutzanordnungen

In der Verordnung muss konkret aufgeführt werden, welche Handlungen verboten oder nur beschränkt zugelassen sind. Die Verbote richten sich an jedermann, auch wenn häufig nur der Grundstücksnutzer zuwiderhandeln kann.

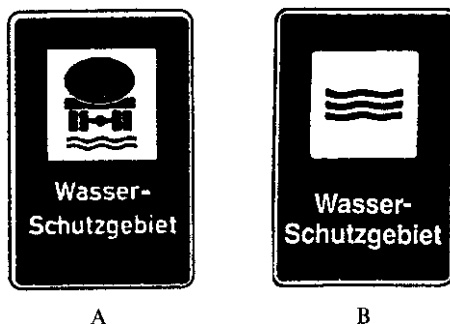


Abb. 13-6: Hinweiszeichen für Wasserschutzgebiete (A für öffentliche Straßen, B für nichtöffentliche Straßen und Wege)

c) Die Pflicht zur Duldung bestimmter Maßnahmen

Diese werden von Dritten getroffen, z. B. dem Träger der WV; Eigentümer und Nutzungsberechtigte müssen die Maßnahmen jedoch hinnehmen (z. B. Beseitigung von Anlagen, Beobachtungsmaßnahmen, Bepflanzungen).

d) Entschädigungen

e) Ordnungswidrigkeiten

Aufgaben der WVU:

Das WVU hat u. a. die für das Schutzgebiet erforderlichen Planungsunterlagen zu erstellen, die Schutzgebietsgrenzen in der Natur durch Hinweiszeichen (**Abb. 13-6**) kenntlich zu machen und das Einhalten der Schutzgebietsauflagen zu überwachen.

13.3.3.3 Gesundheitsrecht

13.3.3.3.1 Allgemeines

Trinkwasser ist das wichtigste Lebensmittel. Es darf z. B. beim Trinken, beim Gebrauch in der Küche, bei der Körperpflege oder beim Flaschenspülen zu keiner gesundheitlichen Gefährdung der Bevölkerung kommen.

Es ist zu bedenken, dass beim Auftreten von Krankheitserregern oder akut giftigen Stoffen in der Versorgungsanlage alle Bewohner einer Stadt schlagartig schwer oder gar tödlich erkranken können.

Gesetze, die zur Verhinderung von Seuchen und für Lebensmittel erlassen wurden, gelten deshalb auch für Trinkwasser. Dies sind:

- Das Gesetz zur Verhütung und Bekämpfung von Infektionskrankheiten beim Menschen (*Infektionsschutzgesetz*); es dient der Verhütung von Epidemien. Typhus, Ruhr, Salmonellose können auch über das Trinkwasser übertragen werden.

Wichtigster Grundsatz: Durch Trinkwasser dürfen keine Krankheitserreger übertragen werden.

- Gesetz über den Verkehr mit Lebensmitteln, Tabakerzeugnissen, kosmetischen Mitteln und sonstigen Bedarfsgegenständen (*Lebensmittel- und Bedarfsgegenständegesetz*). Im Sinne dieses Gesetzes sind Lebensmittel „Stoffe, die dazu bestimmt sind, in unverändertem, zubereitetem oder verarbeitetem Zustand von Menschen verzehrt zu werden“. Dazu gehört logischerweise auch Trinkwasser, auch wenn es nicht gesondert aufgeführt ist.

Wichtigster Grundsatz: Durch den Verzehr von Lebensmitteln darf keine gesundheitliche Schädigung eintreten.

Das Lebensmittel- und Bedarfsgegenständegesetz beinhaltet auch Bedarfsgegenstände, das sind Gegenstände, die mit den Lebensmitteln in Berührung kommen oder auf diese einwirken. In der WV-Anlage müssen alle Anstriche und Innenflächen, Beschichtungen und Werkstoffe, Filterkessel und ähnliche Einrichtungen, die mit dem Wasser in Berührung kommen, lebensmittelgerecht sein, d. h. sie dürfen die Wasserqualität nicht beeinflussen oder wesentlich verändern.

13.3.3.3.2 Die Trinkwasserverordnung (TrinkwV – 2001)

Auf der Grundlage der beiden o. g. Gesetze und aufgrund der Vorgaben in der jeweils gültigen EU-Trinkwasserrichtlinie wird die Verordnung über Trinkwasser und über Wasser für Lebensmittelbetriebe (Trinkwasserverordnung – TrinkwV – 2001) erlassen, die für die betriebliche Praxis besondere Bedeutung hat.

Sie ist die wichtigste Vorschrift zur Überwachung der Trinkwasserqualität. Der Vollzug liegt im wesentlichen bei den jeweiligen Gesundheits- und Kreisverwaltungsbehörden.

Das Gesundheitsamt überwacht die Wasserversorgungsanlagen in hygienischer Sicht durch Prüfungen und Kontrollen (Besichtigung, Wasserproben etc.). Wer die Vorschriften der Verordnung nicht einhält, begeht eine Ordnungswidrigkeit, u. U. eine Straftat.

Die Anforderungen der Trinkwasserverordnung sind in Abschn. 4.1.5 ausführlich beschrieben.

13.3.3.4 Rechtsformen für die Wasserabgabe an den Kunden

13.3.3.4.1 Allgemeine Versorgungsbedingungen – AVBWasserV

Den Kommunen steht es grundsätzlich frei, ob sie die Benutzung der kommunalen Einrichtungen öffentlich-rechtlich durch Satzung oder privatrechtlich durch Vertrag regeln. Der Bundesminister für Wirtschaft hat mit der „Verordnung über allgemeine Bedingungen für die Versorgung mit Wasser“ (AVBWasserV) einen Leitfaden für die Ausgestaltung des Benutzerverhältnisses bei WVU erlassen. Sie erfasst sowohl öffentlich-rechtliche wie privatrechtliche Benutzerverhältnisse. Damit greift die AVBWasserV tief in die gemeindliche Gestaltungsfreiheit der Kommunen ein. Die Regelungen der AVBWasserV über Art und Umfang der Versorgung, Benachrichtigung bei Versorgungsunterbrechungen, Haftung bei Versorgungsstörungen, Hausanschlüsse, Kundenanschlüsse, Verwendung des Wassers, Einstellung der Versorgung u. ä. sind deshalb allgemein und ungeachtet der rechtlichen Ausgestaltung des Benutzungsverhältnisses anzuwenden. Soweit kommunale Satzungen diesen Regelungen der AVBWasserV nicht entsprechen, waren sie entsprechend anzupassen. Die AVBWasserV ist am 01. April 1980 in Kraft getreten.

13.3.3.4.2 Öffentlich-rechtliche Regelung durch Satzung

Bei der öffentlich-rechtlichen Regelung kommt das Benutzungsverhältnis nicht durch die Abgabe zweier sich deckender Willenserklärungen (Vertrag), sondern durch hoheitliche Regelung zustande. Dies erfolgt bei kommunalen WV-Anlagen im Wege des kommunalen Satzungsrechts. Dabei ist den Kommunen in den Gemeindeordnungen der Länder die Möglichkeit eingeräumt, den Anschluss und die Benutzung kommunaler Einrichtungen zur Pflicht zu machen. Die Satzungen sind den Bestimmungen der AVBWasserV entsprechend zu gestalten. Ausgenommen davon sind die Regelungen über das Verwaltungsverfahren sowie die gemeinderechtlichen Vorschriften zur Regelung des Abgabenrechts.

In den Bundesländern gibt es Mustersatzungen für die Gestaltung der gemeindlichen „Wasserabgabesatzungen (WAS)“. Einige wichtige Inhalte der WAS sind:

- Anschluss- und Benutzungsrecht bzw. -zwang
- Befreiungen
- Grundstücksanschluss
- Anlage des Grundstückseigentümers
- Überprüfung der Anlage
- Abnehmerpflichten, Haftung
- Art und Umfang der Versorgung
- Haftung bei Versorgungsstörungen
- Messeinrichtungen
- Einstellung der Wasserlieferung
- Ordnungswidrigkeiten

Wie viel der Kunde für die Herstellung und den laufenden Betrieb der Anlage zu bezahlen hat, wird in einer eigenen „*Beitrags- und Gebührensatzung*“ (BGS-WAS) zur WAS geregelt.

Der Herstellungsbeitrag ist im allgemeinen einmalig nach Erschließung des Baugebietes bzw. beim Anschluss des Grundstückes an die Wasserversorgungsanlage zu entrichten. Die Höhe der Benutzungsgebühr ist abhängig von der Größe des gewählten Wasserzählers und vom Wasserverbrauch. Sie soll die laufenden Betriebskosten, eine angemessene Abschreibung und eine angemessene Verzinsung des Anlagekapitals enthalten.

13.3.3.4.3 *Privatrechtlicher Vertrag*

Der privatrechtliche (schriftlich abzuschließende) Versorgungsvertrag beruht auf Bestimmungen des Bürgerlichen Gesetzbuches (BGB) und der AVBWasserV.

In technischer Hinsicht decken sich die Forderungen in einem Versorgungsvertrag mit den Regelungen in der WAS. Grundsätzlich besteht auch bei privatrechtlicher Regelung eine allgemeine Anschluss- und Versorgungspflicht durch das WVU (Ausnahmen, wenn Anschluss oder Versorgung wirtschaftlich nicht zumutbar sind). Der Abschluss eines Versorgungsvertrages verpflichtet aber z. B. einen Kunden nicht, seinen gesamten Wasserbedarf aus der öffentlichen Anlage zu decken, wie dies bei Anwendung des satzungsmäßigen Benutzungszwanges der Fall ist. Die Entnahmepflicht beschränkt sich somit auf den vereinbarten Bedarf. Allein aufgrund der Monopolstellung des WVU wird sich jedoch für den Abnehmer in der Praxis oft keine Alternative zum Anschluss und zur Abnahme ergeben. Verpflichtet wird der Kunde als Grundstückseigentümer, die Verlegung von Rohrleitungen zum Zwecke der örtlichen Versorgung entschädigungslos zuzulassen, soweit dies zumutbar ist. Beim Abschluss des Versorgungsvertrages sind mit dem Kunden auch die Einzelheiten der Entgeltleistungen (Baukostenzuschuss, Wasserpreis) zu vereinbaren. Der Vertrag kommt im allgemeinen durch den Antrag (Formblatt des WVU) des Abnehmers und die Annahme durch das WVU zustande.

13.3.3.5 **Baurecht**

13.3.3.5.1 *Bauplanungsrecht*

Nach dem *Baugesetzbuch* (*BauGB*) haben die Gemeinden Bauleitpläne aufzustellen und diese den Zielen der Raumordnung und Landesplanung anzupassen. Die Bauleitpläne sind in zwei Stufen zu erarbeiten:

1. der vorbereitende Flächennutzungsplan für das gesamte Gemeindegebiet
2. der Bebauungsplan für Teilflächen (Regelung der baulichen Nutzung im einzelnen).

Bei der Aufstellung der Bauleitpläne sind die Träger öffentlicher Aufgaben, also auch die WVU, zu hören. Die Werke haben in ihren Stellungnahmen eigenen Flächenbedarf, z. B. neue Grundwassergewinnungsanlagen, Hochbehälterstandorte, anzumelden und die Grenzen der Ver- und Entsorgungsmöglichkeit in den geplanten Baugebieten aufzuzeigen.

13.3.3.5.2 *Bauordnungsrecht*

Maßgebend ist die jeweilige *Landesbauordnung*. Das Errichten oder Ändern baulicher Anlagen – dazu gehören Maschinenhäuser, Behälter, größere Schächte – bedarf im allgemeinen der Genehmigung der Bauaufsichtsbehörde (z. B. Landratsamt). Dem Bauantrag sind neben einer entsprechenden Beschreibung vor allem Bauwerkspläne und hinreichende Standsicherheitsnachweise (statische Berechnung) beizufügen. Die Baugenehmigung muss vor Arbeitsbeginn vorliegen.

Baumaßnahmen, einschließlich Rohr- und Kabelverlegungen in Natur- oder Landschaftsschutzgebieten, bedürfen zusätzlich der naturschutzrechtlichen Erlaubnis durch die untere Naturschutzbehörde (z. B. Landratsamt); die dabei zur Schonung der Natur getroffenen Auflagen sind besonders sorgfältig zu beachten.

In Waldgebieten ist zusätzlich das zuständige Forstamt einzuschalten.

13.3.3.6 Grundstücks- und Straßenbenutzungsrechte

13.3.3.6.1 Allgemeines

Die Durchführung der leitungsgebundenen Versorgungsaufgaben kann nur dann gewährleistet werden, wenn es dem WVU rechtzeitig gelingt, den erforderlichen Bedarf an Grundstücken oder die notwendigen Rechte zur Verlegung von Leitungen zu sichern.

Den WVU steht nur in wenigen Bundesländern ein Enteignungsrecht zu. Alle übrigen Landeswassergesetze begründen lediglich ein Zwangsrecht zur Durchleitung von Wasser durch fremde Grundstücke. Ein eigenes Enteignungsrecht ist auch einigen sondergesetzlichen Verbänden verliehen. Wasser- und Bodenverbände dürfen die zum Verband gehörenden Grundstücke für ihre Unternehmen benutzen.

Da sowohl Enteignungen als auch zwangsweise Gestattungen regelmäßig den Nachweis voraussetzen, dass der angestrebte Zweck auf keinem anderen Wege – also auch nicht durch gütliche Vereinbarungen – erreicht werden kann, sind immer Verhandlungen mit den Grundstückseigentümern zu führen. Der Verhandlungsführende wird auch die Ansatzpunkte ausnützen, die sich aus den in den AVBWasserV bzw. in der Wasserabgabesatzung enthaltenen Bestimmungen zur Benutzung der Kunden- und Anschlussnehmergrundstücke ergeben.

Da Wasserleitungen nicht nur über Privatgrundstücke geführt, sondern vor allem in Straßen und Wegen verlegt werden, sind auch straßenrechtliche Bestimmungen von Bedeutung.

13.3.3.6.2 Grundstücksrecht

Allgemeines

Voraussetzung für Arbeiten auf einem Grundstück ist die privatrechtliche Verfügungsbefugnis. Diese Befugnis kann in verschiedenen Formen vorliegen. Die umfassendste ist der Grunderwerb (Eigentum), eine andere die freiwillige oder zwangsweise Gestattung.

Grundbuch

Das Grundbuch ist ein amtliches Grundstücksverzeichnis; es wird beim Grundbuchamt, einer Abteilung des zuständigen Amtsgerichtes, nach einem bundeseinheitlichen Muster geführt. Inzwischen haben sich nahezu alle Bundesländer für den Einsatz eines elektronisch geführten Grundbuchverfahrens entschieden. Für jedes Grundstück ist gewöhnlich ein eigenes Blatt angelegt; mehrere Grundstücke eines Eigentümers können auf einem Grundbuchblatt eingetragen werden. Damit ergibt sich als genaue Bezeichnung: Amtsgericht ..., Grundbuch von ..., Band ..., Blatt ...

Das Grundbuchblatt umfasst außer dem „Bestandsverzeichnis“ mit der Bezeichnung, Lage, Wirtschaftsart und Größe des Grundstückes drei Abteilungen mit folgenden Eintragungen:

Abt. I: Eigentümer und Grundlage der Eintragung (z. B. Erwerb durch Kaufvertrag vom ...)

Abt. II: Beschränkungen und Belastungen des Grundstückes (z. B. Erbbaurecht, Dienstbarkeiten)

Abt. III: Grundpfandrechte (Hypotheken, Grundschulden, Rentenschulden).

Die vom Notar beurkundete Eintragsbewilligung wird dem Grundbuchamt mit einem formlosen Antrag zugeleitet.

Im Grundbuchamt wird neben den Grundakten mit allen aufzubewahrenden Urkunden auch ein Eigentümerverzeichnis in alphabetischer Reihenfolge geführt.

Das *elektronische Grundbuch* kann – anders als das Papiergrundbuch – nicht mehr unmittelbar eingesehen werden, da die Daten auf Datenträgern gespeichert sind. Die Einsichtnahme beim Grundbuchamt erfolgt am Bildschirm. Die Einsicht in das maschinell geführte Grundbuch wird – wie bisher – jedem gewährt, der ein berechtigtes Interesse darlegen kann. Das Grundbuchamt hat auch die Möglichkeit, die Einsicht durch Vorlage eines Ausdruckes des Grundbuchblatts zu gewähren. Personen und Stellen (auch Versorgungsunternehmen), die häufig das Grundbuch benötigen, können zur elektronischen Abfrage des Grundbuchinhalts zugelassen werden.

Liegenschaftskataster

Das Liegenschaftskataster soll die Liegenschaften so nachweisen und beschreiben, wie es die Bedürfnisse von Recht, Verwaltung, Wirtschaft und Umwelt erfordern. Es ist das amtliche Verzeichnis der Grundstücke im Sinne der Grundbuchordnung und besteht aus folgenden drei Bereichen:

- Beschreibender Teil: Das automatisierte Liegenschaftsbuch (ALB)
- Darstellender Teil: Die automatisierte Liegenschaftskarte (ALK), die vermessungstechnischen Unterlagen

Nachgewiesen werden Gestalt, Größe und örtliche Lage der Flurstücke sowie die Art und Abgrenzung der Nutzungsarten. Grundlage des Nachweises sind Vermessungen und örtliche Erhebungen. Als „Amtlicher Lageplan“ werden vom Vermessungsamt gefertigte Auszüge aus der Flurkarte bezeichnet.

Grunderwerb

Die hierfür maßgebenden gesetzlichen Bestimmungen enthält das BGB. Das Gesetz unterscheidet zwischen beweglichen und unbeweglichen Sachen; Grundstücke gehören zu den unbeweglichen Sachen. Für den Eigentumsübergang von Grundstücken wurde eine besondere Rechtsregelung geschaffen: die „*Auflassung*“. Es ist dies die notariell beurkundete Einigung des Veräußerers und des Erwerbers über den Eigentumsübergang einschließlich Kaufpreis und über die Eintragung dieser Rechtsänderung ins Grundbuch.

Der tatsächliche Eigentumsübergang an den Käufer erfolgt erst mit Vollzug der Eintragung im Grundbuch. Bei schwierigen Verhältnissen kann in dem notariellen Vertrag als Vorstufe auch eine „*Auflassungsvormerkung*“ vereinbart werden; durch deren Eintragung ins Grundbuch ist eine gewisse Sicherung vor betrügerischen Maßnahmen (z. B. Doppelverkauf) zu erreichen.

Dienstbarkeit

Die Verlegung von Rohrleitungen in fremden Grundstücken und deren Bestand muss rechtlich gesichert sein.

Grundstückseigentümer, die in einem Versorgungsverhältnis zu einem WVU stehen, sind verpflichtet, die Verlegung von Rohrleitungen für Zwecke der örtlichen Versorgung ohne besonderes Entgelt zu dulden.

Bei der Beanspruchung anderer fremder Grundstücke, das gilt vor allem für Fernleitungen, ist die Leitungsverlegung durch Eintragung einer beschränkten persönlichen Dienstbarkeit in das Grundbuch abzusichern.

Damit wird das am Grundstück haftende Recht (dingliches Recht) begründet, eine Wasserleitung zu verlegen, sie zu betreiben, zu unterhalten sowie Reparaturen daran auszuführen; in der Regel wird gleichzeitig auch die Einhaltung eines beidseitigen Schutzstreifens – z. B. je 3 m – festgelegt. Dieses dingliche Recht ist nicht durch Kündigung seitens des Grundstückseigentümers auflösbar, sondern kann nur durch eine Erklärung des berechtigten WVU aufgehoben werden.

Die Bestellung der Dienstbarkeit ist meistens mit einer Entschädigungszahlung für eine evtl. eintretende Wertminderung (10 bis 20 % des Verkehrswertes des beanspruchten Schutzstreifens) verbunden; zusätzlich ist eine verursachte Aufwuchsbeeinträchtigung zu entschädigen. Auf der Dienstbarkeitsbewilligung samt Lageplan ist die Unterschrift des Grundstückseigentümers notariell zu beglaubigen. Dann ist diese dem Grundbuchamt zur Eintragung zuzuleiten. Weigert sich ein Grundstückseigentümer, die Verlegung einer Leitung zu gestatten oder ist er nur unter unannehmbaren Bedingungen dazu bereit, so räumen die Landeswassergesetze die Möglichkeit ein, die Verlegung zwangsweise (Antrag beim Landratsamt auf Enteignung und vorzeitige Besitzeinweisung) durchzuführen. Für Entschädigungszahlungen gelten auch in diesem Fall die vorgenannten Gesichtspunkte.

13.3.3.6.3 Straßenbenutzungsrecht

Bei Leitungsverlegungen in öffentlichen Straßen ist statt einer Dienstbarkeitseintragung in das Grundbuch mit der zuständigen Straßenbehörde, überwiegend den Straßenbauämtern, ein Gestat-

tungsvertrag abzuschließen. Er erübrigt sich nur dann, wenn der Unternehmensträger (z. B. die Stadt) auch Träger der Straßenbaulast ist.

Im Gestattungsvertrag werden neben den rein rechtlichen Vereinbarungen auch technische Auflagen für die Bauausführung (Rohrgrabenverdichtung, Straßenwiederinstandsetzung, Überschubrohr bei Kreuzungen u. ä.) festgelegt. Nach den Straßengesetzen ist die Benutzung der Kreisstraßen, Landes- oder Staatsstraßen sowie der Bundesfernstraßen einschließlich der Autobahnen unentgeltlich. Bei Straßenbaumaßnahmen sind die WVU verpflichtet, die Leitungsführung den veränderten Verhältnissen anzupassen (Folgepflicht). Die Tragung der hierbei anfallenden „Folgekosten“ ist nicht einheitlich geregelt.

Neben den Straßenverwaltungen verlangen auch andere Sondervermögen wie die Deutsche Bundesbahn oder die staatlichen Forstverwaltungen häufig anstelle einer Dienstbarkeitsbewilligung den Abschluss eines Gestattungsvertrages.

13.3.3.7 Arbeitssicherheit

Der Arbeitsschutz in Deutschland ruht auf zwei Säulen:

den staatlichen und den berufsgenossenschaftlichen Vorschriften.

– *Staatliche* Vorschriften

Beispiele für staatliche Vorschriften sind Gewerbeordnung, Arbeitsstättenverordnung, Arbeitssicherheitsgesetz und zahlreiche Verordnungen.

– *Berufsgenossenschaftliche* Vorschriften (*Unfallverhütungsvorschriften – UVV/BGV*).

Die gesetzliche Grundlage findet sich in der Reichsversicherungsordnung. Die Unfallverhütungsvorschriften beinhalten ein Recht und eine Verpflichtung für die Berufsgenossenschaften bzw. die Gemeindeunfallversicherungsverbände (GUV), Bau-, Betriebs- und Bedienungs- (Verhaltens-) Vorschriften zur Verhinderung von Arbeitsunfällen herauszugeben. Darüber hinaus haben die Berufsgenossenschaften im Rahmen der ihnen übertragenen Überwachung der gesamten Unfallverhütung auch für die Durchführung dieser Vorschriften zu sorgen.

Die Unfallverhütungsvorschriften stellen die Summe der Erfahrungen aus dem Unfallgeschehen des betreffenden Sachgebietes dar. Sie sind immer nur als Mindestforderung zu betrachten.

Ordnungsgemäß beschlossene, genehmigte und bekannt gegebene Unfallverhütungsvorschriften sind autonome Rechtsnormen und für die bei den Berufsgenossenschaften bzw. beim GUV versicherten Betriebe verbindlich, d. h., von Unternehmern und Versicherten, für die sie gelten, verpflichtend zu beachten.

Die Nichtbeachtung von UVV/BGV kann für den Verantwortlichen, aber auch für die Arbeitnehmer, straf-, zivil-, arbeits-, bußgeld- und gewerberechtliche Folgen haben, wenn der Verstoß gegen eine UVV/BGV vorsätzlich oder fahrlässig erfolgt.

13.3.4 Betriebsaufgaben

13.3.4.1 Allgemeines

Der Betrieb hat die Aufgabe der Betriebsführung für die Lieferung des Trinkwassers an die Verbraucher, der Wartung und Kontrolle der Funktionstüchtigkeit der Anlage und der Instandhaltung der Anlageteile sowie der Bearbeitung aller technischen Angelegenheiten bei der Planung, Herstellung und dem Betrieb der Anschlussleitungen mit den Wasserzählern, z. T. auch der Kontrolle der Verbrauchsleitungen.

Nicht zu den primären Aufgaben des Betriebes gehören i. a. die Planung, Bauoberleitung oder die Bauausführung von Anlageteilen der WV-Anlage, abgesehen von kleineren Reparaturen, da die Personalstärke des Betriebes i. a. nicht auf den hierfür schwankenden Personalbedarf abgestellt ist. Jedoch gehören zu den Betriebsaufgaben die Mitwirkung bei der Planung und Bauausführung, insbe-

sondere die Festlegung der besonderen Betriebsforderungen und die Koordinierung der Bauausführung mit dem laufenden Betrieb, um einen störungsfreien Betrieb zu gewährleisten.

In Sonderfällen, besonders bei großen WVU, bei denen ständig eine größere Bautätigkeit vorhanden ist, wird gelegentlich eine eigene Bauabteilung für Planung und Bauoberleitung eingerichtet, oder das Betriebspersonal übernimmt in Personalunion solche Aufgaben. Eine genaue Trennung der Bereiche Bau und Betrieb ist immer erforderlich.

13.3.4.2 Betriebsführung, Betriebsaufzeichnungen

13.3.4.2.1 Allgemeines

Der Betriebsablauf muss so geführt werden, dass die Versorgung der Verbraucher mit Trinkwasser in der erforderlichen Güte, jederzeit, mit ausreichender Menge und Druck, unter Einhaltung der geltenden Gesetze, Verordnungen und Bescheide wirtschaftlich optimal erfolgt. Wassergewinnung, Wasseraufbereitung, Wasserförderung, Wasserspeicherung und Wasserverteilung müssen dabei den jeweiligen stündlich, täglich und jährlich stark unterschiedlichen Bedarfsanforderungen optimal angepasst werden. Dementsprechend sind für die einzelnen Anlagenteile bzw. Betriebsstellen eingehende Bedienungsanweisungen unter Berücksichtigung der Vorschläge der Herstellerfirmen aufzustellen und zu beachten. Diese Bedienungsanweisungen müssen eindeutig und klar sein, damit Vertretungspersonal ohne Verzögerung die Bedienung übernehmen kann.

Wichtigste Messungen sind: Leistung der Wasserfassung, z. B. bei Brunnen Entnahme mit Wasserständen in Ruhe und abgesenkt und zugehöriger Förderstrom, Wirkungsgrad der Anlagenteile, Leistungsminderung oder Ausfall von Anlagenteilen, Wasserverluste, Erreichen der Leistungsgrenze.

Die erforderlichen Betriebsmessungen werden ausgeführt bei:

Kleineren Anlagen – vor Ort und von Hand, und zwar:

wöchentlich (14-tägig, monatlich): Quellschüttung, Bohrbrunnen-Entnahme, RWSp, abgesenkter WSp
täglich: Betriebsmessungen im Pumpwerk und in der Aufbereitungsanlage. Es sollte immer erreicht werden, dass Gesamtwasserabgabe und WSp in den Wasserspeichern zur Betriebszentrale, z. B. Pumpwerk, Rathaus usw. fern übertragen und laufend aufgeschrieben werden.

Großen Anlagen – laufend für wichtige Messungen und zur Zeit- und Personaleinsparung mittels Fernübertragung und Schreibgeräten oder moderner Datenerfassungsgeräte und Rechner. Bei Großanlagen erfolgt dann der Einsatz von Prozessrechnern mit Optimierungsprogrammen. Die wichtigsten Auswertungen sind in Vierteljahres- und Jahresberichten zusammenzustellen. Dabei sind grafische Darstellungen zur besseren Anschaulichkeit für die Aufsichtsorgane des WVU vorteilhaft. Es ist zweckmäßig, an die örtlichen Verhältnisse angepasste Muster und Tabellen zu verwenden, um den Vergleich zu erleichtern.

Bei Großanlagen mit automatischer Überwachung übernehmen einschlägige EDV-Programme die Erstellung der gewünschten Berichte, Tabellen und Grafiken. Eine wichtige Aufgabe ist ferner das Führen einer Betriebsstatistik und daraus die Aufstellung und laufende Berichtigung der Prognose der Entwicklung des Wasserbedarfs und der notwendigen Erweiterungen der WV-Anlage.

13.3.4.2.2 Betriebsaufzeichnungen

Die Betriebsmessungen sind in geeigneter Form aufzuzeichnen und aufzubewahren. In Bayern wird in § 4 der Eigenüberwachungsverordnung (EÜV) ausführlich aufgeführt, was aus den Betriebsaufzeichnungen hervorgehen muss. Einheitliche Betriebstagebücher für alle Anlagenteile gibt es – wegen der unterschiedlichen Anlagenstrukturen – nicht. Die Behörden, die Fachverbände und die WVU selbst stellen aber Betriebstagebuchblätter (z. B. für Brunnen) zur Verfügung bzw. verwenden auf ihren Bedarf abgestimmte Formulare. Mehrere Verlage bieten Betriebstagebücher für Wasserversorgungsanlagen für den Bereich der Wassergewinnung an (Bücher jeweils für Brunnen und Quellen). PC-Software für Betriebstagebücher sind bei mehreren Anbietern im Handel erhältlich.

Im Folgenden werden rein schematische Muster aufgeführt.

1. *Wasserabgabe an das Rohrnetz* – Die Niederschrift über die Wasserabgabe je Tag an das Rohrnetz liefert mit der Zusammenstellung der Messungen des Wasserverbrauchs bei den Abnehmern die Grundlage für die Verbrauchskontrolle und Verbrauchsstatistik, **Muster 1, Tab. 13-3**.
2. *Wasserverbrauch* – Die Ablesungen der WZ bei den Verbrauchern sind zusammenzustellen. Häufig wird heute nur mehr eine jährliche bis vierteljährliche Ablesung durchgeführt. Der Verbrauch je Monat, bzw. je Tag kann dann nur aufgrund der Messungen der Wasserabgabe in das Rohrnetz hochgerechnet werden.

Tab. 13-3: Muster 1, Wasserabgabe an das Rohrnetz ... Monat, ... Jahr

Tag	Gesamt-gewinnung m³/d	Eigen-verbrauch m³/d	Wasser-förderung m³/d	Abgabe aus Hochbehälter		+ Abgabe – Zulauf	Abgabe an das Rohrnetz m³/d
				Stand m	Inhalt m³		
1	10 000	500	9 500		8 000	–	9 500
2	10 000	500	9 500		7 000	+ 1 000	10 500

3. *Wassergewinnung* – Die Niederschrift der Wasserentnahme aus Quellen, **Muster 2, Tab. 13-4** und aus Brunnen, **Muster 3, Tab. 13-5** werden zur Kontrolle der Beanspruchung der Wasserfassungen in hydrologischer und wasserrechtlicher Hinsicht benötigt, ferner die Zusammenstellung **Muster 4, Tab. 13-6** zur Gesamtdarstellung der Rohwassergewinnung.

Tab. 13-4: Muster 2, Wasserentnahme aus Quellen ... Monat, Jahr

Tag	Temperatur		Wasser °C	Quelle (1) Gesamt-Schüttung l/s	Entnahme Zählerstand	Menge m3/d	Quelle (2) dto.	Bemerkungen z. B. chem. mikrobiolog. Untersuchung
	Luft °C							
1								
2								

Tab. 13-5: Muster 3, Wasserentnahme aus Brunnen ... (1) ... Monat, ... Jahr

Tag	Temperatur		Entnahme Zähler-stand	Betriebszeit Zähler-stand	Strom-verbrauch Zähler-stand	Wasserspiegel		abg. WSp unter Meßpkt.	Absenk. unter RWSp
	Luft	Wasser				Ent-nahme	RW Sp unter Meßpkt.		
	°C	°C	m3/d	h	kWh	l/s	m	m	m
1									
2									

Tab. 13-6: Muster 4, gesamte Rohwasserentnahme aus Quellen und Brunnen ... Monat, ... Jahr

Tag	Quelle			Brunnen				Gesamt-entnahme m³/d	Gesamt-strom-verbrauch kWh	Bemer-kungen
	1 m³/d	2 m³/d	3 m³/d	1 m³/d	2 m³/d	3 m³/d	4 m³/d			
1										
2										

4. *Wasseraufbereitung* – Die Beanspruchung der Filter wird nach **Muster 5, Tab. 13-7**, die Chlorzugabe nach **Muster 6, Tab. 13-8** eingetragen. In ähnlicher Weise wie Muster 6 können die Tabellen für die Zugabe anderer Chemikalien aufgestellt werden.

Tab. 13-7: Muster 5, Wasseraufbereitung-Filter (1), Filterfläche ... m², ... Monat, ... Jahr

Tag	Durchflussmenge		Spülung	Spülwasser	Spülluft	Filterwiderstand		Strom-	Bemer-
	m ³ /d	m ³ /h	Dauer min	m ³ /h	m ³ /h	vor Spülung m	nach Spülung m	verbrauch kWh	
1									
2									

Tab. 13-8: Muster 6, Wasseraufbereitung – Chlorung, ... Monat, ... Jahr

Tag	Temperatur	im Wasser	Durchfluss		Chlor- verbrauch			angeschlossene Chlorflasche		Chlornachweis bei			Bemerk.	
	im Chlor- raum °C		m³/h	m³/d	g/h	g/d	g/m³	Nr.	Druck bar	Ge- wicht kg	Ab- gabe g/m³	Pkt. A		Pkt. B
1														
2														

5. *Wasserförderung* – Die Niederschrift nach **Muster 7, Tab. 13-9**, dient zur Kontrolle der einzelnen Pumpenaggregate. Die gesamte Reinwasserförderung wird nach **Muster 8, Tab. 13-10**, zusammen-
gestellt.

Tab. 13-9: Muster 7, Wasserförderung, Pumpe 1, ... Monat, ... Jahr

Tag	Menge		Förderung		Stromverbrauch		Wirkungsgrad		Förder- höhe m	Strom- verbrauch kWh	Bemer- kung
	Zähler- stand m ³ /d		Betriebszeit Zähler- stand h		Zähler- stand	kWh	Förder- menge m ³ /h				
1											
2											

Tab. 13-10: Muster 8, Gesamte Reinwasserförderung, ... Monat, ... Jahr

Tag	Einzelfördermengen				Gesamte Fördermenge m ³ /d	Stromverbrauch		Sonstige Betriebs- stoffe	Bemerkung
	P1	P2	P3	P4		HT	NT		
	m ³ /d	m ³ /d	m ³ /d	m ³ /d		kWh	KWh		
1									
2									

6. *Störungsmeldungen* – Über jede Störung ist eine Niederschrift zu fertigen, aus welcher die Art der Störung bzw. des Schadens, Ursache und Behebung ersichtlich ist, etwa nach **Muster 9, Tab. 13-11**.

Tab. 13-11: Muster 9, Störungs- bzw. Schadensmeldung (nach ZV-WBW-Betrieb)

1. Meldung des Schadens:
 Tag / Datum / Uhrzeit der Meldung
 Schadensort:
 Gemeldeter Schaden:
 Absender:
 Erreichbarkeit: Anschrift:
 Telefon:

2. Feststellung und Behebung des Schadens:
 Name: Tag / Datum / Uhrzeit:
 Baulos: Baufirma / Abnahmejahr
Art und Ursache des Schadens:
 Liegt Garantieschein vor: ja / nein
 Schadensgruppe: Steuerkabelnetz / Elektroanlage / Rohrleitung / Maschinenanlage / Armaturen / Druckminder-
 und Sicherheitsventile / Korrosion / Chloranlage / Sonstiges
 Folgeschäden
 Unterbrechung der / des
 von: bis: Wasserverluste m³
 Schadensbehebung durch Benötigte Stunden
 Rechnungsbetrag:

Materialbedarf:
Nichtzutreffendes streichen!

13.3.4.2.3 Auswertung der Messungen

Es ist unerlässlich, dass die Betriebsmessungen ausgewertet werden, damit rechtzeitig Mängel im Betrieb erkannt und Abhilfemaßnahmen durchgeführt werden können. Die Auswertungen dienen ferner zur Fertigung der Berichte an die Organe des WVU zur Darstellung des Leistungsstandes. Wichtige Auswertungen sind vor allem:

1. Bestand der Wasserversorgungsanlage – Die Bestandspläne sind auf dem laufenden zu halten, die Bestandszahlen der Anlageteile sind jährlich im Jahresabschluss festzustellen, **Muster 10, Tab. 13-12** (Anlagenverzeichnis eines Zweckverbandes).

2. Wasserabgabe an das Rohrnetz

$$\begin{aligned}
 \text{Wasserabgabe / Jahr } Q_a &= \dots \text{ m}^3/\text{a} \\
 \text{Wasserverbrauch / Jahr } Q_a^V &= \dots \text{ m}^3/\text{a} \\
 \text{Wasserverlust / Jahr } Q_V &= Q_a - Q_a^V = \dots \text{ m}^3/\text{a} \\
 \text{Wasserverlust in v.H. von } Q_a &= \dots \\
 \text{größte Wasserabgabe / Tag} &= Q_{d\max} = \dots \text{ m}^3/\text{d} \\
 \text{mittlere Wasserabgabe / Tag} &= mQ_d = \dots \text{ m}^3/\text{d} \\
 \text{kleinste Wasserabgabe / Tag} &= Q_{d\min} = \dots \text{ m}^3/\text{d} \\
 \text{größte Wasserabgabe / Std. am Tag der größten Wasserabgabe} &= Q_{h\max} (Q_{d\max}) = \dots \text{ m}^3/\text{h} \\
 \text{mittlere Wasserabgabe / Std. am Tag der größten Wasserabgabe} &= Q_h (Q_{d\max}) = \dots \text{ m}^3/\text{h}
 \end{aligned}$$

3. Spitzenfaktoren

$$\begin{aligned}
 \text{Tagesspitzenfaktor } f_d &= Q_{d\max} / Q_d = \dots \\
 \text{Stundenspitzenfaktor } f_h &= Q_{h\max} (Q_{d\max}) / Q_h (Q_{d\max}) \dots \\
 \text{Stundenspitzenfaktor bezogen auf } Q_d &= f_h (Q_d) = f_d \setminus f_h = \dots
 \end{aligned}$$

4. Einwohnerbezogene Wasserabgabe

$$Q_{d\max} / E = \dots 1/\text{Ed}, Q_d / E = \dots 1/\text{Ed}$$

Tab. 13-12: Muster 10, Beispiel Anlagenverzeichnis

Vorhandene Einrichtungen	Anlagenstand		Vorhandene Einrichtungen	Anlagenstand	
	2006	2009		2006	2009
<i>1) Brunnen + Quellen</i>			<i>8) Armaturen</i>		
(Anzahl)			8.1 Absperrarmaturen.	4 187	4 900
Horizontalbrunnen	2	2	8.2 Sicherheitsarmaturen (eingebaute Stückzahl)		
Vertikalbrunnen	5	5	Sicherheitsventile	165	204
Quellsammler m. Entsäuerung	1	1	Druckminderventile	170	243
Entsäuerung im HB, PW	7	7	8.3 Zähler (eingebaute Stückzahl)	306	407
<i>2) Aufbereitung</i>			<i>9) E-Anlagen (Stückzahl)</i>		
(Stückzahl)			(einschl. Steueranteil)		
Enteisenung	2	2	Stromübergabestellen	52	58
<i>3) Chloranlagen</i>			20 kV Schaltanlagen	6	6
(eingesetzte Geräte)			6 kV Schaltanlagen	2	2
Chorgas	1	1	400 V Schaltanlagen	20	26
Ammoniak	1	1	Kleinverteilungen	15	18
Dosiergeräte (Chlor)	12		<i>10) Notversorgung</i>		
<i>4) Verteilernetz insges.</i>	578	732	(Stückzahl)		
(Leitungslänge in km)			Notstromaggregate	5	6
AZ	312	338	Dieselpumpe	4	4
St ZM	200	217	<i>11) Pumpen insges.</i>	85	96
GGG ZM	26	121	(Stückzahl in Betrieb)		
PVC	40	56	davon Kreiselpumpen	64	74
<i>5) Schächte insges.</i>	1 320	1 610	U-Pumpen	15	18
(Stückzahl)			Rohrmantelpumpen	6	4
Abgabe in Betrieb	268	348	Kompressoren	15	18
Abgabe nicht in Betrieb	175	189	Spülluftgebläse	3	3
sonstige	877	1 073	Druckstoßbehälter	21	25
<i>6) Saug- und Hochbehälter</i>	35	40	<i>12) Funkanlage</i>	2	2
(Stückzahl in Betrieb)			Richtfunkstrecken		
davon je 5 000 m ³	—	1	Rundstrahler	2	2
4 000 m ³	5	5	Bew. Funkanlagen	14	15
3 000 m ³	3	3	<i>13) Batterieanlagen</i>	15	18
2 000 m ³	4	4	(mit Ladegeräten)		
1 000 m ³	6	7	<i>14) Steuerkabel insges.</i>	358	411
750 m ³	1	1	(Kabellänge in km)		
500 m ³	4	6	PLE YST 16 · 2 · 0,8	283	339
300 m ³	1	1	PLE YST 30 · 2 · 0,8	29	35
200 m ³	4	3	A 2 YST 2 Y 10 · 2 · 0,8	46	37
u. w. 150 m ³	7	9	<i>15) Kath. Schutzanlagen</i>	6	10
<i>7) Pumpwerke insges.</i>	24	26	<i>16) Fernwirkanlagen</i>		
(Stückzahl in Betrieb)			ZM Stationen	—	59
Überhebepumpwerke	12	13			
Drucksteigerungspw.	7	7			
Windkesselpumpwerk	5	6			

5. Niederschlagshöhen

Jahresniederschlagshöhe ... mm

Summe der Niederschlagshöhen der Monate Mai bis August, einschließlich ... mm

6. Wasserverbrauch / Jahr

Haushalt und Kleinverbraucher	... m ³ /a
Industrie und Großverbraucher	... m ³ /a
Sonstiger Verbrauch	... m ³ /a
Eigenverbrauch	... m ³ /a
Gesamtverbrauch	... m ³ /a

7. Ausnutzungsgrad

– Wassergewinnung

$\alpha_1 = \text{max. Entnahmemenge } Q_d / \text{genehmigte Ableitungsmenge } Q_d = \dots$

$\alpha_1 = \text{max. Entnahmemenge } Q_a / \text{genehmigte Ableitungsmenge } Q_a = \dots$

– Wasseraufbereitung

$\beta_1 = \text{max. Durchfluß } Q_h / \text{Bemessungs-Durchfluß } Q_h = \dots$

$\beta_2 = \text{Durchfluß } Q_a / \text{Bemessungs-Durchfluß } Q_a = \dots$

$\beta_3 = \text{max. Durchfluß } Q_h / \text{Filterfläche } m^2 = \dots \text{ m/h}$

$\beta_4 = \text{Spülwasserverbrauch } Q_a / \text{Durchfluß } Q_a =$

– Wasserspeicherung

$\Delta_1 = \text{Gesamtinhalt } m^3 / Q_d = \dots$

$\Delta_2 = \text{Gesamtinhalt } m^3 / Q_{d\text{max}} = \dots$

8. Grafische Darstellungen

Jahres-Ganglinie der Wasserabgabe je Tag, Q_d

Jahres-Dauerlinie der Wasserabgabe je Tag, Q_d

Jahres-Ganglinie der Wasserabgabe je Monat Q_{Mt}

Tages-Ganglinie der Wasserabgabe je Stunde am Tag $Q_{d\text{max}}$

Jahres-Ganglinie der Lufttemperatur und Niederschlagshöhe im Versorgungs- und Wassergewinnungsgebiet

Jahres-Ganglinie der Quellschüttungen

Jahres-Ganglinie des Grundwasserspiegels im ungestörten Bereich, des RWSp und abgesenkter WSp ausgewählter Betriebsbrunnen

9. Statistik der Störungen – die Auswertung der Störungsmeldungen nach Schadensgruppen, Art und Ursache des Schadens gibt wichtige Hinweise für Instandhaltung, Planung, Bau und Wahl von Materialien.

13.3.4.2.4 Labor

Die Betriebsführung muss das Einhalten der nach der Trinkwasserverordnung geforderten Wassergüte sicherstellen und zwar durch die Ausführung der dort geforderten Untersuchungen, durch die Kontrolle der Wirkung der ggf. vorhandenen Wasseraufbereitung durch chemische und mikrobiologische Untersuchung des Roh- und des Reinwassers. Verantwortlich für die Untersuchungen ist das WVU, das die Untersuchungen entweder durch ein eigenes akkreditiertes Labor oder durch geeignete Untersuchungsstellen durchzuführen hat. Kontrolluntersuchungen durch die Gesundheitsämter entbinden das WVU nicht von der Durchführung eigener Untersuchungen.

13.3.4.3 Instandhaltung

13.3.4.3.1 Allgemeines

Instandhaltung ist der Oberbegriff für alle Maßnahmen zur Bewahrung und Wiederherstellung des Sollzustandes sowie zur Feststellung und Beurteilung des Istzustandes von technischen Mitteln eines Systems (DIN 31051). Dabei ist unterstellt, dass alle technischen Anlagen einer Alterung – chemisch/physikalische Änderung von Werkstoffeigenschaften – und einem Verschleiß – Veränderungen durch unterschiedliche Arten von Beanspruchung – unterliegen.

Instandhaltung fasst die Begriffe Kontrollen (Inspektion), Wartung und Instandsetzung zusammen, wobei mit

- *Kontrollen* Maßnahmen zur Feststellung und Beurteilung des Istzustandes (z. B. Lecksuche, Zustandskontrollen)
- *Wartung* Maßnahmen zur Bewahrung des Sollzustandes (z. B. Reinigung, Pflege)
- *Instandsetzung* Maßnahmen zur Wiederherstellung des Sollzustandes (z. B. Reparatur, Austauschlung).

definiert sind (**Abb. 13-7**).

Die Arbeiten in den drei Instandhaltungssparten Kontrollen, Wartung und Instandsetzung gehen zum Teil fließend ineinander über und sind nicht immer scharf zu trennen. Zum Beispiel: Wird bei der Kontrolle eine fehlende Ziffer auf einem Hinweisschild festgestellt, ist das Anbringen der neuen Ziffer nach Definition bereits Instandsetzung, obwohl das gleich bei der Kontrolle mit erledigt werden mag. Es ergeben sich aus Maßnahmen der einen Sparte häufig Aufgaben für eine andere.

Für die Bewältigung der Instandhaltungsaufgaben bedarf es einer entsprechenden betrieblichen Organisation. Das betrifft den Einsatz qualifizierten Personals bzw. leistungsstarker Fachfirmen für die jeweilig anfallende Arbeit (Bei Trinkwasserbehältern ist dies z. B. in den DVGW-Arbeitsblättern W 316-1 und W 316-2 geregelt).

Dazu gehört aber auch die Vorhaltung der notwendigen Betriebseinrichtungen, wie Fahrzeuge, Arbeitsmaschinen und -geräte, Werkzeuge, Funk, Arbeitsschutzausrüstungen (Sicherheitskleidung) und Messgeräte.

Ein ständig auf dem laufenden gehaltenes Kartenwerk (anzustreben über eine EDV), in das auch Veränderungen aus Instandhaltungsmaßnahmen einfließen, ist unabdingbar. Aber auch die Dokumentation der einzelnen Ereignisse und Maßnahmen, z. B. Anlegen einer Schadensdatei, Festhalten von Veränderungen, hat Auswirkungen auf die Planung weiterer Kontrollen, Wartungen und vorbeugender Instandsetzungen.

Der Instandhaltungsbereich erfordert eine jederzeitige Verfügbarkeit von Ersatzmaterial für die eingebauten Leitungsteile und damit eine entsprechende Lagerhaltung. Eine Wareneingangskontrolle hilft, künftige Instandsetzungen geringer zu halten.

Mit einer den einzelnen Arbeiten zugeordneten Auftragsabrechnung lassen sich die Instandhaltungskosten für jeden gewünschten Bereich auswerten. Sie dienen mit als Grundlage für die Steuerung weiterer Instandhaltungsmaßnahmen.

Der effektive Einsatz von Arbeitskräften und Betriebsmitteln erfordert eine sorgfältige Planung und Vorbereitung der Instandhaltungsarbeiten.

13.3.4.3.2 Kontrollen und Wartung der Anlagenteile

Die *Häufigkeit von Kontrollen und der Wartung* richten sich nach dem in den Bedienungsvorschriften festgelegten Turnus, gegebenenfalls in Verbindung mit erforderlichen Betriebsmessungen, und nach der möglichen Gefährdung der Funktion bei nicht rechtzeitiger Kontrolle. Je besser die Anlagenteile in Bezug auf mögliche Wartungsfreiheit konstruiert und ausgeführt sind, z. B. Korrosionsschutz, Sicherung gegen Gefährdung durch Dritte usw., und je weitgehend die Anlage fern überwacht ist, um so weniger häufig ist eine Besichtigung vor Ort erforderlich.

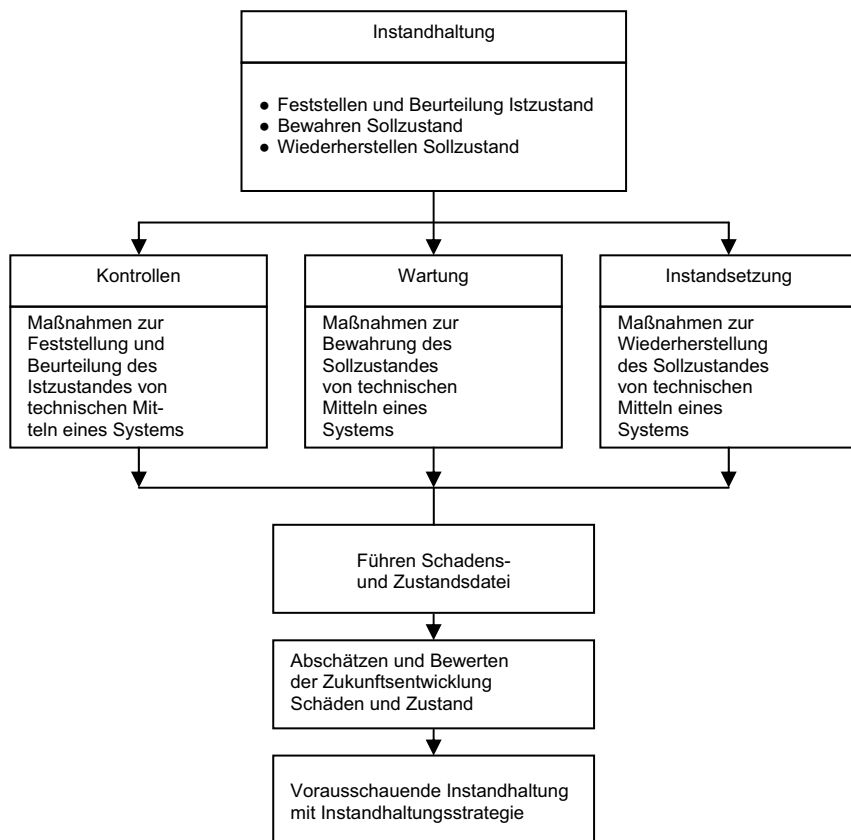


Abb. 13-7: Definition und Maßnahmen der Instandhaltung und der darauf aufbauenden vorausschauenden Instandhaltung (nach DIN 31051)

Fehlendes Personal darf jedoch kein Grund sein, notwendige Ortsbegehungen und Wartungsarbeiten einzuschränken, vielmehr ist die Personalstärke nach den bei den örtlichen Verhältnissen notwendigen Wartungsarbeiten festzulegen. Im folgenden sind zweckmäßige Termine der Kontrollen und Wartungsarbeiten und *bei kleinen bis mittleren Anlagen mit geringer Fernsteuerung und Fernüberwachung* angegeben. Halbjährliche Besichtigungen werden zweckmäßig im Frühjahr nach der Frostperiode und Schneeschmelze und im Herbst nach der Spitzenbeanspruchung durchgeführt.

Bei der *Ortsbegehung* werden die in den Bedienungsvorschriften turnusmäßig festgelegten Arbeiten, wie Spülung, Reinigung, Kontrollen usw., erledigt, kleine Mängel sofort behoben. Bei größeren Mängeln ist eine Schadensmeldung an die Betriebsleitung notwendig, die dann über die Behebung entscheidet.

Alle Arbeiten an den Anlagen sind mit größter *Sauberkeit* auszuführen. An Teilen der Anlage, die mit dem Trinkwasser unmittelbar in Berührung kommen, dürfen nur saubere Geräte und Werkzeuge benutzt werden (z. B. Reinigungsbürsten).

Zum Einsteigen in Quelfassungen, Schächte, Speicherbehälter und dgl. müssen besondere, saubere Gummistiefel getragen werden, die auf dem Anmarschweg nicht benützt werden dürfen. In besonderen Fällen, z. B. auf Anordnung der Gesundheitsbehörden, ist beim Betreten von Anlagen auch *Schutzkleidung* zu tragen, die nicht für andere Zwecke benutzt werden darf (z. B. Gummi-Übermäntel in Quellstollen).

Für andere Personen (Vorgesetzte, Amtsärzte, Besucher) sind ebenfalls Gummistiefel und gegebenenfalls Schutzkleidung bereitzuhalten.

Sind an wasserberührten Anlageteilen Instandsetzungs- oder Reinigungsarbeiten ausgeführt worden, so sind diese Teile vor der Wiederinbetriebnahme gründlich zu spülen und zu *desinfizieren*. Anweisung hierzu enthält das DVGW-Arbeitsblatt W 291 Desinfektion von Wasserversorgungsanlagen. Anlageteile sind erst nach mikrobiologischer Untersuchung bei einwandfreier Beschaffenheit des Wassers durch das Gesundheitsamt zur Benützung freizugeben.

Für alle *Anstriche*, die mit dem Trinkwasser in Berührung kommen, dürfen keine gesundheitsschädlichen Entrostungsmittel und Farben (z. B. Bleimennige) verwendet werden.

Der Zutritt fremder Personen zu den Betriebsräumen, Behältern, Schächten und dgl. ist auf das unbedingt notwendige Maß zu beschränken und nur mit Genehmigung der Betriebsleitung zu gestatten. Die Besucher sind auf die Verunreinigungsgefahr hinzuweisen, erforderlichenfalls ist Schutzkleidung anzulegen.

Wasserfassungen:

1) Quellen

monatliche Kontrollen

1. dichter Verschluss der Schachtdeckel
2. Wasseraustritte neben der Fassung
3. Feststellen der Ursache eines Überlaufs oder Hochstaus der Quelle
4. freier Auslauf der Überlauf- und Entleerungsleitung
5. Messung der Quellschüttung

halbjährliche Kontrollen

1. Zustand der Sickerleitungen, Einwachsen von Wurzeln (Fuchsschwanz)
2. Beweglichkeit und dichter Abschluss der Froschklappen, Zustand des Entleerungsbauwerks
3. Zustand des Ablaufgrabens zum Vorfluter
4. Reinigen des Quellschachtes von Sand- und Schlammablagerungen, von Würmern, Ameisen und Algen, Feststellen der Ursachen der Verunreinigungen
5. Schachtbauwerk: baulicher Zustand, Wasserdichtheit des Schachtes, der Wasserkammern und der Rohrdurchführungen
6. Zustand der Ent- und Belüftung: dichter Sitz, Verstopfung oder Beschädigung der Fliegengitter
7. Schachtdeckel: Korrosion, Beschädigung, dichter Sitz, Gummidichtung, Verschluss, unfallsichere Halterung
8. Einsteigleiter: Korrosion, Anstrich, unfallsichere Halterung
9. Rohrleitungen und Armaturen: Wasserdichtheit, Korrosionsschäden, Anstrich, Beweglichkeit der Abschlussorgane.
10. Entfernen von Bäumen und Sträuchern in der Nähe der Fassung.

2) Brunnen

monatliche Kontrollen

1. dichter Verschluss der Schachtdeckel
2. dichter Abschluss des Brunnenkopfes
3. Messung der Wasserstände

viertel- bzw. halbjährliche Kontrollen

1. Reinigen des Brunnenschachtes
2. Schachtbauwerk: baulicher Zustand, Wasserdichtheit
3. Ent- und Belüftung: dichter Sitz, Verstopfung oder Beschädigung der Fliegengitter
4. Schachtdeckel: Korrosion, Beschädigung, dichter Sitz, Gummidichtung, Verschluss, unfallsichere Halterung
5. Einsteigleiter: Korrosion, Anstrich, unfallsichere Halterung
6. Gelände um den Brunnen hinsichtlich Setzungen
7. Füllhöhe des Filterkieses

8. Rohrleitungen und Armaturen: Wasserdichtheit, Korrosionsschäden, Beweglichkeit
9. Zustand und Funktion der elektrischen Anlage
10. Brunnenverockerung: Vergleichsmessung des WSp im Brunnen und im Kontrollpegel
11. Messung der Entnahme und der Wasserstände.

3) Schutzgebiet

monatliche Kontrollen im Fassungsbereich

1. Einhalten der Schutzanordnungen
2. Einzäunung und Einfahrten
3. landwirtschaftliche Bewirtschaftung, kurz gehaltene Grasnarbe
4. häufigere Kontrollen sind erforderlich bei Gefährdung durch Hochwasser oder in den Fassungs-bereich fließendes Niederschlagswasser bei Starkregen

vierteljährliche Kontrollen in der engeren Schutzzone

1. Einhalten der Schutzgebietsauflagen, ins besonders hinsichtlich Veränderungen der Bodenoberfläche, Veränderung an mit Ausnahmegenehmigung verbliebenen Bauwerken
2. Verkehrswege, ins besonders hinsichtlich Ableitung des Oberflächenwassers, Verkehrsdichte, Transport wassergefährdender Stoffe und Flüssigkeiten
3. landwirtschaftliche Nutzung, ins besonders hinsichtlich der Menge an Dünger, Verwendung von Pestiziden
4. häufigere Kontrolle ist erforderlich, wenn die engere Schutzzone bei Hochwasser überflutet werden kann

halbjährliche Kontrollen in der weiteren Schutzzone

1. Einhalten der Schutzgebietsanordnungen. Dies ist meist durch Befahren des Gebietes und Befragen der zuständigen Gemeindeverwaltungen und Polizeidienststellen durchführbar.
2. Kennzeichnungen der Schutzgebiete.

Gebäude:

Hierzu gehören Maschinenhaus, Aufbereitungsgebäude, Werkstätten, Nebengebäude mit Chemikalienstationen, Bürogebäude, Wohnungen.

monatliche Kontrollen

1. Reinigung, soweit nicht durch Arbeitsverunreinigungen sofortige Reinigung erforderlich ist

halbjährliche, mindestens jährliche Kontrollen

1. allgemeiner baulicher Zustand, Risse, z.B. infolge Setzungen, Temperatur usw., aufsteigende Feuchtigkeit in Fundamenten und Wänden
2. Verputz und Anstrich
3. Dacheindeckung: Dichtheit, Anschlüsse an Kamine und Dachfenster, Dachrinnen
4. Türen, Fenster und Fensterläden: Sitz, Beweglichkeit, Verschluss
5. Zustand und Dichtheit der Verglasung
6. Fußböden, Treppen, Geländer, Schutzgitter
7. Beleuchtung, Heizung, Entfeuchtung, Lüftung
8. Sanitäre Anlagen
9. Hofflächen, Parkplätze, Gehwege, Zufahrten, Einzäunung
10. Einrichtungsgegenstände
11. Unfallschutzeinrichtungen
12. Objektschutz

Maschinen- und Elektroanlagen:

Außer den erforderlichen Betriebsmessungen ist i. a. eine tägliche Kontrolle erforderlich. Ein wöchentlicher Turnus ist dann ausreichend, wenn die Anlage automatisch ferngesteuert und ausreichend fern überwacht wird. Im Maschinenraum müssen Bedienungsanweisungen und Bedienungsschemata vorhanden sein. Die Stellung der Abschlussorgane sollte an diesen kenntlich sein.

wöchentliche Kontrollen

1. Funktion der Maschinen- und Elektroanlage, Armaturen
2. Laufgeräusch, Erwärmung, Vibration der im Betrieb befindlichen Aggregate
3. Schmierung der beweglichen Teile
4. Wasserdichtheit der Pumpen, Ventile, Armaturen, Stopfbüchsen, Rohrleitungen
5. Luftfüllung der Druck- und Druckstoßbehälter
6. Entlüftungen
7. Funktion der elektrischen Schaltanlagen, Steuerimpulsgeber, Strömungsschalter, Schaltuhren

monatliche Kontrollen

1. Probelauf der Ersatzmaschinen und Hilfsaggregate
2. Funktion der Sonderarmaturen, wie Druckminderventile, Sicherheitsventile, Strömungsschalter, Rückschlagklappen
3. Funktion und richtige Anzeige der Fernmelde- und Fernsteueranlage
4. Antriebsbatterien
5. Vollständigkeit der Bedienungsanweisungen, Planunterlagen, Unfallverhütungsvorschriften, Anleitungen für Erste Hilfe, Warntafeln u. ä.
6. Betriebsstoffe
7. Prüfen und eventuell Reinigung der Kontaktstücke von elektrischen Schaltgeräten

jährliche Kontrollen

1. Hauptüberprüfung der gesamten Elektroanlage, insbesondere Schaltgeräte, Isolationszustand gegen Erde, Motorwicklungen, durch einen Elektrofachmann
2. Hauptüberprüfung von Verbrennungskraftmaschinen und Notstromaggregaten
3. Ölwechsel, Neufetten von Lagern, soweit erforderlich
4. Sitz der Fundamentschrauben
5. Reinigen der Tropfwasserleitungen
6. Korrosionsschutz, Anstrich
7. Messeinrichtungen: je nach Empfindlichkeit, entsprechend den Anweisungen der Hersteller.
8. Hauptwasserzähler.

2- bis 4jährliche Kontrollen

entsprechend den Bedienungsvorschriften der Lieferwerke und den gesetzlichen Vorschriften i. a.

1. Generalüberholung der Pumpen, gegebenenfalls im Herstellerwerk
2. Generalprüfung und -überholung der Elektromotoren
3. Generalprüfung der Elektroanlage durch zugelassene Prüfümter und Institute
4. Überprüfung der überwachungspflichtigen Druckbehälter durch den TÜV, o. a. zugelassene Institute.

Wehranlagen und Triebwerke:

Vereinzelt sind Wehranlagen und Triebwerke bei kleinen Pumpwerken noch vorhanden. Hier werden nur solche angesprochen, nicht Wasserkraftanlagen und Entnahmeanlagen von großen Trinkwassersperren und Seewasserentnahmen.

tägliche bis wöchentliche Kontrollen

1. Säuberung des Rechens
2. Stauhöhe, Eichpfahl
3. Kolkbildung am Wehr
4. Verschlammung und Verkrautung am Ober- und Unterwasser
5. Beweglichkeit von Schützen und Wehrklappen
6. Betriebsgefälle, Betriebswassermenge, Umdrehungszahl der Wasserkraftmaschine
7. Sicherheitsvorrichtungen an den Zugängen und Stegen am Wehr.

jährliche Kontrollen

1. baulicher Zustand
2. Korrosionsschutz

Aufbereitungsanlagen:

1) Filtration über Jurakalk

wöchentliche Kontrollen

1. Sauberkeit der Anlage, Schimmelpilze, Algen, Schlammablagerung.
2. Be- und Entlüftung, Raumtemperatur nicht unter 8 °C. Temperaturen unter 0 °C sind möglichst zu vermeiden, wenn nötig, Schließen der Lüftungsklappen, Außerbetriebnahme der Riesler.
3. Gleichmäßige Verteilung des Wassers auf Filter und Riesler.
4. Füllhöhe des Filtermaterials, erforderlichenfalls Nachfüllen von Jurakalk entsprechend der Bedienungsanweisung. Im allgemeinen muss nachgefüllt werden, wenn die Oberkante der Filterschicht mehr als 10 cm unter die Füllmarke gesunken ist.
5. Filterwiderstand: Bei der höchstzulässigen Durchlaufmenge darf noch kein Überlauf vorhanden sein. Bei Überschreiten des Filterwiderstandes, mindestens aber alle 2 Jahre, sind die verschlammten Schichten, wenigstens die obere Schicht von 30 cm Höhe, auszuräumen, zu waschen und vor Wiedereinfüllen mit Chlorwasser zu desinfizieren.
6. Zulaufmenge, nicht größer als der Bemessung der Aufbereitungsanlage zugrunde gelegt, sonst muss Zulauf gedrosselt werden.
7. Gängigkeit der Armaturen

halbjährliche Kontrollen

1. Leistungsfähigkeit der Aufbereitungsanlage durch chemische Untersuchung des Wassers vor und nach der Aufbereitung, soweit nicht ein kürzerer Termin durch VO vorgeschrieben wird bzw. für den Betrieb erforderlich ist.
2. Reinigung
3. baulicher Zustand, Wasserdichtheit
4. Be- und Entlüftung: Zustand, dichter Sitz, Verstopfung oder Beschädigung der Fliegengitter
5. Dichtheit der Wasserbehälter
6. Rohrinstallation: Dichtheit, Korrosion, Anstrich
7. Armaturen: Beweglichkeit, dichter Abschluss
8. Funktion der Fernmeldung
9. Filtermaterial: Reinigen, Erneuerung nach Bedienungsanweisung

2) Filtration über dolomitisches Filtermaterial

wöchentliche Kontrollen

1. Rückspülung nach Bedienungsanweisung, 1 mal wöchentlich, bei einem Hydrogenkarbonat gehalt (Säurekapazität $K_{s,4.3}$ über 5°dH (rd. 1 mmol/l) 2 mal wöchentlich
2. Filterwiderstand vor und nach der Rückspülung sonst wie bei Filtration über Jurakalk

halbjährliche Kontrollen

wie bei Filtration über Jurakalk

3) Offene Belüftungs- und Entgasungsanlagen

z. B. Riesler, Kaskaden, Wellbahnen, Verdüisungen

wöchentliche Kontrollen

1. Funktion der Belüftungsanlage
2. Funktion, Zustand, Anstrich der Maschinen, Rohrleitungen, Armaturen, Be- und Entlüftung, Messgeräte

halbjährliche Kontrollen

1. Leistung der Anlage
2. baulicher Zustand, Korrosionsschutz, wichtig wegen der großen Aggressivität des Wassers und der Luft

4) Offene Quarz-Schnellfilter

wöchentliche Kontrollen

1. Aussehen des über der Filterschicht stehenden Wassers
2. Höhe des Überstaus vor und nach der Rückspülung

3. Filterwiderstand
4. Funktion der Drossel- und Regeleinrichtungen
5. Funktion, Zustand, Anstrich der Maschinen, Rohrleitungen, Armaturen, Be- und Entlüftung, Messgeräte
6. Rückspülungseinrichtungen, Rückspülungen nach Bedienungsanweisung, mind. jedoch 1 mal wöchentlich

halbjährliche Kontrollen

1. Funktion, Reinigen von Druckminder-, Sicherheits- und Entlüftungsventilen
2. Rückspülen der Voroxidatoren
3. Leistungsprüfung
4. bauliche Anlage

5) Chloranlage

wöchentliche Kontrollen

1. Funktion, dichter Abschluss der Geräte, kein Chlorgas im Raum
2. Funktion der Schutzeinrichtung
3. Be- und Entlüftung
4. Temperatur im Chlorraum, nicht unter 15 °C
5. Chlorvorrat
6. baulicher Zustand
7. Führen des Chlorbuchs
8. Schutzgeräte

6) Sonstige Aufbereitungsanlagen

Festlegen der Kontrollen entsprechend den örtlichen Verhältnissen im Benehmen mit der Herstellerfirma.

Wasserspeicherung:

Hierzu gehören: Hochbehälter, Wassertürme, Tiefbehälter, Wasserkammern von Wasserfassungen und Aufbereitungsanlagen.

monatliche Kontrollen

1. Türen, Einstiege, Fenster: dichter Abschluss, Beschädigungen
2. Ent- und Belüftungen: dichter Sitz, Verstopfung oder Beschädigung der Fliegengitter
3. Böschungen der Erdüberdeckung, Treppen
4. Ablagerungen in Wasserkammern, Trübung des Wassers, Schwimmschichten, Geruchsbildungen
5. Objektschutz
6. Sohlrännagen, Überläufe

jährliche Kontrollen

1. baulicher Zustand, Risse
2. Ent- und Belüftungen: Sitz, Verstopfung oder Beschädigung der Fliegengitter, Staubfilter
3. Entleerungsleitung, Entleerungsbauwerk: Beweglichkeit und dichter Abschluss der Froschklappen, Reinigen
4. Rohrleitungen, Armaturen: Dichtheit, Gängigkeit, Zustand, Anstrich
5. Reinigen und ggfs. Desinfizieren der Wasserkammern
6. 24stündige Dichtheitsprüfung der Wasserkammern
7. Wasserablauf aus dem Hochbehälter in den Nachtstunden, etwa 1–3 Uhr, bei Ausschalten der Wasserförderung, zur Feststellung von Rohrnetzverlusten und zum Vergleich der Messgeräte
8. Reinigen des Bauwerkes, zusätzlich jeweils nach jeder Arbeitsverunreinigung

Ausführliche Hinweise geben das DVGW-Arbeitsblatt W 300 bzw. die DIN EN 1508 (12/98). Es unterscheidet zwischen der Kontrolle und Reinigung vor der Erstinbetriebnahme, während des laufenden Betriebes und anlässlich turnusmäßiger Außerbetriebnahmen infolge von Erneuerungs- und Reparaturarbeiten am Trinkwasserbehälter.

*Wasserverteilungsanlagen:**monatliche Kontrollen*

1. Geländeoberfläche entlang der Zubringerleitungen: Setzungen, Wasseraustritte, Bauarbeiten in der Nähe der Leitung
2. Schächte und Bedienungshäuser: Zustand, dichter Abschluss der Schachtdeckel und Türen, Beschädigungen
3. Kreuzungsbauwerke: Wasseraustritte aus Schutzrohren, Setzungen

halbjährliche Kontrollen

1. Schächte und Bedienungshäuser: baulicher Zustand, Wasserdichtheit, Reinigen
2. Druckminder-, Sicherheits- und Entlüftungsventile: Funktion, Zustand, Dichtheit
3. Rohrleitungen und Armaturen in Schächten: Funktion, Zustand, Dichtheit

jährliche Kontrollen

1. Abschlussorgane, Rohrbruchsicherungen: Funktion, Zustand, Dichtheit, Gängigkeit, Stellung des Abschlusses, Hinweisschilder
2. Druckminder-, Sicherheits- und Entlüftungsventile: Öffnen und Reinigen
3. Hydranten: Funktion, Zustand, Entleerung, Hinweisschilder, Vorhandensein von Schlüsseln und Standrohren
4. Rohrleitung: Dichtheit durch Feststellen der Wasserverluste mittels Nachtbeobachtung des Wasserablaufes aus Hochbehältern
5. Markierung der Leitung
6. Spülen der Rohrleitungen, mindestens 1 mal jährlich, insbesondere der Neben- und Endstränge
7. Straßenkappen: Setzungen, Umpflasterung
8. Fördervermögen der Zubringer- und Hauptleitungen durch Druckmessungen

2- bis 3jährliche Kontrollen (bzw. nach Bedarf)

1. Lecksuche durch Abhören oder mittels sonstiger Lecksuch-Verfahren

*bei Anschlussleitungen:**halbjährliche Kontrollen*

1. Straßenkappen der Anbohrschieber
2. Gängigkeit der Anbohrschieber
3. Dichtheitsprüfung durch Abhören
4. Prüfen hinsichtlich unzulässiger Verbindungen von Verbrauchsleitung mit Eigenwasserversorgungsanlagen
5. keine elektrischen Erdungen

jährliche Kontrollen

1. Wasserzähler: meist in Verbindung mit der Zählerablesung, richtiger Einbau des WZ, Nummer und Plomben am WZ, Reinigen des Siebes, Auswechslung des WZ wenn ungenau, sonst entsprechend Turnus nach dem Eichgesetz
2. Führen der Wasserzählerkartei
3. Beraten des Abnehmers: z. B. Hinweis auf höheren Wasserverbrauch, Freihalten des Anbohrschiebers und des WZ, Frostschutzmaßnahmen.

13.3.4.3.3 Instandsetzung*Allgemeines:*

Unter Instandsetzung, auch als Erneuerung bezeichnet, ist die Ursachenermittlung und die Behebung von Schäden durch Reparaturen und Ersatzvornahmen zu verstehen, die bei den Kontrollen und der Wartung festgestellt werden, ohne dass am Bestand und an der Leistungsfähigkeit der bestehenden Anlage gegenüber dem Neuzustand etwas verändert wird. Maßnahmen, die zu einer Veränderung des Bestandes führen, sind Neubaumaßnahmen und in der Abt. Bau getrennt vom Betrieb abzuwickeln. Die Instandsetzungsarbeiten an den sichtbaren, zugänglichen Anlageteilen sind wegen der leicht erkennbaren Mängel klar zu bestimmen. Hierauf wird hier nicht weiter eingegangen, die Arbeiten sind

entsprechend der Technik der Wasserversorgung auszuführen. Hier werden daher nur die schwer erkennbaren und beurteilbaren Mängel und Maßnahmen behandelt, wie Wassermangel, Brunnenregenerierung, Verminderung der Fördermenge der Rohrleitungen, Rohrleitungsspülung, Rohrreinigung, Aufsuchen von Leitungen und Straßenkappen, Rohrnetzverluste, Schutz gegen Frostschäden.

Wassermangel:

Eine erhebliche Gefährdung der Trinkwasserversorgung tritt ein, wenn an Spitzenverbrauchstagen die Wasserabgabe an das Rohrnetz kleiner ist als der von den Abnehmern gewünschte Wasserverbrauch. Wenn keine Maßnahmen ergriffen werden, entleert sich zunächst der Hochbehälter, dann die höher gelegenen Rohrstränge, wobei die höher gelegenen Anwesen überhaupt kein Wasser, die tiefer gelegenen dagegen unbegrenzt Wasser entnehmen können. Es besteht dann die Gefahr des Rücksaugens von verunreinigtem Wasser in das Rohrnetz. Eine weitere Gefährdung entsteht, wenn zu bestimmten Zeiten die Wasserförderung ganz eingestellt und der Hochbehälter abgesperrt wird. Hierbei läuft ebenfalls das Ortsnetz ganz leer mit der o. a. Rücksauggefahr, und es wird Luft nachgesaugt. Wenn dann die Wasserförderung unkontrolliert wieder einsetzt, entstehen durch das rasche Füllen der Leitungen Druckstöße, die erhebliche Rohrschäden verursachen können. Das erforderliche langsame Füllen und Entlüften einer leer gelaufenen Leitung kann unter Umständen mehrere Tage dauern.

Der Wassermangel muss durch laufende Auswertung der Betriebsmeldungen und rechtzeitige Erweiterung der WV-Anlage verhindert werden. Wenn diese Maßnahmen fehlen oder nicht ausreichend ausgeführt wurden, dann ist es besser, statt der Sperrungen von Anlageteilen durch Anordnungen der Einschränkung des Wasserverbrauchs den Wassermangel zu verhindern. Die angestrebte Wirkung wird dann am ehesten erreicht, wenn eine laufende Unterrichtung der Verbraucher über die Leistungsfähigkeit der WV-Anlage erfolgt. Bei Erkennen eines bevorstehenden Wassermangels sind die beabsichtigten Maßnahmen täglich wiederholt über Rundfunk und Lautsprecherwagen den Verbrauchern mitzuteilen. Als Maßnahmen kommen in Betracht:

Stufe 1 – Anordnung des freiwilligen Einstellens des Wasserverbrauchs für folgende Zwecke:

1. Gartenbewässerung
2. Füllen oder Nachfüllen von Schwimmbädern
3. Mechanisches Wagenwaschen
4. allgemeines Wagenwaschen, ausgenommen Krankenwagen
5. Reinigung außerhalb von Gebäuden
6. Betrieb von Springbrunnen und automatischen Spüleinrichtungen
7. Wannenbenutzung, dafür Duschbenutzung

Stufe 2 – Verbot und Bußgeld, bei Nichtbefolgung der Verbrauchseinstellung für die in Stufe 1 aufgeführten Verbrauchszwecke.

Bei diesen Verbrauchseinschränkungen kann nach englischen Untersuchungen etwa folgende Verbrauchsminderung erreicht werden:

1. Freiwillige Einschränkung nach Stufe 1:	20 %
2. Herabsetzung des Versorgungsdruckes um 25 %	10 %
3. Angeordnete Einschränkung nach Stufe 2	
dabei Haushalt und öffentlicher Bedarf	30 %
Prozesswasser der Industrie	20 %
Bürogebäude	35 %
Bewässerung außerhalb des bebauten Gebiets	60 %

Brunnenregenerierung:

Der Rückgang der Entnahmemenge aus Brunnen kann verursacht sein durch Änderung der hydrologischen Verhältnisse, z. B. Absinken des RWSp, Beeinflussung durch andere Entnahmen usw. oder

durch Inkrustation oder Verockerung der Filter und Einrichtungen zur Wasserentnahme. Die Inkrustation infolge Aggressivität des Wassers erfordert von Zeit zu Zeit eine Brunnenregenerierung, wobei eine mechanische Grobreinigung, dann eine chemische Reinigung durchgeführt wird. Die biologische Verockerung wird ähnlich entfernt, sie kann aber durch turnusmäßige Chlorung zur Abtötung der Eisen- und Manganbakterien meist verhindert werden. Je nach Schnelligkeit dieser Verockerung ist die Chlorung in Abständen von 1–2 Monaten durchzuführen. Dieses Verfahren ist billiger und schneller als die mechanische und chemische Brunnenregenerierung.

Fördervermögen der Rohrleitung:

Häufig geht bei älteren Rohrleitungen das Fördervermögen stark zurück, gelegentlich wird bei neuen Leitungen das rechnerisch ermittelte Fördervermögen nicht erreicht. Die Folgen sind höhere Stromkosten und ungenügende Druckverhältnisse. Das Fördervermögen der Leitungen ist daher häufig zu prüfen durch:

1. Berechnung des Stromverbrauchs pro m^3 bei möglichst gleich bleibendem Betriebszustand, z. B. Förderung in den Hochbehälter in den Nachtstunden.
2. Feststellen der max. Förderhöhe am Pumpwerk bei verschiedenen Förderströmen im Vergleich zum Ruhedruck.
3. Messung der Druckhöhe an einzelnen Hydranten oder Zapfstellen bei verschiedenen Entnahmen, gegebenenfalls unter Verwendung von Schreibgeräten.

Die Ursache des Rückgangs des Fördervermögens können sein:

1. Fremdkörper in der Leitung: Holz, Steine usw., die beim Verlegen der Leitung oder bei Instandsetzungsarbeiten in die Leitung gelangten. Dies ist häufiger der Fall, als man oft annimmt. Daher größte Sorgfalt, Rohrbürste, dichter Abschluss der Rohrenden bei Unterbrechung der Rohrlegearbeiten.
2. Ablagerung von Schlamm, Eisen, Mangan, Algenwuchs.
3. Inkrustation, Rostknollenbildung infolge Aggressivität des Wassers, Kalkansatz bei nicht richtiger Wirkung der Aufbereitungsanlage infolge Störung des Kalk-Kohlensäuregleichgewichtes.
4. Luftansammlung an Hochpunkten.
5. Rohrverengungen durch eingerostete Schieber in Drosselstellung, vorschriftswidrig abgebogene Stahlrohre.

Wenn der Verdacht besteht, dass das Fördervermögen zurückgegangen ist, sind folgende Verfahren anzuwenden:

1. Prüfen, ob die gesamte Leitung vollständig entlüftet ist.
2. Spülen der Rohrleitung.
3. Besichtigung zugänglicher Rohrleitungsteile auf Inkrustation.
4. Druckmessung entlang der Rohrleitung und Auftragen der Drucklinie bei verschiedenen Entnahmen.

Die Ursachen des Rückgangs des Fördervermögens sind sofort zu beseitigen, da sie den Betrieb gefährden und unwirtschaftlich gestalten. Insbesondere sind die Drosselstellen zu beseitigen. Die Fremdkörper wandern meist zu den Tiefpunkten, bleiben in den Keilschiebern liegen und verhindern den dichten Abschluss. Die Inkrustationen werden durch mechanische oder chemische Rohrreinigung entfernt.

Eine wesentliche Erleichterung der Untersuchung des Zustandes der Innenwand von Rohrleitungen, wie auch von Brunnenfiltern, ist durch die Verwendung von Unterwasser- und Rohrleitungs-Fernsehanlagen gegeben.

Spülung:

Leichte Ablagerungen, insbesondere wenn sie noch nicht durch Alterung verbacken sind, können durch Spülung entfernt werden. Eine Spülung mit Wasser ist jedoch nur dann wirksam, wenn sie mit hoher Fließgeschwindigkeit, etwa 1,5 m/s, durchgeführt wird. Die Möglichkeit der Zuleitung, besonders der Ableitung des Spülwassers begrenzt jedoch wegen der großen Durchflussmengen sehr schnell den Anwendungsbereich, wie aus **Tab. 13-13** ersichtlich ist.

Tab. 13-13: Erforderliche Spülwasserströme bei $v = 1,5 \text{ m/s}$

DN	100	150	200	250	300	400
$Q_{\text{Sp}} \text{ l/s}$	15	26	47	75	105	190

Wenn diese Spülwasserströme nicht eingesetzt werden können, kann die erforderliche Spülung mit wenig Wasser und Druckluft, bei pulsierendem Öffnen und Schließen verschiedener Entnahmeöffnungen (Hydranten) ausgeführt werden. Eine weitere Möglichkeit ist die Verwendung von Kunststoffpfropfen $D = 1,25 \cdot DN$, Länge rd. $(1,5-2,5) \cdot DN$ (englisches Verfahren). Durch den Wasserdruck wird der Pfropfen mit $v = 0,4-1,0 \text{ m/s}$ vorwärts bewegt, je nach Verschmutzung werden mehrere Pfropfen hintereinander eingesetzt.

Rohrreinigung:

Wenn durch die Spülung die Rohrleitungen nicht frei werden, sind mechanische oder chemische Verfahren der Rohrreinigung anzuwenden. Es ist aber zu beachten, dass es bei Auftreten von Inkrustationen und Verockerungen unerlässlich ist, deren Ursachen zu beheben, z. B. durch Wasseraufbereitung, da die Zeitspanne für die Zunahme der Verockerung nach den Rohrreinigungen immer kürzer wird.

Ortung von Rohrleitungen und Straßenkappen:

Für die ordnungsgemäße Instandhaltung eines Rohrnetzes ist es unerlässlich, dass der Leitungsverlauf, die Lage der Hydranten, Armaturen, Straßenkappen, Schieber usw. genau bekannt sind. Die Rohrnetzpläne sind daher ständig auf dem neuesten Stand zu halten. Manchmal fehlen bei bestehenden Anlagen für Teilgebiete, manchmal auch für das gesamte Versorgungsgebiet genaue Planunterlagen. An Hand der Lage von sichtbaren Anlageteilen, wie Hydranten, Schieber u. a., kann der Leitungsverlauf ermittelt werden. Die Nennweite der Leitungen muss durch Aufgraben festgestellt werden. Das Aufsuchen von Leitungen wird durch moderne elektronische Ortungsgeräte sehr erleichtert. Manchmal werden die Straßenkappen der Schieber durch Straßenbauarbeiten überdeckt und nicht mehr rechtzeitig gehoben. Zum Aufsuchen der Straßenkappen werden an Stelle der früher üblichen 3-Nadel-Kappensucher mit einer Tiefenwirkung von 15 cm heute magnetische und elektronische Kappensucher verwendet. Die magnetischen Kappensuchgeräte haben eine Reichweite bis zu 40 cm Tiefe, die elektronischen eine solche bis zu 80 cm Tiefe. Die magnetischen Kappensucher reichen für die meisten Fälle aus, von Vorteil ist die robuste Ausführung, die Wartungsfreiheit und die leichte Bedienung.

Zur Ortung von Kabeln und Rohrleitungen werden galvanische und induktive Verfahren angewendet. Bei dem galvanischen Verfahren wird die zu suchende Rohrleitung an einer bekannten Stelle mit einem Tongenerator leitend verbunden und die Rohrleitung mit einem Wechselstrom niederer bis mittlerer Frequenz beschickt. Dabei baut sich konzentrisch um die Rohrleitung ein elektromagnetisches Kraftfeld auf, das an der Oberfläche mittels Suchspule und Empfänger im Kopfhörer wahrnehmbar und auch optisch sichtbar gemacht wird. Seitlich der Leitung tritt durch Induktion ein Maximum der Lautstärke, genau über der Leitung ein Minimum ein. Durch Verdrehen der Suchspule um 45° lässt sich die Tiefenlage der Rohrleitung bestimmen. Der Leitungsverlauf wird auf der Geländeoberfläche sofort gekennzeichnet und eingemessen. Bei dem induktiven Verfahren wird der Tongenerator nicht mit der zu suchenden Leitung verbunden, sondern genau über die zu suchende Leitung an einer bekannten Stelle aufgestellt. Man benutzt also die induktive Ankopplung an die zu suchende Leitung über eine schwenkbare Rahmenspule. Bei Nachlassen der Tonstärke im Empfänger wird jeweils der Sender nachgeholt.

Von den örtlichen Verhältnissen ist es abhängig, welches Verfahren schnellere und bessere Ergebnisse liefert. Im allgemeinen arbeitet man mit dem induktiven Verfahren bei normalen Verhältnissen und freien Suchstrecken besser, während in Städten wegen der Vielzahl der Leitungen das galvanische Verfahren zweckmäßiger ist.

Mit den elektronischen Suchgeräten lassen sich alle metallischen und elektrisch leitfähigen Leitungssysteme suchen, nicht also Leitungen aus PVC, Polyethylen, Asbestzement, Steinzeug usw. Bei diesen

Rohren muss im Bedarfsfall der Leitungsinhalt durch Ansäuern elektrisch leitfähig gemacht werden oder ein Draht eingezogen werden. Auch das Verlegen eines Kabels mit 2–4 mm² neben dem Rohr ist zweckmäßig.

Die für das Aufsuchen von Straßenkappen und erdverlegten Leitungen erforderlichen Geräte gehören zur Standardausrüstung der Wasserwerke. Bei schwierigen Fällen sind für das Aufsuchen von Leitungen und Erstellen von Rohrnetzplänen geeignete Fachfirmen bei zu ziehen.

Wasserverluste:

1. Die Wasserabgabe an das Rohrnetz

Der Anteil des in die Verteilungsanlage eingespeisten Wasservolumens, dessen Verbleib im einzelnen volumenmäßig nicht erfasst wird und zum Teil verloren geht, wird als *Wasserverlust* bezeichnet. Der Wasserverlust setzt sich aus *tatsächlichen* und *scheinbaren* Wasserverlusten zusammen (s. DVGW-Arbeitsblatt W 392).

Das Wasservolumen, das durch Mängel und Schäden in Verteilungsanlagen ungenutzt verloren geht, wird als *tatsächlicher* Verlust bezeichnet.

Das Wasservolumen, das infolge von Fehlanzeigen der eingebauten Messeinrichtungen (Messfehler) und (oder) infolge Nicht- und Fehlschätzungen bei fehlenden Messeinrichtungen (Schätzfehler) nicht erfasst wird, wird als *scheinbarer* Verlust bezeichnet.

Die Wirtschaftlichkeit und die Betriebssicherheit erfordern es, dass die Wasserverluste möglichst gering sind. Bei einer Jahresförderung von 500 000 m³, beträgt die Einsparung bei Senkung der Verluste um 1 % und bei einem Wasserpreis von 1,00 €/m³ 5 000,- €/Jahr. Es ist erforderlich, dass die Fördermenge und auch der Verbrauch genau durch Wasserzähler gemessen werden. Die tatsächlichen (echten) Verluste werden um so besser erfasst, je genauer der sonstige Verbrauch, wie Eigenverbrauch des Wasserwerkes, öffentlicher Bedarf usw. erfasst werden, so dass auch dieser Verbrauch durch WZ, Standrohr WZ usw. zu messen ist. Der Verbrauch gliedert sich nach **Tab. 13-14** auf.

Tab. 13-14: Aufgliederung der Wasserabgabe in das Rohrnetz in Verbrauch und Verluste

Verbrauch der Abnehmer	öffentlicher Verbrauch	Eigenverbrauch des Wasserwerks	Verluste
Haushalt + Kleingewerbe,	<i>feste WZ</i>	Reinigungen	<i>tatsächliche Verluste</i>
	öffentl. Brunnen	Spülwasser	Rohrbrüche,
Industrie + Großverbrauch	öffentl. Gebäude	Frostläufe	Undichtheit an
	Friedhof	Bauwasser für	Schiebern
	Badeanstalt	Erweiterungen	Hydranten
	Gaswerk	der Anlage	Rohrverbindungen
	Elektrizitätswerk		Speicheranlagen
	<i>Standrohr WZ</i>		<i>scheinbare Verluste</i>
	Straßensprengen		WZ-Minderanzeige
	Kanalspülen		bei Verbrauchern,
	Bauzwecke		Wasserzählermehranzeige
	Feuerwehrübungen		d. Wasserabgabe im Rohrnetz,
	Brandfälle		Schätzungsfehler, widerrechtliche Wasserentnahme

Der Gesamtverlust bei Fernleitungen (ohne Ortsnetze) soll unter 5 % der Jahreswasserabgabe liegen, wenn alle Abzweige und Armaturen in Schächten verlegt sind und Förder- und Abgabemengen durch WZ gemessen werden. Der Gesamtverlust in Ortsnetzen soll normal nicht größer als 10 % des mittleren Verbrauches sein. Er kann unter 10 % liegen, wenn der gesamte Verbrauch genau erfasst wird, die Hauswasserzähler turnusmäßig nachgeeicht und alle Rohrschäden sofort behoben werden, d.h. die Wartungsvorschriften genau befolgt werden. Kleine Wasserverluste unter folgenden Grenzwerten sind durch Suchen und Reparaturen wirtschaftlich kaum behebbare:

Wasserverlust insgesamt: < 3 l/min je km

davon:

Schleichende Verluste bei den Abnehmern, < 2 l/min je km

Rohrnetz, undichte Verbindungen, < 1 l/min je km

Bei größerem Verlust muss die Ursache festgestellt werden, in der Reihenfolge sind zu prüfen:

1. Ist der Eigenverbrauch des Wasserwerkes, der öffentliche Verbrauch genau gemessen oder notfalls richtig geschätzt?
2. Haben die Wasserzähler bei allen Abnehmern ausreichende Messgenauigkeit?
3. Ermittlung der tatsächlichen Verluste, Anschlussleitungen – öffentliche Anlage.

2. Ursachen der tatsächlichen Wasserverluste

2.1. Rohrbrüche infolge Materialfehler – bei Gussrohren Lunkerbildung, ungleiche Wandstärken, damit innere Spannungen, bei Asbestzementrohren zu geringe Lagerungszeit.

2.2. Rohrbrüche infolge Verlegefehler – Hohlliegen der Rohre infolge Felsauflage, Bodensetzungen. Ausspülen der Sandbettung an Steilhängen, Steine auf Rohrleitung, zu große Erd- und Verkehrsbelastung infolge übergroßer Rohrgrabenbreiten in Scheitelhöhe des Rohres, Transportschäden, bei Gussrohren Schwanzrisse, bei Asbestzementrohren Schalenbrüche, Zusammenschieben der Rohre beim Verlegen und Nichteinhalten des freien Zwischenraumes des Schwanzendes im Muffengrund, Einfrieren bei zu geringer Verlegetiefe, Frosthebung von Hydranten und Schiebergestängen.

2.3. Rohrbrüche infolge Betriebsfehler – Druckstöße durch mangelhafte Entlüftung, zu schnelles Füllen, zu schnelles Schließen von Schiebern.

2.4. Lochbildung – Durchrosten der umwickelten Stahlrohre und isolierten Gussrohre infolge mangelhafter Isolierung, mangelhaftes Nachisolieren der Rohrverbindungen, Graphitieren der Gussrohre bei sulfathaltigen Böden. Lochfraß von innen durch aggressives Wasser.

2.5. Undichte Rohrverbindungen – Mangelhaftes Herstellen der Verbindung, Hohlliegen der Rohre, zu starke Abwinkelung in den Muffen, ungenügende Sicherung der Krümmer gegen Verschieben, Herausschieben der Verstemmung bei alten Gussrohren bei häufig wiederkehrenden Druckstößen.

2.6. Undichte Armaturen – Brüchigwerden und Abnutzen der Stopfbüchsendichtungen, Verhindern des dichten Abschlusses durch eingedrungene Steine, Spülschlamm, Inkrustierung, Bruch der Spindel bei gewaltsamem Öffnen von eingerosteten Schiebern, Umfahren der Schiebergestänge infolge schlechten Einbaues der Straßenkappe, Auffrieren der Schieberhaube, Auffrieren der Hydranten bei mangelhafter Entleerung, mangelhafter Sitz der Anbohrschellen.

2.7. Undichte Speicherbehälter – Rissbildungen infolge Setzungen, Bemessungsfehler, Beschädigung des wasserdichten Putzes durch aggressives Wasser.

2.8. Auslaufmengen – Schon aus kleinen Öffnungen fließen erhebliche Wassermengen aus. Die Auslaufmengen sind abhängig von der Größe der Öffnung und dem vorhandenen Betriebsdruck. Einen Überblick der Auslaufmengen bei 5 bar Betriebsdruck geben die **Tab. 13-15** und **16**, bei denen angenommen ist, dass die Öffnung frei, also nicht zum Teil durch Steine und Erde (bei erdverlegten Leitungen) verlegt ist.

Tab. 13-15: Auslaufmengen aus Öffnungen bei 5 bar Wasserdruck

Durchmesser der Öffnung mm	Auslaufmengen		
	l/min	l/s	m³/d
1,0	1,0		1,4
2,0	3,2		4,6
3,0	8,2		11,8
4,0	14,8		21,4
5,0	22,3	0,37	32,0
10,0	90,0	1,5	129
20,0	360,0	6,0	520
30,0	810,0	13,5	1 170

Tab. 13-16: %-Sätze der Auslaufmengen bei Wasserdruck x bar im Verhältnis zum Wasserdruck von 5 bar

Verhältniszahlen der Auslaufmengen bei anderen Betriebsdrücken	
bar	%
10	141
9	134
8	127
7	118
6	110
5	100
4	89
3	77
2	68
1	45

3. Ursachen der scheinbaren Verluste

3.1. *Zählerträgheit* – Schleichende Verluste infolge laufender Klosettspülungen bis zu 1 000 l/d je Anschluss, Tropfverluste an den Zapfstellen bis zu 250 l/d.

3.2. *Zählergenauigkeit* – Ablagerungen von Schlamm und Beschädigung durch losgerissene Inkrustierungen, Luftansammlung und -bewegung im Wasserzählerbereich, Rücklauf bei Leerlaufen des Rohrnetzes, bei undichten Rückschlagklappen u. a.

3.3. *Widerrechtliche Entnahmen* – aus Hydranten, widerrechtliche Anschlüsse an der Anschlussleitung vor dem WZ-Eingangsventil.

3.4. *Netzabgaben* – ungemessene oder fehlerhaft abgeschätzte Netzabgaben (z. B. bei Netzspülungen, Entleerungen)

4. Maßnahmen zur Verminderung der Verluste

4.1. *Tatsächliche und scheinbare Verluste* – Zunächst ist festzustellen, ob der Unterschied zwischen Abgabe und Verkauf durch echte Schäden am Rohrnetz oder scheinbare Verluste (Nichterfassen von bezogener Menge) verursacht ist. Bei kleinen und mittleren Anlagen ist der Nachtverbrauch zwischen 1 und 3 Uhr durch Beobachtung der Wasserspiegelabsenkung im Hochbehälter festzustellen und mit dem für den Ort anzunehmenden normalen Nachtverbrauch zu vergleichen:

Zum Beispiel Hochbehälterfläche 75 m^2 , Absenkung in 2 Std. 20 cm, Abgabe an das Ortsnetz $75 \cdot 0,20 \cdot 1/2 = 7,5 \text{ m}^3/\text{h} = 2,1 \text{ l/s}$. Bei einem ländlichen Ort beträgt normal der Nachtverbrauch von 1–3 Uhr 1,5–2 % des Tagesverbrauchs, hier angenommen 2 % von $300 \text{ m}^3 =$

$$0,02 \cdot 300 / 2 \text{ h} = 3 \text{ m}^3/\text{h} = 0,83 \text{ l/s}$$

Somit kann geschätzt werden, dass ein Verlust von 1,27 l/s vorhanden ist. Bei Abstellung des öffentlichen Bedarfes während der Nachtbeobachtung dürfte der tragbare Verlust 10 % von $300 \text{ m}^3 = 0 \text{ m}^3/\text{Tag} = 1,25 \text{ m}^3/\text{Std.} = 0,35 \text{ l/s}$ betragen. Somit hat die Anlage tatsächliche Verluste, denen nachgegangen werden muss.

Ist dagegen die nächtliche Abnahme gering und liegt sie in den üblichen Grenzen, dann kann eine große Differenz zwischen Abgabe und Verkauf nur durch unzureichendes Erfassen der abgegebenen Menge verursacht sein.

4.2. *Wasserverluste in Speichieranlagen* – In erster Linie sind Dichtheitsprüfungen der Speichieranlagen durchzuführen, ferner die sichtbaren Rohrleitungen zu besichtigen und bei Pumpwerksanlagen zu prüfen, ob die Fußventile und Rückschlagklappen dicht schließen. Häufig läuft durch mangelhaften Abschluss bereits gefördertes Wasser in die Brunnen oder Saugbehälter zurück.

4.3. *Tatsächliche Wasserverluste* – Die zur Verminderung der tatsächlichen Wasserverluste zu treffenden Maßnahmen sind dem DVGW-Arbeitsblatt W 392 zu entnehmen. Zur Ortung der jeweiligen Schadensstellen in *Rohrleitungen* werden diese durch Abgehen, Abhören, Druckmessungen, unter Umständen durch Wassermessung überprüft. Voraussetzung für die Lecksuche ist, dass die genaue

Leitungslage bekannt ist. Es ist daher unerlässlich, dass die Rohrnetzpläne stets auf dem neuesten Stand gehalten werden oder vor Lecksuche der genaue Leitungsverlauf ermittelt wird.

Das Überwachen der Rohrleitungen hinsichtlich der Wasserverluste ist eine wichtige Aufgabe. Die je nach Größe des Werkes erforderlichen Arbeitsgeräte sollte daher jedes Werk besitzen. Da für die eingehende Lecksuche entsprechende Erfahrungen erforderlich sind, ist es zweckmäßig, das gesamte Ortsnetz, oder im Turnus Teile hiervon, durch geeignete Fachfirmen untersuchen zu lassen.

4.3.1. Aufsuchen von Leckstellen durch Abgehen – Beim Abgehen der Rohrleitung wird geprüft, ob sichtbare Wasseraustritte vorhanden sind: feuchte, sumpfige Stellen, die sonst normal trocken waren, Schmelzen von Schnee, Senkungen im Boden infolge Wegspülens, Zunahme des Wasserablaufes in Gräben in Nähe der Leitung, Auftreten so genannter neuer Quellen, Zunahme des Wasserablaufes in Ortskanälen mit besonders klarem Wasser.

4.3.2. Aufsuchen von Leckstellen durch Abhören – *Allgemein* – Das Austreten von Wasser aus engen Öffnungen mit großer Geschwindigkeit erzeugt ein sausendes Geräusch, das durch die Stahlteile der Rohrleitung, in stark geschwächter Lautstärke auch durch die Bodenschichten weitergeleitet wird. Das Geräusch ist umso stärker, je näher man sich an der Austrittsstelle befindet.

Die Lecksuche mittels Abhören wird zweckmäßig in den ruhigen Abend- und Nachtstunden durchgeführt, um Störgeräusche durch Verkehrslärm und Wasserentnahme der Verbraucher auszuschalten. Die Hausanschlussleitungen werden abgesperrt und die einzelnen Rohrstränge bei Absperrorganen Hauptleitungen überprüft. Die Schadenssuche wird in 2 Arbeitsgängen durchgeführt:

1. Vorbestimmen (Einkreisen) der Schadensstelle über vorhandene Kontaktstellen der Rohrleitung,
2. Genaues Einorten der Schadensstelle.

Zum Abhören der Leitungen werden mechanisch-akustische Geräte, wie Defekthörer, Handhorchdosen, Geophon und elektronische Geräte verwendet.

Mechanisch-akustische Abhorchgeräte – Mit dem einfachen Defekthörer, der Handhorchdose, einem Kupferrohr mit angelöteter Dose, ist das Abhören nur über direkt zugängliche Kontaktstellen der Rohrleitung, somit also nur eine Grobortung möglich. Die Abhorchgeräte werden auf Absperrorgane, Hydranten, Durchgangsventile der Hausanschlussleitungen, freie Leitungsteile u. a. aufgesetzt, um die Körperschallschwingungen aufzunehmen. Festgestellte Geräusche werden auf ihre Ursache überprüft. Lässt das Geräusch eine Leckstelle vermuten, wird das Abhören in Richtung des stärkeren Geräusches fortgesetzt, bis der Geräuschherd durch 2 Kontaktstellen eingekreist ist. Wenn keine besonders feinen Abhorchgeräte vorhanden sind, muss die Schadensstelle durch Aufgraben der Leitung zwischen den beiden Kontaktstellen gesucht werden.

Eine genauere Ortung der Schadensstelle ist mit dem Ambronn'schen Geophon möglich. Hier werden 2 extrem große, gewichtsbelastete Membrane auf der Geländeoberfläche über der Leitung aufgestellt. Die Ausströmgeräusche werden über dünne Gummischläuche auf ein Stethoskop ins Ohr übertragen. Das binaurale Hören mit 2 Membrantöpfen entspricht etwa dem Stereohören.

Elektronische Abhorchgeräte – Diese Geräte unterscheiden sich im Prinzip nicht von dem Defekthörer und dem Geophon, nur werden zur Geräuschaufnahme Mikrofone verwendet, wobei die Geräusche über wenig rauschanfällige Transistorverstärker verstärkt und Kopfhörer in besonders leichter Ausführung mit Gummiolive verwendet werden.

Zur Grobortung einer Leckstelle wird ein Taststab benützt, der an Stelle der Horchdose ein Mikrofon besitzt. Besonders bewährt hat sich die Kombination der akustischen und optischen Anzeige, weil sich Unterschiede in der Geräuschstärke eher über einen optisch sichtbaren Messwert miteinander vergleichen lassen als akustische Signale über das Gehör.

Die genaue Ortung der Leckstelle wird durch schritt weises Vorwärtssetzen der Bodenmikrofone durchgeführt. Bei besonders starkem Geräusch wird das Bodenmikrofon mehrmals vor- und rückwärts geführt und so die Schadensstelle eingekreist. Zu Vergleichsmessungen ist das Bodenmikrofon auch seitlich der Leitung aufzustellen. Wird am Transistorempfänger mit separat regelbarer Einstellung für akustische und optische Anzeige bei auftretendem Geräusch ein bestimmter Wert eingestellt, lassen sich Vergleiche über eine Annäherung oder Entfernung von der Leckstelle beurteilen. Durch grafische Auftragung der Messwerte lässt sich die Lage der Leckstelle auch annähernd zeichnerisch ermitteln, wenn gleiche Verhältnisse an den Messstellen vorhanden sind.

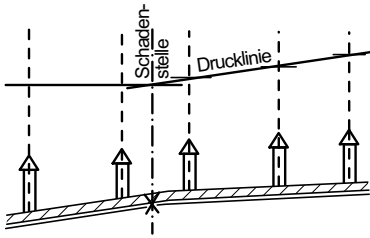


Abb. 13-8: Verlauf der Drucklinie bei einem Rohrbruch

4.3.3. Aufsuchen von Leckstellen durch Druckmessung – Die Schadenssuche durch Druckmessung wird notwendig, wenn die Bruchstelle eine große Öffnung hat, bei der das Wasser nahezu ohne Druck abläuft. Hierbei wird der Leitungsdruck an verschiedenen Stellen des Ortsnetzes, am einfachsten an mehreren Zapfstellen der Anschlussleitungen gemessen und der vorhandene Druck in den Längsschnitt eingetragen. Am Knickpunkt der Drucklinie muss die Wasserentnahme, d. i. also die Bruchstelle, sein, **Abb. 13-8**.

4.3.4. Korrelations-Messtechnik – Das Verfahren beruht auf der Messung und rechnerischen Auswertung der Laufzeitunterschiede, mit welchen die von einer Leckstelle ausgehenden Schallwellen die Messpunkte zu beiden Seiten des Lecks erreichen. Von Vorteil ist, dass die Messergebnisse nicht durch Umweltgeräusche beeinflusst werden.

4.3.5. Kontrolle der Schadenssuche – Die ermittelten Schadensstellen werden markiert. Die Schäden sind sofort zu beheben. Anschließend ist die Leitung durch nochmaliges Abhören zu überprüfen, ob nicht noch weitere kleinere Defekte vorhanden sind.

4.3.6. Wasserverluste in den Anschlussleitungen – Die Ermittlung ist durch Abhören oder Prüfen der Rücksaugung möglich.

Beim Abhören sind alle Zapfstellen im Anwesen und den benachbarten Anwesen zu schließen. Das Abhorchrohr wird am WZ-Eingangsventil aufgesetzt. Wenn kein Geräusch vorhanden ist, kann angenommen werden, dass die Leitung dicht ist. Bei Vorhandensein von Geräuschen ist das Wasserzählventil zu schließen. Wenn das Geräusch dadurch aufhört, liegt der Fehler in der Hausleitung. Anschließend ist der Anbohrschieber zu schließen. Wenn hierdurch das Geräusch aufhört, liegt der Fehler an der Anschlussleitung. Ist trotzdem noch Geräusch vorhanden, dann ist die Schadensstelle entweder an der Hauptleitung oder an benachbarten Anschlussleitungen, vorausgesetzt, dass der Anbohrschieber dicht schließt. Derartige Geräuschübertragungen sind nur bei Stahlrohren, Gussrohren vorhanden. Bei Verwendung von Kunststoffrohren z. B. Polyethylenrohren ist das Geräusch stark vermindert, so dass hier andere Methoden der Schadenssuche erforderlich sind, z. B. Rücksaugen.

Beim Prüfen durch Rücksaugen wird ein Glas mit Wasser so an der obersten Zapfstelle gehalten, dass der Hahn oder ein Gummischlauch in das Wasser eintaucht. Dann wird der Anbohrschieber geschlossen. Bei Rohrdefekt entleert sich die Leitung und das Wasser wird aus dem Glas ausgesaugt. Die Stopfbüchse des Hahnes muss dicht sein, da sonst infolge Luftzutritt kein Unterdruck und damit keine Heberwirkung entsteht. Die Prüfung ist ferner dadurch möglich, dass bei Schließen des Anbohrschiebers ein Teil Wasser an der Schadensstelle ausläuft und bei geöffnetem obersten Zapfhahn sich die Leitung mit Luft füllt. Bei Öffnen des Anbohrschiebers wird bei undichter Leitung zunächst die eingedrungene Luft, bei dichter Leitung sofort Wasser ausströmen.

Mit den genannten Verfahren können etwa 20 Anschlussleitungen am Tag überprüft werden.

4.4. Scheinbare Wasserverluste – Scheinbare Verluste durch Messfehler der Messeinrichtungen können dadurch eingeschränkt werden, dass die Messeinrichtungen genau dimensioniert und in ausreichenden Zeitabständen überprüft werden.

Zur Verringerung der scheinbaren Verluste ist es notwendig, ungemessene Entnahmen – je nach Häufigkeit und Umfang – durch geeignete Messeinrichtungen zu erfassen (z. B. Standrohrzähler bei Entnahme aus Hydranten). Ist eine Messung nicht möglich (z. B. bei Entnahmen zur Brandbekämpfung), sind die Abgabemengen möglichst genau zu schätzen und protokollmäßig festzuhalten. Es ist dabei zu

berücksichtigen, dass Schätzungen, auch von geübtem Personal, in der Regel mit großen Unsicherheiten behaftet sind. Genauere Schätzungen erfordern Messungen vergleichbarer Wasserentnahmen.

4.4.1. Prüfen der Hauswasserzähler – An der Einbaustelle wird geprüft der richtige Einbau, richtige Größe, Pfeilrichtung, genaue waagerechte Lage, frostsicher, zugänglich, Gängigkeit der WZ, Ein- und Ausgangsventile, Sauberkeit des Siebes, Ausbau und Reinigen, örtliche Prüfung der Anzeigege-nauigkeit im unteren Belastungsbereich.

Eine Mehranzeige des WZ durch Beschädigung ist selten, in der Regel liegen Minderanzeigen vor. Mehranzeige tritt auch ein, wenn durch Luftansammlung in der Hausleitung bei Druckschwankungen im Ortsnetz Wasser in die Hauptleitung wieder zurückfließt. Die Luftansammlung wirkt dabei wie ein Windkessel. Abhilfe ist durch Einbau eines Entlüftungsventils in der Hausleitung möglich. Ferner wird Mehranzeige verursacht, wenn nach zeitweiligem Leerlaufen der Rohrleitung, z. B. an Hochpunkten, die Luft durch die Hausanschlussleitung wieder herausgepumpt wird.

Schutz der Wasserversorgungsanlagen gegen Frostschäden:

1. Allgemeines – Da eingefrorene Rohrleitungen den lebenswichtigen Wasserbezug ganz unterbrechen und Bauwerke durch Frosteinwirkungen erhebliche Schäden erleiden können, sind die Wasserversorgungsanlagen besonders gegen Frosteinwirkung zu schützen. Wegen der starken Ausdehnung des Wassers beim Gefrieren werden Rohre, Armaturen, Pumpengehäuse, Wasserbehälter u. a. aus we-niger dehnbarem Material wie Guss, Stahl, Beton, Asbestzement, PVC gesprengt. Nur Polyethylen übersteht die Ausdehnung ohne Bruch. Wegen der großen spezifischen Wärme des Wassers gefriert Wasser, das in Bewegung ist und daher immer einen gewissen Wärmenachschub erhält, wesentlich langsamer als stehendes Wasser. Das im Boden befindliche Porenwasser erleidet beim Gefrieren ebenfalls eine Ausdehnung und verursacht eine Hebung des Bodens und nach dem Auftauen ein Setzen an den einzelnen Punkten, meist zeitlich und räumlich verschieden stark. Es können daher He-bungs- und Setzungsrisse an den Bauwerken entstehen. Frostgefährdet sind hier besonders Lehm- und Tonböden. An Frosttagen werden die Außenmauern der Gebäude stark abgekühlt, so dass an den Innenseiten Schwitzwasser- und Eisbildung entstehen kann.

In extrem kalten und langen Wintern muss mit Temperaturmitteln (Dez./Feb.) von –6 bis –7 °C und ca. 60 Eistagen gerechnet werden.

Hierbei sind Eistage solche Tage, an denen die Temperatur zu keiner Stunde über 0 °C steigt.

Die Eindringtiefe des Frostes in den Boden kann an wenig schneebedeckten Stellen, wie schneege-räumten Straßen, bei Lehm- und Tonböden 1,20 bis 1,40 m, bei Sand-Kiesböden 1,40 bis 1,60 m, an stark schneebedeckten und windgeschützten Stellen etwa 0,20 bis 0,40 m weniger, betragen. In der Umgebung von metallischen Wärme- bzw. Kältebrücken, wie Hydranten, Schiebergestängen, ferner über Kanälen, Regenauslässen u. a. dringt der Frost besonders schnell und tief ein. Das natürliche Auftauen des Bodens erfolgt vorwiegend von der Geländeoberfläche her, wegen der geringen Tem-peraturunterschiede anfangs langsamer. In Bayern war 1963 der gefrorene Boden 4 Wochen nach dem letzten Frosttag von oben her erst um etwa 1,00 m unter Gelände aufgetaut. Das weitere Auftau-en erfolgte dann sehr rasch. Das Bayerische Landesamt für Wasserwirtschaft hat Schadensfälle der besonders strengen Winter 1962/63 und 1984/85 ausgewertet. Die **Tab. 13-17** zeigt die gemeldeten Schäden.

Tab. 13-17: Gemeldete Schäden an Leitungen und Armaturen in Bayern

	Schäden insgesamt	Bruch der Leitung	Schäden am Überflurhydranten	Schäden am Unterflur- hydranten	Schäden an Schiebern
Versorgungsleitung außerhalb Ortsnetz	17	13	1	3	–
Versorgungsleitung innerhalb Ortsnetz	327	234	4	79	10
Hausanschlussleitungen	255	221	–	1	33

2. Zubringerleitungen, Hauptleitungen, Versorgungsleitungen

Entsprechend den allgemeinen Folgeerscheinungen beim Gefrieren des Wassers sind folgende Anlagenteile besonders gefährdet:

2.1. Leitungen mit geringerer DN als 150.

2.2. Leitungen mit zu geringer Erdüberdeckung – Die normal übliche Erdüberdeckung von 1,50 m ist ausreichend. Bei sehr großer Frosttiefe ist für geringe Wasserbewegung, Laufen lassen eines festgelegten Frosthahnes an den Endsträngen zu sorgen.

2.3. Leitungen im Bereich von Kanälen oder Lüftungsöffnungen, die Kaltluft führen – nach Möglichkeit andere Trasse wählen, sonst Abhilfe wie oben.

2.4. Bei Straßentieferlegungen müssen auch vorhandene Wasserleitungen tiefer gelegt werden.

2.5. Endstränge – nach Möglichkeit Ringstränge bilden, sonst Abhilfe wie oben

2.6. Brückenleitungen – möglichst geschützte Rohrlage, ausreichende Wärmeisolierung und Laufen lassen eines Frosthahnes an Frosttagen.

2.7. Hydranten – vor der Frostperiode prüfen, ob frei von Wasser. Häufig ist das Abreißen von Flanschen und Fußkrümmern durch Frosthebung des an Unterflurhydranten angefrorenen Bodens. Hydranten sind daher mit wenig frostempfindlichem Einfüllmaterial wie Sand und Kies oder mit Kunststoffschalen zu umgeben. Im Bereich der Hydrantenentleerung sind Sickerpackungen oder Sickersteine einzubauen.

2.8. Aufsteigende Entleerungen und Spülauslässe – vor der Frostperiode prüfen, ob frei von Wasser. Häufig ist der Vorflutgraben verschlammte und zugewachsen.

2.9. Armaturenschächte – Schachthals mit Wärmeisolierung ausführen, insbesondere bei Schächten, deren Armaturen höher heraufgeführt werden müssen (Entlüfterschächte etc.). Vor der Frostperiode innen 2. Schutzdeckel mit besonderer Wärmeisolierung anbringen. Ausnützen der Wärmezufuhr des fließenden Wassers der Rohrleitung, häufige Kontrollen.

3. Anschlussleitungen

Wegen der gegenüber dem Hauptrohrnetz etwas geringeren Rohrüberdeckung von rd. 1,30 bis 1,40 m, dem geringen Wasserinhalt der kleinen Leitungen und der fehlenden Wasserbewegung bei Fehlen einer Wasserentnahme im Anwesen sind Anschlussleitungen stärker gefährdet. Meist geht auch das Einfrieren der Versorgungsleitungen von eingefrorenen Anschlussleitungen aus. Besonders zu beachten sind:

3.1. Leitungen mit geringerer Erdüberdeckung – Die Überdeckung von 1,30 bis 1,40 m ist ausreichend. Es ist wirtschaftlicher, bei großer Frosttiefe durch Laufen lassen eines Frosthahnes das Einfrieren zu verhindern, als das gesamte Rohrnetz um 0,20 bis 0,30 m tiefer zu verlegen. Das Laufen lassen ist innerhalb des Hauses meist schon zur Verhinderung des Einfrierens der Verbrauchsleitung erforderlich. Dicke des Auslaufs etwa eine Bleistiftmine.

Dies entspricht etwa der Entnahme von 0,5 l/min. Bei einer Laufzeit während der Nacht von 20 bis 6 Uhr = 10 Stunden ist die Gesamtentnahme dabei 0,3 m³, während der Inhalt einer 15 m langen Anschlussleitung DN 25 7,4 l beträgt. Wenn das Laufen lassen eines Frosthahnes nicht möglich ist, muss die Leitung im Keller abgesperrt und entleert werden. Zu beachten ist, dass in mit geringem Gefälle verlegten und nicht volllaufenden Entleerungsleitungen bei starker Kälteeinwirkung Frostpumpen sich langsam aufbauen können. Besonders seicht verlegte Sommer- und Gartenleitungen sind sorgfältig zu entleeren. Beim Verlegen ist auf entsprechendes Gefälle zu achten.

3.2. Leitungen in kalten Räumen – Die Leitungen sind möglichst nicht im Bereich undichter Fenster und an Außenmauern zu verlegen, sie sind gegen Zugluft zu schützen. Fenster sind geschlossen zu halten, erforderlichenfalls durch Wärmedämmstoffe abzudichten.

3.3. Hauswasserzähler – Erfahrungsgemäß sind die häufigsten Frostschäden bei Wasserversorgungsanlagen das Auffrieren von Hauswasserzählern. In kalten, frostgefährdeten Räumen sind sie an Innenwänden, nicht im Bereich von Fenstern zu verlegen und mit Isolierstoffen zu umhüllen.

3.4. Anschlussschieber – Infolge der metallischen Kältebrücke des Schiebergestänges beginnt häufig das Einfrieren der Anschlussleitung am Anschlussschieber. Zum Verhindern eines Rohrbruches durch Frosthebung des Bodens sind die Schiebergestänge mit Sand und Kies zu umgeben. Da eine

Schneedecke das Eindringen des Frostes stark vermindert, ist das früher oft geforderte Schneefreihalten der Anschlussschieber nicht zweckmäßig und nicht erforderlich, wenn deren Lage durch Hinweisschilder genau festgelegt ist.

4. Bauwerke

Die Bauwerke von WV-Anlagen sind gefährdet durch Frosthebung des Bodens unter den Fundamenten und Sohlen, durch Schwitzwasser und Eisbildung an den Außenwänden und durch Einfrieren der Leitungen, Pumpen, Wasserstandsrohre, Kessel bei fehlender oder geringer Wasserbewegung. Wenn eine Baudurchführung in die Frostperiode kommt, sind möglichst die Baugrubenwinkel zu hinterfüllen, die Kelleröffnungen mit Wärmedämmstoffen abzudichten (Bretterschalung genügt nicht) und die Sohlen mit Dämmstoffen abzudecken.

Im einzelnen ist zu beachten:

4.1. Brunnen- und Quellsammelschächte – Die Schachthälse sind mit Wärmedämmstoffen zu isolieren. Während der Frostperiode ist ein 2. Deckel mit Wärmeisolierung anzubringen.

4.2. Pumpwerke – Da bei Stillstand der Pumpen keine Wasserbewegung in den Anlageteilen stattfindet, sind alle Räume mit Rohrleitungen, Pumpen, geschlossenen Aufbereitungsanlagen, Schaltgeräten u. dgl. mit Heizung auszurüsten. Es genügt, wenn eine Temperatur von +5 bis +10 °C eingehalten wird. Bei Riesler- und Verdüsungsräumen sind die Belüftungsöffnungen so weit zu schließen, dass keine Eisbildung möglich ist. Bei starkem Frost sind die Anlagen besser ganz außer Betrieb zu nehmen, zumindest die Anlagen ohne Einblasen von Kaltluft zu betreiben. Bei Desinfektion mit Chlorgas ist eine Temperatur des Chlorraumes von mindestens +15 °C erforderlich.

4.3. Hochbehälter – Wasserkammern mit 1,00 m Erdüberdeckung sind ausreichend frostgeschützt. Kältebrücken sind z. B. Belüftungsöffnungen. Zweckmäßig werden diese so geführt, dass Temperaturausgleichungen der Luft möglich sind, z. B. über das Bedienungshaus (Schieberkammer). Stark gefährdet ist das Bedienungshaus, das meist ohne Erdüberdeckung frei steht. Bei großen Hochbehältern ist eine Beheizung auf +5 bis +10 °C empfehlenswert. Bei Fehlen einer Heizung muss bei der architektonischen Gestaltung vor allem die ausreichende Wärmeisolierung berücksichtigt werden.

Da Frostschäden besonders stark bei Tauwasser- und Eisbildung und Durchfeuchtung der Wände auftreten, müssen die Wasserkammern vom Eingangsteil des Bedienungshauses durch Zwischenwände abgesperrt werden. Im Eingangsteil dürfen keine frostempfindlichen Wand- und Bodenplatten verwendet werden. Die Wände sind mit besonderer Wärmeisolierung auszuführen, große Glasflächen sind zu vermeiden, andernfalls sind besonderes Isolierglas und Heizung vorzusehen. Wasserstandsrohre zur Fernübertragung des Wasserstandes sind besonders wärmegeschützt aufzustellen. Vorteilhaft ist die Verwendung moderner Druckmessgeräte ohne Wasserstandsrohr. Bei größeren Behältern ist die Anordnung der Nebenräume entlang der Außenmauern aus wärmetechnischen Gründen zweckmäßig.

4.4. Wassertürme – Die hohen, freistehenden Bauwerke sind besonders frostgefährdet. Der normale Umgang zwischen Wasserkammern und Turmschaft ist zum Schutz der Wasserkammern ausreichend, da diese durch das Wasser ein großes Wärmespeichervermögen besitzen. Erforderlich ist aber ein Abtrennen mit Zwischendecken und Türen bei Rohrkeller, Armaturenboden unter den Wasserkammern, Bedienungsboden über den Wasserkammern.

Zweckmäßig ist, im Armaturen- und Bedienungsboden die Rohrinstallation auf engem Raum in einem von den Außenwänden getrennten Raum anzuordnen und diesen mit automatischer Heizung zu versehen.

5. Auftauen von eingefrorenen Rohrleitungen

Eingefrorene Leitungen sind so rasch wie möglich wieder aufzutauen, nicht nur um den Wasserbezug wieder zu ermöglichen, sondern auch um das Weiterwachsen des Eispfropfens und möglichst die Sprengwirkung des Eises zu verhindern.

5.1. Erwärmen von außen – Dies ist nur möglich bei metallischen, wärmeleitenden Rohren, also Stahlrohren, Gussrohren, nicht bei Kunststoffrohren aus PVC und Polyethylen. Die Rohre werden von außen mit heißen Tüchern, Heißluft-Ventilator, Dampf, Lötlampe angewärmt. Bei starkem Erhitzen,

z. B. mit der Lötlampe, muss langsam und vorsichtig gearbeitet werden, da sich zwischen zwei stehen gebliebenen Eispfropfen Wasserdampf bilden kann, der die Rohre sprengt (Unfallgefahr). Zum Ablauen des aufgetauten Eiswassers ist der nächste Hahn offen zu lassen, meist der Entleerungshahn am WZ-Auslaufventil.

Diese Arbeiten können auch vom Wasserabnehmer selbst ausgeführt werden. Falls dadurch die Leitung nicht aufgetaut wird, muss das Wasserwerk verständigt werden.

5.2. Auftauen mittels Auftauptransformator – Durch elektrischen Strom mittels Auftauptransformator werden metallische, elektrisch leitende Rohre erwärmt und aufgetaut; zweckmäßige Spannung nicht über 40 Volt, meist 10 Volt, Stromstärke 200–1 500 Ampere, Ausführung nur durch Fachleute unter Beachtung der VDE-Schutzvorschriften. Bei Anschlussleitungen aus Stahlrohren ist dieses Verfahren das übliche. Grundsätzlich ist dabei der Hauswasserzähler auszubauen, vorhandene Erdungen zu entfernen. Benachbarte Leitungen, z. B. Gasleitungen, sind dabei hinsichtlich Erwärmung zu prüfen.

Kunststoffrohre aus PVC und Polyethylen können elektrisch nicht aufgetaut werden. Auch Gussrohre mit Gummiverbindung sind wenig elektrisch leitend und daher elektrisch kaum auftaubar.

Die Dauer des Auftauens einer 30 m langen Gussrohrleitung DN 150 beträgt rd. 6 Stunden.

5.3. Auftauen durch Einleiten von Dampf, Heißwasser – Bei Versorgungsleitungen ist das Auftauen durch Einleiten von Dampf mittels Dampfgeräte, z. B. Zwergdampfkessel mit Propanheizung (fahrbar), am geeignetsten. Bei Anbringen einer Düse am Dampfschlauch in Form eines Dampfspießes können Ventilsitze und auch gefrorene Bodenschichten gut aufgetaut werden.

Bei Anschlussleitungen aus nichtmetallischen Werkstoffen wird am besten Heißwasser zum Auftauen verwendet. Hierbei wird bei Anschlussleitungen der Anbohrschieber geschlossen, wenn er nicht auch eingefroren ist, das WZ-Eingangsventil entfernt und vom Keller aus eine kleine schmiegsame Kunststoffleitung, etwa 10 mm Außendurchmesser, in das eingefrorene Rohr eingeschoben, mittels Pumpe Heißwasser eingeführt, wobei im Zwischenraum das Auftauwasser mit dem Tauwasser in den Keller zurückläuft; entsprechend dem Auftaufortschritt wird das Heißwasser-Auftaurohr nachgeschoben.

Die Dauer des Auftauens einer 15 m langen Anschlussleitung DN 25 beträgt rd. 1 Stunde.

6. Hinweise an Anschlussnehmer

Alljährlich ist vor Eintreten der Frostperiode durch das WVU durch öffentliche Bekanntmachung und Merkblätter, durch Presse und Rundfunk wiederholt auf die Gefahren des Frostes für die Wasserleitungen und auf die oft hohen Instandsetzungskosten hinzuweisen, die auch die Anschlussnehmer treffen können, wenn sie ihre Anschlussleitungen und Verbrauchsleitungen nicht genügend schützen. Zweckmäßig werden die Anschlussnehmer bei den Wasserzählerablesungen vom Wasserwerkspersonal über einen geeigneten Frostschutz beraten.

13.3.4.4 Anschlussleitungen

Zu den Betriebsaufgaben gehört i. a. die Planung, Bauoberleitung und örtliche Bauführung beim Herstellen der Anschlussleitungen, nur bei großen Neubaumaßnahmen wird dies einem Ingenieurbüro übertragen. Nach der Verordnung über allgemeine Bedingungen für die Versorgung mit Wasser (AVBWasserV) beginnt der Hausanschluss an der Abzweigstelle des Verteilungsnetzes und endet mit der Hauptabsperrvorrichtung. Die Hausanschlüsse gehören zu den Betriebsanlagen des WVU und stehen vorbehaltlich abweichender Vereinbarungen in dessen Eigentum; sie werden ausschließlich von diesem hergestellt, unterhalten, erneuert, geändert, abgetrennt und beseitigt.

Wenn die Zahl der Anschlüsse gering ist, werden die hierfür anfallenden Arbeiten vom Betrieb der öffentlichen Anlage übernommen. Bei großen WVU mit vielen Anschlussleitungen wird oft eine eigene Betriebsabteilung für Anschlussleitungen eingerichtet, welche alle technischen Aufgaben des Baues und Betriebes der Anschlussleitungen und die technische Beratung der Abnehmer ausführt.

13.3.4.5 Besondere Schutzmaßnahmen

13.3.4.5.1 Allgemeines

Wasserversorger müssen über leistungsfähige Einrichtungen, qualifiziertes Personal und gut funktionierende Qualitätssicherungsmaßnahmen verfügen und/oder Leistungen sachkundig beauftragen und deren Ausführung überwachen. Sie müssen auch über eine Organisation verfügen, die einen sicheren, zuverlässigen, umweltbezogenen und wirtschaftlichen Betrieb gewährleisten (DVGW-Arbeitsblatt W 1000). Die Sicherheit der Wasserversorgung ist sowohl im Normalbetrieb als auch im Krisenfall zu gewährleisten. Besondere Schutzmaßnahmen sind auch Schutzmaßnahmen bei Unfällen mit wassergefährdenden Stoffen und der Objektschutz. Notstandsfälle, d. h. Zeitpunkt des Eintritts, Umfang und Ablauf eines Notstandes, können nicht vorhergesehen werden. Dennoch lassen sich Maßnahmen ergreifen, mit denen Beeinträchtigungen der Wasserversorgung verhindert, vermieden oder behoben werden können.

13.3.4.5.2 Sicherheit der Wasserversorgung im Normalbetrieb und Krisenfall

Die DVGW-Hinweise W 1001 und W 1002 sollen die Versorgungsunternehmen unterstützen, sich auf Notfallsituationen durch Vorsorgemaßnahmen vorzubereiten, um so ein schnelles und richtiges Handeln zu sichern. So hat der DVGW im August 2008 den Hinweis W 1001 „Sicherheit in der Trinkwasserversorgung – Risikomanagement im Normalbetrieb“ veröffentlicht. Er dient als Grundlage für ein risikobasiertes und prozessorientiertes Management, um anhand einer fortlaufenden Überprüfung die Versorgungssicherheit zu verbessern. Außerdem werden die wesentlichen Elemente des Water Safety Plan-Ansatzes der WHO in das Technische Regelwerk integriert. Der Hinweis stellt somit für die WVU ein Instrument dar, sich mit Fragen der Sicherheit im betrieblichen Alltag der Wasserversorgung aktiv zu befassen. Im Hinweis W 1001 sind u. a. enthalten:

1. *Versorgungssicherheit* – Eine einwandfrei funktionierende Wasserversorgung erfüllt gesundheitspolitische, versorgungstechnische und ästhetische Ziele. Grundlage zur Erreichung dieser Ziele ist das Multi-Barrieren-Prinzip in der Wasserversorgung. Die Anwendung stellt sicher, dass alle Prozesse in der Wasserversorgung sicher betrieben werden, wobei die Verantwortlichkeiten in unterschiedlichen Händen liegen können.

Tab. 13-18 Multi-Barrieren-Prinzip in der Wasserversorgung

Staat	Wasserversorger	Hausbesitzer
Schutz der Trinkwasserressourcen:	Trinkwasserversorgung:	Trinkwasserinstallation:
– Überwachung der Rohwasserqualität – Ausweisung von Trinkwasserschutzgebieten – Kooperationen	– Gewinnung – Aufbereitung – Speicherung – Transport – Verteilung nach den allgemein anerkannten Regeln der Technik	– Auswahl der Materialien im Kontakt mit Trinkwasser – Sicherungsarmaturen – fachgerechte Installation

2. *Risikomanagement* – Die Risiken in der Wasserversorgung können wirtschaftlicher, technischer oder hygienischer Art sein. Eine einheitliche Systematik in der Durchführung des Risikomanagements ermöglicht, die gesamte Bandbreite der Risiken in der Wasserversorgung z. B. aus natürlichen Gefährdungen, technischem Versagen, Naturkatastrophen oder Anschlägen miteinander vergleichbar zu betrachten. Das Risikomanagement ist Grundlage einer ordnungsgemäßen Unternehmensführung (z. B. Arbeits- und Gesundheitsschutz, Gesetz zur Kontrolle und Transparenz im Unternehmen – KonTraG)

Der DVGW-Hinweis W 1002 – „Sicherheit in der Trinkwasserversorgung – Organisation und Management im Krisenfall“ vom August 2008 ersetzt den Hinweis W 1050. Er dient als Grundlage, um im Krisenfall die Handlungsfähigkeit des Wasserversorgers zu ermöglichen, um die Wasserversor-

gung möglichst aufrecht zu halten und zügig zum Normalbetrieb zurückzufinden. Mit diesem Hinweis werden Grundlagen für ein betriebliches Krisenmanagement mit entsprechenden Empfehlungen für den Wasserversorger formuliert sowie vielfältige Informationen über die Organisation des Katastrophen-/Krisenmanagements der zuständigen Behörden wiedergegeben. Es wird u. a. dargestellt wann es sich um eine Störung, Notfall, Großschadenereignis, Katastrophe oder Krise handelt. In Krisenfällen bedarf es der Einrichtung eines Krisenstabes mit klaren und eindeutigen Aufgabendefinitionen. Diese Aufgaben bestehen im Wesentlichen aus:

- Lagefeststellung und Beurteilung
- Entschlussfassung und Veranlassung der Umsetzung
- Überwachung und Kontrolle der Umsetzung
- Dokumentation
- Interne und externe Kommunikation und
- Versorgung der Einsatzkräfte

13.3.4.5.3 Schutzmaßnahmen bei Unfällen mit wassergefährdenden Stoffen

WV-Anlagen, insbesondere die Wasserfassungen, können durch Unfälle, Betriebsstörungen, technische Mängel oder fahrlässiges Verhalten beim Transport, Lagern und Arbeiten von bzw. mit wassergefährdenden Stoffen gefährdet werden. Bei einer solchen Gefährdung ist unverzüglich die zuständige Gemeindeverwaltung unter dem Kennwort „Öl-Unfall“ zu verständigen, damit sofort nach den einschlägigen Rechts- und Verwaltungsvorschriften die geeigneten Abwehrmaßnahmen eingeleitet werden können.

1. Sofortmaßnahmen – Es muss das weitere Auslaufen der wassergefährdenden Stoffe verhindert, Ersatz-Auffangraum bereitgestellt, der Auslaufbereich eingedämmt und öl bindende und aufsaugende Materialien auf die Auslauffläche gestreut werden.

2. Folgemaßnahmen – Sie werden in der Regel vom zuständigen Landratsamt mit den bei gezogenen Sachverständigen und im Benehmen mit dem Betriebsleiter des betroffenen WVU angeordnet. Es kommen in Frage:

Intensivierung der Sofortmaßnahmen, Warnung der möglicherweise betroffenen Anlieger – auch Abwasseranlagen, landwirtschaftliche Betriebe, Gebäudefundamente, Kabel, Rohrleitungen, sonstige Wasserbenutzer können geschädigt werden –, erforderlichenfalls Stilllegungen der Wasserentnahme, laufende Kontrolle der Wasserbeschaffenheit, Aufnehmen der wassergefährdenden Stoffe am Unfallort und eventuell an Ufern, Oberflächengewässern und Abtransport, Entfernen des öldurchtränkten Bodens und der Aufsaugmaterialien, Anlegen von Schürfruben oder Bohrungen zur Ermittlung der Ausdehnung der Verunreinigung, Abpumpen des Öls aus dem Grundwasser, Anlegen und Abpumpen von Abwehrbrunnen, Bodenluftabsaugverfahren.

Besonders wichtig ist eine genaue Sammlung aller Anordnungen und Ausgabenbelege für die finanzielle Schadensregulierung.

3. Vorsorgemaßnahmen – Jedes WVU hat zu klären, wo Behälter und Transportfahrzeuge für das Umfüllen zur Verfügung stehen, wo Ölbindemittel lagern und sofort beschafft werden können, welche Firmen für das Abbagern von verunreinigtem Boden und das Niederbringen von Schürfruben und Brunnen jederzeit einsatzbereit sind. Vom WVU sind die hydrogeologischen Verhältnisse der Wasserfassungen mit Plänen schriftlich festzulegen, damit diese sofort den Sachverständigen bekannt gemacht werden können. Im Einzugsgebiet der Fassungen sind alle oberirdisch verlaufenden Bäche und Gräben lage- und höhenmäßig ein zu messen, damit sofort der voraussichtliche Verlauf eines etwaigen Abfließens bekannt ist. Je nach Größe des Wasserwerks ist eine Ölwehr-Ausstattung bereitzuhalten.

13.3.4.6 Baumaßnahmen

13.3.4.6.1 Mitwirkung des Betriebes bei Baumaßnahmen

Da die Zahl des Betriebspersonals i. a. nach den örtlich vorhandenen Betriebserfordernissen bemessen ist, können zusätzliche Aufgaben der Planung, Bauoberleitung und örtlichen Bauführung von größeren Baumaßnahmen nicht vom Betrieb übernommen werden; sie werden daher an fachkundige Ingenieurbüros vergeben. Dabei ist eine intensive Mitwirkung des Betriebes unerlässlich. Wesentliche Arbeiten sind dabei:

1. Festlegen der Zielsetzung der Baumaßnahme
2. Festlegen des Ingenieurauftrages
3. Abstimmung der Planung und Bauausführung auf die Belange des störungsfreien Betriebes
4. Mitwirkung bei der Ausschreibung, insbesondere bei der Festlegung der zusätzlichen Vertragsbedingungen und Technischen Vorschriften
5. Beurteilung der Angebote und Zuschlagsvorschläge an den zuständigen Ausschuss des WVU
6. Abnahme der Baumaßnahmen und Übernahme.

13.3.4.6.2 Planung und Bauoberleitung durch Angehörige des WVU

Wenn aus besonderen Gründen das WVU die Planung und Bauoberleitung durch eigenes Personal ausführen lassen will, ist diese Tätigkeit gesondert vom Betrieb in einer eigenen Bauabteilung auszuführen und abzurechnen, gegebenenfalls in Personalunion mit Betriebsangehörigen. Empfehlenswert ist dies jedoch nur dann, wenn die betreffenden Betriebsangehörigen eine ausreichende Erfahrung in Planung und Bauoberleitung von WV-Anlagen haben. Zu beachten ist, dass der Betrieb und die Betriebsangehörigen selbst damit eine erhebliche Haftung übernehmen.

13.3.4.6.3 Bauausführung durch das WVU

Die Ausführung von Bauarbeiten durch das WVU ist selten zweckmäßig und wirtschaftlich. Zu der Bereitstellung des erforderlichen Personals kommt das Bereithalten der Baugeräte und Baustelleneinrichtung, die Verantwortlichkeit und Haftungsfrage. Es ist daher zweckmäßig, Bauarbeiten, auch größere Reparaturen, von Fachfirmen ausführen zu lassen.

13.4 Verwaltung

13.4.1 Anforderungen

Die Verwaltung muss sicherstellen, dass

1. die für Betrieb und Verwaltung geltende Satzung des WVU, die Betriebsordnung und Geschäftsordnung sowie die Wasserabgabe – und Beitrags- und Gebührensatzung eingehalten werden,
2. das WVU wirtschaftlich arbeitet,
3. das für Betrieb und Verwaltung erforderliche Personal nach Zahl und Fachkunde zur Verfügung steht,
4. die für Planung, Bau, Betrieb und Verwaltung einschlägigen Gesetze, Verordnungen und anerkannten Regeln der Technik eingehalten werden, soweit dies nicht in der Zuständigkeit des Betriebes liegt.

13.4.2 Verwaltungspersonal

Der Personalbedarf der Verwaltung ist sehr unterschiedlich und abhängig davon, ob das WVU ein Einzelbetrieb, z. B. WV- Zweckverband mit Gemeinden als Großabnehmer, ein Teilbetrieb innerhalb eines Eigenbetriebes mit mehreren Sparten, z. B. Stadtwerke, ist und ob viel Bautätigkeit anfällt, wie z. B. bei einer im Aufbau begriffenen Großraumversorgung. Die oft geringe Personalstärke erfordert weitgehende selbstständige Arbeit und daher eine sehr sorgfältige Ausbildung auf den vielseitigen Gebieten des Verwaltungs-, Kassen-, Rechnungs- und Rechtswesens.

13.4.3 Verwaltungsaufgaben

13.4.3.1 Allgemeine Verwaltungsaufgaben

13.4.3.1.1 Allgemeines

Dieser Bereich, meist vom Geschäftsleiter selbst geleitet, umfasst im allgemeinen die Sachbearbeitung von:

1. Organisation und Satzung des WVU
2. Betriebsordnung
3. Geschäftsordnung
4. Wasserabgabe- und Beitrags- und Gebührensatzung
5. Statistik, Archiv, Registratur mit Akteneinteilung etwa nach dem Einheitsaktenplan
6. Geschäftsverteilungsplan mit Zuordnung der einzelnen Aufgabenbereiche zu Sachgebieten
7. Öffentlichkeitsarbeit und Leitung der übrigen Sachgebiete.

Das Rechts- und Vergabewesen soll hier bei den Allgemeinen Verwaltungsaufgaben betrachtet werden. Je nach Größe des WVU werden die einzelnen Aufgabenbereiche von selbstständigen Sachgebieten bearbeitet oder bei kleinen Anlagen in wenigen Sachgebieten zusammengefasst. Da im Taschenbuch nur die wesentlichen Aufgabenbereiche der Verwaltung dargestellt werden, wird auf die Spezialliteratur verwiesen.

13.4.3.1.2 Rechts-, Vertrags- und Versicherungswesen

Es ist zweckmäßig, wenn die Rechtsangelegenheiten bei der Verwaltung zusammengefasst sind, auch wenn im wesentlichen Planung, Bau und Betrieb von den Rechtsangelegenheiten betroffen sind und der Betrieb die meisten Unterlagen für die Rechtsangelegenheiten liefern muss.

Die einschlägigen Rechtsvorschriften und Technischen Regelwerke sind in Abschn. 13.3.3 aufgeführt. Die Verwaltung unterstützt das technische Betriebspersonal bei der Erstellung der jeweiligen Antragsunterlagen, der Durchführung der rechtlichen Verfahren, der Beachtung von Terminen und Fristen und der Einhaltung von Auflagen und Bedingungen.

Daneben sind von der Verwaltung die Vertragsangelegenheiten im Hinblick auf eine rechtliche und wirtschaftliche Optimierung der Verhältnisse zu bearbeiten und in Widerspruchsverfahren mitzuwirken. Bei Haftungs- und Schadensfällen unterstützt die Verwaltung den technischen Betrieb.

13.4.3.1.3 Vergabewesen

Die Ausschreibungen und die Beurteilung der Angebote bzw. die Mitwirkung bei der Ausführung von Ingenieurleistungen, Bauleistungen und Leistungen im technischen Bereich werden i. a. vom Betrieb, für den Verwaltungsbereich von der Verwaltung vorbereitet. Die Ausschreibung, die Verträge und Auftragserteilungen werden von der Verwaltung erstellt und vom Unterschriftsberechtigten unterzeichnet.

13.4.3.2 Grundstückswesen

Die Arbeit dieses Sachgebiets ist um so umfangreicher, je zahlreicher und größer die Neubaumaßnahmen sind und je mehr private Grundstücke durch die WV-Anlage in Anspruch genommen werden. Dies gilt insbesondere für die Zubringer- und Fernleitungen und für die Trinkwasserschutzgebiete. Als wesentliche Arbeiten fallen an:

1. Kauf von Grundstücken für die Bauwerke wie Maschinenhaus, Aufbereitungsgebäude, Hochbehälter, Schächte, und für den Fassungsbereich der Trinkwasserschutzgebiete
2. Grunddienstbarkeiten für das Einlegen der Rohrleitungen in private Grundstücke.
3. Vereinbarungen über das zeitweilige Überlassen von Grundstücken für Baustelleneinrichtungen und Baufeldbreiten
4. Abschluss von Gestattungsverträgen über Kreuzungen von Rohrleitungen mit Straßen, Bahnlinien, Oberflächengewässer
5. Regelung der Entschädigungen für die Inanspruchnahme von Grundstücken und Flurschäden
6. Vermietung und Verpachtung

13.4.3.3 Personalwesen

Die wesentlichen Aufgaben sind:

1. die Vorbereitung der Einstellung und des Abschlusses der Dienstverträge des Personals
2. die Aufstellung einer Dienstordnung, meist wird die ADO = allgemeine Dienstordnung der Staatsbehörden übernommen, und die Aufstellung der Dienstanweisungen im Benehmen mit dem Betrieb
3. die Sachbehandlung der Löhne, Gehälter, Reisekosten des Personals und die Vergütungen und Aufwandsentschädigungen z. B. für Vorsitzende, Ausschussmitglieder, Verbands- und Stadträte
4. Fortbildung des Personals.

13.4.3.4 Finanzwesen

13.4.3.4.1 Allgemeines

Für das Finanzwesen sind maßgebend die jeweiligen Verordnungen über das Haushalts-, Kassen- und Rechnungswesen der Gemeinden, der Landkreise und Bezirke. Für größere Versorgungsgebiete sind Eigenbetriebsverordnungen (EBV) anzuwenden. Die Verbände und Zweckverbände sind einbezogen. Für die als AG oder GmbH betriebenen WVU gelten die entsprechenden Gesetze.

Regiebetrieb:

1. Kameralistische Buchführung

Bei kleinen Gemeinden < 3 000 E (< 10 000) wird das WVU als unselbständiger Betrieb ohne eigene Vermögensverwaltung geführt. Die Rechnungslegung erfolgt nach kameralistischen Grundsätzen im gemeindlichen Verwaltungshaushalt (bisher ordentlicher Haushalt), die Abrechnung erfolgt nach Einnahmen und Ausgaben.

Es ist jedoch notwendig, die auf die WV entfallenden Teile gesondert herauszustellen. Die Wassergebühren sind so festzulegen, dass die Ausgaben durch die Einnahmen der WV gedeckt werden, so dass keine sonstigen gemeindlichen Mittel für die WV in Anspruch genommen werden müssen.

2. Ausgabenrechnung – In dieser werden die tatsächlich angefallenen Ausgaben des Betriebes und der Verwaltung der WV-Anlage zusammengestellt. Sie bestehen aus:

Betriebskosten – d. s. Kosten für Stromverbrauch, sonstige Energiekosten, Schmiermittel, Verbrauchsmaterial für Aufbereitungsanlagen u. a. Für die Finanzplanung werden die Betriebsausgaben geschätzt aus

voraussichtliche Wasserabgabe $m^3/a \setminus$ bisherige Betriebskosten/ m^3 ,

oder aus: $Q_a \cdot \text{Stromverbrauch kWh je } m^3 \text{ bei H m Förderhöhe} \cdot \text{Stromtarif} \cdot 1,2$ (als Zuschlag für sonstige Betriebsstoffe).

Personalkosten – für das technische Personal und anteilige Kosten der Gemeindeverwaltung. Für die Finanzplanung geschätzt aus bisherigem Aufwand, oder aus: Zahl der Einwohner · Jahreskosten eines Wassermeisters einschl. sozialer Abgaben/1 200 · 1,2 (als Zuschlag für sonstige Personalausgaben), da Personalbedarf bei kleinen Anlagen etwa 1 je 1 200 E.

Instandhaltung – Kosten der Reparaturen. Für die Finanzplanung etwa 0,8–1,2 % Neuwert der WV-Anlage je nach Störanfälligkeit der WV-Anlage.

Zinsen – entsprechend Anfall

Tilgung, Erneuerungsrücklage – die Tilgung wird entsprechend dem aufgenommenen und noch aufzunehmenden Darlehen eingesetzt. Die Erneuerungsrücklage soll etwa der jährlichen Abschreibung entsprechen, wenn die Darlehen getilgt sind, somit: Tilgung + Erneuerungsrücklage = Abschreibung. Abschreibungssätze und Nutzungsdauer **Tab. 13-19**.

3. *Einnahmerechnung* – die Einnahmen ergeben sich aus dem Wasserverkauf und sonstigen kleineren Einnahmen, z. B. Baukostenzuschüsse, Erstattung der Herstellungskosten der Hausanschlüsse.

Tab. 13-19: Durchschnittliche Nutzungsdauer und Abschreibungssätze für Wasserwerke nach der AfA-Tabelle des Bundesministeriums der Finanzen (Auszug)

Gegenstand	Nutzungsdauer (Jahre)	Abschr.-Satz (%)
Betriebsgebäude	50	2
Rohrbrunnen	12	8
Wasserspeicher (Bauwerk)	50	2
Druckbehälter	15	7
Maschinen	15	7
Kreiselpumpen	10	10
Ortsnetzleitungen – Gusseisen	40	2,5
Wasseraufbereitung	12	8
Wasserzähler	15	7

Eigenbetrieb:

1. *Kaufmännische Buchführung*

Das WVU wird nach betriebswirtschaftlichen Grundsätzen geführt, Eigenbetriebsverordnung (EBV) und Kommunalhaushaltsverordnung (KommHV) sind zu beachten. Die Wirtschaftsführung eines Haushaltsjahres wird in einer Haushaltssatzung festgelegt und vom Unternehmensträger beschlossen. Betrieb und Verwaltung müssen im Rahmen der Haushaltssatzung geführt werden. Die Wirtschaftsführung eines abgelaufenen Haushaltsjahres wird im Jahresabschluss festgestellt. Es entsprechen:

Planung des nächsten Haushaltsjahres	Jahresabschluss
Wirtschaftsplan	Bilanz
Erfolgsplan	Erfolgsrechnung
Vermögensplan	
Finanzplanung	
Stellenplan	Stellenübersicht
	Anlagenverzeichnis
	Jahresbericht
	Geschäftsbericht

2. *Bilanz*

hierin wird das Vermögen des WVU dargestellt bestehend aus:

Aktivseite – Anlagevermögen (Immaterielle Vermögensgegenstände, Sach- und Finanzanlagen)

- Umlaufvermögen (Vorräte, Forderungen, Kassenbestand, Bankguthaben, etc.)
- Rechnungsabgrenzungsposten

Passivseite – *Eigenkapital* (Stammkapital, Rücklagen, Gewinn/Verlust)

- Empfangene Ertragszuschüsse,

- Rückstellungen,
- Verbindlichkeiten (gegenüber Kreditinstituten und aus Lieferungen und Leistungen),
- Rechnungsabgrenzungsposten

3. Gewinn- und Verlustrechnung

Es werden die Jahreserträge und Jahresaufwendungen nach kaufmännischen Gesichtspunkten, d. h. unter Berücksichtigung von Abschreibung, Wertberichtigungen, etwa wie folgt zusammengestellt (Beispiel eines Bayerischen Zweckverbandes):

3.1. Umsatzerlöse

- Verbrauchsgebühren
- Umsatzerlöse, Reparaturen, Umbauten
- Ertragszuschüsse

3.2. Andere aktivierte Eigenleistungen

- Aktivierte Löhne
- Gemeinkosten
- Fuhrparkleistungen

3.3. Sonstige betriebliche Erträge

- Erträge aus dem Abgang von Gegenständen und des Anlagevermögens
- Erträge aus der Auflösung von Rückstellungen
- Pachteinnahmen
- Mieten
- Summe 1.–3.

3.4. Materialaufwand

- a) Aufwendungen für Roh-, Hilfs-, Betriebsstoffe und für bezogene Waren
 - Fremdbezug Strom
 - Fremdbezug Wasser
 - Treibstoffe
 - Hilfs- u. Betriebsstoffe
 - Material
- b) Aufwendungen für bezogene Leistungen
 - Aufwendungen für bezogene Leistungen (z. B. Fuhrpark, Wasseruntersuchungen)
 - Summe Materialaufwand

3.5. Personalaufwand

- a) Löhne und Gehälter
- b) Soziale Abgaben und Aufwendungen für Altersversorgung/Unterstützung
- Summe Personalaufwand

3.6. Abschreibungen

- a) Auf Sachanlagen und Vollabschreibung geringwertiger Vermögensgegenstände
- b) Auf Gegenstände des Umlaufvermögens, soweit diese die im Unternehmen üblichen Abschreibungen überschreiten
- Summe Abschreibungen

3.7. Sonstige betrieblichen Aufwendungen (nur Auswahl)

- Verluste Abgang von Gegenständen des Anlage- und Umlaufvermögens
- Mieten, Pachten, Gebühren, Verbandsbeiträge, Versicherungen, Bürobedarf
- Zeitungen, Zeitschriften, Bücher, Material für Büro-/Datengeräte
- Postaufwand (Telefon), Sonstige Frachten etc., Werbung und Inserate
- Reiseaufwand, Prüfungs- u. Beratungskosten
- Gerichts- und Notarkosten
- Fremdleistung Büro- und Datengeräte, Service
- Sonstige Aufwendungen
- Ausgleichsleistungen Wasserschutzgebiete
- Aus- u. Fortbildungskosten
- Gesundheitsdienst

- Aufwandsentschädigungen für Verbandsvorsitzende
- Soziale Aufwendungen für Mitarbeiter
- Haus- und Grundstücksaufwendungen
- Nicht verrechenbare Vorsteuer
- Haftpflichtleistungen (Flurschäden)
- Aufwendungen für den Zahlungsverkehr
- Summe 4.–7.

3.8. Erträge aus Beteiligungen

3.9. Sonstige Zinsen und ähnliche Erträge

- Summe 8.–9.

3.10. Zinsen und ähnliche Aufwendungen

3.11. Ergebnis der gewöhnlichen Geschäftstätigkeit (Summe 1.–10.)

3.12. Sonstige Steuern

3.13. Jahresgewinn/-verlust

Der Überblick über die wirtschaftlichen Verhältnisse des WVU wird vereinfacht, wenn folgende Unterteilungen beachtet werden:

Laufender Betrieb – neue Baumaßnahmen Betrieb – Verwaltung

Wassergewinnung – Wasseraufbereitung – Wasserförderung – Elektrische Anlagen – Fernmeldeanlage – Wasserspeicherung – Wasserverteilung – Hausanschlüsse – Sonstiges

Betriebsführung – Instandhaltung – Bau (Mitwirkung).

4. Steuern und Abgaben

Es ist notwendig, dass im Einzelfall ein Steuerberater eingeschaltet wird, da das Steuerrecht sich infolge der Gesetzgebung oft ändert. Hier soll nur angedeutet werden, welche Steuern und Abgaben einschlägig sein können.

4.1. Körperschaftsteuer

Im allgemeinen gehören WVU zu den „Betrieben gewerblicher Art“ von Körperschaften des öffentlichen Rechts und sind damit körperschaftsteuerpflichtig. Die Absicht, Gewinn zu erzielen, ist nicht erforderlich. Der Besteuerung nach dem Körperschaftsteuergesetz wird das zugrunde gelegt, was nach dem Einkommensteuergesetz als Einkommen gilt; hierbei sind auch verdeckte Gewinnausschüttungen zu berücksichtigen. Für die Ermittlung des Einkommens ist es ohne Bedeutung, ob das Einkommen verteilt wird, d. h. an die Kapitaleigner ausgeschüttet wird oder nicht.

Kleine WVU können bei bestimmten Voraussetzungen von einer Veranlagung zur Körperschaftsteuer ausgenommen werden.

Inwieweit Wasserwerke wegen Gemeinnützigkeit von der Körperschaftsteuer befreit werden können, bedarf eingehender Prüfung des Einzelfalles. Etwaige Gewinne dürfen nur für die satzungsmäßigen Zwecke verwendet werden. Eigentümer oder Rechtsträger dürfen keine Gewinnanteile und in dieser Eigenschaft auch keine sonstigen Zuwendungen aus Mitteln des Betriebes erhalten.

Das für die Bemessung der Steuer zugrunde zu legende Einkommen ist der Gewinn des Kalenderjahres, dem die steuerlich nicht abzugsfähigen Ausgaben hinzugerechnet und von dem steuerlich berücksichtigungsfähige Beträge abgezogen werden. Der Gewinn ergibt sich als Unterschiedsbetrag zwischen dem Betriebsvermögen am Anfang und Schluss eines Wirtschaftsjahres zuzüglich Entnahmen, abzüglich Einlagen. Als jeweiliges Betriebsvermögen gelten alle Wirtschaftsgüter, die dem Betrieb tatsächlich dienen. Der Begriff des Wirtschaftsgutes umfasst nicht nur Sachen und Rechte, sondern sämtliche Vor- und Nachteile (negative Wirtschaftsgüter), die einer selbständigen Bewertung fähig sind. Die Bewertung der einzelnen Wirtschaftsgüter ist im § 6 EStG geregelt. Danach sind Wirtschaftsgüter des Anlagevermögens, die der Abnutzung unterliegen, mit den Anschaffungs- oder Herstellungskosten, vermindert um die Absetzung für Abnutzung (AfA = Abschreibung), oder dem niedrigeren Teilwert anzusetzen, die übrigen Wirtschaftsgüter mit den Anschaffungs- bzw. Herstellungskosten oder mit dem niedrigeren Teilwert. Für die Höhe der Abschreibungssätze dient die amtliche AfA-Tabelle (**Tab. 13-19**) als Anhalt; deren Sätze werden von den Finanzämtern in der Regel anerkannt. Kürzere Lebensdauer und damit höhere Abschreibungssätze werden nur bei besonderer Begründung anerkannt werden, z. B. für Rohrleitungen mit sehr aggressivem Wasser.

Geringwertige Wirtschaftsgüter können im Beschaffungsjahr voll abgeschrieben werden; dies gilt nicht für Wasserzähler, die sich im Leitungsnetz oder im unmittelbaren Anschluss an dieses Leitungsnetz befinden, z. B. für Ortswasserzähler, Zähler in Pumpwerken, Aufbereitungsanlagen, Hochbehältern usw. Dagegen gelten die Wasserzähler, die sich in der dem Hauseigentümer gehörenden Leitung befinden, als geringwertige Wirtschaftsgüter, die im Beschaffungsjahr voll abgeschrieben werden dürfen. Bei der Gewinnermittlung sind angemessene Verwaltungskostenbeiträge und Konzessionsabgaben abzugsfähig. Letztere richten sich bisher nach der Konzessionsabgabe-Anordnung und den Körperschaftsteuerrichtlinien.

Bei Vorliegen ordnungsgemäßer Buchführung können die Verluste der 5 vorangegangenen Veranlagungszeiträume abgezogen werden.

4.2. Gewerbesteuer

Voraussetzung ist Gewinnerzielungsabsicht. Ihrer Berechnung liegen Steuermessbeträge zugrunde, die nach Gewerbeertrag (= Einkommen vermehrt und vermindert um verschiedene Zurechnungen und Kürzungen) und Gewerbekapital (= Einheitswert des gewerblichen Betriebes unter Hinzurechnung und Kürzung verschiedener Beträge) festgesetzt werden. Beide werden zu einem einheitlichen Steuermessbetrag zusammengerechnet. Durch Ansatz des von der Hebeberechtigten Gemeinde festgelegten Hebesatzes auf den einheitlichen Steuermessbetrag ergibt sich die Steuer; sie fließt den Gemeinden zu.

4.3. Grundsteuer

Die Betriebsgrundstücke der Gemeindebetriebe unterliegen der Grundsteuer. Grundlage ist der Einheitswert, auf den ein Steuermessbetrag festgesetzt wird (im allgemeinen 10 v. T. des Einheitswertes); für bebaute Grundstücke (Gebäude) sind Abstufungen vorgesehen (Altbauen, Neubauten), die sich nach der Einwohnerzahl richten. Der Jahresbetrag der Steuer wird nach einem Hundertsatz des Steuermessbetrages (Hebesatz) berechnet. Die Grundsteuer ist eine Gemeindesteuer.

4.4. Umsatzsteuer (Mehrwertsteuer)

Die Lieferung von Wasser durch die Gemeinden, öffentlich-rechtlichen Verbände und privaten Unternehmungen, gleichgültig, ob selbst erzeugt oder erworben, unterliegt der Mehrwertsteuer (Umsatzsteuergesetz). Der Unternehmer eines Wasserwerkes kann die von anderen Unternehmen gesondert in Rechnung gestellte Steuer für Lieferungen und Leistungen, die für sein Unternehmen ausgeführt worden sind, sowie die entrichtete Einfuhrumsatzsteuer für Gegenstände, die für sein Unternehmen eingeführt worden sind, als Vorsteuer abziehen.

4.5. Grunderwerbsteuer

Sie wird vom Wert der Gegenleistung (z. B. Kaufpreis, Tauschleistung) berechnet, ausnahmsweise vom Einheitswert des Grundstückes. Die Eintragung ins Grundbuch darf erst dann erfolgen, wenn eine Bescheinigung des zuständigen Finanzamtes vorgelegt wird, dass der Eintragung steuerliche Bedenken nicht entgegenstehen (Unbedenklichkeitsbescheinigung).

4.6. Vermögensteuer

Unternehmen sind von der Vermögensteuer befreit, wenn die Anteile an ihnen ausschließlich dem Bund, einem Land, einer Gemeinde, einem Gemeindeverband oder einem Zweckverband gehören und die Erträge ausschließlich diesen Körperschaften zufließen.

4.7. Konzessionsabgabe

Sie ist vom Wegerecht abgeleitet, bedeutet also ein Entgelt für die Benutzung gemeindlicher Wege für Rohre, Kabel usw.

4.8. Verwaltungskostenbeiträge

Sie können an die Gemeinden insoweit gezahlt werden, als durch sie Aufwendungen abzugelten sind, die auf Verlangen oder zum Vorteil des Wasserwerkes durch die Gemeinde gemacht worden sind. Dabei kann es sich um Kosten handeln, die mit ihrem Anteilsbetrag genau errechnet werden können, und um solche, bei denen der Anteilsbetrag geschätzt werden muss. Der Ansatz eines Pauschalbetrages ohne rechnerische Begründung lässt nicht erkennen, ob er den tatsächlichen Verhältnissen gerecht wird.

Das Wasserwerk ist beispielsweise belastbar mit anteiligen Versicherungsprämien (Wasser-, Feuer-, Unfall-, Haftpflichtversicherung), Organisationsbeträgen (Gemeindetag, Prüfungsverbände), Mietbeträgen für mitbenutzte Räume, Gehälter und Löhne für gemeindliches Personal, das für die Werke

tätig ist (Ableser, Kassier), Zinsen für Darlehen, welche von den Gemeinden für das Wasserwerk aufgenommen wurden, sowie für innere Darlehen der Gemeinden an ihre Werke, Kosten des gemeindlichen Bauamtes, soweit es für das Wasserwerk tätig ist, Reisekosten für gemeindliches Personal anlässlich einer Tätigkeit für das Wasserwerk, Pensionslasten früherer Werksangehöriger, Gesundheitsüberwachungen. Als Verwaltungskostenbeitrag gilt auch die anteilige Tätigkeit des Bürgermeisters (jedoch nicht für seine Aufsichtstätigkeit), Gemeinderates, Werkausschusses, der Kämmereiverwaltung, der allgemeinen Verwaltung (z. B. Rechtsberatung, durch den Stadtrechtsrat), der Tätigkeit einer gemeindlichen Rechnungsprüfstelle oder des Einziehungsamtes bei Gebührenbeitreibung.

5. Anlagenachweis – Für die einzelnen Anlagenteile des WVU werden zusammengestellt: Anschaffungswerte: Anfangsstand, Zugang, Abgang, Endstand

Abreibungen, Wertberichtigungen: Anfangsstand, Zugang, Abgang, Endstand Restbuchwerte: (Ende des Jahres)

6. Jahresbericht – Es wird kurz die Tätigkeit des Betriebes und der Verwaltung beschrieben, insbesondere hinsichtlich Betriebsstatistik, Durchführung größerer Reparaturen und neuer Baumaßnahmen, Änderung von Satzungen, Betriebs- und Geschäftsordnung und Geschäftsverteilungsplan.

7. Jahres-Geschäftsberichte – Es werden Bilanz und Erfolgsrechnung erläutert und die Unterschiede dargestellt zwischen:

Wirtschaftsplan und Bilanz

Erfolgsplan und Erfolgsrechnung des Berichtsjahres und des Vorjahres.

13.4.3.4.2 *Buchhaltung*

Das Sachgebiet Buchhaltung bearbeitet im wesentlichen die gesamte Buchführung mit der Sachbehandlung der Rechnungen, wobei die Bestätigung der sachlichen Richtigkeit und die Feststellung je nach Zuständigkeit dem Betrieb oder der Verwaltung obliegen.

In der Buchhaltung erfolgt die Aufteilung der Einnahmen und Ausgaben auf die einzelnen Bereiche. Je eingehender diese Unterteilung ist, umso besser können Wirtschaftlichkeit, Engpässe usw. der einzelnen Anlagenteile beurteilt und Verbesserungsvorschläge und Vorausplanungen erstellt werden.

13.4.3.4.3 *Benchmarking*

In der Politik und in der Wasserwirtschaft werden seit längerer Zeit Diskussionen über die zukünftige Entwicklung der Wasserversorgung und Abwasserbeseitigung geführt. Als modernes Instrument zur Weiterentwicklung effizienter Strukturen wird dem Benchmarking besondere Aufmerksamkeit gewidmet. Mit der Verbändeerklärung 2003 und 2005 haben sich die Verbände der Wasserwirtschaft verpflichtet, gemeinsam den erforderlichen Rahmen für ein Benchmarking in der Wasserwirtschaft im Sinne der technischen Selbstverwaltung zu erarbeiten und weiter zu entwickeln. DVGW und DWA haben mit der Wasserinformation Nr. 68 vom November 2005 einen Leitfaden Benchmarking für Wasserversorgungs- und Abwasserentsorgungsunternehmen erarbeitet. Mit diesem Leitfaden sollen die Unternehmen der Branche motiviert und unterstützt werden, Benchmarking zur Standortbestimmung und Optimierung einzusetzen. Es wird besonderer Wert darauf gelegt, dass neben rein wirtschaftlichen Kriterien die Aspekte Sicherheit, Qualität, Kundenservice und Nachhaltigkeit gleichrangig in die Betrachtung aufgenommen werden.

Im Jahre 2006 legte die Bundesregierung ihre Modernisierungsstrategie für die Wasserwirtschaft vor. Sie würdigte ausdrücklich das von der Branche ausgearbeitete Benchmarkingkonzept und lobte die bisherigen Vorarbeiten. Ende 2007 beschleunigte der Unterausschuss des Bundestages der Wasserwirtschaft, dass sie die von der Bundesregierung beschlossene Strategie umsetze und damit einen wichtigen Beitrag für die künftigen Rahmenbedingungen leiste.

Grundsätzlicher Ablauf eines Benchmarkingprojektes

- Vorbereitung und Planung
- Datenbeschaffung
- Bestimmung der Benchmarks
- Auswertung und Analyse
- Umsetzung der Ergebnisse

Nach dem Motto „Vom Besten lernen“ zielt Benchmarking neben einigen sofort umsetzbaren Maßnahmen vor allem auf mittel- und langfristige Veränderungen in den Unternehmen ab. Grundsätzlich gibt es verschiedene Teilbereiche des Benchmarkings.

Kennzahlenvergleich – Dieser Vergleich dokumentiert die Ergebnisse einer Kennzahlenerhebung für mehrere Unternehmen. Der reine Kennzahlenvergleich ist nur ein Teilschritt des Benchmarking, dient aber genauso der Standortbestimmung sowie der Orientierung von Anlagen, Prozessen, Abläufen, und Leistungen des Unternehmens.

Benchmarking – Diese Untersuchung ist der systematische und kontinuierliche Prozess zur Identifizierung und zur Übernahme erfolgreicher Instrumente, Methoden und Prozesse von als besser identifizierten Benchmarking- Partnern. Beim Benchmarking wird noch unterschieden zwischen *Unternehmens- und Prozess-Benchmarking*. Das Unternehmens-Benchmarking ist der Vergleich von Ergebnissen einer Kennzahlenerhebung mit anschließender Ursachenanalyse. Das Prozess-Benchmarking basiert auf der Grundlage von Betriebsdaten, die Aussagen zu einem definierten Arbeitsprozess (z. B. Erstellen eines Hausanschlusses von der Kundenanfrage bis zur Inbetriebnahme und Dokumentation) quantitativ abbilden.

Als weiteres Element ist ein *Branchenbild* hinzugekommen, das zusammenfassend über den Stand der Entwicklung der Branche informiert. Mit dem Branchenbild 2005 der deutschen Wasserwirtschaft geben die beteiligten Verbände ATT, BGW, DBVW, DVGW, DWA und VKU in Abstimmung mit dem Deutschen Städtetag (DST) und dem Deutschen Städte- und Gemeindebund (DStGB) ein umfangreiches Gesamtbild der Wasserbranche in Deutschland. Politik, Öffentlichkeit und allen Interessierten wird damit ermöglicht, die Leistungsfähigkeit der deutschen Wasserwirtschaft umfassend zu beurteilen. Mit dem Branchenbild veranschaulicht die Branche ihre Leistungsfähigkeit, ihren Leistungsstand und ihre wirtschaftliche Effizienz. Grundlagen, Daten und Hintergrundinformationen sind hier zusammengestellt.

Die beteiligten Verbände leisten mit dem Branchenbild einen Beitrag in der Debatte um die Ausgestaltung der zukünftigen Rahmenbedingungen der Wasser- und Abwasserwirtschaft auf nationaler und europäischer Ebene. Dabei hat sich der Begriff der Modernisierung als wesentliche Zielsetzung durchgesetzt, Benchmarking ist hierbei ein bedeutsamer Teilaspekt geworden. Das Branchenbild ist eingebettet in den konzeptionellen nationalen Ansatz eines Benchmarkings als Aufgabe verbandlicher Selbstverwaltung. Das allseitige Bedürfnis nach mehr Information aufgreifend, berichtet die Branche kontinuierlich über Stand und Entwicklung der Wasserwirtschaft.

In der erweiterten Verbändeerklärung vom Juni 2005 (s. **Abb. 13-9**) verpflichtete sich die Branche, regelmäßig ein Branchenbild vorzulegen.

Als Kernbestandteile des Branchenbildes werden vorgesehen:

- Ergebnisse bundesweiter statistischer Erhebungen der Verbände, Daten von Institutionen und Behörden
- Ergebnisse einer bundesweiten Befragung zur Erhebung der Kundenzufriedenheit in der Bevölkerung
- Informationen zu freiwilligen Benchmarkingprojekten

Ziele der deutschen Wasserwirtschaft sind langfristige Ver- und Entsorgungssicherheit, hohe Trinkwasserqualität, hoher Abwasserentsorgungsstandard sowie hohe wirtschaftliche Effizienz verbunden mit Kundenzufriedenheit und Nachhaltigkeit.

Verbändeerklärung zum Benchmarking Wasserwirtschaft

Juni 2005

Der Deutsche Bundestag hat am 21.03.2002 den Beschluss "Nachhaltige Wasserwirtschaft in Deutschland" gefasst, mit dem die Modernisierung der Ver- und Entsorgung angestrebt wird. Zu diesem Zweck wird in dem Beschluss unter anderem ein Verfahren zum Leistungsvergleich zwischen den Unternehmen (Benchmarking) gefordert. Die Verbände der Wasserwirtschaft

- ATT – Arbeitsgemeinschaft Trinkwassertalsperren e.V.
- BGW – Bundesverband der deutschen Gas- und Wasserwirtschaft e.V.
- DBVW – Deutscher Bund verbandlicher Wasserwirtschaft e.V.
- DVGW – Deutsche Vereinigung des Gas- und Wasserfaches e.V.
- Technisch -wissenschaftlicher Verein
- DWA – Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.
- VKU – Verband kommunaler Unternehmen e.V.

stimmen mit Bundesregierung und Bundestag überein, dass Leistungsvergleiche dem Zweck der Modernisierung dienlich sind und erklären sich bereit, gemeinsam den erforderlichen konzeptionellen Rahmen für ein Benchmarking in der Wasserwirtschaft im Sinne der Selbstverwaltung zu erarbeiten und weiter zu entwickeln. Das Rahmenkonzept soll gewährleisten, dass Leistungs- und Prozessvergleiche unterschiedlicher Inhalte möglich sind. Dabei werden die in Deutschland vorhandenen langjährigen Erfahrungen berücksichtigt. Die Verbände der Wasserwirtschaft gehen bei der Verwirklichung ihres gemeinsamen Benchmarkingansatzes von folgenden Grundsätzen aus:

- ▶ Freiwilliges Benchmarking ist ein bewährtes Instrument zur Optimierung der technischen und wirtschaftlichen Leistung und Effizienz der Unternehmen.
- ▶ Optimierungsziele sind neben der Steigerung der Wirtschaftlichkeit und Kundenzufriedenheit auch Ver- und Entsorgungssicherheit, Qualität und Nachhaltigkeit der Wasserwirtschaft.
- ▶ Die Verbände der Wasserwirtschaft empfehlen ihren Mitgliedern die freiwillige Teilnahme an Benchmarkingprojekten und fördern deren breitenwirksame Umsetzung.
- ▶ Die Verbände unterstützen die Unternehmen mit gemeinsamen und abgestimmten Hinweisen, Berichten und ergänzenden Informationen zum Thema Benchmarking.
- ▶ Die Verbreitung von Benchmarking wird unterstützt durch einen Leitfaden, der gemeinsam von DVGW und DWA in Abstimmung und mit inhaltlicher Unterstützung durch die anderen Verbände erstellt wird.

- ▶ DVGW und DWA formulieren, unter Beteiligung der anderen Verbände, Grundsätze für Anforderungen an Benchmarking in einem gemeinsamen Papier für die Trinkwasserversorgung und Abwasserbeseitigung.
- ▶ Im Rahmen eines einheitlichen Konzeptes halten es die Verbände für förderlich, die derzeitige Flexibilität und Vielfalt der Benchmarkingsysteme der Wasserwirtschaft zu erhalten. Hierzu sind zum einen die bestehenden, erfolgreich praktizierten Modelle und Konzepte kontinuierlich weiterzuentwickeln und zum anderen Entwicklungen zu fördern, die internationale, europäische und nationale Vergleiche und Positionierungen ermöglichen.

Faktoren für den erfolgreichen Einsatz und die breite Akzeptanz des Benchmarking sind:

- ▶ Ständige Anpassung an die Optimierungsziele
- ▶ Vertraulichkeit von Unternehmensdaten, da diese im Projekt offen gelegt werden müssen, um innovative Ansätze zu identifizieren
- ▶ Kennzahlenvergleich und Analyse, um eine Leistungssteigerung zu ermöglichen.

Um die Ziele zu erreichen, sind kompatible Strukturen erforderlich, innerhalb derer auf die jeweilige Fragestellung zugeschnittene Benchmarkingsysteme angewendet werden können. Benchmarking auf dieser Grundlage führt zu einer Weiterentwicklung der Wasserwirtschaft auf hohem Niveau.

Grundsätzlich begrüßen die Verbände das Informationsbedürfnis von Politik, Öffentlichkeit und Unternehmen. Dementsprechend werden die Verbände regelmäßig über Stand und Entwicklung der Wasserwirtschaft in Form eines aggregierten und anonymisierten "Branchenbildes" berichten.

Als Kernbestandteile des Branchenbildes sind die folgenden Informationen vorgesehen:

- ▶ Ergebnisse bundesweiter statistischer Erhebungen der Verbände, Daten von Institutionen und Behörden
- ▶ Ergebnisse einer bundesweiten Befragung zur Erhebung der Kundenzufriedenheit in der Bevölkerung
- ▶ Informationen zu freiwilligen Benchmarkingprojekten

Das Branchenbild wird vor dem Hintergrund neuer Erkenntnisse und Anforderungen kontinuierlich weiterentwickelt sein.



ATT-Vorsitzender
Gummersbach, 30.06.2005



BGW-Vizepräsident
Berlin, 30.06.2005



DBVW-Präsident
Hannover, 30.06.2005



DVGW-Präsident
Bonn, 30.06.2005



DWA-Präsident
Hennef, 30.06.2005



VKU-Präsident
Köln, 30.06.2005

Abb. 13-9 Verbändeerklärung zum Benchmarking Wasserwirtschaft

13.4.3.4.4 Kasse

Die Kasse wickelt die Kassengeschäfte ab, wobei Zahlungsanordnung durch den hierfür Beauftragten getrennt von der Ausführung der Zahlung sein muss. Bei Eigenbetrieben ist eine Sonderkasse einzurichten. Vorübergehend nicht benötigte Geldmittel der Sonderkasse des Eigenbetriebes sollen in Abstimmung mit der Kassenlage der Gemeinde angelegt werden. Wenn die Gemeinde die Mittel vorübergehend bewirtschaftet, ist sicherzustellen, dass die Mittel dem Eigenbetrieb bei Bedarf wieder zur Verfügung stehen. Stellt die Gemeinde dem Eigenbetrieb oder dieser der Gemeinde Kredite zur Verfügung, sind die marktüblichen Zinsen zu entrichten.

13.4.3.4.5 Überwachung des Kassen- und Rechnungswesens

Am Beispiel eines Zweckverbandes wird die Überwachung des Kassen- und Rechnungswesens dargestellt, bei WVU mit anderen Organisationsformen sind ähnliche Regelungen vorhanden. Für das WVU einer Gemeinde ist der Entwurf der Haushaltssatzung, Bilanz und Jahresabschluss unter Mitwirkung des für das Finanzwesen der Gemeinde zuständigen Gemeindebeamten (Kämmerer) zu erstellen.

1. *Kassenaufsicht* – es wird vom Verbandsausschuss ein Kassenaufsichtsbeamter bestimmt, meist der Leiter der Verwaltung
2. *Regelmäßige Kassenprüfungen* – durch Kassenaufsicht, mind. vierteljährlich, davon 2 unvermutet, hierüber Niederschriften
3. *Unvermutete Kassenprüfungen* – durch Vorsitzenden, mind. 1mal jährlich
4. *Haushaltssatzung* – Vorlage bei der Rechtsaufsichtsbehörde
5. *Jahresabschluss* –
 - 5.1. Vorprüfung durch Vorprüfungskommission des Verwaltungsrates
 - 5.2. örtliche Prüfung durch den Verwaltungsrat
 - 5.3. Feststellung durch die Verbandsversammlung
 - 5.4. Überörtliche Prüfung der Bilanz und des Kassen- und Rechnungswesens je nach Organisationsform des WVU, z. B. durch staatliche Rechnungsprüfungsstelle des Landratsamtes bei gemeindlichen Regiebetrieben, Bayer. Prüfungsverband öffentlicher Kassen bei Eigenbetrieben, zugelassene und von der Verbandsversammlung bestimmte Wirtschaftsprüfer bei Zweckverbänden
 - 5.5. Aufgrund der überörtlichen Prüfung nach 5.4 Beschluss der Verbandsversammlung über die Anerkennung des Jahresabschlusses.

13.4.3.5 Wasserverkauf, Kundenbetreuung

13.4.3.5.1 Wasserverkauf

Die Einnahmen eines WVU werden im wesentlichen aus dem Wasserverkauf erzielt, daher ist dieses Sachgebiet besonders wichtig für die Wirtschaftlichkeit des WVU. Die Rechtsformen für die Benutzung der WV-Anlage sind in Abschn. 13.3.3.4 beschrieben (Vertrag oder Satzung).

Eine wesentliche Aufgabe für die Verwaltung ist der Vollzug der *Beitrags- und Gebührensatzung*. In der Beitrags- und Gebührensatzung werden die Grundsätze für die Höhe der Entgelte, die Abrechnung und Fälligkeit festgelegt. Die Einnahmen sind i. a. nicht auf die Erzielung eines Gewinns ausgerichtet. Manchmal wird in der Satzung (z. B. Zweckverbandssatzung) die Gemeinnützigkeit festgelegt. Allerdings wird die Gemeinnützigkeit eines WVU von den Finanzämtern steuerlich i. a. nicht anerkannt.

Das Entgelt für die Wasserlieferung wird nach Wahl des WVU monatlich oder in größeren Zeitabständen, jedoch nicht wesentlich über 12 Monate, abgerechnet. Abschlagszahlungen gegen Ende einer Periode können verlangt werden. Nach AVBWasserV müssen die Vordrucke der Rechnungen und Abschläge verständlich sein; die für die Forderung maßgeblichen Berechnungsfaktoren sind vollständig und in allgemein verständlicher Form auszuweisen.

Die Höhe des Entgeltes soll so bemessen sein, dass die erforderlichen Einnahmen erzielt werden. Die Entgelte als öffentlich-rechtliche oder als privatrechtliche Forderungen werden i. a. eingeteilt in:

1. Arbeitsbetrug = gemessener Verbrauch · Arbeitspreis je Einheit

2. Bereitstellungs- bzw. Grundbetrag je Anschluss.

Die WVU sind in einigen Bundesländern berechtigt, zur Sicherstellung der Einnahmen die Bezahlung von Mindestwassermengen zu fordern, doch darf der Grundsatz der Berechnung nach Verbrauchsmengen nicht völlig aufgehoben sein. Je nach Versorgungsaufgabe des WVU, z. B. volle Wasserlieferung an die Endverbraucher, bis Zusatzwasserlieferung eines Zweckverbandes an WVU mit eigenen Wassergewinnungsanlagen, sind entsprechend den örtlichen Verhältnissen erhebliche Unterschiede in der Regelung des Entgeltes möglich und notwendig.

Aufgrund der aktuellen demografischen Entwicklung und des Rückgangs des Wassergebrauchs ist eine Anpassung der Preisstrukturen bei den WVU zwingend erforderlich. Die Preise sollen verursachungsgerecht aus der Kostenrechnung abgeleitet und die mengenunabhängigen Kosten in der Preisgestaltung stärker gewichtet werden. Ökologische Bedenken wegen der Umstellung des Preissystems ist heutzutage nicht mehr begründet, denn ein Trendwechsel wieder zu steigenden Wassergebräuchen ist nicht erkennbar. Die bisherige Praxis der Grundpreis-Bemessung orientierte sich an der Größe des Wasserzählers oder des Durchmessers der HA-Leitung. Möglichkeiten sich aber auch Straßenfront, Wohneinheit, Raumanzahl, Haushalte, Anzahl der versorgten Personen, wobei Maßstabskombinationen zulässig sind. Eine durchschnittliche Maximalquote der Grundgebühr von 50 % erscheint angemessen (OVG Lüneburg v. 24.6.98, NdsVBl. 1998, 289). Es wurden aber auch schon Grundgebührenanteile von 53 % oder 85 % von Verwaltungsgerichten gebilligt.

Zu den Aufgaben des Sachgebietes gehören außerdem die Festlegung von *Baukostenzuschüssen* zur teilweisen Abdeckung (bis zu 70 %) der Kosten der für die örtliche Versorgung dienenden Verteilungsleitungen, wobei einbezogen werden können: Haupt- und Versorgungsleitungen, die Behälter, Druckerhöhungsanlagen, nicht jedoch Gewinnungsanlagen und überregionale Transportleitungen. Der Baukostenzuschuss kann nach Frontmeterlänge, mit einer Mindestfrontmeterlänge von 15 m, oder nach Grundstücksgröße, Geschossfläche, Zahl der Wohneinheiten oder nach Kombinationsmaßstäben bemessen werden. Für bestehende Verteilungsnetze können bisherige Regelungen beibehalten werden.

Das Sachgebiet bearbeitet außerdem die für das WVU mögliche *Erstattung der Herstellungskosten der Hausanschlüsse und die Verträge zwischen dem WVU und den Anschlussnehmern* über Herstellung und Änderung der Anschlussleitungen, Wasserlieferung, Ablesung der WZ und Übergabe der Messungen an die Buchhaltung zur Erstellung der Rechnungen.

13.4.3.5.2 Kostenstruktur, Kostentransparenz und Preiskontrolle

Wenn über Trinkwasserpreise in Deutschland gesprochen wird, werden erhebliche Preisunterschiede zwischen den WVU deutlich. In der öffentlichen Diskussion bleibt häufig ungeklärt, wo die Gründe für die großen Preisunterschiede liegen. Aus verschiedenartigen Rahmenbedingungen entstehen ungleiche Kosten, die zu unterschiedlichen Wasserpreisen führen. Preis- bzw. Gebührenunterschiede haben ihre Ursache in verschiedenen Einflussfaktoren der vielfältigen Rahmenbedingungen in der Wasserversorgung. So sind externe und vom Wasserversorger nicht zu beeinflussende Faktoren u. a.

- naturräumliche Gegebenheiten
- Siedlungsdemografie und -dichte,
- Abnehmerstruktur und Größe des Versorgungsgebietes
- Investitionstätigkeit und Kapitalkosten
- Förderungen der öffentlichen Hand
- Konzessionsabgaben
- Wasserentnahmeentgelte und Ausgleichszahlungen an die Landwirtschaft

die wesentlichen Gründe für Kostenunterschiede in der Wasserversorgung.

Je nach Organisationsform des WVU wird die Wassergebühr bzw. der –preis entweder von politisch legitimierten Gremien oder den zuständigen Organen privater Anbieter festgesetzt. Bei öffentlich-rechtlich organisierten Unternehmen, die eine Beitrags- und Gebührensatzung erlassen haben, findet die Überprüfung der Wassergebühren durch die Kommunalaufsicht statt. Wird von privatrechtlich

organisierten Unternehmen nach der AVBWasserV versorgt, unterliegen die Wasserpreise der kartellrechtlichen Kontrolle.

Der Bundesgerichtshof (BGH) hat am 02.02.2010 in einem Grundsatzurteil die Preissenkungsverfügung der Hessischen Landeskartellbehörde bestätigt, mit der diese einen Wasserversorger im Jahr 2007 verpflichtet hatte, die Wasserpreise um etwa 30 % zu senken. Es ist nun zu erwarten, dass künftig die Kartellbehörden der Länder ihre Kontrolle zur Verhinderung des Preismissbrauchs auch bei Wasserlieferungen erheblich verschärfen werden. Durch die BGH-Entscheidung zur Wasserpreiskontrolle sind Effizienz, Qualität und Zuverlässigkeit der Versorgung erheblich gefährdet. Es liegt nun an den Unternehmen ihre besonderen Umstände nachzuweisen, die gegenüber Vergleichsunternehmen höhere Wasserpreise rechtfertigen. Wasserversorger müssen also ihre spezifischen Rahmenbedingungen und Einflussfaktoren für Kostenunterschiede aufzeigen und Preisunterschiede nachvollziehbar und zufriedenstellend erklären können.

13.4.3.5.3 Kundenbetreuung

Eine wichtige Aufgabe der Verwaltung ist im Rahmen der Öffentlichkeitsarbeit die Betreuung der Abnehmer, also der Kunden („Optimierung des Ansehens, nicht nur des Umsatzes“). Die Verbraucher sollen nicht nur über die unmittelbar den Hausanschluss betreffenden technischen und wirtschaftlichen Fragen, sondern auch über solche der öffentlichen WV-Anlage unterrichtet werden. Nur dadurch ist das Verständnis der Verbraucher für zusätzliche technische Maßnahmen, Finanzierungen und notwendige Gebührenerhöhungen zu erreichen. Bei Störungen, Spülungen, Unterbrechungen sind die Verbraucher rechtzeitig zu verständigen, sehr zu empfehlen unter Angabe, weshalb die Maßnahme notwendig ist. Viele WVU nutzen heute die Möglichkeiten der Öffentlichkeitsarbeit, z. B. durch „Tage der offenen Tür“, „Wasserwanderungen“, Messen und Ausstellungen, Kundenzeitschriften, Anzeigen. Die Fachverbände bieten einschlägige Seminare an.

13.5 Überwachung

13.5.1 Allgemeines

Die lebenswichtige Bedeutung der Trinkwasserversorgung und die mögliche Gefährdung der einwandfreien Versorgung durch Mängel in der WV-Anlage, in der Betriebsführung und in der Verwaltung erfordert eine eingehende Überwachung. Wegen der möglichen Gefährdung der Allgemeinheit ist eine Überwachung durch Behörden notwendig. Dies entbindet den Unternehmensträger jedoch nicht davon, eine eingehende eigene Überwachung durchzuführen, denn die finanzielle, privatrechtliche und strafrechtliche Haftung aus Mängeln beim WVU bleibt beim WVU. In diesem Abschnitt soll nur die Überwachung des technischen Bereiches behandelt werden. Gerade bei der Eigenüberwachung besteht ein enormer Nachholbedarf bei den WVU. Die Überwachung des Verwaltungsbereiches (Rechtsaufsicht z. B. durch Landratsämter) funktioniert hingegen zufriedenstellend.

Überwachen ist mehr als Messen; Messergebnisse sind mit dem nötigen Sachverstand in die Überwachung einzubringen.

Folgende Stellen üben Überwachungstätigkeiten aus:

- Unternehmensträger (Eigenüberwachung der WVU)
- Städte, Gemeinden, Zweckverbände (gemäß Satzung)
- Kreisverwaltungsbehörden (allgemeine Gewässeraufsicht)
- Wasserwirtschaftsverwaltung (technische Gewässeraufsicht)
- Gesundheitsverwaltung (Vollzug der TrinkwV)
- Sonstige Aufsichtsbehörden (z. B. Gewerbeaufsicht, TÜV, Berufsgenossenschaften).

Notwendig ist, dass sich jede Stelle an ihre Zuständigkeiten hält, um Überschneidungen in der Überwachung zu vermeiden. Hierfür sind enge Kontakte, bei Bedarf auch schriftliche Festlegungen (wer, was, wann überwacht) hilfreich. Gleichgeartete Überwachungen, z. B. Begehungen der WV-Anlage

durch Wasserwirtschafts- und Gesundheitsverwaltung sollten möglichst gemeinsam durchgeführt werden.

13.5.2 Eigenüberwachung

Die Eigenüberwachung ist eine ständige, eigenverantwortliche Aufgabe des Unternehmensträgers (z. B. Gemeinde, Zweckverband, Betrieb, Privatperson) bzw. dessen Personal oder dessen Betriebsbeauftragten.

Die Eigenüberwachung von Wasserversorgungsanlagen wird in fast allen Bundesländern in den Landeswassergesetzen unter Begriffen wie „Eigenkontrolle“, „Eigenüberwachung“, „Schutz der Wasservorkommen“ oder „Erfassen der Wasserentnahme“ geregelt. Fast immer sind aber Rohwasseruntersuchungen gemeint. Die Vorschriften enthalten meistens Ermächtigungen, in Rechtsverordnungen die Anforderungen näher zu bestimmen. Die Länder Hessen und Nordrhein-Westfalen haben diese Ermächtigung genutzt und eine Rohwasseruntersuchungsverordnung bzw. eine Rohwasserüberwachungsrichtlinie erlassen.

Im Freistaat Bayern hat das Staatsministerium für Landesentwicklung und Umweltfragen 1995 eine „Verordnung zur Eigenüberwachung von Wasserversorgungs- und Abwasseranlagen (Eigenüberwachungsverordnung (EÜV))“ erlassen, die für den Bereich Wasserversorgung für Anlagen für die öffentliche Trinkwasserversorgung mit einer wasserrechtlich gestatteten Entnahme von mehr als 1 000 m³ im Jahr und für zu diesen Anlagen gehörende Wasserschutzgebiete, für Betriebswasserversorgungsanlagen mit einer Entnahme von mehr als 100 000 m³ im Jahr und für Heilquellen einschließlich der Heilquellenschutzgebiete gilt. In der Verordnung werden u. a. die Eigenüberwachungspflichten mit Umfang, Betriebstagebuch, Jahresbericht, Untersuchungsverfahren geregelt. In einem Anhang sind die Überwachungspflichten für Entnahmemengen und Wasserstände der Wasserfassungen, Rohwasseruntersuchungen und Wasserschutzgebiete aufgeführt.

Die Eigenüberwachung umfasst grundsätzlich die Kontrolle, dass die Anlagen in Ordnung sind und Umfang, Auflagen und Bedingungen von Gestattungen eingehalten werden, z. B. durch

- Betriebs- und Funktionskontrollen
- Kontrolle der Wartung und Unterhaltung
- Gewinnen, Aufzeichnen und Auswerten von Messergebnissen
- Leistungskontrolle und Vergleich mit Grenz- und Richtwerten
- Melden von Störungen und Veranlassen von Abhilfemaßnahmen
- Dokumentieren aller wesentlichen Betriebsvorgänge (Betriebstagebuch, Jahresbericht)
- Beweissicherung in besonderen Fällen (z. B. zum Nachweis vermuteter Veränderungen und Auswirkungen von Maßnahmen).

Die Eigenüberwachung soll sich auf alle Anlagen des Wasserwerkes, das Wasservorkommen, die Entwicklungen im Einzugs- und Gewinnungsgebiet (insbesondere im Wasserschutzgebiet) und auf sich dort ereignende Vorfälle mit wassergefährdenden Stoffen und nicht zuletzt auf das abzugebende Wasser erstrecken. Der Umfang der Überwachung richtet sich nach den örtlichen Gegebenheiten.

Die überwachende Stelle muss mit entsprechendem wissenschaftlich und technisch vorgebildeten Personal besetzt sein und unmittelbaren Zugang zur Werkleitung haben.

Zwischen der Überwachungsstelle und den Betriebsstellen ist ein ständiger Informationsaustausch unumgänglich. Änderungen und Störungen im Betriebsablauf müssen der Überwachungsstelle sofort mitgeteilt werden, damit sie für die Sicherung der erforderlichen Trinkwasserbeschaffenheit gegebenenfalls Maßnahmen veranlassen kann.

Kleinere Werke, die diese Überwachung nicht selbst durchführen können, sollen sich zur Bestellung von Fachkräften zusammenschließen oder durch entsprechende Verträge die Überwachung durch benachbarte größere Wasserwerke oder andere qualifizierte Institutionen sicherstellen.

Zur Durchführung der Überwachung sind dem Stand der Technik entsprechende Mess- und Untersuchungsgeräte bzw. Messeinrichtungen einzusetzen.

Die Ergebnisse der werkseitigen Überwachung sollen übersichtlich dargestellt werden, um der Werksleitung die Beurteilung und den Behörden die Prüfung zu erleichtern.

Diese Aufzeichnungen sollen unabhängig von gesetzlichen Vorschriften oder behördlichen Auflagen so lange aufbewahrt werden, wie sie für die Beurteilung der Wasservorkommen und die Entwicklung des Betriebes von Bedeutung sein können.

13.5.3 Staatliche Überwachung

Damit ist die hoheitliche Tätigkeit des Staates aufgrund gesetzlicher Aufträge (z. B. Allgemeine und technische Gewässeraufsicht gemäß LWG, Gewerbeaufsicht, Staatliche Gesundheitsaufsicht gemäß TrinkwV) gemeint.

Wichtige staatliche Überwachungen für den Bereich der WV-Anlagen sind die *technische Gewässeraufsicht*, z. B. durch die Wasserwirtschaftsverwaltung und die *Gesundheitsaufsicht* durch die Gesundheitsverwaltung.

Die Aufsicht wird stichprobenartig, objektbezogen, nach pflichtgemäßem Ermessen durchgeführt und zwar durch

- Kontrolle der Rechtssituation, insbesondere nach Bescheid bzw. Verordnung
- örtliche Kontrolle mit und ohne Probenahmen und Kontrollmessungen
- Kontrolle der Eigenüberwachung (auch Beweissicherung) und ihrer Nachweise (z. B. Betriebstagebuch)
- Beraten
- Auswerten und Dokumentieren der Ergebnisse, Vergleich mit Grenz- und Richtwerten
- Veranlassen von weitergehenden Messungen und Untersuchungen
- Behandeln festgestellter Mängel und Verstöße.

Hilfsmittel bei der staatlichen Überwachung sind

- Überwachungsakten (Überwachungsblätter, Bescheide, EDV-Ausdrucke etc.)
- Überwachungspläne (Kartenmaterial)
- Überwachungsprogramme
- Terminpläne
- Nachkontrollen
- Tätigkeitsberichte (Erfolgskontrolle)

Festgestellte *Mängel und Verstöße* werden z. B. behandelt als

- mündliche Beanstandung
- Unterrichten der Kreisverwaltungsbehörde
- Mitteilung an die Staatsanwaltschaft bei Verdacht einer strafbaren Handlung.

Sowohl bei der Eigenüberwachung durch die WVU als auch bei der staatlichen Überwachung fallen wichtige Mess- und Analysendaten an.

Bei der Datenübertragung (z. B. der Jahresberichte EÜV) und Datenauswertung, z. B. für die systematische Beobachtung der Grund- und Trinkwasserbeschaffenheit, müssen WVU und staatliche Stellen noch enger zusammenarbeiten. Es wurde deshalb vereinbart (u. a. in einer „Gemeinsamen Erklärung“ von Vertretern der Obersten Wasserbehörden der Länder und der Wasserversorgungswirtschaft im Mai 1994), dass im Regelfall der Staat Datenbanken errichtet und betreibt. Die verschiedenen Dateien mit Daten, z. B. des gewässerkundlichen Messwesens des Staates, aus dem Vollzug der Trinkwasserverordnung, aus der Eigenüberwachung der WVU oder der behördlichen Kontrolle der Eigenüberwachung, sollen im Interesse eines effizienten Mitteleinsatzes und zur Optimierung des Untersuchungsaufwandes miteinander verknüpft und anschließend ausgewertet und bekannt gegeben werden. Ein gegenseitiger Datenaustausch der Beteiligten (z. B. WVU, Wasserwirtschaftsverwaltung, Gesundheitsverwaltung) soll gewährleistet werden.

Literatur

- Branchenbild der deutschen Wasserwirtschaft 2008, Wirtschafts- und Verlagsgesellschaft Gas und Wasser mbH, Bonn 2008
- BT – (Bundestags-) Drucksache 16/1094 (2006): „Bericht der Bundesregierung zur Modernisierungsstrategie für die deutsche Wasserwirtschaft und für ein stärkeres internationales Engagement der deutschen Wasserwirtschaft“. März 2009
- Das Kommunalunternehmen; Neue Rechtsform zwischen Eigenbetrieb und GmbH; Kirchgäßner A.; Knemeyer F.; Schulz N.; Boorberg Verlag 1997
- DVGW-Bildungswerk, Zentrale Trinkwasserversorgungsanlagen – Betrieb, Überwachung und Instandhaltung, Lehrheft Nr. 6.13, Bonn 2000
- DVGW-Rechtsfragen in der Ver- und Entsorgung, Fernlehrgangsheft, Hannover 8.09
- DVGW-Wasserinformation Nr. 68 – Leitfaden Benchmarking für Wasserversorgungs- und Abwasserbeseitigungsunternehmen, Bonn, November 2005
- Holländer, R.; Fälsch, M.; Geyler, S.; Lautenschläger, S. (2009): „Trinkwasserpreise in Deutschland – Wie lassen sich verschiedene Rahmenbedingungen für die Wasserversorgung anhand von Indikatoren abbilden?“ VKU Berlin 2009
- Leitfaden Kooperationen und Fusionen in der Wasserversorgung, Herausgeber Ministerium für Umwelt und Verkehr Baden-Württemberg, 1. Auflage, Dezember 2003
- Sicherheit effizient gestalten: Das DVGW-TSM für Versorgungsunternehmen; Hauenherm W.; Langer E.; Energie Wasser Praxis, Bonn 9/2003, S. 12-14
- Soiné, K. J., Baur, A., Dietze, G., Müller, W., Weideling, G.: Handbuch für Wassermeister, R. Oldenbourg-Verlag, München 1992
- Wasserwerksnachbarschaften Bayern/ Verband der Bayer. Gas- und Wasserwirtschaft e.V. München: Betriebliche Kooperation; Ein Leitfaden für Wasserversorgungsunternehmen, 1. Auflage, Herausgeber StMLU u. a., München September 1999

Anhang

14. Gesetzliche Einheiten, Zahlenwerte, DVGW-Regelwerk, DIN-Normen u. Ä.

bearbeitet von Dipl.-Ing. **Joachim Rautenberg**

14.1 Gesetzliche Einheiten

Gesetz über Einheiten im Messwesen und die Zeitbestimmung (EinhZeitG), Neufassung vom 22.02.1985 zuletzt geändert durch Art. 1 des Gesetzes vom 03.07.2008 (s. Abschn. 14.8.2)

14.1.1 Allgemeines

Die gesetzlichen Einheiten sind: die Basiseinheiten des SI (Système International d'Unités = Internationales Einheitensystem) und die von ihnen mit dem Zahlenfaktor 1 (kohärent) gebildeten Einheiten (z. B. m^3 , kg/m^3), von denen einige Eigennamen haben; weitere gesetzliche Einheiten, gebildet als dezimale Vielfache oder Teile von Einheiten; abgeleitete Einheiten, gebildet mit von 1 verschiedenem Zahlenfaktor (z. B. cm^2 , Winkleinheiten).

14.1.2 Basiseinheiten

<i>Basisgröße</i>	<i>Basiseinheit</i>	<i>Einheitenzeichen</i>
Länge	Meter	m
Masse	Kilogramm	kg
Zeit	Sekunde	s
Elektrische Stromstärke	Ampere	A
Thermodynamische Temperatur	Kelvin	K
Stoffmenge	Mol	mol
Lichtstärke	Candela	cd

14.1.3 Dezimale Vielfache und dezimale Teile von Einheiten

Vorsatz	Dezimale Vielfache		Bezeichnung	Vorsatz	Dezimale Teile	
	Vorsatzzeichen	Vielfache			Vorsatzzeichen	Teile
Deka	da	10^1	Zehn	Dezi	d	10^{-1}
Hekto	h	10^2	Hundert	Zenti	c	10^{-2}
Kilo	k	10^3	Tausend	Milli	m	10^{-3}
Mega	M	$10^6 = 10^{1 \cdot 6}$	Million	Mikro	μ	10^{-6}
Giga	G	10^9	Milliarde	Nano	n	10^{-9}
Tera	T	$10^{12} = 10^{2 \cdot 6}$	Billion	Piko	p	10^{-12}
Peta	Z	10^{15}	Billiarde	Femto	f	10^{-15}
Exa	E	$10^{18} = 10^{3 \cdot 6}$	Trillion	Atto	a	10^{-18}

14.1.4 Gesetzlich abgeleitete Einheiten (kohärente Einheiten des SI)

Größe	SI-Einheit	Einheiten- zeichen	Einheitengleichung
1 Fläche, Flächeninhalt	Quadratmeter	m ²	1 m ² = 1 m · 1 m
2 Volumen, Rauminhalt	Kubikmeter	m ³	1 m ³ = 1 m · 1 m · 1 m
	Kubikdezimeter	dm ³	1 dm ³ = 1 dm · 1 dm · 1 dm
	Liter	l	1 l = 1 dm ³ = 0,001 m ³
	Radian	rad	(1 rad = 180°/π)
3 Ebener Winkel	Vollwinkel		2 π · rad
	Rechter Winkel		AL = p/2 · rad
	Grad	°	1 ° = p/180 · rad
	Minute	'	1' = 1/60 °
	Sekunde	''	1'' = 1/60'
	Gon (Neugrad)	gon	1 gon = π/200 · rad
	Steradian	sr	–
4 Räumlicher Winkel			
5 Masse	Kilogramm	kg	1 kg = 1000 g
	Megagramm = Tonne	Mg	1 t = 1 Mg = 1000 kg
6 Längenbezogene Masse	Kilogramm je Meter	kg/m	–
7 Flächenbezogene Masse	Kilogramm je Quadratmeter	kg/m ²	–
8 Dichte, volumenbezogene Masse	Kilogramm je Kubikmeter	kg/m ³	–
9 Zeit	Minute	min	1 min = 60 s
	Stunde	h	1 h = 60 min = 3600 s
	Tag	d	1 d = 24 h = 86 400 s
	Hertz	Hz	1 Hz = 1/s
10 Frequenz			
11 Geschwindigkeit	Meter je Sekunde	m/s	–
12 Beschleunigung	Meter je Quadratsekunde	m/s ²	–
13 Winkelgeschwindigkeit	Radian je Sekunde	rad/s	1 rad/s = 1/s
14 Winkelbeschleunigung	Radian je Quadratsekunde	rad/s ²	1 rad/s ² = 1/s ²
15 Volumenstrom	Kubikmeter je Sekunde	m ³ /s	–
16 Massenstrom	Kilogramm je Sekunde	kg/s	–
17 Kraft	Newton	N	1 N = 1 kgm/s ²
18 Druck, mechanische Spannung	Pascal, Newton je Quadratmeter	Pa	1 Pa = 1 N/m ² = 1 kg/ms ²
	Megapascal	Mpa	1 MPa = 10 ⁶ Pa
	Bar	bar	1 bar = 10 ⁵ Pa = 10 ⁵ kg/ms ² = 0,1 N/mm ²
19 Dynamische Viskosität	Pascalsekunde	Pas	1 Pas = 1 Ns/m ² = 1 kg/ms
20 Kinematische Viskosität	Quadratmeter je Sekunde	m ² /s	1 m ² /s = 1 Pas m ³ /kg
21 Arbeit, Energie, Wärmemenge	Joule	J	1 J = 1 Nm = 1 Ws
			= 1 kg m ² /s ³
22 Leistung, Energiestrom, Wärmestrom	Watt	W	1 W = 1 J/s = 1 Nm/s
			= 1 kg m ² /s ³
23 Elektrische Spannung, elektr. Potential	Volt		1 V = 1 W/A = 1 kgm ² /s ³ A
24 Elektrischer Widerstand	Ohm	Ω	1 Ω = 1 V/A = 1 kgm ² /s ³ A ²
25 Elektrischer Leitwert	Siemens	S	1 S = 1/ Ω = 1 A/V = 1 s ³ A ² /kg m ²
26 Elektrizitätsmenge, elektrische Ladung	Coulomb	C	1 C = 1 As

Fortsetzung 14.1.4

Größe	SI-Einheit	Einheiten- zeichen	Einheitengleichung
27 Elektrische Kapazität	Farad	F	$1 \text{ F} = 1 \text{ C/V} = 1 \text{ CA/W} = 1 \text{ s}^4 \text{ A}^2 / \text{kg m}^2$
28 Elektrische Flussdichte, Verschiebungsdichte	Coulomb je Quadratmeter	C/m^2	$1 \text{ C/m}^2 = 1 \text{ As/m}^2$
29 Elektrische Feldstärke	Volt je Meter	V/m	$1 \text{ V/m} = 1 \text{ kg m/s}^3 \text{ A}$
30 Magnetischer Fluss	Weber	Wb	$1 \text{ Wb} = 1 \text{ V s}$
31 Magnetische Flussdichte, magnetische Induktion	Tesla	T	$1 \text{ T} = 1 \text{ Wb/m}^2 = 1 \text{ Vs/m}^2$ $1 \text{ kg/s}^2 \text{ A}$
32 Induktivität	Henry	H	$1 \text{ H} = 1 \text{ Wb/A} = 1 \text{ Vs/A}$ $1 \text{ kg m}^2/\text{s}^2 \text{ A}^2$
33 Magnetische Feldstärke	Ampere je Meter	A/m	–
34 Temperatur	Kelvin; Grad Celsius	K; °C	$1 \text{ °C} = 1 \text{ K}$
35 Leuchtdichte	Candela je Quadratmeter	cd/m^2	–
36 Lichtstrom	Lumen	lm	$1 \text{ lm} = 1 \text{ cd} \cdot \text{sr}$
37 Beleuchtungsstärke	Lux	lx	$1 \text{ lx} = 1 \text{ lm/m}^2$
38 Aktivität einer radioaktiven Substanz	Becquerel	Bq	$1 \text{ Bq} = 1/\text{s}$
39 Energiedosis, spez. Energie	Gray	G	$1 \text{ Gy} = 1 \text{ J/kg} = 1 \text{ m}^2/\text{s}^2$
40 Äquivalentdosis	Sievert	Sv	$1 \text{ Sv} = 1 \text{ J/kg} = 1 \text{ m}^2/\text{s}^2$
41 Energiedosisrate, Energiedosisleistung; Äquivalentdosisrate oder -leistung	Watt je Kilogramm	W/kg	$1 \text{ W/kg} = 1 \text{ m}^2/\text{s}^3$
42 Ionendosis	Coulomb je Kilogramm	C/kg	$1 \text{ C/kg} = 1 \text{ As/kg}$
43 Ionendosisrate oder -leistung	Ampere je Kilogramm	A/kg	–
44 Molare Masse (stoffmengenbezogen)	Kilogramm je Mol	kg/mol	–
45 Stoffmengenkonzentration, Molarität	Mol je Kubikmeter	mol/m^3	–
46 Masse in der Atomphysik	atomare Masseneinheit	u	$1 \text{ u} = 1,66 \cdot 10^{-27} \text{ kg}$
47 Energie in der Atomphysik	Elektronenvolt	eV	$1 \text{ eV} = 1,6 \cdot 10^{-19} \text{ J}$

14.1.5 Anwendungshinweise für das SI**Wichtige physikalische Gesetze**

Das SI beruht auf folgenden physikalischen Gesetzen:

Kraft (1 N)	=	Masse (1 kg) · Beschleunigung (1 m/s^2)
Druck ($1 \text{ Pa} = 1 \text{ N/m}^2$)	=	Kraft (1 N) : Fläche (1 m^2)
Arbeit (1 J)	=	Kraft (1 N) · Weg (1 m)
Leistung (1 W)	=	Arbeit (1 J) : Zeit (1 s)
Arbeit (1 J)	=	Leistung (1 W) · Zeit (1 s)

Massengrößen

Masse kennzeichnet die Eigenschaft eines Körpers, die sich sowohl als Trägheit gegenüber einer Änderung seines Bewegungszustandes als auch in der Anziehung zu anderen Körpern äußert. Die Masse eines Körpers wird durch Vergleich mit Körpern bestimmter Massen mittels Hebelwaagen bestimmt. Die Größe der Masse ist ortsunabhängig.

Gewichtseinheiten im geschäftlichen Verkehr bei der Angabe von Warenmengen sind Masseneinheiten.

Last, Belastung, Tragfähigkeit

Benennungen von Massengrößen in der technischen Mechanik.

Kraftgrößen

Gewichtskraft, Belastungskraft, Bruchkraft, Tragkraft, Windkraft, Stabkraft (Normalkraft). Die Kraft wird durch die Federwaage gemessen. Die Größe der Kraft ist vom Ort abhängig. Kraft = Masse · Beschleunigung.

Umrechnungsfaktor β

beträgt: $9,80665 \approx 9,81$. In technischen Berechnungen (Maschinenbau und Bauwesen) kann $\beta = 10$ eingesetzt werden, wenn eine Abweichung von 2 % keine Rolle spielt, was meist der Fall ist (Ortslagen in Deutschland außerhalb Hochgebirge).

14.1.6 Umrechnungstabellen

Tab. 14-1: Umrechnungstabelle für Einheiten der mechanischen Spannung (Druck)

	Pa	N/mm ²	daN/cm ²	daN/mm ²	kp/cm ²	kp/mm ²
1 Pa = (= 1 N/m ²)	1	10 ⁻⁶	10 ⁻⁵	10 ⁻⁷	0,102 · 10 ⁻⁴	0,102 · 10 ⁻⁶
1 N/mm ² = (= 1 MPa)	1000000	1	10	0,1	10,2	0,102
1 daN/cm ² = (= 1 bar)	100000	0,1	1	0,01	1,02	0,0102
1 daN/mm ² = (= 1 hbar)	10000000	10	100	1	102	1,02
1 kp/cm ² = (= 1 at)	98000	0,0981	0,981	0,00981	1	0,01
1 kp/mm ² =	9810000	9,81	98,1	0,981	100	1

Tab. 14-2: Umrechnungstabelle für Druckeinheiten von Gasen, Flüssigkeiten

	Pa	bar	kp/m ²	at	atm	Torr
1 Pa = (= 1 N/m ²)	1	10 ⁻⁵	0,102	0,102 · 10 ⁻⁴	0,987 · 10 ⁻⁵	0,0075
1 bar = (= 0,1 MPa)	100000	1	10 200	1,02	0,987	750
1 kp/m ² = (= 1 mm Ws)	9,81	9,81 · 10 ⁻⁵	1	10 ⁻⁴	0,968 · 10 ⁻⁴	0,0736
1 at = (= 1 kp/cm ²)	98100	0,981	10 000	1	0,968	736
1 atm = (= 760 Torr)	101325	1,013	10 330	1,033	1	760
1 Torr = (= 1/760 atm)	133	0,00133	13,6	0,00136	0,00132	1

Tab. 14-3: Umrechnungstabelle für Druckhöhen, Flüssigkeitssäulen

	µbar	mbar	bar	Pa (= N/m ²)	m WS
1 mm WS = (= 1 kp/m ² ≈ 1 daN/m ²)	100	0,1	0,0001	10	0,001
1 m WS = (= 0,1 at = 0,1 kp/cm ² ≈ 0,1 daN/cm ²)	100 000	100	0,1	10000	1
10 m WS = (= 1 at = 1 kp/cm ² ≈ 1 daN/cm ²)	1 000 000	1 000	1	100000	10
1 mm Hg (mm QS) = (= 1 Torr)	1 330	1,33	0,00133	133	0,0133

Tab. 14-4: Umrechnungstabelle für Leistung, Energiestrom, Wärmestrom

	W	kW	kcal/s	kcal/h	kp m/s	PS
1 W = (= 1 Nm/s = 1 J/s)	1	0,001	2,39 · 10 ⁻⁴	0,860	0,102	0,00136
1 kW =	1 000	1	0,239	860	102	1,36
1 kcal/s =	4 190	4,19	1	3 600	427	5,69

Fortsetzung Tab. 14-4

	W	kW	kcal/s	kcal/h	kp m/s	PS
1 kcal/h =	1,16	0,00116	1/3600	1	0,119	0,00158
1 kp m/s =	9,81	0,00981	0,00234	8,43	1	0,0133
1 PS =	736	0,736	0,176	632	75	1

Tab. 14-5: Umrechnungstabelle für Arbeit, Energie, Wärmemenge

	J	kJ	kWh	Kcal	PS h	kp m	MWs
1 J (= 1 N m = 1 Ws)	1	0,001	2,78·10 ⁻⁷	2,39·10 ⁻⁴	3,77·10 ⁻⁷	0,102	10 ⁻⁶
1 kJ =	1 000	1	2,78·10 ⁻⁴	0,239	3,77·10 ⁻⁴	102	0,001
1 kWh =	3 600 000	3 600	1	860	1,36	367 000	3,6
1 kcal =	4 200	4,2	0,00116	1	0,00158	427	0,0042
1 PS h =	2 650 000	2 650	0,736	632	1	270 000	2,650
1 kp m =	9,81	0,00981	2,72·10 ⁻⁶	0,00234	3,7·10 ⁻⁶	1	9,81·10 ⁻⁶

14.2 Umrechnung von Maßeinheiten aus dem amerikanischen („[US]“) und englischen („[E]“) ins metrische Maßsystem

Längen

1 inch (in.)	=	25,4 mm
1 foot (ft.) = 12 inches	=	0,3048 m
1 yard (yd.) = 3 feet	=	0,9144 m
1 statute mile (mile)	=	1,60934 km
1 nautical mile (n.mile)	=	1,85318 km

Flächen

1 square inch (sq. in.)	=	6,4516 cm ²
1 square foot (sq. ft.)	=	0,0929 m ²
1 square yard (sq. ya.)	=	0,8361 m ²
1 acre (acre)	=	4 046,8 m ²
1 square mile (sq. mile)	=	2,59 km ²

Körper und Hohlmaße

1 cubic inch (cu. in.)	=	16,387 cm ³
1 cubic foot (cu. ft.)	=	0,0283 m ³
1 cubic yard (cu. yd.)	=	0,7646 m ³

Handelsmaße für flüssige Stoffe

1 pint (pt.)	[US]	=	0,4732 l;
	[E]	=	0,568 l
1 quart (qt.)	[US]	=	2 pt.
		=	0,9464 l;
	[E]	=	1,136 l
1 gallon (gal.)	[US]	=	3,7854 l;
	[E]	=	4,546 l
1 barrel		=	117 l

Handelsmaß für trockene Stoffe

1 quart	[US]	=	1,101 l;
	[E]	=	1,137 l
1 bushel	[US]	=	35,24 l;
	[E]	=	36,37 l
1 quarter	[US]	=	281,9 l;
	[E]	=	290,94 l

Masse

1 ounce (oz.)	=	28,35 g
1 pound (lb.) = 16 oz.	=	453,59 g
1 quarter (qr.) [US]	=	11,340 kg
[E]	=	12,701 kg
1 hundred weight		
(cwt.) [US]	=	45,359 kg
[E]	=	50,802 kg
1 short ton (sh. tn.) [US]	=	907,185 kg
1 long ton (l. tn.) [US]	=	1 016,047 kg
= 1 ton (tn.) [E]		

Geschwindigkeit

1 foot per sec (ft. p. sec)	=	0,305 m/s
1 yard per sec (yd. p. sec)	=	0,914 m/s
1 mile per hour (m. p. h.)	=	0,447 m/s

Volumenstrom			Arbeit, Energie		
1 cubic (cu.) ft. p. sec	=	102 m3/h	1 ft. lb.	=	1,36 Ws
1 cubic (cu.) ft. p. min	=	1,70 m3/h	1 hp. h	=	2,68 MWs
1 US gallon per min	=	0,227 m3/h	Häufig vorkommende US-Einheiten bei der Wasserversorgung		
= 1 g. p. m.	=	0,063 l/s	1 cu. ft. p. sec	=	28 l/s
Dichte			1 cu. ft. p. min.	=	0,47 l/s
1 lb p. cu. in.	=	2,77 g/cm3	1 MGD =	=	3 785 m3/d
1 oz. p. cu. ft.	=	1,0 kg/m3	1 000 000 gal/d	=	43,8 l/s
1 lb. p. cu. ft.	=	16,0 kg/m3	1 gpd	=	3,785 l/d
1 lb. p. g.	=	100,0 kg/m3	1 gpdc	=	3,785 l/E d
Druck			1 ppm	=	1 part per million
1 oz. p. sq. m.	=	4,4 mbar		=	1 mg/l = 1 g/m ³
1 lb. p. sq. in. (psi)	=	0,0689 bar	Temperatur		
1 lb. p. sq. ft.	=	0,4788 mbar	Umrechnungsformeln		
Leistung, Energiestrom			K = °C + 273;		
1 ft. lb. p. sec	=	1,36 W	F = 32 + (°C)·1,8		
1 hp.	=	0,746 kW			

	Absoluter Nullpunkt		Gefrierpunkt Wasser		Siedepunkt Wasser
Celsius °C	- 273	-17,8	0	20	100
Kelvin K	0	255,2	273	293	373
Fahrenheit, F	- 459,4	0	32	68	212

14.3 Häufig benötigte Zahlenwerte und Gleichungen

Zahlenwerte
π=Ludolfsche Zahl=3,14159
e=Grundzahl des natürlichen Logarithmus=2,718 282
g=Erdbeschleunigung=9,806 056 – 0,025 028 cos 2 φ – 0,000 003 h
g in m/s², (φ=geografische Breite, h=Meereshöhe in m
= 9,781 m/s² am Äquator in Meereshöhe
= 9,831 m/s² am Pol in Meereshöhe
= 9,80616 m/s² Paris
= 9,81 m/s² i. M. in Deutschland (s. Abschn. 14.1.5)

Mittelwertbildung		
arithmetisches Mittel:	$m_a = (a + b) / 2$	$m_a = (5 + 10) / 2 = 7,5$
geometrisches Mittel:	$m_g = \sqrt{a \cdot b}$	$m_g = \sqrt{5 \cdot 10} = 7,67$
harmonisches Mittel:	$m_h = 2 \cdot a \cdot b / (a + b)$	$m_h = 2 \cdot 5 \cdot 10 / (5 + 10) = 6,667$

Logarithmen
log_ba=c bedeutet log a zur Basis b=c, somit b^c=a
log₁₀ a=lg a bedeutet log a zur Basis 10=c, somit 10^c=a
lg 2=0,30103, somit 10^{0,30103}=2
log_e a=ln a bedeutet log a zur Basis e=c, somit e^c=a
ln 2=0,69315, somit 2,71828^{0,69315}=2
ln a=2,30259·lg a, somit ln 2=2,30259·0,30103=0,69315

Zinseszinsrechnung

Verwendbar z. B. für die Berechnung des neuen Wertes bei gleichem jährlichen prozentualen Wertzuwachs, Berechnung von Indizes, Ermittlung der künftigen Einwohnerzahlen u. a.

$K_n = K_a \cdot (1 + z/100)^n$

K_a = Anfangswert, K_n = Wert nach n Jahren, z = Zinssatz in v. H.

Beispiel: $K_a = 100$, $z = 6$ v. H., $n = 10$ Jahre

$K_n = 100 \cdot (1 + 6/100)^{10} = 179$

Trigonometrische Funktionen

Im rechtwinkligen Dreieck ist c die Hypothenuse, a die Gegenkathete, b die Ankathete (**Abb. 14-1**). Es gelten folgende Beziehungen:

$\sin \alpha = a/c$; $\cos \alpha = b/c$;
 $\tan \alpha = a/b$; $\cot \alpha = b/a$;

Die Werte $\sin \alpha$, $\cos \alpha$, $\tan \alpha$, $\cot \alpha$ können am Einheitskreis abgelesen werden, dessen Radius gleich der Längeneinheit ist, d. h. $r = 1$ (**Abb. 14-2**).

Tab. 14-5: Werte $\sin$, $\cos$, $\tan$, $\cot$ der Grundwinkel

	0°	30°	45°	60°	90°
sin	0	1/2	(1/2) $\sqrt{2}$	(1/2) $\sqrt{3}$	1
cos	1	(1/2) $\sqrt{3}$	(1/2) $\sqrt{2}$	1/2	0
tan	0	(1/3) $\sqrt{3}$	1	$\sqrt{3}$	∞
cot	∞	$\sqrt{3}$	1	(1/3) $\sqrt{3}$	0

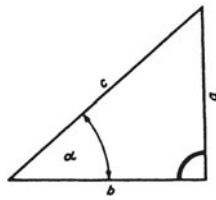


Abb. 14-1: Trigonometrische Funktionen im rechtwinkligen Dreieck

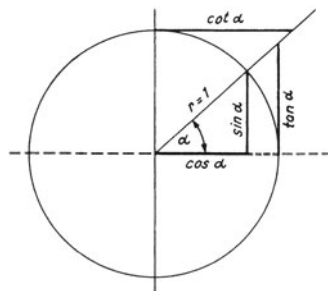


Abb. 14-2: Trigonometrische Funktionen am Einheitskreis

Gerade

Scheitelfgleichung: $x / y = a$

Kegelschnitte

Mittels der Mittelpunktsgleichung oder der Scheitelfgleichung können die einzelnen Punkte der Kurven berechnet und damit die Kurven gezeichnet werden. Die Berechnung wird beschleunigt, wenn dies mit programmierbarem Taschenrechner ausgeführt wird, wobei die Gleichungen nach y aufgelöst werden und dafür ein Programm aufgestellt wird. Es gibt aber auch verschiedene grafische Verfahren zur Konstruktion der Kurven.

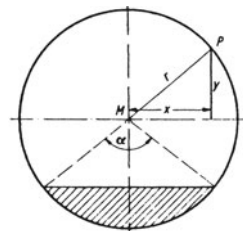
Kreis – (Abb. 14-3)Mittelpunktsgleichung: $x^2 + y^2 = r^2$ Inhalt der Kreisfläche: $A = r^2 \cdot \pi$ Umfang der Kreisfläche: $U = 2 \cdot r \cdot \pi$ Inhalt Kreissegment oder -abschnitt: $A_s = r^2/2 \cdot (\pi \cdot \alpha/180^\circ - \sin \alpha)$ Inhalt Kreisring: $A_r = \pi (r_a^2 - r_i^2)$ 

Abb. 14-3: Kreis

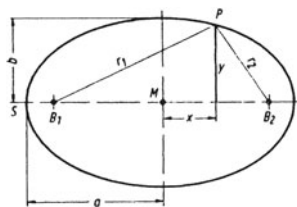
Ellipse – (Abb. 14-4)Mittelpunktsgleichung: $x^2/a^2 + y^2/b^2 = 1$ Abstand Brennpunkt B von Mittelpunkt M: $\overline{BM} = \sqrt{a^2 - b^2}$ Abstand Ellipsenpunkt P von den Brennpunkten: $r_1 + r_2 = 2a$ Inhalt der Ellipsenfläche: $A = a \cdot b \cdot \pi$ Umfang der Ellipsenfläche: $U \approx \pi [3(a+b)/2 - \sqrt{ab}]$ 

Abb. 14-4: Ellipse

Hyperbel – (Abb. 14-5)Mittelpunktsgleichung: $x^2/a^2 - y^2/b^2 = 1$ Abstand Brennpunkt B von Mittelpunkt M: $\overline{BM} = \sqrt{a^2 + b^2}$

Abstand Hyperbelpunkt P von den Brennpunkten:

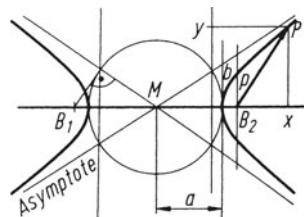
 $r_1 - r_2 = \pm 2a$ („+“ bzw. „-“ ergeben je einen Hyperbelast)

Abb. 14-5: Hyperbel

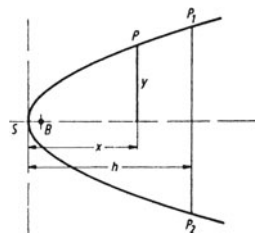
Parabel – (Abb. 14-6)Scheitelgleichung: $y^2 = 2px$ Abstand Brennpunkt B von Scheitel S: $\overline{BS} = p/2$ Inhalt der Parabelfläche SP_1P_2 : $A = 2/3 (x \cdot 2y) = 4/3 h \cdot \sqrt{2ph}$ 

Abb. 14-6: Parabel

14.4 Griechisches Alphabet

A α	B β	Γ γ	Δ δ	E ε	Z ζ	H η	Θ θ
alpha	beta	gamma	delta	epsilon	zeta	eta	theta
I ι	K κ	Λ λ	M μ	N ν	Ξ ξ	O ο	Π π
Jota	kappa	lambda	my	ny	xi	omikron	pi
P ρ	Σ σ	T τ	Υ υ	Φ φ	X χ	Ψ ψ	Ω ω
rho	sigma	tau	ypsilon	phi	chi	psi	omega

14.5 Verbände und Vereine

Mit den Aufgaben der Wasserversorgung befassen sich besonders folgende Verbände und Vereine. Als Anschrift ist die jeweilige Hauptgeschäftsstelle angegeben, bei den mit × bezeichneten Verbänden und Vereinen bestehen in den Bundesländern Landesgruppen. (Für die folgenden Anschriften und Ruf-Nrn. gilt der **Stand vom Mai 2010**)

1. ATT – Arbeitsgemeinschaft Trinkwassertalsperren e. V.
Sonnenstraße 40, 51645 Gummersbach, Tel.: 02261/36-210, Fax: 02261/36-8210,
www.trinkwassertalsperren.de
2. DWA – Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V.
Theodor-Heuss-Allee 17, 53 773 Hennef, T: (0 22 42) 8 72-0 Fax -1 35,
www.dwa.de
3. BG ETEM Berufsgenossenschaft Energie Textil Elektro Medienerzeugnisse,
Branchenverwaltung Energie- und Wasserwirtschaft
Auf'm Hennekamp 74, 40225 Düsseldorf, T: (02 11) 93 35-0 Fax -1 99,
www.bgetem.de
4. BDEW – Bundesverband der Energie- und Wasserwirtschaft e. V
Reinhardstr. 32, 10117 Berlin, T: (030) 300199, Fax -3900, www.bdew.de
5. BI – Hauptverband der Deutschen Bauindustrie e. V.; BFA Brunnen-, Kanal- und Rohrleitungsbau
Kurfürstenstr. 129, 10285 Berlin, T: (0 30) 2 12 86-0 Fax -2 40,
www.bauindustrie.de
6. FH-DGG – Fachsektion Hydrogeologie in der Deutschen Gesellschaft für Geowissenschaften e. V.
Kastanienweg 11, 67434 Neustadt/Weinstr., T: (0 63 21) 4 84 78-4 Fax -3, www.fh-dgg.de
7. DIN – Deutsches Institut für Normung e. V.
Burggrafenstr. 6, 10787 Berlin, T: (0 30) 26 01-0 Fax -12 60, www.din.de
8. DVGW – Deutscher Verein des Gas- und Wasserfaches e. V.
Josef-Wirmer-Str. 1–3, 53123 Bonn, T: (02 28) 9 18 8-5 Fax -990, www.dvgw.de
9. FIGAWA – Bundesvereinigung der Firmen im Gas- und Wasserfach e. V.
Marienburger Straße 15, 50968 Köln, T: (02 21) 37 6 68 20 Fax 37 6 68 60,
www.figawa.de
10. GDCh – Gesellschaft Deutscher Chemiker e. V.; Fachgruppe Wasserchemie
Varrentrappstr. 40–42, 60486 Frankfurt/M.; T: (0 69) 79 17-1 Fax -2 32
Engler-Bunte-Institut, Engler-Bunte-Ring 1 Gebäude 40.11, 76128 Karlsruhe,
T: (07 21) 6 08- 25 81 Fax 6 99-1 54
11. RBV – Rohrleitungsbauverband e. V.
Marienburger Straße 15, 50968 Köln, T: (02 21) 3 76 68-20 Fax -60, www.rbv-koeln.de
12. VBI – Verband Beratender Ingenieure
Budapester Str. 31, 10787 Berlin, T: (0 30) 2 60 62-0 Fax -100, www.vbi.de
13. VDE – Verband der Elektrotechnik Elektronik Informationstechnik e. V.
Stresemannallee 15, 60596 Frankfurt/M., T: (0 69) 63 08-0 Fax 6 31 29 25, www.vde.com
14. VDI – Verein Deutscher Ingenieure e. V.
VDI-Platz 1, 40468 Düsseldorf, T: (02 11) 62 14-0 Fax -5 75,
www.vdi.de
15. VdTÜV – Verband der Technischen Überwachungs-Vereine e. V.
Friedrichstr. 136, 10117 Berlin, T: (030) 760095-400 Fax -401, www.vdtuev.de
16. VKU – Verband kommunaler Unternehmen e. V.
Hausvogteiplatz 3-4, 10117 Berlin, T: (030) 5 85 80-0 Fax – 100. www.vku.de

17. VUBIC – Verband Unabhängig Beratender Ingenieure und Consultants e. V.;
der Verband ist zum 1. Januar 2009 dem VBI beigetreten.
18. ZDB – Zentralverband Deutsches Baugewerbe; Fachgruppe Brunnen-, Wasserwerks- und
Rohrleitungsbau
Kronenstr. 55–58, 10117 Berlin-Mitte, T: (0 30) 2 03 14-0 Fax -4 19, www.zdb.de

14.6 DVGW-Regelwerk

14.6.1 Vorbemerkungen

Das DVGW-Regelwerk enthält alle vom DVGW (Deutscher Verein des Gas- und Wasserfaches e. V.) herausgegebenen Arbeitsblätter (A), Merkblätter (M) und Hinweise (H) sowie fachspezifische DIN – Vorschriften, die von der Wirtschafts- und Verlagsgesellschaft Gas und Wasser mbH, Pf. 14 01 51 in 53056 Bonn, bezogen werden können. Neben den im folgenden genannten Blättern der Regelwerke Wasser (W) und Gas/Wasser (GW) gibt es noch ein hier nicht aufgeführtes Regelwerk Gas. Nach dem **Stand Mai 2010** liegen nachstehende, im Zusammenhang mit den vorangegangenen Kapiteln stehende Ausgaben der Arbeitsblätter, Merkblätter und Hinweise vor. Die ins DVGW Regelwerk integrierten DIN-Vorschriften sind soweit relevant in Abschn. 14.7 enthalten. (siehe www.dvgw.de).

14.6.2 Wasserversorgung – allgemein

Nummer	Ausgabe	Titel
W 261 (H)	04.05	Leitfaden für die Akkreditierung von Trinkwasserlaboratorien
W 410 (A)	12.08	Wasserbedarf – Kennwerte und Einflussgrößen
W 555 (A)	03.02	Nutzung von Regenwasser (Dachablaufwasser) im häuslichen Bereich
W 1000 (A)	11.05	Anforderungen an die Qualifikation und die Organisation von Trinkwasserversorgern
W 1001 (H)	08.08	Sicherheit in der Trinkwasserversorgung – Risikomanagement im Normalbetrieb
W 1002 (H)	08.08	Sicherheit in der Trinkwasserversorgung – Organisation und Management im Krisenfall
W 1010 (H)	12.00	Leitfaden für die Erstellung eines Betriebshandbuches für Wasserversorgungsunternehmen
W 1020 (H)	01.03	Empfehlungen und Hinweise für den Fall von Grenzwertüberschreitungen und anderen Abweichungen von Anforderungen der Trinkwasserversorgung
W 1100 (M)	03.08	Benchmarking in der Wasserversorgung und Abwasserbeseitigung
GW 100	06.09	DVGW- Geschäftsordnung Tätigkeit der DVGW-Fachgremien und Ausarbeitung des DVGW-Regelwerkes
GW 110 (M)	12.76	Einheiten im Gas- und Wasserfach
GW 117 (H)	10.04	Adressverwaltung in Versorgungsunternehmen
GW 118 (M)	01.08	Erteilung von Auskünften in Versorgungsunternehmen
GW 119 (H)	01.02	Verbesserung von Geschäftsprozessen durch die Einbindung von GIS-Systemen
GW 133 (H)	12.05	DV-gestütztes Störfallmanagement und Schadenstatistik unter Einbindung von GIS
GW 315 (H)	05.79	Maßnahmen zum Schutz von Versorgungsanlagen bei Bauarbeiten
GW 1200 (H)	08.03	Grundsätze und Organisation des Bereitschaftsdienstes für Gas- und Wasserversorgungsunternehmen
AfK 1 bis 11	12.83 bis 11.09	Technische Regeln der Arbeitsgemeinschaft für Korrosionsfragen

14.6.3 Wassergewinnung

Nummer	Ausgabe	Titel
W 101 (A)	06.06	Richtlinien für Trinkwasserschutzgebiete; I. Teil: Schutzgebiete für Grundwasser
W 102 (A)	04.02	Richtlinien für Trinkwasserschutzgebiete; II. Teil: Schutzgebiete für Talsperren
W 104 (A)	10.04	Grundsätze und Maßnahmen einer gewässerschützenden Landbewirtschaftung
W 105 (M)	03.02	Behandlung des Waldes in Wasserschutzgebieten für Trinkwassertalsperren
W 106 (M)	04.91	Militärische Übungen und Liegenschaften der Streitkräfte in Wasserschutzgebieten
W 107 (A)	06.04	Aufbau und Anwendung numerischer Grundwassermodelle in Wassergewinnungsgebieten
W 108 (A)	12.03	Messnetze zur Überwachung der Grundwasserbeschaffenheit in Wassergewinnungsgebieten
W 109 (A)	12.05	Planung, Durchführung und Auswertung von Markierungsversuchen bei der Wassergewinnung
W 110 (A)	06.05	Geophysikalische Untersuchungen in Bohrungen, Brunnen und Grundwassermessstellen, Zusammenstellung von Methoden und Anwendungen
W 111 (A)	03.97	Planung, Durchführung und Auswertung von Pumpversuchen bei der Wassererschließung
W 112 (M)	07.01	Entnahme von Wasserproben bei der Erschließung, Gewinnung und Überwachung von Grundwasser
W 113 (M)	03.01	Bestimmung des Schüttkorndurchmessers und hydrogeologischer Parameter aus der Korngrößenverteilung für den Bau von Brunnen
W 115 (A)	07.08	Bohrungen zur Erkundung, Beobachtung und Gewinnung von Grundwasser
W 116 (M)	04.98	Verwendung von Spülungszusätzen in Bohrspülungen bei Bohrarbeiten im Grundwasser
W 118 (A)	07.05	Bemessung von Vertikalfilterbrunnen
W 119 (M)	12.02	Entwickeln von Brunnen durch Entsandung; Anforderungen, Verfahren, Restsandgehalte
W 120 (A)	E 11.08	Qualifikationsanforderungen für die Bereiche Bohrtechnik, Brunnenbau und Brunnenregenerierung
W 121 (A)	07.03	Bau und Ausbau von Grundwassermessstellen
W 122 (A)	08.95	Abschlussbauwerke für Brunnen der Wassergewinnung
W 123 (A)	09.01	Bau und Ausbau von Vertikalfilterbrunnen
W 124 (M)	11.98	Kontrollen und Abnahmen beim Bau von Vertikalfilterbrunnen
W 125 (A)	04.04	Brunnenbewirtschaftung Betriebsführung von Wasserfassungen
W 126 (A)	09.07	Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur künstlichen Grundwasseranreicherung für die Trinkwassergewinnung
W 127 (A)	03.06	Quellwassergewinnungsanlage Planung, Bau, Betrieb, Sanierung und Rückbau
W 130 (M)	10.07	Brunnenregenerierung
W 150 (A)	10.08	Beweissicherung für Grundwasserentnahmen der Wasserversorgung

14.6.4 Wasseraufbereitung

Nummer	Ausgabe	Titel
W 200 (A)	05.99	Qualifikationsanforderungen an Unternehmen für Wasseraufbereitungsanlagen
W 201 (A)	08.99	Qualitätsanforderungen an DVGW-Sachverständige für Wasseraufbereitung
W 204 (A)	10.07	Aufbereitungsstoffe in der Trinkwasserversorgung – Regeln für Auswahl, Beschaffung und Qualitätssicherung
W 213-1 (A)	06.05	Filtrationsverfahren zur Partikelentfernung; Teil 1: Grundbegriffe und Grundsätze

Nummer	Ausgabe	Titel
W 213-2 (A)	06.05	Filtrationsverfahren zur Partikelentfernung; Teil 2: Beurteilung und Anwendung von gekörnten Filtermaterialien
W 213-3 (A)	06.05	Filtrationsverfahren zur Partikelentfernung; Teil 3: Schnellfiltration
W 213-4 (A)	06.05	Filtrationsverfahren zur Partikelentfernung; Teil 4: Langsamfiltration
W 213-5 (A)	06.05	Filtrationsverfahren zur Partikelentfernung; Teil 5: Membranfiltration
W 213-6 (A)	06.05	Filtrationsverfahren zur Partikelentfernung; Teil 6: Überwachung mittels Trübungs- und Partikelmessung
W 214-1 (A)	12.05	Entsäuerung von Wasser; Teil 1: Grundsätze und Verfahren
W 214-2 (A)	03.09	Entsäuerung von Wasser; Teil 2: Grundsätze für Planung, Betrieb und Unterhaltung von Filteranlagen
W 214-3 (A)	10.07	Entsäuerung von Wasser; Teil 3: – von Anlagen zum Ausgasen von Kohlenstoffdioxid
W 214-4 (A)	07.07	Entsäuerung von Wasser; Teil 4: – von Dosieranlagen
W 215-1 (A)	07.05	Zentrale Dosierung von Korrosionsinhibitoren; Teil 1: Phosphate
W 216 (A)	08.04	Versorgung mit unterschiedlichen Trinkwässern
W 217 (M)	09.87	Flockung in der Wasseraufbereitung; Teil 1: Grundlagen
W 218 (A)	11.98	Flockung in der Wasseraufbereitung; Teil 2: Flockungstestverfahren
W 219 (A)	06.90	Einsatz von polymeren Flockungshilfsmitteln bei der Wasseraufbereitung
W 220 (A)	08.94	Einsatz von Aluminiumverbindungen und Entfernung von Aluminium bei der Wasseraufbereitung
W 221-1 (A)	E 10.09	Nebenprodukte und Rückstände aus Wasseraufbereitungsanlagen; Teil 1: Grundsätze und Planungsgrundlagen
W 221 -2 (A)	E 08.09	Nebenprodukte und Rückstände aus Wasseraufbereitungsanlagen; Teil 2: Behandlung
W 221-3 (A)	02.00	Nebenprodukte und Rückstände aus Wasseraufbereitungsanlagen; Teil 3: Vermeidung, Verwertung und Beseitigung
W 222 (A)	08.99	Einleiten und Einbringen von Rückständen aus Anlagen der Wasserversorgung in Abwasseranlagen
W 223-1 (A)	02.05	Enteisenung und Entmanganung; Teil 1: Grundsätze und Verfahren
-2	02.05	–; Teil 2: Planung und Betrieb von Filteranlagen
-3	02.05	–; Teil 3: Planung und Betrieb von Anlagen zur unterirdischen Aufbereitung
W 224 (A)	02.10	Verfahren zur Desinfektion von Trinkwasser mit Chlordioxid
W 225 (M)	05.02	Ozon in der Wasseraufbereitung
W 226 (M)	06.90	Sauerstoff in der Wasseraufbereitung
W 227 (M)	04.97	Kaliumpermanganat in der Wasseraufbereitung
W 229 (A)	05.08	Verfahren zur Desinfektion von Trinkwasser mit Chlor und Hypochloriten
W 239 (A)	E 12.09	Entfernung organischer Stoffe bei der Trinkwasseraufbereitung durch Adsorption an Aktivkohle
W 240 (A)	12.87	Beurteilung von Aktivkohlen zur Wasseraufbereitung
W 250 (M)	08.85	Maßnahmen zur Sauerstoffanreicherung von Oberflächengewässern
W 251 (M)	08.96	Eignung von Wasser aus Fließgewässern als Rohstoff für die Trinkwasserversorgung
W 253 (H)	12.08	Trinkwasserversorgung und Radioaktivität
W 254 (H)	04.88	Grundsätze für Rohwasseruntersuchungen
W 255 (H)	12.08	Radioaktivitätsbedingte Notfallsituationen
W 270 (A)	11.07	Vermehrung von Mikroorganismen auf Materialien für den Trinkwasserbereich; Prüfung und Bewertung
W 271 (H)	02.97	Tierische Organismen in Wasserversorgungsanlagen
W 272 (H)	08.01	Hinweise zu Methoden der Parasitenanalytik von <i>Cryptosporidium</i> sp. und <i>Giardia lamblia</i>
W 290 (A)	02.05	Trinkwasserdesinfektion Einsatz- und Anforderungskriterien
W 294-1 (A)	06.06	UV-Geräte zur Desinfektion in der Wasserversorgung Teil 1: Entwurf Anforderungen an Beschaffenheit, Funktion und Betrieb

Nummer	Ausgabe	Titel
W 294-2 (A)	06.06	UV-Geräte zur Desinfektion in der Wasserversorgung Teil 2: Prüfung von Beschaffenheit, Funktion und Desinfektionswirksamkeit
W 294-3 (A)	06.06	UV-Geräte zur Desinfektion in der Wasserversorgung
W 295 (A)	08.97	Ermittlung von Trihalogenmethanbildungspotentialen von Trink-, Schwimmbecken- und Badebeckenwässern
W 296 (M)	02.02	Vermindern oder Vermeiden der Trihalogenmethanbildung bei der Wasseraufbereitung und Trinkwasserverteilung
W 512 (A)	09.96	Prüferfahren zur Beurteilung der Wirksamkeit von Wasserbehandlungsanlagen zur Verminderung von Steinbildung
W 620 (M)	05.81	Offene und geschlossene Behälter in Wasseraufbereitungsanlagen
W 622 (M)	07.86	Dosieranlagen für Flockungsmittel und Flockungshilfsmittel
W 623 (M)	09.91	Dosieranlagen für Desinfektionsmittel bzw. Oxidationsmittel; Dosieranlagen für Chlor
W 624 (M)	10.96	Dosieranlagen für Desinfektionsmittel und Oxidationsmittel; Dosieranlagen für Chlordioxid
W 625 (M)	03.99	Anlagen zur Erzeugung und Dosierung von Ozon
W 626 (M)	12.00	Dosieranlagen für Natriumhydroxid
W 627 (M)	03.07	Dosieren und Mischen in der Wasserversorgung
W 628 (A)	02.09	Innenbeschichtung und Auskleidung von Stahlbehältern in Wasserwerken
W 645-1 (A)	12.07	Überwachungs-, Mess-, Steuer- und Regeleinrichtungen in Wasserversorgungsanlagen; Teil 1: Messeinrichtung
W 645-2 (A)	06.09	–; Teil 2: Steuern und Regeln
W 645-3 (A)	02.06	–; Teil 3: Prozessleittechnik
W 1000 (A)	11.05	Anforderungen an die Qualifikation und die Organisation von Trinkwasserversorgern
W 1001 (H)	08.08	Sicherheit in der Trinkwasserversorgung - Risikomanagement im Normalbetrieb
W 1002 (H)	08.08	Sicherheit in der Trinkwasserversorgung - Organisation und Management im Krisenfall
W 1020 (H)	01.03	Empfehlungen und Hinweise für den Fall von Grenzwertüberschreitungen und anderen Abweichungen von Anforderungen der Trinkwasserversorgung

14.6.5 Wasserförderung, Wasserwerke

Nummer	Ausgabe	Titel
W 406 (A)	12.03	Volumen- und Durchflussmessung von kaltem Wasser in Druckrohrleitungen
W 407 (M)	07.01	Messung der Wasserentnahme in Wohnungen; Wohnungswasserzähler
W 420 (A)	03.01	Magnetisch-Induktive Durchflussmessgeräte; MID-Geräte; Anforderungen und Prüfungen
W 421 (A)	05.09	Wasserzähler – Anforderungen und Prüfungen
W 610 (M)	E 09.09	Pumpensysteme in der Trinkwasserversorgung
W 611 (H)	10.96	Energieoptimierung und Kostensenkung in Wasserwerksanlagen
W 613 (M)	08.94	Energierückgewinnung durch Wasserkraftanlagen in der Trinkwasserversorgung
W 614 (M)	02.01	Instandhaltung von Förderanlagen
W 615 (M)	12.09	Hinweise zur CE-Kennzeichnung von Maschinenanlagen in der Trinkwasserversorgung
W 617 (A)	11.06	Druckerhöhungsanlagen in der Trinkwasserversorgung
W 618 (M)	08.07	Lebenszykluskosten für Maschinenanlagen in der Trinkwasserversorgung
W 621 (M)	10.93	Entfeuchtung, Lüftung, Heizung in Wasserwerken
W 630 (A)	E 10.09	Elektrische Antriebe in Wasserversorgungsanlagen

Nummer	Ausgabe	Titel
W 631 (M)	01.05	Hochspannungs- und Niederspannungsanlagen in Wasserwerken; Planungsgrundlagen
W 632 (M)	09.94	Hochspannungs- und Niederspannungsanlagen in Wasserwerken; Schaltanlagen
W 633 (M)	10.04	Hochspannungs- und Niederspannungsanlagen in Wasserwerken, Transformatoren
W 634 (M)	08.08	Hochspannungs- und Niederspannungsanlagen in Wasserwerken; Kabel und Leitungen
W 635 (M)	02.99	Hochspannungsanlagen und Niederspannungsanlagen in Wasserwerken; Ersatzstromversorgungsanlagen mit Stromerzeugungsaggregaten, Batterieanlagen, unterbrechungsfreie Stromversorgungsanlagen
W 636 (M)	01.01	Hochspannungs- und Niederspannungsanlagen in Wasserwerken; Erdung, Blitzschutz, Potentialausgleich und Überspannungsschutz
W 645-1 (A)	12.07	Überwachungs-, Mess-, Steuer- und Regeleinrichtungen in Wasserversorgungsanlage; Teil 1: Messeinrichtungen
W 645-2 (A)	06.09	-; Teil 2: Steuern und Regeln
W 645-3 (A)	02.06	-; Teil 3: Prozessleittechnik
GW 306 (A)	08.82	Verbinden von Blitzschutzanlagen mit metallenen Gas- und Wasserleitungen in Verbrauchsanlagen (mit Beiblatt)
GW 309 (A)	11.86	Elektrische Überbrückung bei Rohrtrennungen

14.6.6 Wasserspeicherung

Nummer	Ausgabe	Titel
W 270 (A)	11.07	Vermehrung von Mikroorganismen auf Werkstoffen für den Trinkwasserbereich; Prüfung und Bewertung
W 300 (A)	06.05	Wasserspeicherung; Planung, Bau, Betrieb und Instandhaltung von Wasserbehältern in der Trinkwasserversorgung
W 312 (M)	11.93	Wasserbehälter; Maßnahmen zur Instandhaltung (in Überarbeitung)
W 316-1 (A)	03.04	Instandsetzung von Trinkwasserbehältern; Teil 1: Qualifikationskriterien für Fachunternehmen
W 316-2 (A)	03.04	-; Teil 2: Fachaufsicht und Fachpersonal für die Instandsetzung von Trinkwasserbehältern; Lehr- und Prüfungsplan
W 319 (M)	05.90	Reinigungsmittel für Trinkwasserbehälter; Einsatz, Prüfung und Beurteilung
W 347 (A)	05.06	Hygienische Anforderungen an zementgebundene Werkstoffe im Trinkwasserbereich; Prüfung und Bewertung
W 405 (A)	02.08	Bereitstellung von Löschwasser durch die öffentliche Trinkwasserversorgung

14.6.7 Wasserverteilung, Wasserverwendung

Nummer	Ausgabe	Titel
Wasserverteilung:		
W 270 (A)	11.07	Vermehrung von Mikroorganismen auf Werkstoffen für den Trinkwasserbereich; Prüfung und Bewertung
W 291 (A)	03.00	Reinigung und Desinfektion von Wasserverteilungsanlagen
W 303 (A)	07.05	Dynamische Druckänderungen in Wasserversorgungsanlagen
W 331 (M)	11.06	Auswahl, Einbau und Betrieb von Hydranten
W 332 (M)	11.06	Auswahl, Einbau und Betrieb von metallischen Absperrarmaturen in Wasserverteilungsanlagen
W 333 (M)	06.09	Anbohrarmaturen und Anbohrvorgang in der Wasserversorgung
W 334 (M)	10.07	Be- und Entlüften von Trinkwasserleitungen

Nummer	Ausgabe	Titel
W 335 (M)	09.00	Druck-, Durchfluss- und Niveauregelung in Wassertransport und -verteilung
W 336 (A)	06.04	Wasseranbohrarmaturen Anforderungen und Prüfungen
W 343 (A)	04.05	Sanierung von erdverlegten Guss- und Stahlrohrleitungen durch Zementmörtelauskleidung; Einsatzbereiche, Anforderungen, Gütesicherung und Prüfungen
W 358 (A)	09.05	Leitungsschächte und Auslaufbauwerke
W 392 (A)	05.03	Rohrinspektion und Wasserverluste; Maßnahmen, Verfahren und Bewertungen
W 397 (H)	08.04	Ermittlung der erforderlichen Verlegetiefen von Wasseranschlussleitungen
W 400-1 (A)	10.04	Technische Regeln Wasserverteilung (TRWV), Teil 1: Planung
W 400-2 (A)	09.04	-, Teil 2: Bau und Prüfung
W 400-3 (A)	09.06	-, Teil 3: Betrieb und Instandhaltung
W 404 (M)	03.98	Wasseranschlussleitungen
W 405 (A)	02.08	Bereitstellung von Löschwasser durch die öffentliche Trinkwasserversorgung
W 409 (H)	01.07	Auswirkungen von Bauverfahren und Bauweisen auf die Wirtschaftlichkeit von Betrieb und Instandhaltung (operative Netzkosten) der Wasserverteilungsanlagen
W 410 (A)	12.08	Wasserbedarf – Kennwerte und Einflussgrößen
GW 9 (A)	03.86	Beurteilung von Böden hinsichtlich ihres Korrosionsverhaltens auf erdverlegte Rohrleitungen und Behälter aus unlegierten und niedrig legierten Eisenwerkstoffen (in Überarbeitung)
GW 11 (A)	11.06	Qualifikationsanforderungen für die Zertifizierung von Fachunternehmen des kathodischen Korrosionsschutzes
GW 121 (H)	12.05	Fernleitungen und Verteilungsnetze – Leistungsbilder für Vermessungsarbeiten
GW 301 (A)	E 10.09	Unternehmen zur Errichtung, Instandsetzung und Einbindung von Rohrleitungen – Anforderungen und Prüfungen
GW 302 (A)	09.01	Qualifikationskriterien an Unternehmen für grabenlose Neulegung und Rehabilitation von nicht in Betrieb befindlichen Rohrleitungen
GW 303-1 (A)	10.06	Berechnung von Gas- und Wasserrohrnetzen Teil 1: Hydraulische Grundlagen, Netzmodellierung und Berechnung
GW 303-2 (H)	03.06	–; Teil 2: GIS-gestützte Rohrnetzberechnung
GW 304 (A)	12.08	Rohrvortrieb und verwandte Verfahren
GW 310	01.08	Widerlager aus Beton; Bemessungsgrundlagen
GW 320-1	02.09	Erneuerung von Gas- und Wasserrohrleitungen durch Rohreinzug oder Rohreinschub mit Ringraum
GW 320-2	06.00	Rehabilitation von Gas- und Wasserrohrleitungen durch PE-Reliningverfahren ohne Ringraum - Anforderungen, Gütesicherung und Prüfung
GW 321	10.03	Steuerbare horizontale Spülbohrverfahren für Gas- und Wasserrohrleitungen - Anforderungen, Gütesicherung und Prüfung
GW 322-1	10.03	Grabenlose Auswechslung von Gas- und Wasserrohrleitungen; Teil 1: Press-/Ziehverfahren – Anforderungen, Gütesicherung und Prüfung
GW 322-2	03.07	–; Teil 2: Hilfsrohrverfahren – Anforderungen, Gütesicherung und Prüfung
GW 323	07.04	Grabenlose Erneuerung von Gas- und Wasserversorgungsleitungen durch Berstlining – Anforderungen, Gütesicherung und Prüfung
GW 324	08.07	Fräs- und Pflugverfahren für Gas- und Wasserrohrleitungen – Anforderungen, Gütesicherung und Prüfung
GW 325	03.07	Grabenlose Bauweisen für Gas- und Wasser-Anschlussleitungen – Anforderungen, Gütesicherung und Prüfung

Nummer	Ausgabe	Titel
GW 327	E 10.09	Auskleidung von Gas- und Wasserrohrleitungen mit einzuklebenden Gewebescläuchen
GW 329	05.03	Fachaufsicht und Fachpersonal für steuerbare horizontale Spülbohrverfahren – Lehr- und Prüfplan
GW 335-A1 (A)	06.03	Kunststoff-Rohrleitungssysteme in der Gas- und Wasserverteilung Anforderungen und Prüfungen Teil A1: Rohre und daraus gefertigte Formstücke aus PVC-U für die Wasserverteilung
GW 335-A2 (A)	11.05	–; Teil A 2: Rohre aus PE 80 und PE 100
GW 335-A3 (A)	06.03	–; Teil A3: Rohre aus PE-Xa
GW 335-B2 (A)	09.04	–; Teil B 2: Formstücke aus PE 80 und PE 100
GW 350 (A)	10.06	Schweißverbindungen an Rohrleitungen aus Stahl in der Gas- und Wasserversorgung – Herstellung, Prüfung und Bewertung
GW 368 (A)	06.02	Längskraftschlüssige Muffenverbindungen für Rohre, Formstücke und Armaturen aus duktilem Gusseisen und Stahl
VP 545	06.04	Rohre, Formstücke und Zubehörteile aus duktilem Gusseisen für die Gas- und Wasserversorgung - Anforderungen und Prüfungen
VP 615	07.96	Druckrohre, Formstücke und Rohrverbindungen aus glasfaserverstärktem Polyesterharz (UP-GF) für Trinkwasserleitungen
VP 637	10.02	Geschweißte Stahlrohre und Stahlformteile für die Wasserversorgung – Anforderungen und Prüfung
Wasser-Info. Nr. 49	04.97	Flanschenlose Rohrverbindungen für Armaturen in Wassertransport- und -verteilungsleitungen
Richtlinie 2000	01.00	Gas- und Wasserkreuzungsrichtlinien DB AG / BGW
Wasserverwendung:		
W 407 (M)	07.01	Messung der Wasserentnahme in Wohnungen; Wohnungswasserzähler
W 510 (A)	04.04	Kalkschutzgeräte zum Einsatz in Trinkwasser-Installationen Anforderungen und Prüfungen
W 512 (A)	09.96	Prüfverfahren zur Beurteilung der Wirksamkeit von Wasserbehandlungsanlagen zur Verminderung von Steinbildung
W 521 (A)	12.95	Gewindeschneidestoffe für die Trinkwasser-Installation; Anforderungen und Prüfung
W 534 (A)	05.04	Rohrverbinder und Rohrverbindungen in der Trinkwasser-Installation
W 542 (A)	08.09	Mehrschichtverbundrohre in der Trinkwasser-Installation – Anforderungen und Prüfungen
W 543 (A)	05.05	Druckfeste flexible Schlauchleitungen für Trinkwasserinstallationen – Anforderungen und Prüfungen
W 544 (A)	05.07	Kunststoffrohre in der Trinkwasser-Installation
W 545 (A)	04.05	Qualifikationskriterien für Fachfirmen zur Rohrrinnensanierung von Trinkwasser-Installationen durch Beschichtung
W 548 (M)	04.05	Rohrrinnensanierung von Trinkwasser-Installationen durch Beschichtung
W 553 (A)	12.98	Bemessung von Zirkulationssystemen in zentralen Trinkwassererwärmungsanlagen
W 560 (H)	07.94	Bewertung von Chemikalien für die Klasseneinteilung nach DIN 1988 Teil 4
W 570-1 (A)	04.07	Armaturen für die Trinkwasser-Installation; Teil 1: Anforderungen und Prüfungen für Gebäudearmaturen
W 570-2 (A)	01.08	–; Teil 2: Anforderungen und Prüfungen für Sicherungsarmaturen
W 574 (A)	04.07	Sanitärarmaturen als Entnahmearmaturen für Trinkwasser-Installationen – Anforderungen und Prüfungen
GW 2 (A)	06.02	Verbinden von Kupferrohren für Gas- und Trinkwasser-Installationen innerhalb von Grundstücken und Gebäuden
GW 6 (A)	01.96	Kapillarlötfittings aus Rotguss und Übergangsfittings aus Kupfer und Rotguss – Anforderungen und Prüfbestimmungen
GW 7 (A)	09.02	Lote und Flussmittel zum Löten von Kupferrohren für die Gas- und Wasserinstallation

Nummer	Ausgabe	Titel
GW 8 (A)	01.96	Kapillarlötfittingen aus Kupferrohren; Anforderungen und Prüfbestimmungen
GW 306 (A)	08.82	Verbinden von Blitzschutzanlagen mit metallenen Gas- und Wasserleitungen in Verbrauchsanlagen
GW 354 (A)	09.02	Wellrohrleitungen aus nicht rostendem Stahl für Gas- und Trinkwasser-Installationen, Anforderungen und Prüfungen
GW 392 (A)	07.09	Nahtlos gezogene Rohre aus Kupfer für Gas- und Wasserinstallationen und nahtlos gezogene innen verzinnzte Rohre aus Kupfer für die Trinkwasser-Installationen; Anforderungen und Prüfbestimmungen
GW 393 (A)	12.03	Verlängerungen (Rohrverbinder) aus Kupferwerkstoffen für Gas- und Trinkwasser-Installationen Anforderungen und Prüfungen
GW 541 (A)	10.04	Rohre aus nicht rostenden Stählen für die Gas- und Trinkwasser-Installation, Anforderungen und Prüfungen

14.6.8 Brandschutz, Trinkwasserversorgung im Krisenfall und Kleinanlagen

Nummer	Ausgabe	Titel
W 120 (A)	E 11.08	Qualifikationsanforderungen für die Bereiche Bohrtechnik, Brunnenbau und Brunnenregenerierung
W 123 (A)	09.01	Bau und Ausbau von Vertikalfilterbrunnen
W 127 (A)	03.06	Quellwassergewinnungsanlagen – Planung, Bau, Betrieb, Sanierung und Rückbau
W 300 (A)	06.05	Wasserspeicherung; Planung, Bau, Betrieb und Instandhaltung von Wasserbehältern in der Trinkwasserversorgung
W 400-1 (A)	10.04	Technische Regeln Wasserverteilung (TRWV); Teil 1: Planung
W 400-2 (A)	09.04	-; Teil 2: Bau und Prüfung
W 400-3 (A)	09.06	-; Teil 3: Betrieb und Instandhaltung
W 405 (A)	02.08	Bereitstellung von Löschwasser durch die öffentliche Trinkwasserversorgung
W 408 (A)	E 08.09	Zeitlich begrenzter Anschluss von Entnahmestellen an Trinkwasserversorgungsnetze
W 1001 (H)	08.08	Sicherheit in der Trinkwasserversorgung - Risikomanagement im Normalbetrieb
W 1002 (H)	08.08	Sicherheit in der Trinkwasserversorgung – Organisation und Management im Krisenfall
W 1020 (H)	01.03	Empfehlungen und Hinweise für den Fall von Grenzwertüberschreitungen und anderen Abweichungen von Anforderungen der Trinkwasserverordnung
GW 1200 (A)	08.03	Grundsätze und Organisation des Bereitschaftsdienstes für Gas- und Wasserversorgungsunternehmen

14.6.9 Bau, Betrieb und Instandhaltung

Nummer	Ausgabe	Titel
Bau:		
W 120 (A)	E 11.08	Qualifikationsanforderungen für die Bereiche Bohrtechnik, Brunnenbau und Brunnenregenerierung
W 202 (A)	03.10	Technische Regeln Wasseraufbereitung (TRWA) – Planung, Bau, Betrieb und Instandhaltung von Anlagen zur Trinkwasseraufbereitung
W 400-1 (A)	10.04	Technische Regeln Wasserverteilungsanlagen (TRWV); Teil 1: Planung
W 400-2 (A)	09.04	-; Teil 2: Bau und Prüfung

GW 301 (A)	E 10.09	Errichtung, Instandsetzung und Einbindung von Rohrleitungen – Anforderungen und Prüfung
GW 302 (A)	09.01	Qualifikationskriterien an Unternehmen für grabenlose Neulegung und Rehabilitation von nicht in Betrieb befindlichen Rohrleitungen
GW 310 (A)	01.08	Widerlager aus Beton: Bemessungsgrundlagen
Betrieb und Instandhaltung:		
W 291 (A)	03.00	Reinigung und Desinfektion von Wasserverteilungsanlagen
W 400-3 (A)	09.06	Technische Regeln Wasserverteilungsanlagen (TRWV); Teil 3: Betrieb und Instandhaltung
W 491-1 (A)	02.07	Qualifikationskriterien für Unternehmen zur Inspektion und Wartung von Wasserverteilungsanlagen; Teil: Anforderungen an das Unternehmen
W 491-2 (H)	02.07	–; Teil 2: Schulungsplan-Fachkraft für Wasserrohrnetzinspektion
W 1001 (H)	08.08	Sicherheit in der Trinkwasserversorgung – Risikomanagement im Normalbetrieb
GW 308 (M)	08.00	Mobile Ersatzstromerzeugung und deren Betrieb bei Arbeiten an Rohrleitungen, Anforderungen
GW 315 (H)	05.79	Maßnahmen zum Schutz von Versorgungsanlagen bei Bauarbeiten
GW 316 (H)	08.82	Orten von erdverlegten Rohrleitungen und Straßenkappen
GW 332 (M)	09.01	Abquetschen von Rohrleitungen aus Polyethylen in der Gas- und Wasserverteilung

14.7 DIN-Normen

14.7.1 Vorbemerkungen

Im folgenden Abschnitt sind diejenigen DIN-Normen aufgeführt, die für die Wasserversorgung von Bedeutung sind. Das vollständige Normenverzeichnis ist im DIN-Katalog, herausgegeben vom Deutschen Informationszentrum für technische Regeln (DITR) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V., abgedruckt. Zu beziehen ist dieser, ebenso wie die Normen selbst, von Beuth Verlag GmbH, Burggrafenstr. 6 in 10787 Berlin, www.beuth.de. Stand dieses Verzeichnisses ist **Mai 2010**.

14.7.2 Wasserversorgung – allgemein

Nummer	Ausgabe	Titel
199-1	03.02	Technische Produktdokumentation; CAD-Modelle, Zeichnungen und Stücklisten; Teil 1: Begriffe
1989-1	04.02	Regenwassernutzungsanlagen; Teil 1: Planung, Ausführung, Betrieb und Wartung
-3	08.03	–; Teil 3: Regenwasserspeicher
2000	10.00	Zentrale Trinkwasserversorgung; Leitsätze für Anforderungen an Trinkwasser; Planung, Bau, Betrieb und Instandhaltung der Versorgungsanlagen; Techn. Regel des DVGW
4046	09.83	Wasserversorgung; Begriffe. Techn. Regel des DVGW
4049-1	12.92	Hydrologie; Grundbegriffe
-2	04.90	–; Begriffe der Gewässerbeschaffenheit
-3	10.94	–; Begriffe zur quantitativen Hydrologie
50930-6	08.01	Korrosion der Metalle – Korrosion metallischer Werkstoffe im Innern von Rohrleitungen, Behältern und Apparaten bei Korrosionsbelastung durch Wasser; Teil 6: Beeinflussung der Trinkwasserbeschaffenheit

14.7.3 Wassergewinnung

Nummer	Ausgabe	Titel
1239	02.99	Schachtabdeckungen für Brunnenschächte, Quelfassungen und andere Bauwerke der Wasserversorgung; Baugrundsätze
4023	02.06	Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Zeichnerische Darstellung der Ergebnisse von Bohrungen und sonstigen direkten Aufschlüssen
4918	09.89	Nahtlose Bohrrohre mit Gewindeverbindung für verrohrte Bohrungen
4922-1	02.78	Stahlfilterrohre für Bohrbrunnen; mit Schlitzbrückenlochung und Laschenverbindung
-2	04.81	–; mit Gewindeverbindung DN 100 bis DN 500
-3	12.75	–; Flanschverbindung NW 500 bis NW 1000
-4	10.99	–; Teil 4: Mit zugfester Steckmuffenverbindung DN 100 bis DN 500
4924	08.98	Sande und Kiese für den Brunnenbau; Anforderungen und Prüfungen
4925-1	04.99	Filter- und Vollwandrohre aus weichmacherfreiem Polyvinylchlorid (PVC-U) für Brunnen; Teil 1: DN 35 bis DN 100 mit Whitworth-Rohrgewinde
-2	04.99	–; Teil 2: DN 100 bis DN 200 mit Trapezgewinde
-3	04.99	–; Teil 3: DN 250 bis DN 400 mit Trapezgewinde
4926	10.95	Brunnenköpfe aus Stahl; DN 400 bis DN 1200
4927	10.95	Flanschensteigrohre aus Stahl zur Wasserförderung, DN 50 bis DN 200
4935-1	06.02	Wickeldrahtfilterrohre aus nicht rostendem Stahl für Brunnen; Teil 1: DN 40 bis DN 100 mit kontinuierlicher Spaltweite und Gewindeverbindung
-2	06.02	–; Teil 2: DN 100 bis DN 500 mit kontinuierlicher Spaltweite und Gewindeverbindung
-3	06.02	–; Teil 3: DN 500 bis DN 1000 mit kontinuierlicher Spaltweite und Flanschverbindung
4943	12.05	Zeichnerische Darstellung und Dokumentation von Brunnen und Grundwassermessstellen
18301	04.10	VOB Verdingungsordnung für Bauleistungen; Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV);; Bohrarbeiten
EN ISO 14688-1	01.03	Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden - Teil 1: Benennung und Beschreibung
EN ISO 14689-1	04.04	Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Fels - Teil 1: Benennung und Beschreibung
EN ISO 22475-1	01.07	Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Probenentnahmeverfahren und Grundwassermessungen - Teil 1: Technische Grundlagen der Ausführung

14.7.4 Wasseraufbereitung

Nummer	Ausgabe	Titel
19605	04.95	Festbettfilter zur Wasseraufbereitung; Aufbau und Bestandteile
19606	06.06	Chlorgasdosieranlagen zur Wasseraufbereitung; Anlagenaufbau und Betrieb
19624	06.76	Anschwemmfilter zur Wasseraufbereitung
19626	12.06	Produkte zur Aufbereitung von Wasser für den menschlichen Gebrauch – Calciumchlorid
19627	03.93	Ozonerzeugungsanlagen zur Wasseraufbereitung
19633	01.86	Ionenaustauscher zur Wasseraufbereitung; Techn. Lieferbedingungen
EN 878	09.04	Produkte zur Aufbereitung von Wasser für den menschlichen Gebrauch; Aluminiumsulfat
EN 881	02.05	–; Aluminiumchlorid, Aluminiumhydroxidchlorid und Aluminiumhydroxidchloridsulfat (monomer)
EN 882	02.05	–; Natriumaluminat
EN 883	02.05	–; Polyaluminiumchloridhydroxid und Polyaluminiumchloridhydroxidsulfat

Nummer	Ausgabe	Titel
EN 885	02.05	–; Polyaluminiumhydroxidchloridsilikat
EN 886	02.05	–; Polyaluminiumhydroxidsilikatsulfat
EN 887	02.05	–; Aluminium – Eisen(III)-sulfat
EN 888	02.05	–; Eisen(III)-chlorid
EN 889	03.05	–; Eisen(II)-sulfat
EN 890	03.05	–; Eisen(III)-sulfat
EN 891	03.05	–; Eisen(III)-chloridsulfat
EN 896	09.05	–; Natriumhydroxid
EN 897	09.05	–; Natriumcarbonat
EN 898	09.05	–; Natriumhydrogencarbonat
EN 899	07.09	–; Schwefelsäure
EN 900	01.08	–; Calciumhypochlorit
EN 901	06.07	–; Natriumhypochlorit
EN 902	04.09	–; Wasserstoffperoxid
EN 935	02.05	–; Aluminium-Eisen(III)chlorid (Monomer) und Aluminium-Eisen(II)hydroxid-chlorid (Monomer)
EN 936	10.06	–; Kohlenstoffdioxid
EN 937	10.09	–; Chlor
EN 938	04.09	–; Natriumchlorit
EN 939	01.10	–; Salzsäure
EN 973	12.09	–; Natriumchlorid zum Regenerieren von Ionenaustauschern
EN 974	01.04	–; Phosphorsäure
EN 1017	12.09	–; Halbgebrannter Dolomit
EN 1018	12.09	–; Calciumcarbonat
EN 1019	08.05	–; Schwefeldioxid
EN 1197	12.06	–; Monozinkphosphat-Lösung
EN 1198	06.05	–; Mononatriumdihydrogenphosphat
EN 1199	06.05	–; Dinatriummonohydrogenphosphat
EN 1200	06.05	–; Trinatriumphosphat
EN 1201	06.05	–; Monokaliumdihydrogenphosphat
EN 1202	05.05	–; Dikaliummonohydrogenphosphat
EN 1203	06.05	–; Trikaliumphosphat
EN 1204	06.05	–; Calciumtetrahydrogen-bis-orthophosphat
EN 1205	06.05	–; Dinatriumdihydrogendiphosphat
EN 1206	06.05	–; Tetranatriumdiphosphat
EN 1207	06.05	–; Tetrakaliumdiphosphat
EN 1208	06.05	–; Natrium-Calcium-Polyphosphat
EN 1209	04.04	–; Natriumsilikat
EN 1210	06.05	–; Natriumtripolyphosphat
EN 1211	06.05	–; Kaliumtripolyphosphat
EN 1212	06.05	–; Natriumpolyphosphat
EN 1278	01.99	–; Ozon
EN 1302	04.03	–; Flockungsmittel auf Aluminiumbasis; Analytische Methoden
EN 1405	12.09	–; Natrium-Alginat
EN 1406	12.09	–; Modifizierte Stärke
EN 1407	04.08	–; Anionische und nichtionische Polyacrylamide
EN 1408	04.08	–; Poly (diallyldimethylammoniumchlorid)
EN 1409	04.08	–; Polyamine
EN 1410	10.98	–; Kationische Polyacrylamide
EN 1421	09.05	–; Ammoniumchlorid
EN 12120	09.05	–; Natriumhydrogensulfit
EN 12121	09.05	–; Natriumdisulfit

Nummer	Ausgabe	Titel
EN 12122	08.05	–; Ammoniaklösung
EN 12123	09.05	–; Ammoniumsulfat
EN 12124	09.05	–; Natriumsulfit
EN 12125	09.05	–; Natriumthiosulfat
EN 12126	09.05	–; Ammoniak, flüssig
EN 12173	09.05	–; Natriumfluorid
EN 12174	10.06	–; Natriumhexafluorsilikat
EN 12175	10.06	–; Hexafluorkieselsäure
EN 12386	09.05	–; Kupfersulfat
EN 12485	10.01	–; Calciumcarbonat, Weißkalk und halbgebrannter Dolomit – Analytische Verfahren
EN 12518	04.08	–; Weißkalk
EN 12671	04.09	–; Vor Ort erzeugtes Chlordioxid
EN 12672	10.08	–; Kaliumpermanganat
EN 12678	10.08	–; Kaliumperoxomonosulfat
EN 12876	04.09	–; Sauerstoff
EN 12901	01.00	–; Anorganische Filterhilfs- und Filtermaterialien – Definitionen
EN 12902	02.05	–; Anorganische Filterhilfs- und Filtermaterialien – Prüfverfahren
EN 12903	07.09	–; Pulver-Aktivkohle
EN 12904	06.05	–; Quarzsand und Quarzkies
EN 12905	01.06	–; Expandierte Aluminiumsilikate
EN 12906	01.06	–; Bims
EN 12907	07.09	–; Thermisch behandelte Kohleprodukte
EN 12909	01.06	–; Anthrazit
EN 12910	01.06	–; Granatsand
EN 12911	08.06	–; Mangangrünsand
EN 12912	01.06	–; Baryt
EN 12913	01.06	–; Kieselgur, pulverförmig
EN 12914	01.06	–; Perlit, pulverförmig
EN 12915-1	07.09	–; Granulierte Aktivkohle – Teil 1: Frische granulierte Aktivkohle
EN 12915-2	07.09	–; Granulierte Aktivkohle – Teil 2: Reaktivierte granulierte Aktivkohle
EN 12926	12.08	–; Natriumperoxodisulfat
EN 12931	11.08	–; Produkte für den Notfall – Natriumdichlorisocyanurat, wasserfrei
EN 12932	10.08	–; Produkte für den Notfall – Natriumdichlorisocyanurat-dihydrat
EN 12933	10.08	–; Produkte für den Notfall – Trichlorisocyanursäure
EN 13176	11.08	–; Ethanol
EN 13177	12.02	–; Methanol
EN 13194	10.08	–; Essigsäure
EN 13752	07.09	–; Mangandioxid
EN 13753	07.09	–; Granuliertes aktiviertes Aluminiumoxid
EN 13754	07.09	–; Bentonit
EN 14368	02.04	–; Mit Mangandioxid beschichteter Kalkstein
EN 14369	02.04	–; Eisenumlagertes granuliertes aktiviertes Aluminiumoxid
EN 14456	09.04	–; Tierkohle
EN 14664	02.05	–; Eisen(III)sulfat, fest;
EN 14805	09.08	–; Natriumchlorid zur elektrochemischen Erzeugung von Chlor vor Ort mittels membranloser Verfahren
EN 15028	06.06	–; Natriumchlorat
EN 15029	06.06	–; Eisen(II)hydroxidoxid
EN 15030	06.06	–; Silbersalze für den nicht systematischen Gebrauch
EN 15030-Berichtigung 1	12.09	–; Silbersalze für den nicht systematischen Gebrauch
EN 15039	09.06	–; Antiscalants für Membranen – Polycarbonsäuren und deren Salze

Nummer	Ausgabe	Titel
EN 15040	09.06	–; Antiscalants für Membranen – Phosphorsäuren und deren Salze
EN 15041	09.06	–; Antiscalants für Membranen – Polyphosphate

14.7.5 Wasserförderung

Nummer	Ausgabe	Titel
4810	09.91	Druckbehälter aus Stahl für Wasserversorgungsanlagen
18014	09.07	Fundamentanker
19648-1	07.82	Zähler für kaltes Wasser; Eckwasserzähler
-2	07.82	–; Standrohrwasserzähler
-3	07.82	–; Steigrohrwasserzähler
40108	06.03	Elektrische Energietechnik; Stromsysteme; Begriffe, Größen, Formelzeichen
42508	08.09	Transformatoren - Ölgefüllte Leistungstransformatoren von 3150 kVA bis 80000 kVA und U_m bis 123 kV
42500-1	12.93	Drehstrom-Öl-Verteilungstransformatoren; 50 Hz, 50 bis 2500 kVA; Allgemeine Anforderungen und Anforderungen für Transformatoren, U_m bis 24 kV
EN 733	08.95	Kreiselpumpen mit axialem Eintritt PN 10 mit Lagerträger; Nennleistung; Hauptmaße, Bezeichnungssystem
EN 809	10.98	Pumpen und Pumpaggregate für Flüssigkeiten; allgemeine sicherheitstechnische Anforderungen
EN 12262	02.99	Kreiselpumpen; Technische Unterlagen, Begriffe, Lieferumfang; Ausführung
EN 13757-1	03.03	Kommunikationssysteme für Zähler und deren Fernablesung – Teil 1: Datenaustausch
EN 13757-2 bis 6	03.03	– Teil 2 bis 6: weitergehende Spezifikationen
EN 14154-1	05.05	Wasserzähler – Teil 1: Allgemeine Anforderungen
EN 14154-2	05.05	– Teil 2: Einbau und Voraussetzungen für die Verwendung
EN 14154-3	05.05	– Teil 3: Prüfverfahren und -einrichtungen
EN 22858	07.93	Kreiselpumpen mit axialem Eintritt PN 16; Bezeichnung, Nennleistung und Abmessungen (ISO 2858: 1975)
EN 23661	08.94	Kreiselpumpen mit axialem Eintritt; Grundplatten und Einbau-Maße (ISO 3661: 1977)
EN 24006	08.93	Durchflussmessung von Fluiden in geschlossenen Leitungen; Begriffe und Formelzeichen (ISO 4006: 1991)
EN 29104	08.93	–; Verfahren zur Beurteilung des Betriebsverhaltens von magnetisch-induktiven Durchflussmessgeräten für Flüssigkeiten (ISO 9104: 1991)
EN 50164-1	03.09	Blitzschutzbauteile – Teil 1: Anforderungen an Verbindungsbauteile
EN 50164-2		– Teil 2: Anforderungen an Leitungen und Erder
EN 50164-3	bis	– Teil 3: Anforderungen an Trennfunkstrecken
EN 50164-4		– Teil 4: Anforderungen an Halter
EN 50164-5	09.09	– Teil 5: Anforderungen an Revisionskästen und Erderdurchführungen
EN 50347	09.03	Drehstromasynchronmotoren für den Allgemeingebrauch mit standardisierten Abmessungen und Leistungen - Baugrößen 56 bis 315 und Flanschgrößen 65 bis 740
EN 50464-1	12.07	Ölgefüllte Drehstrom-Verteilungstransformatoren 50 Hz, 50 kVA bis 2500 kVA mit einer höchsten Spannung für Betriebsmittel bis 36 kV- Teil 1: Allgemeine Anforderungen
EN 50464-2 bis 4		– Teil 2 bis 4: weitergehende Spezifikationen
EN 50541-1	E 01.10	Drehstrom-Trockentransformatoren 50 Hz, 100 kVA bis 3150 kVA mit einer höchsten Spannung für Betriebsmittel bis 36 kV – Teil 1: Allgemeine Anforderungen und Anforderungen für Trockentransformatoren mit einer höchsten Spannung für Betriebsmittel bis 36 kV

Nummer	Ausgabe	Titel
EN 60073	05.03	Grund- und Sicherheitsregeln für die Mensch-Maschine-Schnittstelle, Kennzeichnung – Codierungsgrundsätze für Anzeigengeräte und Bedienteile
EN 60076-1 bis 16		Leistungstransformatoren
EN 60947-1	04.08	Niederspannungsschaltgeräte - Teil 1: Allgemeine Festlegungen
EN 60947-2 bis 8		– Teil 2 bis 8: weitergehende Spezifikationen
EN 61131-1	03.04	Speicherprogrammierbare Steuerungen – Teil 1: Allgemeine Informationen
EN 61131-2 bis 7		– Teil 2 bis 7: weitergehende Spezifikationen
EN 61558-1	07.06	Sicherheit von Transformatoren, Netzgeräten, Drosseln und dergleichen
EN 61558-2		– Teil 1: Allgemeine Anforderungen und Prüfungen
EN ISO 5167-1 bis 4	01.04	– Teil 2-1 bis -23: weitergehende Spezifikationen
ISO 3046-1 bis 6	10.96 bis 12.09	Durchflussmessung von Fluiden mit Drosselgeräten in voll durchströmten Rohren mit Kreisquerschnitt; Teile 1–4
ISO 9906	08.02	Hubkolben-Verbrennungsmotoren; Anforderungen; . . .
VDE 0100 Bbl. 2	05.01	Kreiselpumpen – Hydraulische Abnahmeprüfung Klasse 1 und 2
-200	06.06	Errichten von Niederspannungsanlagen
-410	06.07	–; Teil 200: Begriffe
-510	E 10.08	–; Teil 4-41: Schutzmaßnahmen; Schutz gegen elektrischen Schlag
-520	06.03	–; Teil 5-51: Auswahl und Errichtung elektrischer Betriebsmittel; Allgemeine Bestimmungen
-537	06.99	–; Teil 5-51: Kabel- und Leitungssysteme (-anlagen) – mit Änderung: A 1 (01.99)
-540	06.07	–; –; Geräte zum Trennen und Schalten
-551	E 06.06	–; –; Erdungsanlagen, Schutzleiter- und Schutzpotenzialausgleichsleiter
-610	06.08	–; –; Niederspannungs-Stromerzeugungsanlagen
-737	01.02	Prüfung
VDE 0101	01.00	–; Feuchte und nasse Bereiche und Räume und Anlagen im Freien
VDE 0105-100	10.09	Starkstromanlagen mit Nennwechselspannungen über 1 kV
VDE 0113-1 = EN 60204-1	11.98	Betrieb von elektrischen Anlagen; Teil 100: Allgemeine Festlegungen
VDE 0132	08.08	Sicherheit von Maschinen – Elektrische Ausrüstung von Maschinen; Teil 1: Allgemeine Anforderungen
VDE 0185-300-1 = EN 62305-1	01.10	Brandbekämpfung im Bereich elektrischer Anlagen
VDE 0185-300-2 bis 4 = EN 62305	10.06	Blitzschutz; Teil 1: Allgemeine Grundsätze
VDE 0276-603	03.10	Blitzschutz; Teil 2: Risiko-Management, Teil 3: Schutz von baulichen Anlagen und Personen, Teil 4: Elektrische und elektronische Systeme in baulichen Anlagen
VDE 0298-3	06.06	Starkstromkabel; Teil 603 Energieverteilungskabel mit Nennspannung 0,6/1 kV
VDE 0298 -4	03.03	Verwendung von Kabeln und isolierten Leitungen für Starkstromanlagen; Teil 3: Leitfaden für die Verwendung nicht harmonisierter Starkstromleitungen
VDE 0298-300	09.09	Verwendung von Kabeln und isolierten Leitungen für Starkstromanlagen; Teil 4: Empfohlene Werte für die Strombelastbarkeit von Kabeln und Leitungen für feste Verlegung in und an Gebäuden und von flexiblen Leitungen
VDE 0301-1	08.08	Verwendung von Kabeln und isolierten Leitungen für Starkstromanlagen – Leitfaden für die Verwendung harmonisierter Niederspannungsstarkstromleitungen
		Elektrische Isolierungen

Nummer	Ausgabe	Titel
IEC 60085 = EN 60085	05.06	Thermische Bewertung und Bezeichnung
VDE 0470-1	09.09	Schutzarten durch Gehäuse (IP-Code)= EN 60529
VDE 0530-1 bis 30 = EN 60034-1 bis 30	04.05	Drehende elektrische Maschinen; . . .
VDE 0530-5 = EN 60034-5	07.07	Drehende elektrische Maschinen; Teil 5: Schutzarten aufgrund der Gesamtkonstruktion von drehenden elektrischen Maschinen (IP-Code)
VDE 0530-7 = EN 60034-7	12.01	Drehende elektrische Maschinen; Teil 7: Klassifizierung für Bauarten, der Aufstellungsarten und der Klemmkasten-Lage (IM-Code)
VDE 0530-30 = EN 60034-30	08.09	Drehende elektrische Maschinen - Wirkungsgrad-Klassifizierung von Drehstrommotoren mit Käfigläufern, ausgenommen polumschaltbare Motoren (IE-Code)
VDE 0636-1 = EN 60269-1	04.06	Niederspannungssicherungen; Teil 1: Allgemeine Anforderungen
VDE 0636-2 = EN 60269-2	03.08	Niederspannungssicherungen; Teil 2: Zusätzliche Anforderungen an Sicherungen zum Gebrauch durch Elektrofachkräfte bzw. elektrotechnisch unterwiesene Personen (Sicherungen überwiegend für den industriellen Gebrauch) – Beispiele für genormte Sicherungssysteme A bis I
VDE 0664-100	05.02	Fehlerstrom-Schutzschalter Typ B zur Erfassung von Wechsel- und Gleichströmen

14.7.6 Wasserspeicherung

Nummer	Ausgabe	Titel
488-1	09.84	Betonstahl; Sorten, Eigenschaften, Kennzeichen
-2	06.86	–; Betonstabstahl; Maße und Gewichte
-4	06.86	–; Betonstahlmatten und Bewehrungsdraht; Aufbau, Maße und Gewichte
-6	06.86	–; Überwachung (Güteüberwachung)
-7	06.86	–; Nachweis der Schweißbeignung von Betonstabstahl
1045-1	08.08	Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton; Teil 1: Bemessung und Konstruktion
-2	08.08	–; Teil 2: Beton; Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität –; –; Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1
-3	08.08	–; Teil 3: Bauausführung
-4	08.08	–; Teil 4: Ergänzende Regeln für die Herstellung und die Konformität von Fertigteilen
1048-1	06.91	Prüfverfahren für Beton; Frischbeton
-2	06.91	–; Festbeton in Bauwerken und Bauteilen
-4	06.91	–; Bestimmung der Druckfestigkeit von Festbeton in Bauwerken und Bauteilen; Anwendung von Bezugsgeraden und Auswertung mit besonderen Verfahren
-5	06.91	–; Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper
1055-1	06.02	Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1: Wichten und Flächenlasten von Baustoffen, Bauteilen und, Lagerstoffen
-2	02.76	–; Teil 2: Bodenkenngrößen, Wichte, Reibungswinkel, Kohäsion, Wandreibungswinkel
-3	03.06	–; Teil 3: Eigen- und Nutzlasten für Hochbauten
-4	03.05	–; Teil 4: Windlasten
-4B1	03.06	–; –; Berichtigungen
-5	07.05	–; Teil 5: Schnee- und Eislasten
-6	03.05	–; Teil 6: Einwirkungen auf Silos und Flüssigkeitsbehälter

Nummer	Ausgabe	Titel
-6B1	02.06	–; –; Berichtigungen
-7	11.02	–; Teil 7: Temperatureinwirkungen
-8	01.03	–; Teil 8: Einwirkungen während der Bauausführung
-9	08.03	–; Teil 9: Außergewöhnliche Einwirkungen
-10	07.04	–; Teil 10: Einwirkungen infolge Krane und Maschinen
-100	03.01	–; Teil 100: Grundlagen der Tragwerksplanung; Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln
1084 -31	03.90	Überwachung (Güteüberwachung) im Beton- und Stahlbetonbau; Bestimmung des Hüttensandanteils
1164-10	08.04	Zement mit besonderen Eigenschaften – Teil 10: Zusammensetzung, Anforderungen und Übereinstimmungsnachweis von Normalzement mit besonderen Eigenschaften
1164-10B1	01.05	Berichtigungen
1164-11	11.03	–; Teil 11: Zusammensetzung, Anforderungen und Übereinstimmungsnachweis von Zement mit verkürztem Erstarren
1164-12	06.05	–; Teil 12: Zusammensetzung, Anforderungen und Übereinstimmungsnachweis von Zement mit einem erhöhten Anteil an organischen Bestandteilen
1164-31	03.90	Portland-, Eisenportland-, Hochofen- und Trasszement; Bestimmung des Hüttensandanteils von Eisenportland- und Hochofenzement und des Trassanteils von Trasszement
4030-1	06.91	Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase; Grundlagen und Grenzwerte
-2	06.91	–; Entnahme und Analyse von Wasser- und Bodenproben
4046	09.83	Wasserversorgung; Begriffe, Techn. Regel des DVGW
4099-1	08.03	Schweißen von Betonstahl; Teil 1: Ausführung
-2	08.03	–; Teil 2: Qualitätssicherung
4149-1	04.05	Bauten in deutschen Erdbebengebieten; Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten
4226-100	02.02	Gesteinskörnungen für Beton und Mörtel;; Teil 100: Rezyklierte Gesteinskörnungen
4235-1	12.78	Verdichten von Beton durch Rütteln; Rüttelgeräte und Rüttelmechanik
-2	12.78	–; Verdichten mit Innenrüttlern
-3	12.78	–; Verdichten bei der Herstellung von Fertigteilen mit Außenrüttlern
-4	12.78	–; Verdichten von Ortbeton mit Schalungsrüttlern
-5	12.78	–; Verdichten mit Oberflächenrüttlern
14210	07.03	Löschwasserteiche
-B1	11.03	–; Berichtigungen
14230	07.03	Unterirdische Löschwasserbehälter
14244	07.03	Löschwasser-Sauganschlüsse, Überflur und Unterflur
14423	04.87	Siebe für Pumpen und Löschwasserbehälter
18195-1	06.89 bis	Bauwerksabdichtungen; . . .
bis 101	01.06	
18550	V 04.05	Putz und Putzsysteme – Ausführung
18551	01.05	Spritzbeton; Anforderung, Herstellung Bemessung und Konformität
52170-1 bis 4	02.80	Bestimmung der Zusammensetzung von erhärtetem Beton; . . .
55928-8	07.94	Korrosionsschutz von Stahlbauten durch Beschichtungen und Überzüge; Teil 8: Korrosionsschutz von tragenden dünnwandigen Bauteilen
EN 197-1	08.04	Zement; Teil 1: Zusammensetzung, Anforderungen und Konformitätskriterien von Normalzement
-2	11.00	–; Teil 2: Konformitätsbewertung
EN 206	07.01	Beton; Teil 1: Eigenschaften, Herstellung und Konformität
EN 1508	12.98	Wasserversorgung; Anforderungen an Systeme und Bestandteile der Wasserspeicherung (ist in DVGW W 300 (A) enthalten)
EN 12620	10.04	Gesteinskörnungen für Beton

14.7.7 Wasserverteilung, Wasserverwendung

Nummer	Ausgabe	Titel
1045	08.08	Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton
1072	12.85	Straßen und Wegbrücken - Lastannahmen
1988-1	12.88	Techn. Regeln für Trinkwasser-Installationen (TRWI); Allgemeines; Techn. Regel des DVGW
-2	12.88	–; Planung und Ausführung; Bauteile, Apparate, Werkstoffe; Techn. Regel des DVGW
-2 Bbl 1	12.88	–; Zusammenstellung von Normen und anderen Techn. Regeln über Werkstoffe, Bauteile und Apparate; Techn. Regel des DVGW
-3	12.88	Ermittlung der Rohrdurchmesser, Techn. Regel des DVGW
-3 Bbl 1	12.88	–; Berechnungsbeispiele; Techn. Regel des DVGW
-4	12.88	–; Schutz des Trinkwassers, Erhaltung der Trinkwassergüte; Techn. Regel des DVGW
-5	12.88	–; Druckerhöhung und Druckminderung; Techn. Regel des DVGW
-7	12.04	–; Vermeidung von Korrosion und Steinbildung; Techn. Regel des DVGW
-8	12.88	–; Betrieb der Anlagen, Techn. Regel des DVGW
1998	05.78	Unterbringung von Leitungen und Anlagen in öffentlichen Flächen; Richtlinien für die Planung
2413	E 06.10	Nahtlose Stahlrohre für öl- und wasserhydraulische Anlagen - Berechnungsgrundlage für Rohre und Rohrbögen bei schwellonder Beanspruchung
2425-1	08.75	Planwerke für die Versorgungswirtschaft, die Wasserwirtschaft und für Fernleitungen; Teil 1: Rohrnetzpläne der öffentlichen Gas- und Wasserverversorgung
2425-3	05.80	–; Teil 3: Pläne für Rohrfernleitungen
2459	E 05.10	Unlösbare elastomergedichtete Verbinder aus Metall für metallene Rohrleitungen in der Trinkwasserinstallation - Allgemeine Güteanforderungen und -prüfung
2460	06.06	Stahlrohre und Formstücke für Wasserleitungen
2880	01.99	Anwendung von Zementmörtel-Auskleidung für Gussrohre, Stahlrohre und Formstücke
3352-1	05.79	Schieber; allgemeine Angaben
3475	09.93	Armaturen und Formstücke aus Gusseisen mit Kugelgraphit für Roh- und Trinkwasser; Korrosionsschutz durch Innenemallierung; Güteanforderungen, Prüfungen
3476	08.96	Armaturen und Formstücke für Roh- und Trinkwasser - Korrosionsschutz durch EP-Innenbeschichtung aus Pulverlacken (P) bzw. Flüssiglacken (F) - Anforderungen und Prüfungen
3543-1	08.84	Anbohrarmaturen aus metallischen Werkstoffen; Anforderungen, Prüfung
-2	05.84	–; mit Betriebsabsperung; Maße
-3	07.78	Anbohrarmaturen aus PVC hart (Polyvinylchlorid hart) für Kunststoffrohre; Maße
-4	08.84	Anbohrarmaturen aus Polyethylen hoher Dichte (HDPE) für Rohre aus HDPE; Maße
3858	08.05	Whitworth-Rohrgewinde für Rohrverschraubungen – Zylindrisches Innengewinde und kegeliges Außengewinde – Maße
4044	07.80	Hydromechanik im Wasserbau – Begriffe
4066	07.97	Hinweisschilder für die Feuerwehr
4067	11.75	Wasser; Hinweisschilder, Orts-Wasserverteilungs- und Wasserfernleitungen
4124	10.02	Baugruben und Gräben; Böschungen, Arbeitsraumbreiten, Verbau
8061	10.09	Rohre aus weichmacherfreiem Polyvinylchlorid (PVC-U) –Allgemeine Güteanforderungen, Prüfung
8062	10.09	Rohre aus weichmacherfreiem Polyvinylchlorid (PVC-U) – Maße

Nummer	Ausgabe	Titel
8063-1	12.86	Rohrverbindungen und Rohrleitungsteile für Druckrohrleitungen aus weichmacherfreiem Polyvinylchlorid (PVC-U): Teil 1: Muffen- und Doppelmuffenbogen, Maße
8063-4	09.83	– ; Teil 4: Bunde, Flansche, Dichtungen; Maße
8063-5	10.99	– ; Teil 5: Allgemeine Qualitätsanforderungen, Prüfung
8074	08.99	Rohre aus Polyethylen (PE) - PE 63, PE 80, PE 100, PE-HD - Maße
8075	E 06.10	Rohre aus Polyethylen (PE) - PE 80, PE 100 - Allgemeine Güteanforderungen, Prüfungen
8077	09.08	Rohre aus Polypropylen (PP) - PP-H, PP-B, PP-R, PP-RCT - Maße
8078	09.08	Rohre aus Polypropylen (PP) - PP-H, PP-B, PP-R, PP-RCT - Allgemeine Güteanforderungen, Prüfung
8079	10.09	Rohre aus chloriertem Polyvinylchlorid (PVC-C) - Maße
8080	10.09	Rohre aus chloriertem Polyvinylchlorid (PVC-C) - Allgemeine Güteanforderungen, Prüfung
16869	12.95	Rohre aus glasfaserverstärktem Polyesterharz (UP-GF)
16892	07.00	Rohre aus vernetztem Polyethylen hoher Dichte (PE-X) - Allgemeine Güteanforderungen, Prüfung
16893	09.00	Rohre aus vernetztem Polyethylen hoher Dichte (PE-X) - Maße
18196	06.06	Erd- und Grundbau - Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke
18300	04.10	VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen – Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) – Erdarbeiten
19542	10.84	Spülkästen für Klosettbecken; Bau- und Prüfgrundsätze
19850	11.96	Faserzement-Rohre und -Formstücke für Abwasserkanäle
19968	12.96	Rohre aus Polybuten (PB) – Allgemeine Qualitätsanforderungen und Prüfung
19969	12.97	Rohre aus Polybuten (PB) – PB 125 - Maße
28650	11.99	Formstücke aus duktilem Gusseisen - Bögen 30°, EN-Stücke, MI-Stücke, IT-Stücke - Anwendung, Maße
30658-1	01.98	Mittel zum nachträglichen Abdichten von erdverlegten Gasleitungen; Teil 1: Folienschläuche und Gewebeschläuche
30670	04.91	Umhüllung von Stahlrohren und -formstücken mit Polyethylen
30674-3	03.01	Umhüllung von Rohren aus duktilem Gusseisen; Teil 3: Zink-Überzug mit Deckbeschichtung
30674-5	03.85	–; Teil 5: Polyethylen-Folienumhüllung
30677-1	02.91	Äußerer Korrosionsschutz von erdverlegten Armaturen; Umhüllung (Außenbeschichtung) für normale Anforderungen
-2	09.88	–; Umhüllung aus Duroplasten (Außenbeschichtung) für erhöhte Anforderungen
50929-3	09.85	Korrosion der Metalle; Korrosionswahrscheinlichkeit metallischer Werkstoffe bei äußerer Korrosionsbelastung; Teil 3: Rohrleitungen und Bauteile in Böden und Wässern
EN 124	09.07	Aufsätze und Abdeckungen für Verkehrsflächen; Baugrundsätze, Prüfungen, Kennzeichnung, Güteüberwachung
EN 287-1	06.06	Prüfung von Schweißen - Schmelzschweißen – Teil 1: Stähle
EN 295-1	E 06.10	Steinzeugrohrsysteme für Abwasserleitungen und Kanäle; Teil 1: Anforderungen an Rohre, Formstücke und Verbindungen
EN 512	11.94	Faserzementprodukte; Druckrohre und Verbindungen
EN 545	02.07	Rohre, Formstücke, Zubehörteile aus duktilem Gusseisen und ihre Verbindungen für Wasserleitungen; Anforderungen und Prüfverfahren
EN 558	05.08	Industriearmaturen – Baulängen von Armaturen aus Metall zum Einbau in Rohrleitungen mit Flanschen – Nach PN und Class bezeichnete Armaturen
EN 593	09.09	Industriearmaturen; metallische Klappen
EN 639	12.94	Allgemeine Anforderungen für Druckrohre aus Beton, einschließlich Rohrverbindungen und Formstücke

Nummer	Ausgabe	Titel
EN 640	12.94	Stahlbetondruckrohre und Betondruckrohre mit verteilter Bewehrung (ohne Blechmantel), einschließlich Rohrverbindungen und Formstücke
EN 641	12.94	Stahlbetondruckrohre mit Blechmantel, einschließlich Rohrverbindungen und Formstücke
EN 642	12.94	Spannbetondruckrohre, mit und ohne Blechmantel, einschließlich Rohrverbindungen, Formstücke und besondere Anforderungen an Spannstahl für Rohre
EN 764-1	09.04	Druckgeräte; Teil 1: Terminologie - Druck, Temperatur, Volumen, Nennweite
EN 764-2	09.02	–; Teil 2: Größen, Symbole und Einheiten
EN 805	03.00	Anforderungen an Wasserversorgungssysteme und deren Bauteile außerhalb von Gebäuden (siehe auch DVGW W 400-1 bis -3 (A))
EN 806-1	12.01	Technische Regeln für Trinkwasserinstallationen; Teil 1: Allgemeines
EN 806-2	06.05	–; Teil 2: Planung
EN 806-3	07.06	–; Teil 3: Berechnung der Rohrinneindurchmesser – vereinfachtes Verfahren
EN 806-4	06.10	–; Teil 4: Installation
EN 806-5	E 05.09	–; Teil 5: Betrieb und Wartung
EN 1057	06.10	Kupfer und Kupferlegierungen – Nahtlose Rundrohre aus Kupfer für Wasser- und Gasleitungen für Sanitärinstallationen und Heizungsanlagen
EN 1074-1 bis 6	06.00 bis 03.09	Armaturen für die Wasserversorgung – Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit und deren Prüfung
EN 1092-1	09.08	Flansche und ihre Verbindungen, runde Flansche für Rohre, Armaturen, Formstücke und Zubehörteile, nach PN bezeichnet; Teil 1: Stahlflansche
EN 1092-2	06.97	–; Teil 2: Gusseisenflansche
EN 1171	01.03	Industriearmaturen – Schieber aus Gusseisen
EN 1717	05.01	Schutz des Trinkwassers vor Verunreinigungen in Trinkwasser-Installationen und allgemeine Anforderungen an Sicherheitseinrichtungen zur Verhütung von Trinkwasserverunreinigungen durch Rückfließen
EN 1796	07.05	Kunststoff-Rohrleitungssysteme für die Wasserversorgung mit oder ohne Druck-Glasfaserverstärkte duroplastische Kunststoffe (GFK) auf der Basis von ungesättigtem Polyesterharz (UP)
EN 1916	04.03	Rohre und Formstücke aus Beton, Stahlfaserbeton und Stahlbeton
EN 1984	E 10.09	Industriearmaturen – Schieber aus Stahl
EN 10220	03.03	Nahtlose und geschweißte Stahlrohre – Allgemeine Tabellen für Maße und längenbezogene Masse
EN 10224	12.05	Rohre und Fittings aus unlegiertem Stahl für den Transport von Wasser und anderen wässrigen Flüssigkeiten – Technische Lieferbedingungen
EN 10240	02.98	Innere und/oder äußere Schutzüberzüge für Stahlrohre - Festlegungen für durch Schmelztauchverzinken in automatisierten Anlagen hergestellte Überzüge
EN 10255	07.07	Rohre aus unlegiertem Stahl mit Eignung zum Schweißen und Gewindeschneiden – Technische Lieferbedingungen
EN 10288	12.03	Stahlrohre und -formstücke für erd- und wasserverlegte Rohrleitungen - Im Zweischichtverfahren extrudierte Polyethylenbeschichtungen
EN 12501	08.03	Korrosionsschutz metallischer Werkstoffe – Korrosionswahrscheinlichkeit in Böden
EN 12541	03.03	Sanitärarmaturen – WC- und Urinaldruckspüler mit selbsttätigem Abschluss PN 10
EN 14339	10.05	Unterflurhydranten
EN 14384	10.05	Überflurhydranten
EN 14396	04.04	Ortsfeste Steigleitern für Schächte
EN 14457	09.04	Allgemeine Anforderungen an Bauteile, die bei grabenlosem Einbau von Abwasserleitungen und -kanälen verwendet werden

Nummer	Ausgabe	Titel
EN 14628	01.06	Rohre, Formstücke und Zubehörteile aus duktilem Gusseisen – Polyethylenumhüllung von Rohren – Anforderungen und Prüfverfahren
EN 15189	02.07	Rohre, Formstücke und Zubehör aus duktilem Gusseisen – Polyurethanumhüllung von Rohren – Anforderungen und Prüfverfahren
EN 15542	06.08	Rohre, Formstücke und Zubehör aus duktilem Gusseisen – Zementmörtelumhüllung von Rohren – Anforderungen und Prüfverfahren
ISO 228	05.03	Rohrgewinde für nicht im Gewinde dichtende Verbindungen
ISO 4064-1	10.05	Durchflussmessung von Wasser in vollständig gefüllten geschlossenen Leitungen – Zähler für kaltes und warmes Trinkwasser
ISO 4179	02.05	Rohre und Formstücke aus duktilem Gusseisen für druckbeaufschlagte und nicht druckbeaufschlagte Rohrleitungen – Zementmörtelauskleidung

14.7.8 Brandschutz, Trinkwasserversorgung im Krisenfall und Kleinanlagen

Nummer	Ausgabe	Titel
1988-5	12.88	Technische Regeln für Trinkwasser-Installationen (TRWI); Teil 5: Druckerhöhung und Druckminderung
1988-6	05.02	–; Teil 6: Feuerlösch- und Brandschutzanlagen
4066	07.97	Hinweisschilder für die Feuerwehr
14220	02.09	Löschwasserbrunnen
14420	11.02	Feuerlöschpumpen – Feuerlöschkreislumpen; Anforderungen an die saug- und druckseitige Bestückung; Prüfung nach Einbau im Feuerwehrfahrzeug
14461-1	07.03	Feuerlösch-Schlauchanschlusseinrichtungen; Teil 1: Wandhydrant mit formstabilem Schlauch
14461-2	09.09	–; Teil 2: Einspeiseeinrichtung und Entnahmeeinrichtung für Löschwasserleitung „trocken“
14461-3	06.06	–; Teil 3: Schlauchanschluss-Ventile PN 16
14461-4	02.08	–; Teil 4: Einspeisearmatur PN 16 für Löschwasserleitungen
14461-5	02.08	–; Teil 5: Entnahmematur PN 16 für Löschwasserleitung
14461-6	09.09	–; Teil 6: Schrankmaße und Einbau von Wandhydranten mit Flachschlauch nach DIN EN 671-2
14462	04.09	Löschwassereinrichtungen - Planung und Einbau von Wandhydrantenanlagen und Löschwasserleitungen
14463-1	01.07	Löschwasseranlagen; Fernbetätigte Füll- und Entleerungsstationen; Teil 1: Für Wandhydranten
14489	05.85	Sprinkleranlagen; Allgemeine Grundlagen
14494	03.79	Sprühwasser-Löschanlagen; ortsfest mit offenen Düsen
14495	07.77	Berieselung von oberirdischen Behältern zur Lagerung brennbarer Flüssigkeiten im Brandfalle
14502-2	E 07.09	Feuerwehrfahrzeuge; Teil 2: Zusätzliche Festlegungen zu DIN EN 1846-2 und DIN EN 1846-3
14530-5 bis 21	11.04 bis 08.10	Löschfahrzeuge; . . .
14530-16 u. -17	04.08	–; Teil 16 und 17: Tragkraftspritzenfahrzeug.....
14811	01.08	Feuerlöschschläuche - Druckschläuche und Einbände für Pumpen und Feuerwehrfahrzeuge
2000	10.00	Zentrale Trinkwasserversorgung - Leitsätze für Anforderungen an Trinkwasser, Planung, Bau, Betrieb und Instandhaltung der Versorgungsanlagen
2001-1	05.07	Trinkwasserversorgung aus Kleinanlagen und nicht ortsfesten Anlagen – Teil 1: Kleinanlagen – Leitsätze für Anforderungen an Trinkwasser, Planung, Bau, Betrieb und Instandhaltung der Anlagen

Nummer	Ausgabe	Titel
2001-2	04.09	–; Teil 2: Nicht ortsfeste Anlagen - Leitsätze für Anforderungen an Trinkwasser, Planung, Bau, Betrieb und Instandhaltung der Anlagen
EN 1028-1	09.08	Feuerlöschpumpen – Feuerlöschkreiselpumpen mit Entlüftungseinrichtung
EN 1568-1 bis 3	07.10	Teil 1: Klassifizierung – Allgemeine und Sicherheitsanforderungen
EN 1717	05.01	Feuerlöschmittel – Schaummittel
		Schutz des Trinkwassers vor Verunreinigungen in Trinkwasser-Installationen und allgemeine Anforderungen an Sicherheitseinrichtungen zur Verhütung von Trinkwasserverunreinigungen durch Rückfließen
EN 1846-1	02.98	Feuerwehrfahrzeuge; Teil 1: Nomenklatur und Bezeichnung
-2	01.10	–; Teil 2: Allgemeine Anforderungen; Sicherheit und Leistung
EN 13565-1	01.08	Ortsfeste Brandbekämpfungsanlagen – Schaumlöschanlagen; Teil 1: Anforderungen und Prüfverfahren für Bauteile
EN 13565-2	09.09	–; Teil 2: Planung, Einbau und Wartung
EN 15182-1 bis 4	04.10	Strahlrohre für die Brandbekämpfung
EN ISO 14557	01.08	Feuerlöschschläuche – Saugschläuche aus Gummi und Kunststoff

14.7.9 Bau, Betrieb und Instandhaltung

Nummer	Ausgabe	Titel
1960	05.06	VOB, Verdingungsordnung für Bauleistungen, Teil A: Allgemeine Bestimmungen für die Vergabe von Bauleistungen
1961	12.02	VOB, Verdingungsordnung für Bauleistungen, Teil B: Allgemeine Vertragsbedingungen für die Ausführung von Bauleistungen
2425-1	08.75	Planwerke für die Versorgungswirtschaft, die Wasserwirtschaft und für Fernleitungen; Rohrnetzpläne der öffentlichen Gas- und Wasserversorgung
-3	05.80	–; Pläne für Rohrfernleitungen; Techn. Regel des DVGW
4124	10.02	Baugruben und Gräben, Böschungen, Verbau, Arbeitsraumbreiten
18123	11.96	Baugrund; Untersuchung von Bodenproben; Bestimmung der Korngrößenverteilung
18196	06.06	Erd- und Grundbau- Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke
18299	12.02	VOB, Verdingungsordnung für Bauleistungen, Teil C: ATV, Allgemeine Regeln für Bauarbeiten jeder Art
18920	08.02	Vegetationstechnik im Landschaftsbau; Schutz von Bäumen, Pflanzenbeständen und Vegetationsflächen bei Baumaßnahmen
18300	04.10	VOB Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen - Teil C: Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) - Erdarbeiten
31051	06.03	Grundlagen der Instandhaltung

DIN-Taschenbücher über die unterschiedlichen Arbeiten im Baugewerbe sind im Beuth Verlag, Berlin, erhältlich.

14.8 Gesetze, Verordnungen, Richtlinien

14.8.1 Vorbemerkungen

Im folgenden werden Gesetze, Verordnungen und Richtlinien sowie Bestimmungen und Vorschriften, bes. Unfallverhütungsvorschriften aufgeführt, die für den Bereich der Wasserversorgung und die in diesem Taschenbuch angesprochenen Gebiete wichtig sind. Entsprechend dieser Vielfalt kann ein Anspruch auf Vollständigkeit nicht erhoben werden. Zur Vertiefung wird auf den bereits erwähnten DIN-Katalog (Abschn. 14.7) verwiesen. Stand der Zusammenstellung ist **Mai 2010**. (Weitere Recherche unter www.juris.de)

14.8.2 Wasserversorgung – allgemein

- AVBWasserV: Verordnung über Allgemeine Bedingungen für die Versorgung mit Wasser vom 20.06.1980 (BGBl. I S. 750–757 + 1067), zuletzt geändert durch Art. 19 des Gesetzes vom 09.12.2004 (BGBl. I S. 3214)
- BauNVO: Verordnung über die bauliche Nutzung der Grundstücke (Baunutzungsverordnung) vom 23.01.1990 (BGBl. I 1990 S. 132; II 1990 S. 889, 1124; II 1993 S. 466)
- BNatSchG: Gesetz über Naturschutz und Landschaftspflege (Bundesnaturschutzgesetz) vom 29.07.2009 (BGBl. I S. 2542), Geltung ab 01.03.2010
- EinhZeitG: Gesetz über Einheiten im Messwesen und die Zeitbestimmung, Neufassung vom 22.02.1985 (BGBl. I S. 408, zuletzt geändert durch Art. 1 des Gesetzes vom 03.07.2008 (BGBl. I S. 1185))
- GPSG – Geräte- und Produktsicherheitsgesetz (Gesetz über technische Arbeitsmittel und Verbraucherprodukte) vom 6. Januar 2004 (BGBl. I Nr. 1 vom 09.01.2004 S.2, ber. 2004 S. 219), zuletzt geändert durch Art. 3 Abs. 33 G vom 07.07.2005 (BGBl. I S. 1970)
- MinTafelWV: Verordnung über natürliches Mineralwasser, Quellwasser und Tafelwasser (Mineral- und Tafelwasser-Verordnung) vom 01.08.1984 (BGBl. I S. 1036), zuletzt geändert durch Art. 1 der Verordnung vom 01.12.2006 (BGBl. I S. 2762)
- PlanzV: Verordnung über die Ausarbeitung der Bauleitpläne und die Darstellung des Planinhalts (Planzeichenverordnung) vom 18. 12. 1990 (BGBl. I [1991] S. 58)
- ProdHaftG: Gesetz über die Haftung für fehlerhafte Produkte (Produkthaftungsgesetz) vom 15. 12. 1989 (BGBl. I S. 2198–2200); zuletzt geändert durch Art. 9 Abs. 3 G vom 19.07.2002 (BGBl. I S. 2274)
- ROG: Raumordnungsgesetz vom 18.08.1997 zuletzt geändert durch Art. 2b G vom 25.06.2005 (BGBl. I S. 1746)
- RoV: Verordnung zu § 15 des Raumordnungsgesetzes (Raumordnungsverordnung) vom 13.12.1990 (BGBl. I S. 2766), zuletzt geändert durch Art. 2b vom 18.06.2002 (BGBl. I S. 1914)
- TrinkwV: Verordnung über die Qualität von Wasser für den menschlichen Gebrauch (Trinkwasserverordnung) vom 21.05.2001 (BGBl. I S. 959)
- UStatG: Umweltstatistikgesetz vom 16.08.2005 (BGBl. I S. 2446), geändert durch Art. 2 des Gesetzes vom 17.03.2008 (BGBl. I S. 399), in Verbindung mit dem Bundesstatistikgesetz (BStatG) vom 22.01.1987 (BGBl. I S. 462, 565), zuletzt geändert durch Art. 3 des Gesetzes vom 07.09.2007 (BGBl. I S. 2246)
- UVPG: Gesetz über die Umweltverträglichkeitsprüfung vom 05.09.2001 (BGBl. I S. 2350), Neugefasst durch Bek. v. 25. 06.2005 I S. 1757, 2797; geändert durch Art. 2 G vom 24. 06.2005 (BGBl. I S. 1794)
- WHG: Gesetz zur Ordnung des Wasserhaushalts (Wasserhaushaltsgesetz) vom 31.07.2009 (BGBl. I S. 2585), hierzu Wassergesetze der Bundesländer mit Vollzugsverordnungen

- EGRL 98/83: Richtlinie des Rates über die Qualität von Wasser für den menschlichen Gebrauch vom 03.11.1998 (ABl. Nr. L 330 S. 32)
- EGRL 00/60: Richtlinie des Europäischen Parlaments und des Rates vom 23.10.2000 zur Schaffung eines Ordnungsrahmens für Maßnahmen der Gemeinschaft im Bereich der Wasserpolitik (Wasser-Rahmen-Richtlinie WRRL, ABl. Nr. L 327 vom 22.12.2000, S. 1)
- RL 2006/118/EG: Richtlinie des Europäischen Parlaments und des Rates vom 12.12.2006 zum Schutz des Grundwassers vor Verschmutzung und Verschlechterung. (ABl. Nr. L 372 vom 27.12.2006, S. 19)
- RL 2008/105/EG: Richtlinie des Europäischen Parlaments und des Rates vom 16.12.2008 über Umweltqualitätsnormen im Bereich der Wasserpolitik und zur Änderung und anschließenden Aufhebung der Richtlinien des Rates 82/176/EWG, 83/513/EWG, 84/156/EWG, 84/491/EWG und 86/280/EWG sowie zur Änderung der Richtlinie 2007/60/EG (ABl. Nr. L 348 vom 24.12.2008, S. 84)
- RL 2009/90/EG: Richtlinie der Kommission vom 31.07.2009 zur Festlegung technischer Spezifikationen für die chemische Analyse und Überwachung des Gewässerzustandes gemäß der Richtlinie 2006/60/EG des Europäischen Parlaments und des Rates (ABl. Nr. L 201 vom 01.08.2009, S. 36)

14.8.3 Wassergewinnung

- EGRL, TrinkwV, WHG: s. Abschn. 14. 8. 2;
- EGRL 91/676: Richtlinie des Rates zum Schutz der Gewässer vor Verunreinigung durch Nitrat aus landwirtschaftlichen Quellen vom 12. 12. 1991 (ABl. Nr. L 375 S. 1)

14.8.4 Wasseraufbereitung

- AVBWasserV, TrinkwV, EGRL, WHG: s. Abschn. 14. 8. 2
- IfSG: Gesetz zur Verhütung und Bekämpfung von Infektionskrankheiten beim Menschen (Infektionsschutzgesetz) vom 20.07.2000 (BGBl. I S. 1045)
- RL 98/8/EG: Richtlinie des Europäischen Parlaments und des Rates vom 16.02.1998 über das Inverkehrbringen von Biozid- Produkten (ABl. Nr. L 123/1 vom 24.04.1998, S. 1)
- REACH: Verordnung (EG) Nr. 1907/2006 des Europäischen Parlaments und des Rates vom 18.12.2006 zur Registrierung, Bewertung, Zulassung und Beschränkung chemischer Stoffe (REACH), zur Schaffung einer Europäischen Agentur für chemische Stoffe, zur Änderung der Richtlinie 1999/45/EG und zur Aufhebung der Verordnung (EWG) Nr. 793/93 des Rates, der Verordnung (EG) Nr. 1488/94 der Kommission, der Richtlinie 76/769/EWG des Rates sowie der Richtlinien 91/155/EWG, 93/67/EWG, 93/105/EG und 2000/21/EG der Kommission (ABl. Nr. L 396 vom 30.12.2006, S. 1)
- WRMG: Gesetz über die Umweltverträglichkeit von Wasch- und Reinigungsmitteln (Wasch- und Reinigungsmittelgesetz – WRMG) vom 29.04.2007 (BGBl. I S. 600)
- LAWA-AQS-Merkblätter für die Wasser-, Abwasser- und Schlammuntersuchung (Loseblattsammlung)
- Liste der Aufbereitungsstoffe und Desinfektionsverfahren gemäß § 11 der TrinkwV 2001; in der jeweils aktuellen Fassung (www.umweltbundesamt.de/uba-info-daten/daten/trink11.-htm)

14.8.5 Wasserförderung

BetrSichV: Verordnung über Sicherheit und Gesundheitsschutz bei der Bereitstellung von Arbeitsmitteln und deren Benutzung bei der Arbeit, über Sicherheit beim Betrieb überwachungsbedürftiger Anlagen und über die Organisation des betrieblichen Arbeitsschutzes (Betriebssicherheitsverordnung,) vom 27.12.2002 (BGBl. I S. 3777), zuletzt geändert durch Artikel 8 der VO vom 18.12.2008 (BGBl. I S. 2768)

EEG: Gesetz für den Vorrang Erneuerbarer Energien (Erneuerbare-Energien-Gesetz) in der Fassung vom 22.12.2009 (BGBl. I S. 3950)

MID: Richtlinie 2004/22/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 31. März 2004 über Messgeräte, Amtsblatt der Europäischen Union 30.4.2004, L 135/1

EichG: Gesetz über das Mess- und Eichwesen (Eichgesetz) vom 23.03.1992 (BGBl. I S. 711), zuletzt geändert durch Art. 2 des Gesetz vom 03.07.2008 (BGBl. I S. 1185)

EichO: Eichordnung vom 12.08.1988 (BGBl. I S. 1657), zuletzt geändert durch Art. 3 § 14 des Gesetz vom 13.12.2007 (BGBl. I S. 2930)

EnEG: Gesetz zur Einsparung von Energie in Gebäuden (Energieeinsparungsgesetz) vom 22.07.1976 (BGBl. I S. 1873), neugefasst durch Bek. vom 01. 09.2005 (BGBl. I S. 2684), zuletzt geändert durch Art.1 des Gesetz vom 28.03.2009 (BGBl. I S. 643)

GPSG: Gesetz über technische Arbeitsmittel und Verbraucherprodukte (Geräte- und Produktsicherheitsgesetz) vom 06.01.2004 (BGBl. I S. 2219), zuletzt geändert durch Art. 3 Abs. 33 des Gesetz vom 07.07. 2005 (BGBl. I S. 1970)

1. GPSGV: Erste Verordnung zum Geräte- und Produktsicherheitsgesetz (Verordnung über das Inverkehrbringen elektrischer Betriebsmittel zur Verwendung innerhalb bestimmter Spannungsgrenzen) vom 11.07.1979 (BGBl. I S. 629), zuletzt geändert durch Art. 3 der VO vom 18.06.2008 (BGBl. I S. 1060)
6. GPSGV: Sechste Verordnung zum Geräte- und Produktsicherheitsgesetz (Verordnung über das Inverkehrbringen von einfachen Druckbehältern) vom 25.06.1992 (BGBl. I S. 1171), zuletzt geändert durch Art. 6 Abs. 3 der VO vom 06.03.2007 (BGBl. I S. 261)
9. GPSGV: Neunte Verordnung zum Geräte- und Produktsicherheitsgesetz (Maschinenverordnung) vom 12.05.1993 (BGBl. I S. 704), zuletzt geändert durch Art. 1 der VO vom 18.06.2008 (BGBl. I S. 1060)
14. GPSGV: Vierzehnte Verordnung zum Geräte- und Produktsicherheitsgesetz (Druckgeräteverordnung) vom 27.09. 2002 (BGBl. I S. 3777, 3806), zuletzt geändert durch Art. 21 des Gesetz vom 06.01.2004 (BGBl. I S. 2)

14.8.6 Wasserspeicherung

AVBWasserV, TrinkwV s. Abschn. 14. 8. 2

Beschichtungsleitlinie (Empfehlung UBA): Leitlinie zur hygienischen Beurteilung von organischen Beschichtungen im Kontakt mit Trinkwasser vom 07.10.2008

DAfStb-RiLi: Richtlinien des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, – verschiedene Themen zum Betonbau –, Berlin 1984 ff.

DBV-Merkblatt-Sammlung, Deutscher Beton- und Bautechnik Verein e. V., Wiesbaden, www.betonverein.de

Leitlinien des Umweltbundesamtes (UBA) zur veränderten Durchführung der KTW-Prüfungen bis zur Gültigkeit des Europäischen Akzeptanzsystems für Bauprodukte im Kontakt mit Trinkwasser (EAS), Bundesgesundheitsblatt-Gesundheitsforschung-Gesundheitsschutz 48.2005, 1. Änderungsmitteilung vom 07.09.2007 (BGBl. I S. 1409-1415)

KTW: Gesundheitliche Beurteilung von Kunststoffen und anderen nichtmetallischen Werkstoffen im Rahmen des Lebensmittel- und Bedarfsgegenständegesetzes für den Trinkwasserbereich (KTW-Empfehlungen) von 1977 ff. zuletzt geändert durch Leitlinie des Umweltbundesamtes zur veränderten Durchführung der KTW-Prüfungen bis zur Gültigkeit des Europäischen Akzeptanzsystems für Bauprodukte im Kontakt mit Trinkwasser (EAS) Stand : 29.08.2005

Richtlinien für die Erteilung von Zulassungen für Betonzusatzmittel (Zulassungsrichtlinien), Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, www.dibt.de

14.8.7 Wasserverteilung

AVBWasserV, EGRL, TrinkwV, GPSG: s. Abschn. 14.8.2; KTW: s. Abschn. 14.8.6

14.8.8 Brandschutz, Trinkwasserversorgung im Krisenfall und Kleinanlagen

Für den Brandschutz sind verschiedene Ländervorschriften vorhanden, z. B.:

FwG: Feuerwehrgesetz (für Baden-Württemberg) vom 10.02.1987 (GBI. S. 105), zuletzt geändert am 02.03.2010 (GBI. S. 333)

BayFwG: Bayerisches Feuerwehrgesetz vom 23.12.1981 zuletzt geändert am 25.02.2008 (GVBl. S. 40)

FwG-Berlin: Feuerwehrgesetz Berlin vom 23.09.2003 zuletzt geändert am 19.03.2009 (GVBl. S. 70)

Für die Trinkwasserversorgung im Krisenfall gelten folgende Bundes-Vorschriften:

WasSiG: Wassersicherstellungsgesetz vom 24.08.1965 (BGBl. I S. 1225, 1817), zuletzt geändert durch Art. 2 Abs. 20 des Gesetzes v. 12.08.2005 (BGBl. I S. 2354)

AVWasSG: Ausführungsverordnung zum Wassersicherstellungsgesetz vom 13.10.1987 (GVBl. S. 385), zuletzt geändert am 23.04.2002 (GVBl. S. 134)

WasSV1: 1. Wassersicherstellungsverordnung vom 31.03.1970 (BGBl. I S. 357)

WasSV2: 2. Wassersicherstellungsverordnung vom 11.09.1973 (BGBl. I S. 1313), geändert durch WasSV2ÄndV1 (1. Verordnung zur Änderung der 2. WasSV) vom 25.04.1978 (BGBl. I S. 583)

RWWasSG: Regelwerk für Maßnahmen zur Sicherstellung der Trinkwasser-Notversorgung nach dem Wassersicherstellungsgesetz (Regelwerk Wassersicherstellungsgesetz) vom 09.1987 (herausgegeben vom BMDI)

14.8.9 Bau, Betrieb und Instandhaltung

AVBWasserV, AbwasserV, TrinkwV, s. Abschn. 14.8.2; KTW-Empfehlungen: s. Abschn. 14.8.6

ArbStättV: Verordnung über Arbeitsstätten (Arbeitsstättenverordnung) vom 24.08.2004 (BGBl. I Nr.44), zuletzt geändert durch Art. 9 der Verordnung v. 18.12.2008 (BGBl. I S. 2768)

ASiG: Gesetz über Betriebsärzte, Sicherheitsingenieure und andere Fachkräfte für Arbeitssicherheit (Arbeitssicherheitsgesetz) vom 12.12.1973 (BGBl. I S. 1885), zuletzt geändert durch Art. 178 V vom 25.11.2003 (BGBl. I S. 2304)

ArbSchG: Gesetz über die Durchführung von Maßnahmen des Arbeitsschutzes zur Verbesserung der Sicherheit und des Gesundheitsschutzes der Beschäftigten bei der Arbeit (Arbeitsschutzgesetz – ArbSchG) vom 07.08.1996 (BGBl. I S. 1246) zuletzt geändert durch Art. 226 der Verordnung vom 31.10.2006 (BGBl. I S. 2407)

BauGB: Baugesetzbuch vom 27.08.1997 neu gefasst durch Bek. v. 23.09.2004 (BGBl. I S. 2414); zuletzt geändert durch Gesetz zur Erleichterung von Planungsvorhaben für die Innenentwicklung der Städte vom 21.12.2006 (BGBl. I S. 3316)

BetrSichV: Verordnung über Sicherheit und Gesundheitsschutz bei der Bereitstellung von Arbeitsmitteln und deren Benutzung bei der Arbeit, über Sicherheit beim Betrieb überwachungsbedürftiger Anlagen und über die Organisation des betrieblichen Arbeitsschutzes (Betriebssicherheitsverordnung) vom 27.09.2002, zuletzt geändert durch Artikel 8 der Verordnung vom 18.12.2008 (BGBl. I S. 2768)

HOAI: Verordnung über die Honorare für Architekten- und Ingenieurleistungen (Honorarordnung für Architekten und Ingenieure) vom 17.08.2009 (BGBl. I S. 2732)

VOB A/B: Vergabe und Vertragsordnung für Bauleistungen 2009 (BAnz. Nr. 155a vom 15.10.2009, geändert durch Bekanntmachung vom 19.02.2010, BAnz. Nr. 36 vom 05.03.2010)

VOF: Verdingungsordnung für freiberufliche Leistungen vom 11.06.2010 (BAnz. Nr. 185a vom 08.12.2009)

VOL: Verdingungsordnung für Leistungen – ausgenommen Bauleistungen – vom 11.06.2010 (BAnz. Nr. 196a vom 29.12.2009)

14.9 Zeitschriften des Wasserversorgungsfaches

Ein ausführliches Verzeichnis, auch der einschlägigen Zeitschriften des Auslandes, ist im Jahrbuch Gas und Wasser des BGW-DVGW enthalten.

1. Acta hydrochimica et hydrobiologica; Zeitschrift für Wasser- und Abwasserforschung	Weinheim	Wiley-VCH-Verlag
2. bbr Wasser-, Kanal- und Rohrleitungsbau	Köln	R. Müller
3. DVGW Energie Wasser Praxis	Bonn	Wirtschafts- und Verlagsge- sellschaft Gas und Wasser
4. Gas, Wasser, Abwasser	Zürich	Schweiz. VGW
5. Gas, Wasser, Wärme	Wien	Lorenz
6. Gesundheitsingenieur	München	R. Oldenbourg
7. GWF Wasser/Abwasser	München	R. Oldenbourg
8. Kommunalwirtschaft	Wuppertal	Deutscher Kommunalverlag
9. Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft	Wien	ÖWAV
10. Wasserwirtschaft	Wiesbaden	Vieweg
11. wwt Wasserwirtschaft–Wassertechnik mit Abwassertechnik	Berlin	Verlag Bauwesen
12. Wasser und Boden	Hamburg	P. Parey
13. ZfK – Zeitung für kommunale Wirtschaft	Köln	Sigillum-Verlag
14. 3 R – International	Essen	Vulkan-Verlag

14.10 Weitere Schriftenreihen und technische Mitteilungen

1. DVGW-Schriftenreihe Wasser und DVGW-Schriftenreihe Gas/Wasser mehrere Bände, darunter Berichte über die Wasserfachlichen Aussprachetagungen des DVGW und DVGW-Fortbildungskurse sowie über Forschung und Entwicklung, Lehr- und Handbücher Wasserversorgung (s. Abschn. 14.6)
2. DVGW Sonderveröffentlichungen Gas und Wasser
3. GWF-Sonderdrucke Korrosionsfragen – Rohrnetz

4. Schriftenreihe Wasserchemie Karlsruhe
Veröffentlichungen des Bereichs und des Lehrstuhls der Wasserchemie und der DVGW-Forschungsstelle am Engler-Bunte-Institut der Universität Karlsruhe
5. Technische Mitteilungen der FIGAWA
Merkblätter, Richtlinien, technische Regeln u. Ä. (abgedruckt in „bbr“ und DVGW-Energie Wasser Praxis, s. Abschn. 14. 9)

15. Stichwortverzeichnis

- ζ-Wert 614
- 50-Tage-Linie 147
- Abfluss
 - oberirdisch 52, 57
 - unterirdisch 52, 59
- Abflussbildung 62
- Abflussdauerlinie 58
- Abflussganglinie 58, 62
- Abflusskurve 57
- Abflussmessung 97
- Abflussspende 58, 59
- Abflusssummenlinie 57, 58
- Abgabe 868
- Abnahme 775
- Abschlussbauwerk 124
- Abschreibung 868
- Abschreibungssatz 866
- Absenkrichter 87
- Absenkungsgerade 71
- Absenkungskurve 70
- Absetzteich 115
- Abperklappe 551
- Abstandsgeschwindigkeit 77, 78, 145, 147
- Abstandshalter 120
- Adsorption 255
- Adsorptionswasser 59
- Aktivkohle 255, 281
- Algen 279
- Alphabet
 - griechisches 888
- Aluminiumablagerung 136
- Aluminiumentfernung 295
- Ammonium 197
- Ammoniumentfernung 284
- Analysenverfahren 215
- Anbohrbrücke 570
- Anbohrschelle 568, 691, 693
- Anbohrung 568
- Anisotropie
 - hydraulische 65
- Anlage
 - nicht ortsfeste 741, 744
 - Wert 779
- Anlagenkennlinie 333
- Anlagenmechaniker 820
- Anlagennachweis 870
- Anlagenteil
 - Anforderungen 817
 - Kontrolle 841
 - Wartung 841
- Anlagenverzeichnis 839
- Anlasstransformator 357
- Anschlussgrad 14, 42
- Anschlussleitung 521, 551, 860
 - Armatur 568
 - Bemessung 29, 30, 632
 - Einbau 692
 - Entlüftung 558
- Anströmspitze 87, 90
- AOX 213
- Aquifer 60
- Arbeitspreis 874
- Arbeitssicherheit 834
- Arbeitsstreifenbreite 656
- Armatur 548
- Armaturenkombination 744
- Arsen 65, 80, 175
- Arsenentfernung 294
- Arzneimittel 97
- Asbestzement 522, 540
- Aufbereitungsverfahren 230, 270
- Aufgabenfeld 814
- Aufhärtung 292
- Aufmaß 775
- Aufsatzrohr 113, 117, 119
- Aufschlussbohrung 81
- Auftriebskraft 588
- Aus- und Fortbildung 820
- Ausbauverrohrung 109, 113
- Ausfluss
 - freier 618
- Aushub
 - maschinell 662
- Auskleidungsprinzip 517
- Auslauf-Armatur 31
- Auslaufbauwerk 562
- Ausrüstung
 - hydraulische 478, 497
- Ausschreibung 772
- Außenanlage 488
- Außenlaschenverbindung 118
- AVBWasserV 7, 830
- Axialschubausgleich 330

- Bahngeschwindigkeit 77
- Bahnkreuzung 702
- Baseflow-Index 62
- Basisabfluss 62
- Bauausführung 462, 471
- Baugrund 656
- Baukosten 779
- Baukostenzuschuss 874
- Baumaßnahme 863
- Bauoberleitung 765
- Bauordnung 771
- Bauplatz 451
- Baurecht 831
- Baustelle
 - Gemeinkosten 781, 782
- Baustoff 463
- Baustoffkosten 781
- Bauüberwachung 766
- Bauverwaltung 767
- Bauvoranfrage 771
- Bauwerk
 - Setzung 84
- Bearbeitung
 - statische 464
- Bedarfsprognose 41
- Bedienmonitor 370, 379
- Bedienungshaus 461, 467
- Beharrungszustand 68, 129, 132
 - quasi-stationärer 69
- Beitrags- und Gebührensatzung (BGS-WAS) 831
- Belichtung 477
- Belüftung 477
- Belüftungsverfahren 239
- Bemessung 28
- Benchmarking 870
 - Verbändeerklärung 872
- Berechnungsdurchfluss 31
- Berichtspflicht 135
- Berstlining 708
- Berufliche Weiterbildung 821
- Bescheid
 - wasserrechtlicher 107, 134, 138, 826
- Beschichtung
 - zementgebundene 468
- Bestandslageplan 583
- Bestandsplan 107
- Beton 463
 - Verarbeitung 465
 - wasserundurchlässiger 463
- Betonnachbehandlung 466
- Betonrezeptur 464
- Betonstahl 464
- Betonzusatzmittel 463
- Betonzusatzstoff 463
- Betonzuschlag 463
- Betreibermodell 807
- Betrieb 805, 814
- Betriebs- und Organisationshandbuch (BOH) 815
- Betriebsaufgabe 834
- Betriebsaufzeichnung 835
- Betriebsfeld 333
- Betriebsführung 807
- Betriebsführungsmodell 807
- Betriebshandbuch 510
- Betriebskostenzuschlag 784
- Betriebsleitung 813
- Betriebsplan
 - wassergütewirtschaftlicher 154
- Betriebspunkt 333, 340, 387, 403, 404
- Betriebstagebuch 835
- Bewehrung 466
- Beweissicherung 83, 107, 130, 134
 - pflanzensoziologische 84
- Bewilligung 134, 769
- Bieter
 - Qualifikation 772
- Bilanz 866
- Biofilmbildung 514
- Blei 176
- Blindschaltbild 373
- Blitzableiter 401
- Bodeneingriff 147
- Bodenklasse 125
- Bodenradar 82
- Bodenverband 809
- Bodenverdunstung 56
- Bodenwasser 59
- Bohrachse 116
- Bohrarbeit 109
 - Leistungsverzeichnis 111
- Bohrbrunnen 109
- Bohrgutaustrag
 - diskontinuierlicher 114
 - kontinuierlicher 114
- Bohrlochmessung 82
- Bohrlochsprennung 116
- Bohrloch-Wellenpumpe 330
- Bohrmeißel 115
- Bohrprobe 130
- Bohrpunktkarte Deutschland 80
- Bohrquerschnitt 116
- Bohrstelleneinrichtung 116

- Bohrung 82, , 109111
 - Enddurchmesser 110
 - Überwachung 130
- Bohrverfahren 114
- Bor 185
- Branchenbild 871
- Brandschutz 721
- Brückenleitung 701
- Brunnen 84, 108, 117
 - Betriebsführung 135
 - Bewirtschaftung 135
 - Sanierung 137
 - Teilverfüllung 138
 - vollkommener 87
- Brunnenakte 135
- Brunnenalterung 119, 120, 135
- Brunnenausbau 117
- Brunnenausbauplan 69
- Brunneneintrittsverlust 87
- Brunnenfassungsvermögen 85, 86
- Brunnenkopf 123
 - "Brechtel" 125
- Brunnenkopfdeckel 123
- Brunnenkopfrohr 123
- Brunnenradius
 - wirksamer 72, 86
- Brunnenregenerierung 136, 849
- Brunnenreihe 132
- Brunnensteigleitung 124
- Brunnentest 68
- Brunnenvorschacht 123, 124
- BSB 212
- Buchführung
 - kameralistische 865
 - kaufmännische 866
- Buchhaltung 870
- Calcitlösekapazität 190, 193
- Calcium 198
- Calciumcarbonat 263
- Carix-Anlage 269
- Carix-Verfahren 269, 287
- Chlor 300
- Chlordioxid 303
- Chloridgehalt 65
- CKW-Entfernung 242
- Clostridium perfringens 174
- Colebrook-White-Formel 591
- Coliforme Bakterien 174
- Darcy-Weisbach-Formel 591
- Dauerlinie 57
- De Lavaud-Verfahren 528
- Decke 461, 470
- Deckschicht
 - Reinigungswirkung 144
- Dekontamination 296
- Denitrifikation 282
- Desinfektion 298, 299, 300, 510, 688
- Desinfektionsmittel 123, 181, 186, 258, 259, 299, 305
- Desinfektionsverfahren 299
- Deviation 83
- Dichtheitsprüfung 485
- Dienstanweisung 822
 - für Wassermeister 823
- Dienstbarkeit 833
- Differenzmanometer 420
- DIN 2000 5, 901
- DIN 2001 5, 902
- DIN-Norm 898
- Direktabfluss 52, 61
- Dispersion 78, 145
- Dolomit
 - halbgebrannter 264
- Dolomitgestein 67
- Doppelkontinuum-Modell 96
- Doppelporosität 75
- Dosierpumpe 343
- Dränleitung 458
- Dränschicht 458
- Drehbohrverfahren 114
- Drehzahländerung 352
- Drehzahlregelung 333, 336, 352, 384, 385, 388, 391
- Dreieck
 - hydrogeologisches 76
- Dreieckschaltung 354
- Drillingspumpe 342
- Drosselregelung 333
- Druckänderung 392
 - dynamische 392
- Druckbehälter 325, 346, 383, 384, 386, 404, 406, 432
- Druckbehälterpumpwerk 386
- Druckerhöhungsanlage 380, 381, 383, 384, 386, 388
- Druckfilter 244
- Druckhöhe 325, 326
- Druckhöhenverlust 591, 614
 - Colebrook-Formel 593
 - Rohrleitungseinbau 614
 - Tabelle 593
- Druckminderventil 567

- Druckprüfung 680
- Drucksonde 69
- Druckspülbohren 114, 115
- Drucksteigerungspumpwerk 387
- Druckstoß 346, 352, 356, 383, 389, 392, 637
- Druckstufe 528
- Druckverlustmethode 682, 683
- Druckzonendicke 464
- Düker 698, 699
- Duktilguss 521
- Durchlässigkeit 64
- Durchlässigkeitsbeiwert 65
- Durchlaufbehälter 447
- DVGW-Regelwerk 890

- Eckventil 570
- Edelstahlblech 469
- Edelstahl-Rundbehälter 475
- EG-Wasserrahmenrichtlinie 80
- Eichpflicht 425
- Eichung 425
- Eigenbetrieb 809, 866
- Eigenpotenzial
 - elektrisches 82
- Eigenüberwachung 107, 134, 150, 876
- Eigenverbrauch 35
- Eigenwasserversorgung 806
- Einbaugarnitur 554
- Einbettungsbedingung 642
- Einheit
 - gesetzliche 881
 - hydrostratigraphische 95
- Einlaufarmatur 564
- Einrichtung
 - elektrische 484
- Einschubverrohrung 138
- Einzelwasserversorgung 806
- Einzugsgebiet 80, 144, 145, 151
- Einzugsgebietsermittlung 80
- Eisen-(II)/(III)-Filtration 273
- Elektromagnetik 81
- Energiegewinnung 390
- Energierückgewinnung 390
- Engere Schutzzone 145
- Entcarbonisierung 268
- Enteignungsrecht 832
- Enteisenung 273
 - unterirdische 276
- Enterokokken 174
- Enthärtung 208, 268, 287
- Entleerungsleitung 482
- Entleerungsvorrichtung 561
- Entlüfter
 - selbsttätig 556
- Entlüftung 477
- Entlüftungsarmatur 556, 558
- Entlüftungsrohr 571
- Entmanganung 277
- Entnahmebereich 87, 88
- Entnahmebreite 88
 - auf Fassunghöhe 89
- Entnahmeleitung 481
- Entnahmeturm 141
- Entölung 232
- Entsalzung 291
- Entsanden 120, 125
- Entsandung 231
- Entsandungspumpe 127
- Entsäuerung 271
- Entsäuerungsverfahren 271, 273
- Entwässerungsanlage 483
- Entwickeln 125
- Entwurf 779
- Entwurfslageplan 581
- Entwurfslängsschnitt 585
- Entwurfsplanung 760
- Eosin 78
- EP-Beschichtung 549
- Erdlast 645
- Ergiebigkeit
 - spezifische 85
- Erkundungsbohrung 109
- Erlaubnis 134, 769
- Erneuerungsverfahren 708
- Ersatzstromerzeugungsanlage 344, 361, 398, 400
- Escherichia coli 174
- Europäische Wasser-Charta 3
- Evaporation 56
- Evapotranspiration 56

- Fachkraft
 - für Wasserversorgungstechnik 819, 820
- Fachpersonal
 - technisches 818
- Fachplanung 749
- Fallmantelhydrant 567
- Fällmittel 258
- Fällung 258
- Fällungsverfahren 287
- Farbe 279
- Faserzement 540

- Fassungsbereich 145
- Fe(II)-Filtration 274
- Fe(III)-Filtration 275
- Fehlbohrung 82
- Feldkapazität 59
- Fels
 - Benennung 111
 - Beschreibung 111
- Felsklasse 125
- Fernleitung 521
 - Trassieren 573
 - Bemessen 621
- Fernsehbefahrung, s. auch Kamerabefahrung 83
- Fernwasserversorgung 806
- Fertigteilbauweise 471
- Fertigteil-Großrohrbehälter 475
- Fertigteil-Rechteckbehälter 473
- Fertigteil-Rundbehälter 471
- Festgestein 60, 63, 64, 96, 144
- Festigkeitsklasse 463
- Feuerlöschanlage 722
- Feuerwehr 726
- Feuerwehrrampe 728
- Filter 244
- Filtereintrittsfläche 118
- Filterfaktor 121
- Filtergeschwindigkeit 77
- Filterkies 120
- Filterkieseinbau 123
- Filterkieskörnung 120, 122
- Filterkiesschicht 110
- Filterkiesschüttung 109, 120
- Filtermantelfläche 118
- Filtermaterial 246
- Filterrohr 109, 117
 - Bemessung 119
 - Durchmesser 110
- Filterrohrmaterial 119
- Filterrohrverbindung 118
- Filterrückspülung 249
- Filtersand 120
- Filtration 244, 274
- Finanzwesen 865
- Flachbelüfter 241
- Flächenplanung 749
- Flanschverbindung 118, 531, 673
- Fliesen 469
- Fließgeschwindigkeit 589, 622
- Flockung 233, 258
- Flockungshilfsmittel 234
- Flockungsmittel 233
- Flotation 233, 239
- Flowmeter 83
- Fluoreszenzfarbstoff 78
- Flurabstand 84
- Flusswasser 100
- Flusswasserfassung 142
- Förderanlage 380
- Fördereinrichtung 124
- Förderhöhe 325
- Formstück
 - aus duktilem Gusseisen 533
 - aus Stahl 540
- Fräsverfahren 707
- Fremdwasserbezug 10
- Frequenzumrichter 350, 351, 356, 385, 405
- Froschkappe 105, 563
- Frostschaden 857
- Fuge 459
- Führungskraft
 - technische 818
- Füllkörperkolonne 242
- Fundament 458
- Funknetz 372
- Gamma-Gamma-Verfahren 82
- Gamma-Log 82
- Gamma-Strahlungs-Intensität 82
- Ganglinie 57
- Garantiepunkt 339
- Gasaustausch 239, 240
- Gefährdungspotenzial 148
- Gefälle 459, 461
- Gegenbehälter 448
- Gemeinkosten 782, 784
- Geoelektrik 81
- Georadar 82
- Geradlinienverfahren 73
- Geräteinsatz 781
- Gerätekosten 781, 782
- Geruch 279
- Gesamtporosität 75
- Geschäftsbericht 870
- Geschmack 279
- Gesetz 911
- Gesetzliche Einheit 881
- Gestaltung
 - äußere 497
- Gestattungsvertrag 834
- Gesteinsdurchlässigkeit 65
- Gesundheitsrecht 829
- Gewässerbenutzung 825

- Gewässersohle
 - Durchlässigkeit 96
- Gewebekorb 123
- Gewebeschlauchreining 706
- Gewerbesteuer 869
- Gewindeverbindung 539
- Gewinn- und Verlustrechnung 867
- Gipsgestein 65
- Gipswasser 80
- Graben
 - geböscht 664
- Grabensohle 667
- Grabenverbau 661, 663
- Gradient
 - hydraulischer 65
- Grauguss 521
- Grauwasser 9
- Großrohrbehälter 475
- Großschadensereignis 731
- Großvertikalfilterbrunnen 131
- Grundablass 103
- Grundbuch 832
- Grunddienstbarkeit 769
- Grunderwerb 833
- Grunderwerbsteuer 869
- Grundgebühr 874
- Grundpreis-Bemessung 874
- Grundrissform 451
- Grundschutz 43
- Grundsteuer 869
- Grundstücksrecht 832
- Grundstückswesen 865
- Gründung 458
- Grundwasser 50, 60, 63, 161
 - angereichertes 50
 - künstlich angereichertes 168
 - Schutzgebiet 144
 - uferfiltriertes 50
- Grundwasserabsenkung 84, 85, 667
 - gleiche Linien 69
 - Reichweite R 85
- Grundwasseranreicherung 63, 97, 257
- Grundwasserbahnlinie 76
- Grundwasserbelastung
 - anthropogene 80
 - geogene 80
- Grundwasserbeschaffenheitskarte 80
- Grundwasserbilanz 80, 84, 94, 95
- Grundwasserdargebot 80
- Grundwasserdargebotsermittlung 95
- Grundwasserdeckfläche 60
- Grundwasserdruckfläche 60
- Grundwassereinzugsgebiet
 - Abgrenzung 95
- Grundwasserentnahme 84, 95
- Grundwassererkundung 79
- Grundwassererschließung 79, 82, 773
- Grundwasserfließgeschwindigkeit 77, 78, 79
- Grundwasserfließrichtung 76
- Grundwassergefälle 65, 76
- Grundwassergeringleiter 60
- Grundwassergleiche 69, 76
- Grundwassergleichenplan 76, 80
- Grundwasserhemmer 60
- Grundwasserhöflichkeit 64
- Grundwasserhöhenlinie 76, 88
- Grundwasserhydraulik 65
- Grundwasserisohypse 76
- Grundwasserleiter 60, 63
- Grundwasserleitertest 68
- Grundwassermessstelle 83
- Grundwassermächtigkeit 65
- Grundwassermessstelle 60, 68
- Grundwassermodell 81, 84, 94
- Grundwasserneubildung 52, 61, 62
 - natürliche 84
- Grundwasserneubildungsrate 62
- Grundwassernichtleiter 60
- Grundwasserpotenziallinie 76
- Grundwasserpumpwerk 381
- Grundwasserqualität 80
- Grundwasserspeicher 433
- Grundwasserspiegel 60, 80
 - artesisch 60
 - gespannt 60
 - ungespannt, frei 60
- Grundwasserstockwerk 60, 109
- Grundwasserstromlinie 76
- Grundwasserströmung 76
- Grundwasserströmungsmodell 95
- Grundwasserüberdeckung
 - Schutzfunktion 144
 - Schutzwirkung 145
- Grundwasservorkommen 64
- Gusseisen
 - duktiles 528
- Gutachten
 - hydrogeologisches 109
- H/3 86
- Haftwasser 59
- Haltedruckhöhe 332
- Hammerbohren 114, 115

- Handaushub 662
- Hangzerreißung 65
- Hauptleitung 521, 656
- Hauptpumpversuch 129
- Hauptpumpwerk 380, 381
- Hauptsperre 151
- Hauptwert 59
- Hausanschluss 691
- Hausinstallation 708, 799
- Hauswasserzähler 422, 857
- Herdmauer 103
- Hinweisschild 572, 687
- HOAI 749, 753–756
- Hochbehälter 431, 443, 488
 - Anforderungen 443
 - Höhenlage 446
 - Wassertiefe 455
- Höhlenquelle 93
- Hohlraumanteil 65, 75
 - durchflusswirksamer 75
 - speicherwirksamer 75
- Honorarzone 753
- Horizontalfilterbrunnen 90, 132
- Hydrant 565
 - Abstand 722
- Hydrogeologie 51
- Hydrologie 51
- Hypochlorit 300

- Inbetriebnahme 777
- Indikatorparameter 172, 186
- Infiltrationsgrenze 75
- Informationssystem
 - geografisch 632
- Ingenieurbüro 749
- Ingenieurleistung 753
- Innendruck 637
- Innenemaillierung 549
- Instandhaltung 508, 841
- Instandsetzung 514, 841, 848
- Instandsetzungsprinzip 517
- Investition 7
- Ionenaustausch 267
- Ionenaustauscher 267
- Ionenaustauscherverfahren 287
- Isotop 62
- Isotopenmessung 97

- Jahresbericht 870

- Kalibermessung 83
- Kalium 200
- Kaliumpermanganat 258
- Kalkgestein 67
- Kalkhydrat 266
- Kalkstein 63, 263
- Kalkulation 780
- Kamerabefahrung 83, 134
- Kapillarwasser 59
- Kapitalgesellschaft 810
- Karst 144
- Karstgrundwasserleiter 64, 76, 79, 93, 145, 147
- Karstquelle 93
- Kartellbehörde 875
- Kasse 873
- Kassenwesen 873
- Katastrophe 731
- Kennkorn 121
- Kennkornlinie 121
- Kennzahlenvergleich 871
- Kennzeichnung in Rohrmuffe 529
- Kernbohren 115
- kf-Wert 65
- Kiesbelagfilter 119, 137
- Kiesfilterbrunnen 109
- Kiespumpe 114
- Kiesschüttung 103
- Klarpumpen 125
- Klebemuffe 543
- Kleinanlage 741
- Kluftgrundwasserleiter 63, 65, 76, 79, 93, 145, 147
- Klüftung 64, 65
- Kluftvolumen 75
- Kohlenwasserstoff
 - chlorierter 280
- Kolben 126
- Kolbenpumpe 326, 341, 343, 346
- Kolmatierung 97
- Kolmation 97
 - äußere 136
 - innere 136
- Koloniezahl 174
- Kommunalunternehmen 810
- Kontinuitätsgleichung 590
- Kontrolle 510
- Konzessionsabgabe 869
- Kooperation 807
- Kooperationsvertrag 147
- Kornaktivkohle 256
- Korndurchmesser
 - wirksamer 66
- Korngrößenfraktion 111

- Korngrößenverteilung 66, 122
- Korngrößenzusammensetzung 82
- Kornverteilungskurve 66
- Körperschaftsteuer 868
- Korrosion 136, 524
- Korrosionsinhibitor 293
- Korrosionsschutz 483, 525, 548
- Korrosionsschutzverfahren
 - kathodisch 527
- Kostenberechnung 779
- Kostenfeststellung 779
- Kostenindex 801
- Kostenschätzung 779, 786
- Kostenstruktur 874
- Kostenzusammenstellung 763
- Krankheitserreger 173
- Kreiselpumpe 327, 330
 - Abnahmeprüfung 338
 - Betriebspunkt 333
 - Betriebsverhalten 328
 - Bypassregelung 338
 - Drehzahlregelung 335
 - Drosselregelung 337
 - Hintereinanderschaltung 336
 - Kennlinie 328, 333
 - Parallelbetrieb 336
- Krise 731, 732
- Krisenplan 733
- Krisenstab 733, 737
- Kristallingestein 67
- Krümmen
 - Sicherung 677
- Kugelhahn 551
- Kulmination
 - untere 88
- Kundenbetreuung 875
- Kunststoff
 - glasfaserverstärkt 547
- Kunststoffabdichtungsbahn 469
- Kunststoff-Auskleidung 469
- Kunststofffilterrohr 119
- Kupfer 184
- Kurzschluss
 - hydraulischer 68, 109
- Kurzschlussläufer 349
- Labor 840
- Lageplan 759
- Langsamentkarbonisierung 287, 290
- Langsamfilter 250
- Längsschnitt 577
- Langzeitpumpversuch 69
- Lasttrennschalter 358
- Laufgrad 327, 328
- Leckage 75
- Lecksuche 855
- Legionella pneumophila 175
- Leistungscharakteristik 85
- Leistungskurve 85, 129
- Leistungsrückgang 135
- Leistungsschalter 358, 359
- Leistungstest 68
- Leiter 572
- Leitparameter 83
- Leitsystem
 - zentrales 369
- Lichtlot 69
- Lichtwellenleiter 372
- Liegenschaftskataster 833
- Linksspülung 114
- Lockergestein 60, 63, 79
- Lohnkosten 781, 782
- Lokalautomatik 375
- Löschfahrzeug 726, 727
- Löschgruppe 721
- Löschwasserbedarf 42, 722
- Löschwasserbehälter 505
- Löschwasserbrunnen 722
- Löschwasserleitung 482, 725
- Löschwasserspeicher 434
- Löschwasserteich 505
- Löschwasserversorgung 721
- Löschwasservorrat 441, 442
- Lösungsvorgang 65
- Ludin-Formel 613
- Luftfeuchtigkeit 100
- Lufthebebohren 114, 116
- Lysimeter 56, 62
- Makropore 145
- Mammutpumpe 342
- Mangel 508, 509
- Markierungsstoff 78
- Markierungsversuch 77, 93, 94, 97
- Mauerdurchführung 692
- Meerwasser 50, 100
- Mehrbrunnenanlage 89
- Mehrbrunnengleichung 89
- Mehrwertsteuer 869
- Mehrzweckbauwerk 497
- Meißel 115
- Membranrückflussverhinderer 556
- Membranventil 554
- Membranverfahren 251, 287

- Messnetz 68, 135
- Messwehr 104, 105, 421
- Microsilika-Spritzmörtel 468
- Mikrobiologische Probeentnahme 220
- Mikrofiltration 255
- Mindestschüttung 93
- Mindestüberdeckung 574
- Mindestversorgungsdruck 446
- Mischbarkeit 80
- Mischluftheber 342
- Mischwasser 311
- Mittellohn 781
- Mobilfunknetz 372
- Modell
 - hydrogeologisches 95
 - Kalibrierung 96
 - numerisches 96
- Motorkühlung 358
- Motorschutzeschalter 358, 359
- Muffen-Rohr
 - Verbindung 671
- Muffen-Verbindung
 - längskraftschlüssig 532
- Multi-Barrieren-System 223

- Nachfall 117, 123
- Nanofiltration 253, 287
- Nassjahr 53
- Nassläufer 330, 415
- Nass-Spritzverfahren 468
- Natronlauge 266
- Netzmeister 819, 820
- Neuausbau 138
- Neutralisation 262
- Neutron-Gamma-Verfahren 82
- Neutron-Log 82
- Nickelentfernung 296
- Niederschlag 52
- Niederschlagswasser 100
- Niedrigwasserabfluss 62, 84
- Nitratentfernung 281
- Nitritentfernung 283
- Normverbau 664
- Notfall 731
- Notfallplanung 731
- Nutzhalt 434, 442, 493
- Nutzungseinschränkung 145

- Oberflächenbeschickung 237
- Oberflächengewässer
 - Exfiltration 84
 - Infiltration 84
 - Niedrigwasserabfluss 84
 - Restabfluss 94
- Oberflächenwasser 50, 100, 165
- Oberflächenwasserentnahme 139
- Objektplanung 749
- Objektschutz 44, 401
- Ökologie 84
- Organisation 806, 812, 815
- Organisationsverschulden 814
- Ortbetonbauweise 462
- Ortsbegehung 842
- Oxidation 258, 281
- Oxidationsmittel 259
- Ozon 258

- Parallelplattenabscheider 238
- Parameter
 - chemischer 175
 - mikrobiologischer 173
- Partikelfilter 567
- PE-HD Profilplatte 469
- Peilrohr 87, 120
- PE-Relining 706, 708
- Perforation 138
- Permeameter 66
- PE-Rohr
 - Verbindung 676
- Personalbedarf 818
- Personalqualifikation 818
- Personalwesen 865
- Pflanzenbehandlungsmittel 280
- Pflanzenverdunstung 56
- Pflugverfahren 707
- Polpaarzahl 351
- Polyethylen 523
- Polyethylen-Rohr 544
- Polyvinylchlorid 523
- Porengrundwasserleiter 63, 65, 76, 96
- Porenwinkelwasser 59
- Porosität 75
 - nutzbare 63, 75
- Potenzial
 - hydraulisches 76
- POX 213
- Preiskontrolle 874
- Press-Ziehverfahren 707
- Profil
 - geologisches 70
 - hydrogeologisches 80
- Prozess-Benchmarking 871
- Prozessleitsystem 366, 369, 373, 377
- Prüfabschnitt 681

- Public-Private-Partnership (PPP) 807
- Pulveraktivkohle 257
- Pumpe
 - Kennlinie 328
 - mehrstufige 330
- Pumpenaggregat 327, 339, 395, 404, 408
- Leistungsbedarf 327
- Pumpensystem 325
- Pumpversuch 66, 67, 83, 129
 - Auswertung 70
- Pumpwerk 380, 394
- PVC-U-Rohr 542

- Q-s-Kurve 85
- Quecksilber 181
- Quellableitung 103
- Quellaustritt
 - Freilegung 93
- Quelle 92
 - absteigende 92
 - aufsteigende 92
- Quelleinzugsgebiet 94
- Quellfassung 102
- Quellschacht 103
- Quellschüttung 102, 103
- Quellschüttungsmessung 93
- Quellentyp 92
- Quellwasser 50, 161

- Radonentfernung 296
- Rauheit 622
 - Beiwert 591, 593
- Raumfilter 244
- Rechen 231
- Rechnungswesen 873
- Rechtsspülung 114
- Rechtsvorschrift 823
- Rechtswesen 864
- Redoxpotential 213
- Regelkreis 367
- Regeln der Technik 10
- Regelventil 552
- Regeneriermittel 137
- Regenerierung 136
- Regenwassernutzung 9
- Regiebetrieb 808, 865
- Reichweite
 - Absenkung 72, 85, 90
- Reinigung 510
- Reinigungsmittel 511
- Reinigungsverfahren 511
- Reka-Kupplung 541

- Reservebrunnen 132
- Restsandgehalt 126, 128
- Reynolds'sche Zahl 158, 590
- Richtlinie 911
- Ringkolbenventil 552
- Ringkolbenzähler 413
- Ringraum 110
- Ringraumnachdichtung 138
- Risikomanagement 732, 861
- Rissbreite 465
- RiStWag 144
- Rohr
 - Erdüberdeckung 657
 - geschweißt 536
 - mit Steckmuffe 538
 - nahtlos 536
 - Verlegung 671
- Rohrboden 109
- Rohrbruchsicherung 482
- Rohrdurchführung 482
- Rohrgraben
 - Wasserhaltung 666
 - Widerlager 679
- Rohrgrabenbreite 660
- Rohrklasse 529
- Rohrleitung 479
 - Auftauen 859
 - Desinfektion 307
 - Fördervermögen 850
 - Instruktionsverfahren 575
 - Ortung 851
 - Rauheitswert 592
- Rohrleitungsbau 655
- Rohrmaterial 482
- Rohrnetz 521
 - Belastungsplan 629
 - Bemessung 623
 - Hardy-Cross-Verfahren 628
 - Plan 577
 - Rechenetzplan 629
 - Strangdurchfluss 628
 - Stuttgarter Verfahren 630
- Rohrreinigung 851
- Rohrschnitt 138
- Rohrverbindungen
 - Klebemuffe 544
- Rohrvortrieb 707
- Rohwasser 83, 160
- Rohwasserqualität 163
- Roots-Gebläse 346
- Rotarybohren 114

- Rückbau
– Quelle 107
Rückbau
– Brunnen 137, 138
Rückschlagklappe 555
Ruhedruck 624
Rundgewindeverbindung 118
- Salinarwasser 80
Salzgestein 65
Sammelschacht 103
Sandfang 105
Sandgehalt 126
Sandstein 63
Sanftanlauf 356
Sanierung 514
– Brunnen 137
Sanierungsverfahren 706
Saprobie 165
Sauerstoff 258
Sauerstoffeintrag 274, 284
Saugbohren 114, 116
Saughöhe 326, 331, 403
Saugmantel 120
Schachtbrunnen 108
Schachtdeckel 571
Schaden 509
Schadensmeldung 838
Schädlingsbekämpfungsmittel 280
Schallgeschwindigkeitsmessung 83
Schalungsbahn 465
Schappen 114
Schaumlöschanlage 724
Schichtquelle 92
Schichtquellenfassung 102
Schieber 550
Schlagbohrverfahren 114
Schlagbrunnen 108
Schlauch 728
Schleifringläufer 350
Schleudergussverfahren 528
Schlitzbrücke 117
Schluckbrunnen 63, 98
Schlussrechnung 779
Schnellentkarbonisierung 287, 290
Schnellfilter 244
Schocken 127
Schraubmuffenverbindung 531
Schriftenreihe 915
Schurf 102
Schürfarbeit 102
Schütt Korngröße 121
Schüttrohr 123
Schütttrichter 123
Schüttungsquotient 93
Schüttungsschwankung 93
Schutzarten der Elektromotoren 357
Schutzgebiet
– Bemessung 145, 151
– Festsetzung 828
Schutzgebietsgrenze 145
Schutzgebietsverordnung 144, 147, 828
Schutzkleidung 842
Schutzmaßnahme 861, 862
Schutzrohre 696
Schutzzone
– engere (Zone II) 147
– Grundwasser 145
– weitere (Zone III) 147
Schwankungsziffer 93
Schweißverbindung 539, 673
Schwerstange 115
Schwimmerventil 563
SDR 542, 544
Sedimentation 233, 236, 274
Sedimentationsanlagen 237
See 100
Seewasserfassung 142
Seihwasser 63
Seilschlagbohren 114
Seismik 81
Sekundärquelle 93
Selbstabdichtung 97
Selbstkosten 781
Selen 185
Sichardt-Formel 85, 90
Sicherheitsvorrat 440
Sichtprüfung 684
Sickerfassung 89, 139
Sickergalerie 89
Sickerleitung 103
Sickerraum 63
Sickerstrecke 86
Sickerwasser 59
Sieb 565
Siebanalyse 82, 122
Sieben 232
SI-Einheit 882
Slug- and Bail-Test 67
Sohle 458, 470
Sonderobjekt 28
Soziale Abgaben 781, 782
Spaltenquelle 93
Spannbetonrohr 541

- Speicherbecken 140
- Speicherinhalt 140, 441
- Speicherkennlinie 140
- Speicherkoeffizient 68, 73, 75
- Sperrbauwerk 141
- Sperrrohr 109, 123
- Spiralgehäusepumpe 330
- Spiralleitwandbehälter 453
- Sprinkleranlage 723
- Spritzmörtel 468
- Spritzverzinkung 525
- Spülauslass 561
- Spülbohrverfahren 114, 134, 707
- Spülbrunnen 108
- Spülflüssigkeit 114, 116
- Spülung 114, 688, 850
- Spülverlust 115
- Spülwasserbehandlung 307
- Spülzusatz 115
- Stahl 522, 536
- Stahlbeton 462
- Stahlfilterrohr 117, 118
- Stahlrohr
 - Schweißverbindung 673
- Statistisches Bundesamt 13, 47
- Staugrenze 75
- Staumauer 103
- Stauquelle 93
- Stauquellenfassung 105
- Steckmuffenverbindung 530
 - zugfeste 118
- Steighöhe
 - kapillare 60
- Steigleitung 109, 119, 124
- Stern-Dreieck-Anlauf 330, 354
- Stern-Dreieck-Schaltung 349, 354, 403
- Steuer 868
- Steuerkette 367
- Steuerung
 - speicherprogrammierbare 369
- Stichtagsmessung 76
- Stickstoffverbindung 179, 181, 281
- Stoff
 - wassergefährdender 862
- Stoffkosten 781, 782
- Stofftransportmodell 95, 96
- Stollenfassung 139
- Stopfbuchsenmuffenverbindung 531
- Strahlrohr 729
- Strahlsaugbohren 114, 116
- Straßenbenutzungsrecht 833
- Straßenkappe
 - Ortung 851
- Straßenkreuzung 696
- Strickler-Formel 612
- Strippen 240
- Stromleitung 359
- Stundenprozentwert 26
- Stundenspitzenfaktor 25
- Stütze 461, 470
- Stützkorngerüst 121
- Subunternehmer 781
- Summenlinien-Verfahren 435, 438
- Sumpfrohr 109, 120
- Systemprüfdruck 682
- Tagesausgleichsvolumen 438
- Tagesspitzenfaktor 20
- Talsperre
 - Schutzgebiet 150
 - Schutzzone I 152
 - Schutzzone II 152
 - Schutzzone III 153
- Tätigkeitsfeld 814
- Tauchmotorpumpe 330
- Technisches Personal
 - Anforderungen 816
- Technisches Regelwerk 823, 824
- Technisches Sicherheitsmanagement (TSM) 817
- Telekommunikationsnetz 372
- Teleskopieren 111
- Tenside 511
- THEIS'sche Brunnenfunktion 73
- Thermistorgerät 359
- Tiefbehälter 439, 504
- Tiefengrundwasser 61
- Ton-Zement-Suspension 123
- Tracer 77
- Transmissivität 65
- Transpiration 56
- Trassieren 573
- Trennfläche 64
- Trennfuge 75
- Trennschalter 359
- Trennstromlinie 88
- Trenntransformator 364
- Trinkwasser 4
 - Anforderungen 5, 814
- Trinkwasseraufbereitung 229
- Trinkwasserinstallation 799
- Trinkwasserschutzgebiet 143
 - Überwachung 150

- Trinkwassertalsperre 100, 139, 433, 443
- Trinkwasserverordnung 5, 170, 830
- Trinkwasserversorgung 228, 731, 741
- Trinkwasserversorgung
 - Sicherheit 228
- Trockenbohren 114
- Trockenjahr 53
- Trockenläufer 415
- Trockenspritzverfahren 468
- Trübstoffeintrag 151
- Trübstoffentfernung 93
- Trübungsmessung 93
- Typkurvenverfahren 73

- Überbohren 138
- Übereich 103
- Überflurhydrant 566
- Übergabestelle 744
- Überlauf 103
- Überlaufleitung 481
- Überlaufquelle 93
- Übersichtslageplan 581, 759
- Übersichtslängsschnitt 584, 759
- Übertragungsverfahren 371
- Überwachung 805
 - durch Behörde 875
 - staatliche 877
- Uferfiltrat 51, 96, 101, 169
- Uferfiltration 63
- Ultrafiltration 96, 255
- Umbau 756
- Umführungsleitung 482
- Umkehrosmose 253, 282
- Umkehrspülung 114
- Umrechnungstabelle 884
- Umsatzsteuer 869
- Umweltschutz 3
- Umweltstatistik 13
- Umweltverträglichkeit 84
- Unfall
 - mit wassergefährdenden Stoffen 862
- Ungleichförmigkeitsgrad 66
- Unterflurhydrant 565
- Unternehmensaufbau 811
- Unternehmensform 808
- Unternehmensleitung 811
- Unternehmer
 - Anforderungen 814
 - Pflichten 814
- Unterwassermotorpumpe 109, 119, 124, 330, 382
- Uran 65, 185, 205
- Uranentfernung 296
- Uranin 78
- UV-Bestrahlung 305

- Ventilbüchse 114
- Verband 889
- Verbandsausschuss 812
- Verbandsversammlung 811
- Verbandsvorsitzender 812
- Verbaugerät 666
- Verbrauchseinheit 31
- Verdichtung 668
- Verdunstung 52, 56
- Verdüsung 241
- Verein 889
- Verengungsquelle 93
- Verfahren
 - biologisches 270
 - wasserrechtliches 825
- Vergabewesen 864
- Verkehrslast 641, 643
- Verlegung
 - grabenlose 705
- Vermögensteuer 869
- Verockerung 86, 120, 136
- Verordnung 911
- Versandung 136
- Versauerungsgefahr 102
- Verschleimung 136
- Versicherungswesen 864
- Versickerungsanlage
 - oberirdisch 98
 - unterirdisch 98
- Versickerungsbecken 63, 98
- Versickerungsgraben 98
- Versickerungskurve 98
- Versickerungsleistung 98
- Versickerungsversuch 67
- Versinterung 136
- Versorgungsalternative 79
- Versorgungsleitung 521, 656
- Versorgungsvertrag 831
- Versuchsbohrung 81, 82, 109
- Verteidigungsfall 737
- Vertikalität 83
- Vertrag
 - privatrechtlicher 831
- Vertragswesen 864
- Verwaltung 805, 863
- Verwaltungsaufgabe 864
- Verwaltungskostenbeitrag 869
- Verwaltungsleitung 813

- Verwerfungsquelle 93
- Viskosität 158
 - kinematische 65
- Vollrohr 109, 117, 119
- Vollwandrohr 109, 117, 119
- Vorentwurf 779
- Vorfeldmessstelle 135
- Vor-Ort-Bedienung 375
- Vorplanung 758
- Vorpumpversuch 129
- Vorsperre 140, 151

- Wand 460, 470
- Wärmedämmung 457
- Wärmeschutz 456
- Wasser
 - Belüftung 239
 - Dichte 157
 - hygroskopisches 59
 - juveniles 49
 - Mischung 311
 - reduziertes 278
 - Schutz 223
- Wasserabgabe 7, 14, 15, 16, 21
 - an Letztverbraucher 15
 - pro Jahr 16
 - pro Monat 18
 - pro Stunde 23
 - pro Tag 19
- Wasserabgabe-Dauerlinie 22
- Wasserabgabe-Ganglinie 21
- Wasserabgabesatzung (WAS) 830
- Wasseranalyse 216
- Wasserandrangkurve 69, 85, 136
- Wasserart 50
- Wasseraufbereitung 157
- Wasserbedarf 15, 38
 - einwohnerbezogener 41
 - im Krisenfall 44
- Wasserbedarfsberechnung 45
- Wasserbehälter 508
 - Außerbetriebnahme 510
 - Desinfektion 509, 510, 512
 - Entleerung 510
 - in Hochlage 431
 - in Tieflage 432
 - Inbetriebnahme 510
 - Instandhaltung 508, 513
 - Kontrolle 508
 - Mangel 508, 512
 - Reinigung 509
 - Sanierung 508
 - Schaden 508, 512
 - Speichereinhalt 434
- Wasserbehandlung
 - physikalische 317
- Wasserbeschaffenheit 83, 157, 172
- Wasserbilanz 49, 52
- Wasserdargebot 15, 101
- Wasserdruck 587, 588, 640
- Wassereindringtiefe 463
- Wassererneuerung 453
- Wasserfassung 102
- Wasserförderung 325
- Wasser-Generationenvertrag 5
- Wassergewinnung 49, 101
- Wasserhärte 207
- Wasserhaltung 666
- Wasserhaushalt 52
- Wasserhaushaltsgesetz 7, 143
- Wasserhaushaltsgleichung 52, 62
- Wasserkammer 451, 494, 496
 - Außenfläche 470
 - Innenfläche 467
- Wasserleitung
 - Graben 656
- Wassermangel 849
- Wassermeister 819, 820
- Wassermessung 418
- Wassernutzung
 - rationelle 9, 37
- Wasserpreis 875
- Wasserrahmenrichtlinie 4
- Wasserrecht 825
- Wasserschutzgebiet 143, 828
 - Festsetzung 825
 - Hinweiszeichen 829
- Wassersicherstellungsgesetz 736
- Wassersparen 36, 37
- Wasserspeicherung 429
- Wasserspeichervermögen 64
- Wasserstoffperoxid 258, 261
- Wassertemperatur 189
- Wassertiefe 455
- Wasserturm 432, 493, 498
 - Höhenlage 493
- Wasseruntersuchung 215, 218
- Wasserverband 809
- Wasserverbrauch 14, 31, 36
 - Einzelvorgang 32
 - Haushalt 32
 - Industrie 36
 - stündlicher 439
 - Verbrauchseinheit 33

- Wasserverkauf 873
- Wasserverlust 15, 35, 852
- Wasserverlustmethode 683
- Wasserversorgung 806, 807
 - Aufgaben 3
 - öffentliche 806
 - Sicherheit 861
 - Struktur der öffentlichen 13
- Wasserversorgungsanlage 7, 761
 - Anforderung 7
 - Anlageteil 11
 - Erläuterung 761
 - Planung 10
- Wasserversorgungsbilanz 79
- Wasserversorgungsnetz
 - Doppelt 8
 - Einzel 8
- Wasserversorgungstechnik 819
- Wasserverteilung 521
- Wasservolumen
 - fluktuierendes 435
- Wasservorkommen 49
- Wasservorrat 49
- Wasserwart 820
- Wasserwerksnachbarschaft 822
- Wasserwirtschaft 3, 4
- Wasserzähler 694
- Wasserzählung 411, 412
- Wasserzementwert 463
- Water Safety Plan (WSP) 6, 228
- Wellbahnbelüfter 242
- Weltwassertag 3
- Werkleitung 812
- Wertberechnung 800, 803
- Wickeldrahtfilterrohr 117
- Widder 343
- Widerstand
 - elektrischer 82
- Widerstandshöhe 86
- Wiederanstiegskurve 74
- Williams-Hazen-Formel 613
- Wirkdruckverfahren 420
- Wirkungsgrad 339, 350
- Wohndichte 40
- Woltmannzähler 413
- WVU
 - Organisation 812
- Zähigkeit 65
- Zeitschrift 915
- Zement 463
- Zementmörtelauskleidung 468
- Zementputz 467
- ZM-Auskleidung 706
- Zone I 145
- Zone II 147
- Zone III A 147
- Zone III B 147
- Zubringerleitung 521, 656
- Zugang 476, 497
- Zulaufleitung 479
- Zwang 465
- Zweckverband 809
- Zwischenabfluss 61
- Zwischenpumpversuch 69, 129
- Zwischenpumpwerk 361, 380, 381