

Heinz Patt · Peter Gonsowski

Wasserbau

Grundlagen, Gestaltung von
wasserbaulichen Bauwerken und Anlagen

Begründet von
Daniel Vischer und Andreas Huber



7., aktualisierte Auflage

 Springer

Wasserbau

Heinz Patt • Peter Gonsowski

Wasserbau

Grundlagen, Gestaltung von wasserbaulichen
Bauwerken und Anlagen

7., aktualisierte Auflage

Begründet von Daniel Vischer und Andreas Huber



Springer

Prof. Dr.-Ing. habil. Heinz Patt
United Nations University (UNU)
Institute for Environment and Human
Security (UNU-EHS)
College of Associated Scientists
and Advisors (CASA)
Hermann-Ehlers-Str. 10
53113 Bonn, Deutschland
patt@ehs.unu.edu

Prof. Dr.-Ing. Peter Gonsowski
Institut Bauingenieurwesen
Fachhochschule Nordwestschweiz (FHNW)
Hochschule für Architektur, Bau
und Geomatik
Gründenstr. 40
4132 Muttenz, Schweiz
peter.gonsowski@fhnw.ch

Begründet von Daniel Vischer und Andreas Huber

ISBN 978-3-642-11962-0 e-ISBN 978-3-642-11963-7
DOI 10.1007/978-3-642-11963-7
Springer Heidelberg Dordrecht London New York

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

© Springer-Verlag Berlin Heidelberg 1978, 1979, 1982, 1985, 1993, 2002, 2011

Dieses Werk ist urheberrechtlich geschützt. Die dadurch begründeten Rechte, insbesondere die der Übersetzung, des Nachdrucks, des Vortrags, der Entnahme von Abbildungen und Tabellen, der Funksendung, der Mikroverfilmung oder der Vervielfältigung auf anderen Wegen und der Speicherung in Datenverarbeitungsanlagen, bleiben, auch bei nur auszugsweiser Verwertung, vorbehalten. Eine Vervielfältigung dieses Werkes oder von Teilen dieses Werkes ist auch im Einzelfall nur in den Grenzen der gesetzlichen Bestimmungen des Urheberrechtsgesetzes der Bundesrepublik Deutschland vom 9. September 1965 in der jeweils geltenden Fassung zulässig. Sie ist grundsätzlich vergütungspflichtig. Zuwiderhandlungen unterliegen den Strafbestimmungen des Urheberrechtsgesetzes.

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.

Einbandentwurf: WMXDesign GmbH, Heidelberg

Gedruckt auf säurefreiem Papier

Springer ist Teil der Fachverlagsgruppe Springer Science+Business Media (www.springer.com)

Vorwort zur 7. Auflage

In Wasserbau und Wasserwirtschaft sind die gelebten Erfahrungen ein wesentliches Element für den erfolgreichen Abschluss eines Projekts. Die Verwendung und die Weitergabe dieses Wissens ist eine wesentliche Voraussetzung für die Verbreitung der Wissensbasis, ganz zu schweigen, ein Muss für die Lehrenden an einer Universität oder Hochschule.

Im Jahre 1977 haben Professor Dr.-Ing. Dr. h.c. Daniel Vischer und Dr. sc. techn. Andreas Huber den Grundstein für ein Lehrbuch des Wasserbaus gelegt. Der „Vischer/Huber“ ist seit seinem Erscheinen immer wieder aktualisiert worden und bis heute in sechs Auflagen aufgelegt worden. Das Buch hat auch uns während des Studiums begleitet und uns die vielfältigen Facetten des Wasserbaus näher gebracht. Später haben wir das Buch unseren Studierenden als Fachliteratur empfohlen.

Umso erfreuter waren wir, als wir gefragt wurden, ob wir die Autorenschaft von den Alt-Autoren Vischer und Huber übernehmen möchten. – Gerne haben wir zugesagt.

Nach einer ersten Durchsicht des Manuskripts war klar, dass wir den ingenieurtechnischen Charakter des Buchs nicht verändern wollten. Da uns die Altautoren freundlicherweise die Genehmigung zur Nutzung der vorhandenen Texte und Abbildungen erteilt hatten, haben wir uns darauf konzentriert, die neuen Umweltziele und Vorgehensweisen im Wasserbau (u. a. EG-Wasserrahmenrichtlinie, Fließgewässer- und Auenentwicklung, Naturnaher Wasserbau, Fischwanderhilfen, Gewässerunterhaltung) im Buch gebührend zu verankern. Auch war es uns wichtig, die Begrifflichkeiten an themenverwandte Bücher anzupassen, wodurch Querverweise vereinfacht und im Hinblick auf die Gesamtthematik „Wasserbau und Wasserwirtschaft“ Synergieeffekte genutzt werden können.

Für ihre Mitwirkung bei der Entstehung dieses Buches möchten wir Dipl.-Ing. Christian Ardüser, Dipl.-Ing. Leif Karcheter und Dipl.-Ing. Eberhard Städtler ganz herzlich danken.

Ganz besonders danken möchten wir aber den Altautoren, Professor Vischer und Dr. Huber, für das Vertrauen, dass wir „ihr“ Buch in ihrem Sinne weiterführen werden.

Bonn und Basel
im September 2010

Heinz Patt
Peter Gonsowski

Inhalt

1	Einleitung	1
1.1	Teilgebiete des Wasserbaus	2
1.2	Inhalte des vorliegenden Buchs	4
2	Hydrologische Grundlagen	5
2.1	Wasservorräte der Erde	5
2.2	Wasserhaushaltsgleichung	6
2.3	Abflusskoeffizient	8
2.4	Einzugsgebiet	8
2.5	Niederschlag	9
2.5.1	Niederschlagsmessung	10
2.5.2	Auswertung von Niederschlagsmessungen	11
2.6	Verdunstung	14
2.7	Rückhalt	16
2.7.1	Rückhalt in der Schneedecke	17
2.7.2	Rückhalt in Gletschern	17
2.7.3	Rückhalt auf Böden und Pflanzen	17
2.7.4	Rückhalt in Oberflächengewässern	18
2.7.5	Rückhalt im Grundwasserleiter	18
2.8	Abfluss	19
2.9	Hydrometrie – Vermessung von Gewässern	21
2.9.1	Wasserstandsmessung (Pegelmessung)	22
2.9.2	Abflussmessung	25
2.9.3	Durchflussmessung	34
2.9.4	Auswertung von Wasserstands- und Abflussmessungen	39
2.9.5	Abflussmessnetz	41
2.9.6	Übertragung von Abflussmessungen	42
2.9.7	Abschätzung der Hochwasserspitzen	45
3	Feststofftransport, Gewässerbettdynamik und Fließgewässertypologie	57
3.1	Feststofftransport	57
3.1.1	Theorie der Feststoffbewegung	57

3.1.2	Transportformen	59
3.1.3	Schubspannungen	64
3.1.4	Begriffe zum Geschiebetransport	66
3.1.5	Transportbeginn	66
3.1.6	Geschiebemessung	71
3.1.7	Dynamik der Gewässersohle	72
3.2	Fließgewässertypologie	75
3.2.1	Charakteristische Merkmale	75
3.2.2	Fließgewässerlandschaften, Fließgewässertypen	80
3.2.3	Gewässerstrukturkartierung	87
4	Ausbaumethoden und Anlagen im Flussbau	89
4.1	Ausbaumethoden	89
4.1.1	Bauweisen	90
4.1.2	Querbauwerke	91
4.1.3	Buhnen, Leitwerke	96
4.1.4	Uferböschungen	97
4.1.5	Ufermauern und alternative platzsparende Lösungen	103
4.1.6	Wildbachverbauung	103
4.2	Wehre	121
4.2.1	Feste Wehre	121
4.2.2	Bewegliche Wehre	132
4.2.3	Schützentypen	133
4.2.4	Dichtungsschirme	146
4.2.5	Stabilität des Wehrkörpers	147
4.2.6	Fischpässe	152
5	Technischer Hochwasserschutz – Bauvorsorge	159
5.1	LAWA-Leitlinien Hochwasserschutz	160
5.2	Risikoanalyse, Hochwasserschadenspotenziale	161
5.3	Strategien und Maßnahmen	162
5.3.1	Übersicht	163
5.3.2	Technischer Hochwasserrückhalt	166
5.3.3	Gerinneausbau	173
5.3.4	Gerinneentlastungen	175
6	Wasserkraftnutzung	179
6.1	Das Prinzip der Wasserkraftnutzung	179
6.2	Anlagentypen	183
6.2.1	Niederdruckanlagen	185
6.2.2	Mittel- und Hochdruckanlagen	188
6.2.3	Pumpspeicherwerke	191
6.3	Wasserfassungen	196
6.3.1	Fassbare Wassermengen	197
6.3.2	Fluss- oder Bachwasserfassungen	199
6.3.3	Geschiebeabweisung und -spülung	204

6.3.4	Schwebstoffverminderung durch Entsander	207
6.3.5	Geschwemmselbeseitigung	214
6.3.6	Eisprobleme	218
6.3.7	Seewasserfassungen	219
6.4	Kanäle	223
6.4.1	Offene Kanäle	224
6.4.2	Geschlossene Kanäle und Freilaufstollen	245
6.4.3	Sonderbauwerke	256
6.5	Speicher	260
6.5.1	Speicherbemessung	260
6.5.2	Stauseen	267
6.5.3	Künstliche Becken	276
6.6	Druckleitungen	277
6.6.1	Hydraulische Bemessung	277
6.6.2	Wirtschaftliche Bemessung	280
6.6.3	Druckstöße	286
6.6.4	Bemessungsdrücke	294
6.6.5	Rohre	299
6.6.6	Druckstollen und Druckschächte	308
6.6.7	Ausrüstung der Druckleitungen	313
6.7	Turbinen	315
6.7.1	Konstruktive Merkmale	315
6.7.2	Allgemeine Anordnung und Regulierung	319
6.7.3	Leistungsabgabe	321
6.8	Pumpen	323
6.8.1	Kreiselpumpen (Turbopumpen)	323
6.8.2	Schneckenpumpen	337
6.8.3	Kolbenpumpen	338
7	Landwirtschaftlicher Wasserbau	341
7.1	Bewässerung	341
7.1.1	Stauverfahren	342
7.1.2	Rieselfverfahren	344
7.1.3	Beregnung	345
7.1.4	Tropfbewässerung	348
7.1.5	Unterflurbewässerung	349
7.2	Entwässerung	351
7.2.1	Ziel der Entwässerung – Dränung	351
7.2.2	Grabenentwässerung und Dränung	352
7.2.3	Grabenentwässerung	353
7.2.4	Dränung	356
8	Verkehrswasserbau, Schifffahrt	365
8.1	Regelschiffe	365
8.2	Das Schiff im Fahrwasser	367

8.2.1	Geradeausfahrt	367
8.2.2	Kurvenfahrt	368
8.2.3	Fahrt am Ufer, Begegnen, Überholen	369
8.2.4	Fahrwasser und Fahrrinne	369
8.3	Wasserstraßen	370
8.3.1	Natürliche Gewässer	370
8.3.2	Schifffahrtskanäle – Künstliche Wasserstraßen	372
8.4	Hafenanlagen	373
8.5	Schleusen	375
8.5.1	Schleusung	375
8.5.2	Füll- und Entleerung	376
8.5.3	Schleusentore	377
8.5.4	Grenzhubhöhe	378
8.6	Kleinschiffahrt – Sportschiffahrt	379
Literaturverzeichnis		381
Symbolverzeichnis.....		391
Sachverzeichnis		401

Kapitel 1

Einleitung

Wasserwirtschaft und Wasserbau sind eng miteinander verknüpft. Die Wasserwirtschaft liefert die Bemessungsgrößen, nach denen wasserbauliche Anlagen bzw. Gestaltungen geplant und ausgeführt werden. Der Wasserbau ist also die Umsetzung des wasserwirtschaftlich-hydrologischen Zahlenwerks in konkrete technische Maßnahmen vor Ort.

Lange Zeit war der Bau, die Gestaltung und die Unterhaltung von wasserbaulichen Anlagen überwiegend von Nutzungsansprüchen und Kostenüberlegungen geprägt. Ab den 1980er-Jahren führten jedoch zahlreiche, immer deutlicher erkennbare „Umweltsünden“ und das zunehmende Umweltbewusstsein der Bevölkerung zu einer stetig voranschreitenden „Ökologisierung“ der entsprechenden Fachgesetze (u. a. Wasserhaushaltsgesetz, Bundesnaturschutzgesetz). Mit jeder Novellierung der rechtlichen Grundlagen wurden die Gewässer intensiver als naturschutzfachlich wertvoller Lebensraum wahrgenommen und entsprechend geschützt.

Für den Wasserbau bzw. den Planer von wasserbaulichen Anlagen bedeuteten diese Neuerungen ein Umdenken. Die wasserbaulichen Anlagen mussten zwar weiterhin den sicherheitstechnischen und nutzungsbedingten Anforderungen genügen, gleichzeitig nun aber auch ökologischen Belangen Rechnung tragen, d. h. ökologisch verträglich sein.

Der „moderne“ Wasserbau sieht Fließgewässer und Aue nicht mehr getrennt von den Nutzungen, sondern „bewirtschaftet“ die Gewässer unter Berücksichtigung „ökologischer“ und „naturschutzfachlicher“ Ziele, und natürlich der Kosten. Gleichzeitig sollen Fehlentwicklungen korrigiert und die Gewässer in Richtung auf einen „guten ökologischen Zustand“ entwickelt werden.

Arbeitsschwerpunkte im Bereich Wasserbau sind heute (neben denjenigen des klassischen Wasserbaus),

- die naturraumtypische Gestaltung der Fließgewässer (u. a. Naturnaher Wasserbau, Eigendynamische Entwicklung der Fließgewässer, Verbesserung der Gewässerstruktur),
- die Wiederherstellung der Durchgängigkeit der Fließgewässer,
- der Arten- und Biotopschutz sowie die Biotopvernetzung,

- die Ausweisung von Gewässerrandstreifen,
- der nachhaltige Hochwasserschutz,
- die ökologische Fließgewässerunterhaltung (d. h. die an den jeweiligen Naturraum angepasste Pflege und Entwicklung der Fließgewässer),
- die umweltverträgliche Gestaltung der Nutzungen an den Fließgewässern und in den Auen (u. a. die Anpassung der Anlagen der Wasserkraftnutzung, des Verkehrswasserbaus und des technischen Hochwasserschutzes) sowie
- die naturraumangepassten Gestaltungen im Hinblick auf Naherholung, Landschaftsbild und Städtebau.

Diese Aufzählung ließe sich mit Sicherheit noch erweitern und verfeinern. Eines ist jedoch sicher: Im Gegensatz zu früher, können heute wasserbauliche Planungen nicht mehr ohne Weiteres realisiert werden, wenn ökologische bzw. naturschutzfachliche Belange den Planungen entgegen stehen. So sind u. a. interdisziplinäres Arbeiten und die Beteiligung der Bevölkerung wichtige Bestandteile eines Projekts.

Diese neue Entwicklung im Wasserbau sollte von den Betroffenen nicht als Behinderung angesehen werden, sondern als Herausforderung. Betrachtet man, lediglich als Beispiel, die negativen Auswirkungen auf den Hochwasserabfluss durch das unreflektierte Nutzen der natürlichen Rückhalteräume, war es schon lange höchste Zeit für ein Umdenken. Es ist vielfach gezeigt worden, dass es möglich ist, wasserbauliche Gestaltungen und ökologische Anforderungen gleichzeitig zu erfüllen.

Der Klimawandel wird Wasserbau und Wasserwirtschaft vor weitere Anforderungen stellen (u. a. IPCC 2007; DWA 2010b).

1.1 Teilgebiete des Wasserbaus

Der Wasserbau ist ein Teilgebiet des Bauingenieurwesens und beschäftigt sich mit dem Bau von wasserbaulichen Anlagen sowie mit Ausbau- und Unterhaltungsmaßnahmen an Gewässern. Das Spektrum der Gewässer reicht von den *Binnengewässern* bis zu den *Küstengewässern*, wobei sowohl *stehende Gewässer* als auch *Fließgewässer* einbezogen sind.

Es ist üblich, den Wasserbau nach der Funktion der Bauwerke (Anlagen) zu gliedern. Die Zusammenstellung in Tab. 1.1 ist mit Sicherheit nicht vollständig, zeigt aber die wesentlichen Inhalte der verschiedenen Arbeitsgebiete im Wasserbau.

Die Grenzen zwischen den einzelnen Teilgebieten sind oft fließend, wobei ein wasserbauliches Großprojekt durchaus auch mehrere Arbeitsgebiete umfassen kann (z. B. eine Stauanlage mit integrierter Schleuse für die Schifffahrt, die gleichzeitig der Überleitung von Wasser in ein anderes Einzugsgebiet und zudem der Speicherung von Wasser aus Hochwasserschutzgründen dient).

Neben den in Tab. 1.1 dargestellten Arbeitsgebieten liefern die Fachgebiete Technische Hydraulik bzw. Hydromechanik (Strömungslehre) sowie Hydrologie und Wasserwirtschaft die Eingangsgrößen für die Planung.

Tab. 1.1 Teilgebiete des Wasserbaus

Teilgebiet	Kurzbezeichnung – Sammelbegriff	Auswahl typischer Bauwerke bzw. Gestaltungen
Wasserversorgung	Trink- und Brauchwasserversorgung	• Erschließung von Grundwasservorkommen • Wassergewinnungsanlagen (u. a. Brunnen, Wasserfassungen) • Wassertransport (u. a. Rohrnetze) und Speicherung • Aufbereitungsanlagen
Abwasserentsorgung	Siedlungswasserbau Stadtentwässerung	• Kanalisationen (inklusive Kanalbauwerke) • Speicherbauwerke im Kanalnetz (u. a. Rückhaltebecken, Kanalstauräume) • Abwasserreinigung (Kläranlagen) • Sicherstellung der Vorflut (u. a. Einleitungsbauwerke) Sondergebiet – Hydraulische Maschinen: • Pumpen, Pumpwerke
Be- und Entwässerung	Landwirtschaftlicher Wasserbau	• Wassergewinnung (u. a. Brunnen) • Planung von Bewässerungs- und Entwässerungsanlagen (Drainagen)
Wasserkraftanlagen	Wasserkraftnutzung	• Wasserfassungen, Kanäle und Zuleitungen • Stauanlagen (Dämme oder Mauern) • Druckleitungen (ggf. Wasserschloss) • Wasserspeicher Sondergebiet – Hydraulische Maschinen: • Turbinen und Pumpen
Schifffahrt	Verkehrswasserbau	• Wasserstraßenbau (Kanäle und natürliche Wasserstraßen) und Hafenbau • Unterhaltung der Wasserstraßen • Sonderbauwerke (u. a. Schleusen, Schiffshebewerke, Wehre- und Stauanlagen) • Freizeitschifffahrt (u. a. Marinabau)
Küsteningenieurwesen	Küstenschutz	• Deich- und Dammanlagen im Küstenbereich, Küstenschutz • Seewasserstraßen • Schleusenanlagen • Unterhaltung der Bauwerke
Ausbau von Fließgewässern	Flussbau	• Gestaltung des Gewässerverlaufs durch bauliche Maßnahmen (u. a. Buhnen, Wehre und Stauanlagen, Rampen) • Fischwanderhilfen (Auf- und Abstiegsanlagen) Sonderfall: • Naturnaher Wasserbau – Ausbau und Unterhaltung mit naturraumtypischen Pflanzen und Baustoffen (ingenieurbioologische Bauweisen)
	Hochwasserschutz	• Bau von Hochwasserschutzanlagen (u. a. Dämme, Deiche, Mauern) • Anlagen für den Wasserrückhalt in der Fläche (u. a. Deichrückverlegungen, Rückhaltebecken)
Unterhaltung von Fließgewässern	Gewässerunterhaltung	• Pflege und Entwicklung von Fließgewässern

Ohne belastbare „Bemessungsgrößen“ ist eine wasserbauliche Planung nicht möglich. Hierbei ist jedoch immer zu berücksichtigen, dass sowohl gerechnete als auch gemessene Größen Unsicherheiten (Risiken) beinhalten.

Gründe für diese „Unsicherheiten“ sind nicht nur Messungenauigkeiten aufgrund von Besonderheiten im Gelände oder Mittelwertbildungen bei den diversen Auswertungen, sondern alleine häufig die Tatsache, dass die Bemessungsgrößen Ergebnisse einer statistischen Auswertung sind; von den empirischen Eingangsgrößen ganz zu schweigen.

Seit Inkrafttreten der EG-Wasserrahmenrichtlinie haben sich die Ziele der Wasserbewirtschaftung verändert. Eine Planung an einem Gewässer ohne Einbeziehung ökologischer Planungsgrößen und entsprechender Fachleute (u. a. Ökologen, Biologen, Landschaftsplaner, Fischereifachleute) ist heute nicht mehr denkbar.

1.2 Inhalte des vorliegenden Buchs

Im Hinblick auf die in Tab. 1.1 dargestellten Teilgebiete des Wasserbaus werden im Buch überwiegend Bauwerke des klassischen Wasserbaus behandelt. In den Grundlagenkapiteln werden folgende Themenbereiche behandelt:

- „Hydrologische Grundlagen“ (Kap. 2: u. a. Wasserhaushaltsgleichung, Niederschlag, Verdunstung, Rückhalt, Abfluss, Hydrometrie),
- „Feststofftransport“ (Kap. 3: u. a. Theorie der Feststoffbewegung, Transportformen, Dynamik der Gewässersohle)
- „Fließgewässertypologie, Bauweisen und Anlagen im Flussbau“ (Kap. 4: u. a. Grundlagen der Fließgewässertypologie, Ausbaumethoden, Wildbachverbauung, Wehre und Fischpässe)
- „Technischer Hochwasserschutz“ (Kap. 5: u. a. LAWA-Leitlinien, Maßnahmenkatalog, Hochwasserrückhalt, Gerinneausbau, Gerinneentlastung,)
- „Wasserkraftnutzung“ (Kap. 6: u. a. Ausbauarten, Wasserfassungen, Kanäle, Speicher und Druckleitungen, Turbinen und Pumpen)
- „Landwirtschaftlicher Wasserbau“ (Kap. 7: u. a. Be- und Entwässerung)
- „Verkehrswasserbau, Schifffahrt“ (Kap. 8: u. a. Schiffe, Fahrdynamik, Wasserstraßen, Hafenanlagen, Schiffsschleusen, Kleinschifffahrt bzw. Sportschifffahrt)

Ergänzt werden die technischen Ausführungen durch ein umfangreiches Literaturverzeichnis, ein Symbolverzeichnis und ein Sachwortverzeichnis.

Kapitel 2

Hydrologische Grundlagen

2.1 Wasservorräte der Erde

Die *Wasservorräte* der Erde betragen in flüchtiger, flüssiger und fester Form ca. $1,38 \times 10^9 \text{ km}^3$. Der Wasserdampf der Atmosphäre macht mit 0,001 % nur einen sehr geringen Anteil aus. Auch der Anteil des Eises ist mit ca. 2 % verhältnismäßig gering.

Der überwiegende Anteil der Wasservorräte besteht aus Wasser als Flüssigkeit. Davon sind 97,4 % Salzwasser in den Meeren und nur ca. 2,6 % Süßwasser.

Der Großteil des Süßwassers (ca. 99,6 % des gesamten Süßwassers) ist als Gletscher und Eis sowie als Grundwasser und Bodenfeuchte vorhanden. Der Anteil des Süßwassers in Flüssen und Bächen ist mit 0,62 % verschwindend gering (Tab. 2.1).

Der *Wasserkreislauf* lässt sich in eine Meer- und in eine Landphase aufteilen. In beiden Phasen verdunstet Wasser, wird als Wasserdampf von den Winden verfrachtet und erreicht als Regen oder Schnee wieder die Erdoberfläche (Abb. 2.1).

Für das Leben auf dem Land ist von Bedeutung, dass sich über dem Meer etwas weniger Wasser niederschlägt als dort verdunstet. Dadurch schlägt sich über dem Land etwas mehr nieder und nährt dort die Schneefelder, Gletscher, Bäche, Flüsse, Seen und Grundwasservorkommen.

Tab. 2.1 Wasservorräte der Erde. (nach Baumgartner u. Reichel 1975)

		Wasservolumen [km^3] $\times 10^3$	Anteil [%]	
Gesamt		1.384.120	100,00	
Salzwasser (Meer)		1.348.000	97,39	
Süßwasser (gesamt)		36.020	100,00	2,61
Süßwasser	Wasser in Gletschern, Polareis, Meereis	27.820	77,23	2,01
	Grundwasser, Bodenfeuchte	8.062	22,38	0,58
	Wasser in Flüssen und Seen	225	0,62	0,02
	Wasser in der Atmosphäre	13	0,04	0,001

2.2 Wasserhaushaltsgleichung

Der *Wasserkreislauf* der Landphase lässt sich am einfachsten beschreiben, wenn für ein Gebiet E (mit bekannter Fläche) die Wasserbilanz über eine bestimmte Zeitdauer T aufgestellt wird (Abb. 2.1).

Die *Wasserbilanz* lässt sich dann in Form der *Wasserhaushaltsgleichung* beschreiben (u. a. Dyck u. Peschke 1995; Maniak 2001, 2005; Lecher et al. 2001):

$$N = A + V \pm R \text{ [m}^3\text{]}$$

mit

N Niederschlag in E während T [m³]

A Abfluss aus E während T (oberirdisch A_o, unterirdisch A_u) [m³]

V Verdunstung in E während T [m³]

R Rückhalt (Retention) in E während T (oberirdisch als Schnee, Eis oder Wasser sowie unterirdisch im Grundwasserleiter) [m³]

Es ist üblich, den Niederschlag als Quotienten pro Zeiteinheit T

$$N/E - \text{Volumen [m}^3\text{]} : \text{Fläche [m}^2\text{]} = \text{Höhe [m]}$$

mit

E Größe des Einzugsgebiets [ha] [km²]

T Dauer des Niederschlags [min] [h] [d] [a]

auszudrücken und dann auch die Wasserhaushaltsgleichung entsprechend zu formulieren. Mit

$h_N = N/E$ Niederschlagshöhe in E während T [mm]

$h_A = A/E$ Abflusshöhe in E während T [mm]

$h_V = V/E$ Verdunstungshöhe in E während T [mm]

$h_R = R/E$ Rückhalt in E während T [mm]

ergibt sich:

$$h_N = h_A + h_V \pm h_R \text{ [mm]}$$

Abb. 2.1 Der Wasserkreislauf mit dem Niederschlag N und der Verdunstung V sowie dem ober- und unterirdischen Abfluss A_o und A_u auf der Landphase

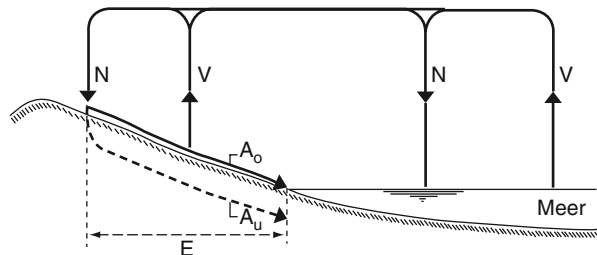
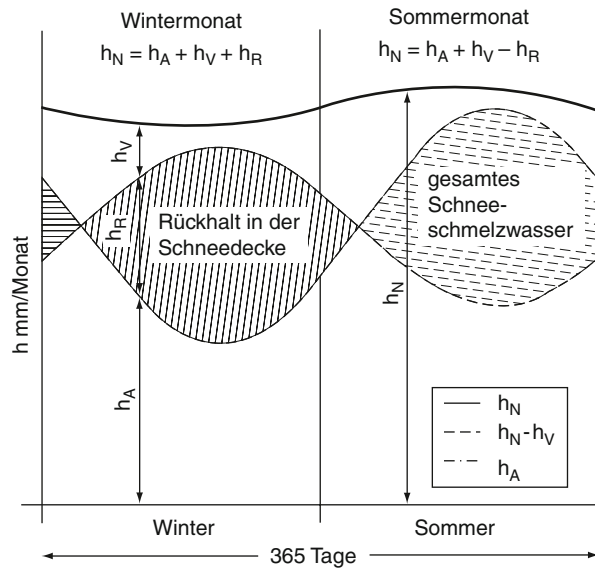


Abb. 2.2 Beispiel für die Auswirkung eines Wasserrückhalts in der temporären Schneedecke



Wird die Niederschlagsdauer T lange genug gewählt, kann der Wasserrückhalt R vernachlässigt werden.

In Abb. 2.2 ist als Beispiel die Wirkung eines im Winter sich bildenden und im Sommer abschmelzenden Schneerückhalts dargestellt.

In der Wasserhaushaltsgleichung erscheint der Rückhalt nur bei einer täglichen, wöchentlichen oder monatlichen Bilanzierung, nicht aber bei einer Jahresbilanz. Fasst man sogar den Wasserhaushalt mehrerer Jahre zusammen, etwa indem man ein Durchschnittsjahr bildet, so hat der Schneerückhalt keine Auswirkungen auf die Bilanz. Gleiches gilt für andere, sich jährlich erneuernde Rückhalte.

Daraus folgt für die Wasserhaushaltsgleichung:

$$N = A + V \text{ [m}^3\text{]}$$

oder

$$h_N = h_A + h_V \text{ [mm]}$$

Ein bekannter Versuch, die Wasserhaushaltsgleichung für Mitteleuropa zu quantifizieren, stammt von Keller (1969). Auf der Grundlage von durchschnittlichen Abflüssen und Gebietsniederschlägen verschiedener Einzugsgebiete führte er lineare Regressionsanalysen durch, die zu folgenden Ergebnissen führten:

- Alpengebiet und Mittelgebirge: $h_{A1} = h_{N1} - 350 \text{ mm/Jahr}$
- Mittelgebirge: $h_{A2} = 0,942 \times h_{N2} - 405 \text{ mm/Jahr}$
- Flachland: $h_{A3} = 0,884 \times h_{N3} - 460 \text{ mm/Jahr}$

Diese empirischen Beziehungen geben die wirklichen Verhältnisse selbstverständlich nur grob wieder, verdeutlichen aber immerhin die Größenordnungen. Sie beinhalten naturgemäß auch einen Ansatz für die Verdunstung.

Beispiel: In der Schweiz erreichen die Niederschläge im Mittel 1.380 mm/Jahr (Deutschland: im Mittel 770 mm/Jahr). Für diesen Wert liefert die Formel von Keller (s. oben) für das Alpengebiet einen mittleren Abfluss von 1.030 mm/Jahr und die Formel für Mittelgebirge, einen Abfluss von 895 mm/Jahr. Der gemessene mittlere Abfluss für die Schweiz liegt mit 970 mm/Jahr zwischen diesen Werten. Die mittlere Verdunstung in der Schweiz beträgt dementsprechend 410 mm/Jahr.

2.3 Abflusskoeffizient

Mit dem sog. *Abflusskoeffizienten* $\alpha = A/N = h_A/h_N$ wird erfasst, welcher Anteil der Niederschläge zum Abfluss gelangt.

Beispiel: Mit den für die Schweiz erhobenen Werten $h_A = 970$ mm/Jahr und $h_N = 1.380$ mm/Jahr beträgt der mittlere Abflusskoeffizient $\alpha = 0,70$. In der Schweiz gelangen also im langjährigen Mittel 70 % der Niederschläge zum Abfluss.

Der Abflusskoeffizient hängt von verschiedenen Parametern ab, insbesondere von den Niederschlägen und der Beschaffenheit des Einzugsgebiets (u. a. Vegetation, Durchlässigkeit, Topografie).

Je höher die Niederschläge sind, desto höher ist meist der Abflusskoeffizient. Die in Abb. 2.3 dargestellten Kurven entsprechen den Beziehungen von Keller (1969) für Mitteleuropa.

2.4 Einzugsgebiet

Falls alle Abflüsse aus einem Gebiet einem bestimmten Ort zufließen, wird dieses Gebiet als Einzugsgebiet dieses Gewässers bezeichnet. Jeder Niederschlag, der auf das Einzugsgebiet fällt, dort weder verdunstet noch zurückgehalten wird oder unter der Abflussmessstelle A durchsickert, erhöht den Abfluss an der Messstelle (s. Abb. 2.4).

Die Begrenzung des Einzugsgebiets ist durch die hydrologische Wasserscheide gegeben. Diese stimmt nicht immer mit der Topografie überein. Große Unterschiede ergeben sich naturgemäß in Regionen mit unterirdischen Zu- und Ab-

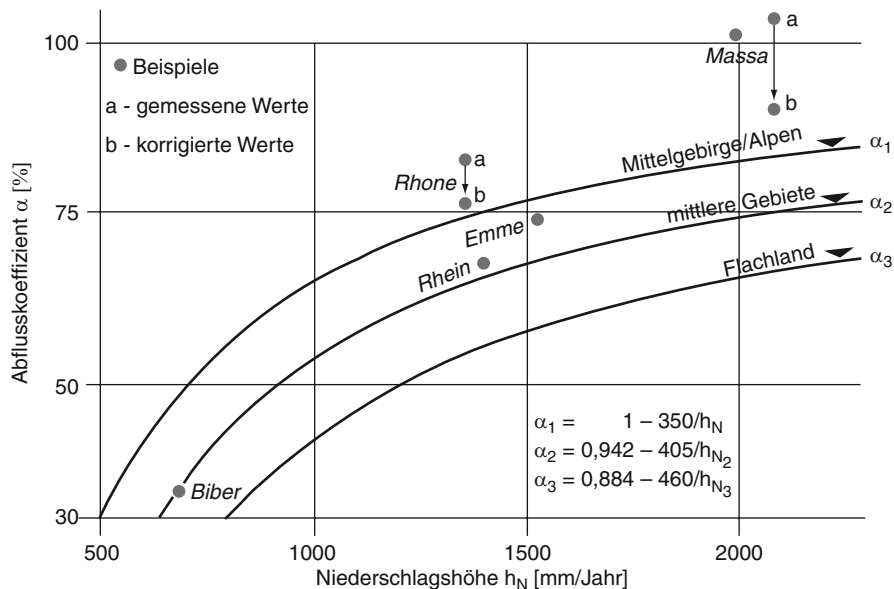
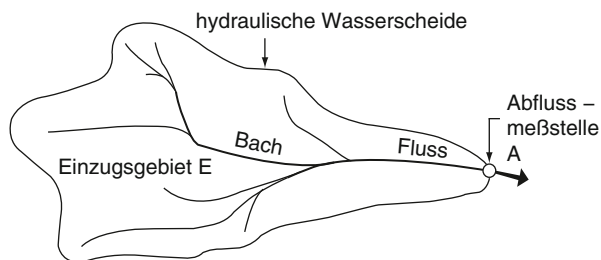


Abb. 2.3 Abhängigkeit des Abflusskoeffizienten von den Niederschlägen

Abb. 2.4 Einzugsgebiet eines Gewässers mit einer Abflussmessstelle bei A



flüssen, beispielsweise in Karstgebieten. Bei der Definition eines Einzugsgebiets ist auch auf anthropogene Einflüsse in Form von Wasserüberleitungen zu achten (s. Abschn. 5.3.4).

2.5 Niederschlag

Die Luft besteht zum Teil aus unsichtbarem Wasserdampf. Dieser geht jedoch in sichtbare Formen (u. a. Wolken oder Nebel) über, wenn die Lufttemperatur unter den Taupunkt sinkt und sich an Kondensationskernen (d. h. an feinen, schwebenden Feststoffteilchen) kleine Wassertröpfchen bilden.

Zu Niederschlägen kommt es, wenn diese Wassertröpfchen sich zu größeren Gebilden vereinen (koagulieren) und dann nicht mehr von der Luftströmung getragen

werden. Gewöhnliche Regentropfen weisen Durchmesser zwischen 0,5 und 5 mm auf und fallen mit Geschwindigkeiten zwischen 3 bis 8 m/s.

In Höhen, wo die Lufttemperatur unter dem Gefrierpunkt liegt, bestehen die Wolken aus kleinen Eiskristallen. Die entsprechenden Niederschläge fallen als *Schnee*, *Griesel* (Graupel) und *Hagel*.

Zum Niederschlag gehören auch *Tau* und *Reif*. Sie entstehen dort, wo sich der Wasserdampf an der unter den Tau- oder Gefrierpunkt abgekühlten Erdoberfläche niederschlägt.

2.5.1 Niederschlagsmessung

Regenmesser dienen der Messung von *gefallenen Niederschlägen* an ausgewiesenen Stellen. Es handelt sich um Auffanggefäße, die als *Regenmesser* (Pluviometer) oder als *Regenschreiber* (Pluviografen) bezeichnet werden.

Arbeitsweise eines Regenmessers. Zu den charakteristischen Abmessungen derartiger Geräte gehören die Auffangfläche F und deren Abstand x über dem Gelände. Typische Werte in Europa sind $F = 200$ oder 500 cm^2 und $x = 0$ bis 6 m .

Bei der Standardausführung eines Regenmessers wird der aufgefangene Niederschlag als Rückhalt bestimmt. Dazu dient ein zylindrisches Messgefäß mit der Querschnittsfläche $f [\text{mm}^2]$. Einem Anstieg des Wasserspiegels im Messgefäß von $z [\text{mm}]$, entspricht eine Niederschlagshöhe h_N von

$$h_N = z \cdot f / F [\text{mm}]$$

Für $F/f = 10$ sind Niederschlagsmessungen im Zehntelmillimeterbereich möglich. Auf dieser volumetrischen Messung beruhen die sog. Tagessammler, wie etwa die verbreiteten Hellmann-Regenmesser, und die Monatssammler, die, wie es ihr Name andeutet, täglich oder monatlich abgelesen bzw. geleert werden (Abb. 2.5).

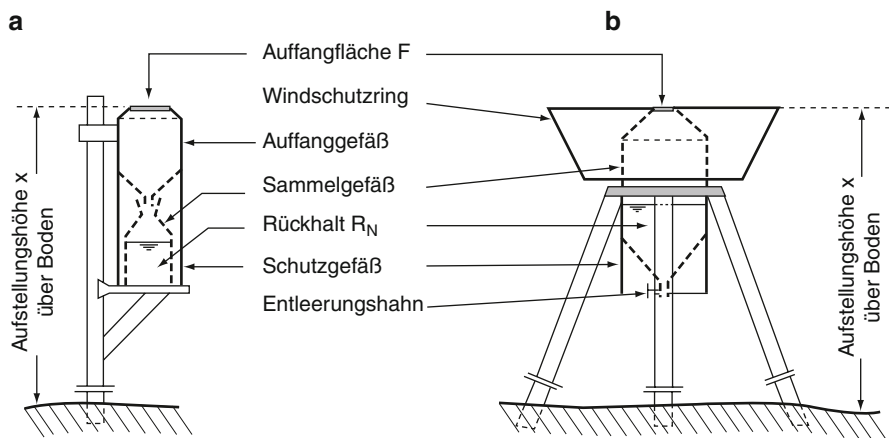


Abb. 2.5 Beispiele für zwei gängige Regenmesser. **a** Tagessammler nach Hellmann, **b** Monatssammler oder sog. Totalisator

Die *Regenschreiber* (Pluviografen) sind zusätzlich mit einem Gerät ausgerüstet, das den Rückhalt laufend aufzeichnet. Dies geschieht beispielsweise durch einen Schwimmerpegel im Sammelgefäß oder durch eine kontinuierliche Wägung dieses Gefäßes.

Eine andere Methode besteht darin, den aufgefangenen Niederschlag nicht zurückzuhalten, sondern derart abzuleiten, dass er als Abfluss des Regenschreibers in Erscheinung tritt und laufend aufgezeichnet werden kann. Für die entsprechende Abflussmessung wird eine sog. Niederschlagswippe verwendet. Das ist ein kleines, sich selbst entleerendes, Sammelgefäß, dessen Entleerungsfrequenz aufgezeichnet wird.

Störeinflüsse bei Regenschneidungen. Regenschneidungen, die gemäß Abb. 2.5 aufgestellt sind, zeigen bei Wind kleinere Niederschläge an als Regenschneidungen mit bodennahen Auffangflächen. Die Messdifferenz hängt vom Windprofil ab, dessen Form und Ausdehnung von der Windstärke und der Umgebung bestimmt wird. Bei Regenschneidungen während heftigem Wind können Korrekturzuschläge bis über 100 % notwendig werden, bei Schneefallmessungen sogar noch darüber hinaus (Eichproblem).

Als weitere Störgröße wirkt der Frost. Das Gefrieren des aufgefangenen Regens wird durch die Zugabe von Salz ins Messgefäß verhindert. Angesichts der dargestellten Einflussfaktoren wird verständlich, weshalb die Ergebnisse von Niederschlagsmessungen mit Unsicherheiten behaftet sind.

Wasserwert der Schneedecke. Zur Niederschlagsmessung gehört auch die Schneemessung durch Schneepegel, Schneestecker und Strahlensonden. Bei den gebräuchlichen Verfahren mit Schneepegel und Schneestecker wird der Wasserwert des Schnees durch Wiegen oder Schmelzen von Schneeproben bestimmt.

Das Verfahren mit Strahlensonden beruht auf der Absorption von Gammastrahlen in der Schneedecke und liefert deren Wasserwert. Überschlägig kann angenommen werden, dass 90 bis 130 mm Neuschnee etwa 10 mm Niederschlagshöhe ergeben.

2.5.2 Auswertung von Niederschlagsmessungen

Wichtige Größen bei der Auswertung von Niederschlagsmessungen sind u. a. die jährlichen Niederschlagshöhen für einen bestimmten Ort, die Intensität des Niederschlags, d. h. der Niederschlag pro Zeiteinheit, sowie die Niederschlagsverteilung über einem bekannten Einzugsgebiet (u. a. Kleeberg 2003, 2006; BWG 2001a; DWD-KOSTRA-Atlas 2005; WSL 1992; Gonsowski 1993).

Jahresniederschlag. Eine für den Wasserhaushalt besonders wichtige Größe ist die mittlere jährliche Niederschlagshöhe. Sie ergibt sich naturgemäß aus den Niederschlagsmessungen über mehrere Jahre. Tabelle 2.2 zeigt an verschiedenen Orten in unterschiedlichen Klimaregionen erhobene mittlere Jahresniederschlagshöhen.

Niederschlagsintensität. *Regenschneidungen* liefern in der Regel eine Zeitreihe von Tagesniederschlägen. Ein weit besseres zeitliches Auflösungsvermögen besitzen die *Regenschreiber*, einige bis in den Minutenbereich.

Tab. 2.2 Mittlere jährliche Niederschlagshöhen von ausgewählten Städten

Ort	Mittlere jährliche Niederschlagshöhen [mm]	Ort	Mittlere jährliche Niederschlagshöhen [mm]
Chicago	843	Paris	566
Los Angeles	315	Rom	749
New York	1.074	Stockholm	569
Mexico City	584	Wien	650
Lima	40	Zürich	1.039
Rio de Janeiro	1.082	Ankara	345
Kairo	28	Bangkok	1.468
Kapstadt	508	Hongkong	2.161
Freetown	3.495	Karachi	198
Marrakesch	503	Kuwait	129
Athen	401	New Delhi	640
Hamburg	734	Tokio	1.565
Moskau	630	Melbourne	653
München	866	Sydney	1.181

Regenschreiber halten die Niederschlagsereignisse in Form von Summenkurven (Aufsummierung der Niederschlagshöhen über die Zeit) fest. Damit lassen sich für bestimmte Mess- oder Niederschlagsdauern T_R die Niederschlagsintensitäten i_N [u. a. in mm/h] bestimmen.

Die *Niederschlagsintensitäten* i_N ergeben sich aus der Beziehung

$$i_N = h_N / T_R \text{ [mm/min] [mm/h] [mm/d]}$$

wobei h_N [mm] die während der Niederschlagsdauer T_R [min] [h] [d] registrierte Niederschlagshöhe ist.

Wird für eine einzelne, über einen längeren Zeitraum in Betrieb stehende Messstation, eine große Anzahl von Niederschlagsintensitäten ermittelt, so erhält man in einer Darstellung eine Punktelwolke gemäß Abb. 2.6. Die Umhüllende dieser Punktelwolke zeigt, dass die Niederschlagsintensität i_N mit der Niederschlagsdauer T_R abnimmt.

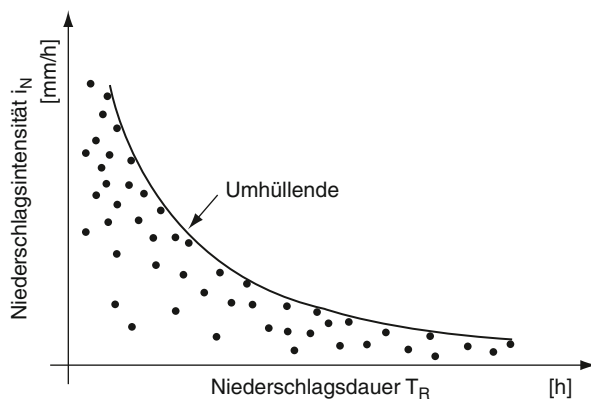


Abb. 2.6 Niederschlagsintensitäten i_N einer Messstation. Die Intensitäten nehmen mit der Niederschlagsdauer T_R ab

Gebietsniederschlag. Eine einzelne Messstation liefert eine örtliche Information, d. h. einen *Punktniederschlag*. Für Wasserhaushaltsfragen interessiert jedoch in der Regel der auf ein größeres Gebiet fallende Niederschlag, der sog. Gebietsniederschlag.

Der *Gebietsniederschlag* wird aus den Punktniederschlägen der im Messgebiet (z. B. Einzugsgebiet) befindlichen Messstationen als Mittelwert bestimmt. Dabei stellt sich die Frage nach der Gewichtung, die dem einzelnen Punktniederschlag zugeordnet werden soll.

Die Gewichtung einer einzelnen Messung wird in der Regel als Teilgebiet E_i ausgedrückt, für welche die Punktmessung h_{Ni} innerhalb des Gesamtgebiets E als repräsentativ erachtet wird. Es gilt:

$$E = \sum_{i=1}^n E_i \text{ [m}^2\text{] [ha] [km}^2\text{]}$$

$$N = \sum_{i=1}^n h_{N,i} \cdot E_i \text{ [m}^3\text{]}$$

bzw.

$$h_N = \sum_{i=1}^n h_{N,i} \cdot \frac{E_i}{E} \text{ [m]}$$

Bei nur wenigen Messstellen werden die Teilgebiete E_i mit den sog. *Thiessen-Polygonen* bestimmt. Auf einem Lageplan werden sämtliche Messstellen miteinander verbunden und durch die Mittelsenkrechten voneinander abgegrenzt (Abb. 2.7).

Sind ausreichend Messstellen vorhanden, ist es möglich, einen Übersichtsplan mit den Linien gleicher Niederschläge (sog. *Isohyeten*- oder *Niederschlagsgleichungen*) anzufertigen (Abb. 2.8).

Abb. 2.7 Ausmittlung von Punktmessungen von Niederschlägen für ein Gebiet mit Hilfe des *Thiessen-Polygons*. Die Messung h_{N1} im Punkt 1 gilt für das Teilgebiet E_1 , die Messung h_{N2} für Punkt 2 usw

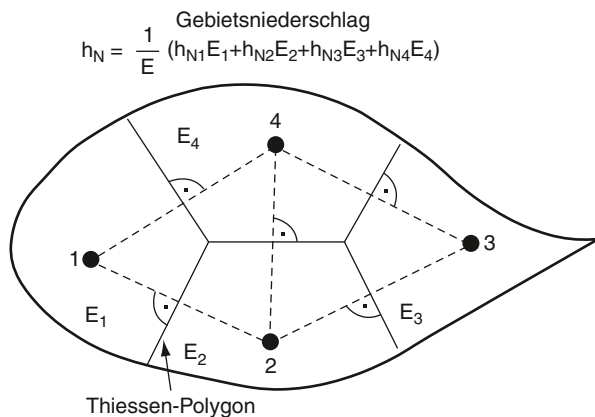
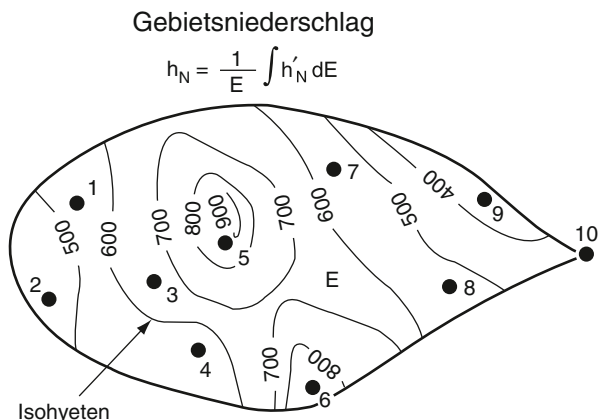


Abb. 2.8 Ausmittlung der Punktmessungen von Niederschlägen für ein Gebiet aufgrund der geschätzten Isohyeten (sog. Niederschlagsgleichen)



Umso mehr die benachbarten Punktmessungen von einander abweichen, desto schwieriger wird eine zuverlässige Ermittlung des Gebietsniederschlags. Dieser Fall tritt insbesondere bei Starkniederschlägen auf.

Heute ist man bestrebt, die örtliche Niederschlagsverteilung innerhalb eines Gebiets auch mit Radargeräten zu erfassen. Das Radarecho ist aber nicht nur von der Niederschlagsintensität abhängig, sondern u. a. auch vom Tropfenspektrum, was die Interpretation der Messergebnisse erschwert. Schlüssige Aussagen sind zudem nur bei Regen möglich, nicht aber bei Schneefall.

2.6 Verdunstung

Die *Gebietsverdunstung* (sog. Evapotranspiration) setzt sich aus der *Pflanzenverdunstung*, der *Bodenverdunstung* und der *Verdunstung von freien Wasserflächen* zusammen (u. a. Miegel u. Kleeberg 2007).

Bei der Pflanzenverdunstung wird zusätzlich noch zwischen der Wasserabgabe der Pflanzen und der Verdunstung von den regen- oder taunassen Pflanzen unterschieden. Es gilt:

$$\begin{aligned} \text{Gebietsverdunstung} &= \text{Wasserabgabe der Pflanzen} + \dots \\ &\dots + \text{Verdunstung an Pflanzen und freien Wasserflächen} \end{aligned}$$

bzw.

$$\text{Evapotranspiration} = \text{Transpiration} + \text{Evaporation}$$

Das Ausmaß der Gebietsverdunstung hängt von folgenden Faktoren ab:

- Aufnahmefähigkeit der angrenzenden Atmosphäre (Sättigungsdefizit)
- Art des Bodens und seines Bewuchses (u. a. Oberflächenbeschaffenheit, Wasser- nachschub vom Boden an die Oberfläche)
- die für die Verdampfung zur Verfügung stehende Energie (u. a. Temperatur, Sonneneinstrahlung, Wind).

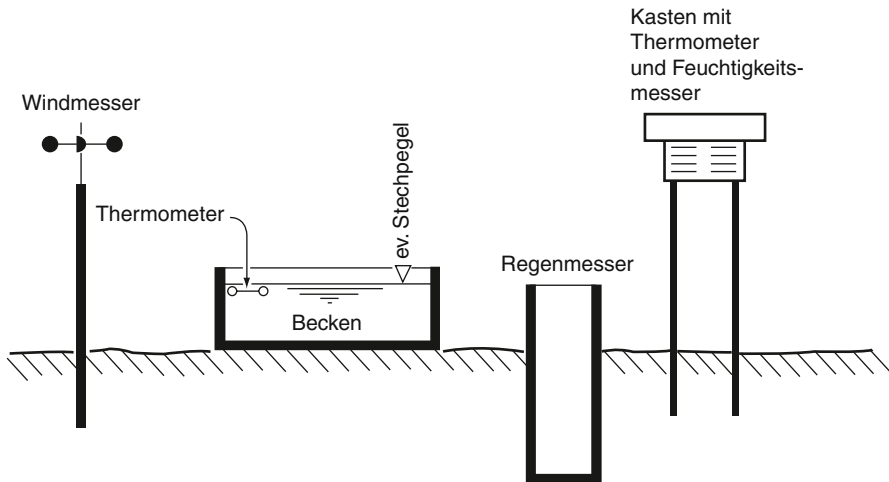


Abb. 2.9 Verdunstungsmesser (Evaporimeter) bzw. Verdunstungsbecken mit Regenmesser (Pluviometer) und weiteren Geräten (schematische Darstellung)

Verdunstungsbecken. Anhaltspunkte über die Verdunstung lassen sich mit *Verdunstungsbecken* (sog. Evaporimetern) ermitteln. Meist handelt es sich dabei um einfache, wassergefüllte Becken (s. Abb. 2.9). Analog zu den Niederschlagsmessern wird für diese Becken in gewissen Zeitabständen (Tagen) eine Wasserbilanz gezogen. Daraus folgt:

$$V = N + R \text{ [mm]}$$

mit

V Verdunstung [mm]

N Niederschlag (mit einem benachbartem Regenmesser bestimmt) [mm]

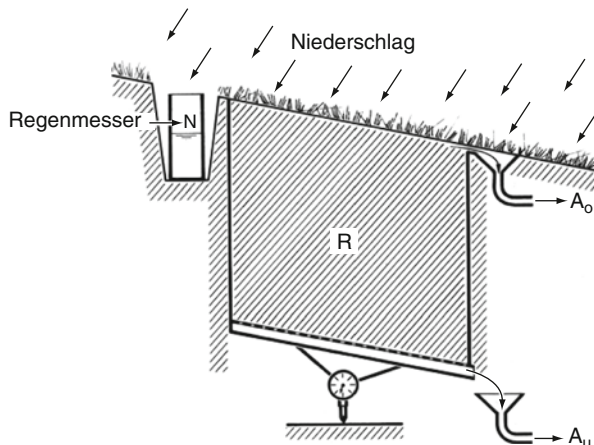
R Abnahme des Rückhalts (mit Stechpegel oder Wägen gemessen) [mm]

Meist werden die Verdunstungsbecken noch mit einem Windmesser (Anemometer) und einem schwimmenden Thermometer ausgerüstet. Die Becken können auf den Boden oder auf ein Floss gestellt werden; manchmal sind sie auch in den Boden eingelassen.

Die wesentlichen Parameter des Bodens und seines Bewuchses werden dabei jedoch nicht berücksichtigt. Die gemessene Verdunstung liegt daher meist erheblich über derjenigen ihrer Umgebung und liefert daher eher einen Hinweis auf die Aufnahmefähigkeit der angrenzenden Atmosphäre.

Beispiel: Mit Becken von 122 cm Durchmesser und 20 cm Wassertiefe (*US-Weather Bureau, Type A*) wurden auf Seen jährliche Verdunstungshöhen gemessen, welche die tatsächlichen Werte um 40 % übertrafen. Der Grund war, dass die kleinen Becken für die Seen zu wenig repräsentativ waren. Die Wassertemperaturen waren höher als in den Seen, weil der Wärmeaustausch mit tieferen Schichten, wie sie Seen besitzen, nicht stattfinden konnte.

Abb. 2.10 Schematische Darstellung eines Versickerungsmessers (Lysimeter) bzw. Verdunstungsmessers mit Regenmesser



Versickerungsmesser – Lysimeter. Wirklichkeitsnähere Werte für einen Boden liefern *Versickerungsmesser* (sog. Lysimeter). Lysimeter bestehen im Wesentlichen aus einem Gefäß, das mit einem hinsichtlich Zusammensetzung, Lagerung und Bewuchs möglichst repräsentativen Bodenvolumen gefüllt ist (Abb. 2.10).

Die auf die Lysimeteroberfläche fallenden Niederschläge verdunsten, versickern oder fließen oberflächlich ab. Aus der Wasserbilanz ergibt sich die Verdunstung zu:

$$V = N - A_o - A_u \pm R \text{ [mm]}$$

mit

- V Verdunstung [mm]
- N Niederschlag (mit benachbartem Regenmesser bestimmt) [mm]
- A_o Oberflächenabfluss (aufgefangen und gemessen) [mm]
- A_u Unterirdischer Abfluss (aufgefangen und gemessen) [mm]
- R Abnahme des Rückhalts (durch Wägen des Gefäßes gemessen) [mm]

Wie bei den Niederschlagsmessungen mit Pluviometern, handelt es sich auch bei den mit *Evaporimeter* und *Lysimetern* gemessenen Werten ebenfalls um *Punktmessungen*. Zur Ermittlung von Gebietsverdunstungen werden die gleichen Methoden angewandt, wie für die Bestimmung von Gebietsniederschlägen.

2.7 Rückhalt

Der Rückhalt des Wassers in der freien Landschaft findet in unterschiedlichen „Speichern“ statt. Die wichtigsten Rückhalteareale sind:

- Schneedecke und Gletscher
- Boden und Pflanzen, Oberflächengewässer und
- Grundwasser

2.7.1 Rückhalt in der Schneedecke

Die winterlichen Schneedecken können einen bedeutenden Rückhalt darstellen. Das Rückhaltevolumen lässt sich ermitteln, wenn die Ausdehnung einer temporären Schneedecke bestimmt (großräumig zum Beispiel mit Flug- oder Satellitenaufnahmen) und die Schneehöhe mit dem zugehörigen Wasserwert (s. Abschn. 2.5.1) gemessen wird.

Schätzwerte für die Schneedichte und damit für den Wasserwert liefert die Tab. 2.3. Im Laufe eines Winters verdichtet sich eine Neuschneedecke und kann vor der Schneeschmelze Dichten bis über 500 kg/m³ erreichen.

2.7.2 Rückhalt in Gletschern

Bei Gletschern unterscheidet man ein *Nähr-* und ein *Zehrgebiet*. Im höher liegenden Nährgebiet wird das Gletschereis durch Schneefall angereichert, im tiefer liegenden Zehrgebiet wird es durch Schmelzprozesse verringert. Je nachdem, wie die Gesamtbilanz zwischen den Niederschlägen, der Verdunstung und den Gletscherabflüssen ausfällt, wachsen oder schwinden die Eismassen. Der Rückhalt kann durch periodische topografische Aufnahmen bestimmt werden, die eine Eismassenbilanzierung erlauben.

2.7.3 Rückhalt auf Böden und Pflanzen

Bevor das Regen- oder Schneeschmelzwasser abfließt, versickert und verdunstet, benetzt es den Boden und die Pflanzen. Der auf diese Weise sich bildende Rückhalt ist entsprechend der großen Zahl von Böden- und Pflanzenarten sehr vielfältig und überdies schwierig zu messen.

Tab. 2.3 Dichte von Schnee in kg/m³ (entspricht dem Wasserwert einer 1 m starken Schneedecke in mm)

Schneeart	Dichte [kg/m ³]
Lockerer Schnee	30–150
Pulverschnee	100–200
Körniger Schnee	150–450
Nassschnee	400–600
Lange gelagerter Schnee	500–800
Eis	920

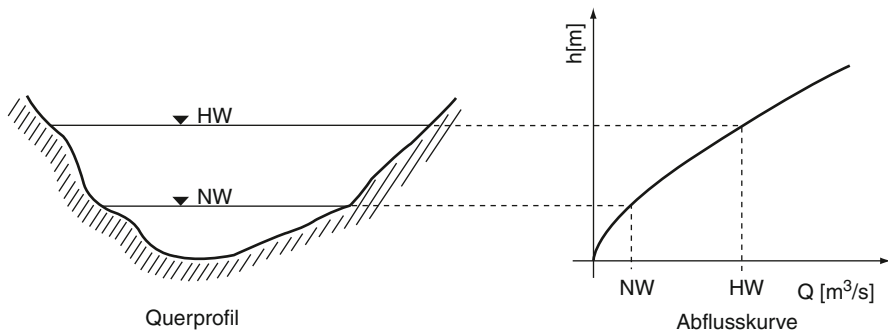


Abb. 2.11 Abflusskurve eines Oberflächengewässers. Die Wasserspiegeldifferenz zwischen Hoch- und Niedrigwasserständen stellt ein Rückhaltevolumen dar

2.7.4 Rückhalt in Oberflächengewässern

Die Abflusskurve zeigt den Zusammenhang zwischen Wassertiefe und Abfluss (s. Abb. 2.11). Bei zunehmendem Abfluss steigt der Wasserspiegel an, was bewirkt, dass ein Teil dieses Abflusses der Füllung des Gewässerbetts dient und auf diese Weise dort gespeichert wird, d. h. einen Rückhalt bildet. Die Größenordnung lässt sich durch Bett- und Wasserstandsaufnahmen bestimmen (s. Abschn. 2.9.1).

2.7.5 Rückhalt im Grundwasserleiter

Das in den Untergrund versickernde Wasser (Regen-, Schmelz-, Bach-, Fluss- und Seewasser) wird in der *ungesättigten* und in der *gesättigten Zone* gespeichert.

Die *gesättigte Zone* umfasst den Gesteinskörper, der zum Betrachtungszeitpunkt vollständig mit Wasser gefüllt ist. Dazu gehören der Grundwasserraum und der geschlossene Kapillarraum.

Der Rückhalt lässt sich bestimmen, wenn sowohl die Ausdehnung der Zonen als auch der Wassergehalt des Bodens bekannt ist. Veränderungen werden durch Messen des Grundwasserspiegels mit Standrohren erfasst (s. Abschn. 2.9.1). Der natürliche Rückhalt in ober- und unterirdischen Gewässern kann durch Bewirtschaftungsstrategien (u. a. Wasserspeicherung, Grundwasseraufhöhung) beeinflusst werden.

Beispiel: Ein Fließgewässer steht mit einem angrenzenden Grundwasser in Verbindung. Bei Niedrig- und Mittelwasser strömt Grundwasser in den Fluss und nährt diesen. Umgekehrt versickert bei Hochwasser ein Teil des Oberflächenwassers in den Grundwasserkörper und reichert diesen an. Der entsprechende unterirdische Rückhalt kann mit Standrohren gemessen werden (Abb. 2.12). Feststoffablagerungen reduzieren den Hohlraumanteil sowie den Durchlässigkeitsbeiwert (sog. *Kolmation*) und können die Grundwasserströmung unterbinden.

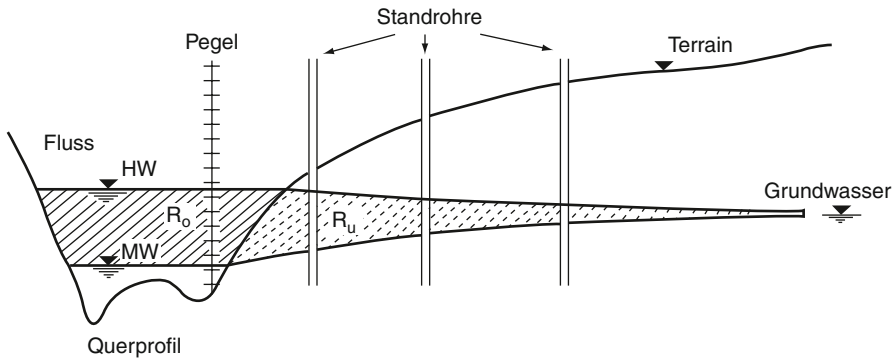


Abb. 2.12 Schwankungsbereich eines Wasserspiegels und eines angrenzenden Grundwasserkörpers

2.8 Abfluss

Die Kenntnis der Niederschläge N , der Verdunstung V und des Rückhalts R macht es möglich, das *Abflussregime*, d. h. die Folge und Größe der Abflüsse, zu erklären (u. a. Bronstert 2005). Es gilt grundsätzlich:

$$A = N - V \pm R$$

Beispiel: Die Niederschläge in den Alpen vor ihrer Mündung in die Alpenrandseen fallen reichlich und über das ganze Jahr verteilt. Die Verdunstung ist relativ bescheiden. Der Rückhalt in der Schneedecke und in den Gletschern wirkt sich dahingehend aus, dass die Winterabflüsse gering und die Sommerabflüsse groß sind.

Es ist ohne Weiteres möglich, dass in den sieben Wintermonaten, von Oktober bis April, nur 10 % der Jahreswasserfracht abfließen und in den fünf Sommermonaten, von Mai bis September, dann die restlichen 90 %. Aus dem gleichen Grund gibt es in den Wintermonaten auch keine Hochwasser.

In quantitativer Hinsicht wird ein Hochwasserregime beispielsweise durch die extremen und mittleren Abflüsse gekennzeichnet, wobei folgende Bezeichnungen für den Abfluss (Q – engl.: *discharge*) üblich sind:

HHQ	höchster gemessener Abfluss [m^3/s]
HQ	Hochwasserabfluss [m^3/s]
MQ	mittlerer Abfluss [m^3/s]
NQ	Niedrigwasserabfluss [m^3/s]
NNQ	niedrigster gemessener Abfluss [m^3/s]

Für die entsprechenden Wasserstände *W* (engl.: *water levels*) gelten sinngemäß die Abkürzungen HHW, MW, NW und NNW. An Pegeln werden diese meist in Metern über dem Meeresspiegel (m über NN) angegeben.

Bei den Extremwerten ist das Datum des Auftretens oder die Jährlichkeit bzw. die Wiederkehrperiode anzugeben, bei den Mittelwerten die Zeitdauer, über die gemittelt wurde.

Beispiel:
HHQ_{11.07.2002} höchster gemessener Hochwasserabfluss am 11.7.2002
HQ₁₀₀ 100-jährlicher Hochwasserabfluss (dieser Wert wird statistisch gesehen einmal in 100 Jahren erreicht oder überschritten)
MQ₂₀₀₃ mittlerer Abfluss für das Jahr 2003 (eventuell auch unter Angabe einer Messperiode, also zum Beispiel MQ_{1952–2003})

Als weiteres Merkmal für ein Abflussregime können Verhältniszahlen herangezogen werden. Charakteristisch für den Schwankungsbereich der Abflüsse ist zum Beispiel der Quotient HHQ/MQ (Tab. 2.4). Für länger andauernde Betrachtungen ist der Vergleich der jährlichen Wasserfrachten aufschlussreich (Tab. 2.5).

Tab. 2.4 Abflussregime einiger Flüsse der Schweiz

Ort	Gewässer	Einzugsgebietsgröße [km²]	Messperiode	HHQ [m³/s]	MQ [m³/s]	HHQ/MQ [-]
Ocourt	Doubs	1.230	1921–2008	440	33,2	13,3
Andelfingen	Thur	1.696	1904–2008	1.130	47,0	24,0
Bellinzona	Ticino	1.515	1921–2008	1.500	67,8	22,1
Brugg	Aare	11.726	1935–2008	1.387	316	4,4
Neuhausen	Rhein	11.887	1959–2008	1.180	367	3,2

Tab. 2.5 Langfristiges Abflussregime von Flüssen auf verschiedenen Kontinenten

Land	Fluss-Station	Einzugsgebietsgröße [km²]	Messperiode	Jahreswasserfracht [m³ · 10 ⁶]			
				Min.	Mittel	Max.	Max./Min.
Schweiz/ BRD	Rhein Rhein- felden	34.526	1935– 2008	19.994	32.734	43.646	2,18
Marokko	Oum er Rbia Imfout	30.550	1934– 1968	1.470	4.181	8.731	5,94
Thailand	Mae Kok Chiang Rai	6.060	1956– 1969	2.495	3.479	4.463	1,79

2.9 Hydrometrie – Vermessung von Gewässern

Bei der Vermessung von Gewässern wird zwischen Fließgewässern und stehenden Gewässern (u. a. Seen) unterschieden.

Fließgewässer. Flüsse und Bäche werden meist im Grundriss (Lageplan und andere topografische Karten), Längsprofil und Querprofilen dargestellt. Da Fließgewässer ihre Lage durch Tiefen- und Seitenerosion sowie durch Auflandungen an der Sohle und an den Ufern ändern können, ist es oft notwendig, die Vermessungsarbeiten nach einer gewissen Zeit zu wiederholen und zu vergleichen. Dies gilt insbesondere nach extremen Hochwasserereignissen.

Der *Grundriss* eines Fließgewässers wird mit Land- oder Luftaufnahmen ermittelt. Grundsätzlich wird dabei die Mittelwasserlinie berücksichtigt, je nach Bedarf aber auch eine Hochwasser- und Niedrigwasserlinie.

Die *Kilometrierung* eines Fließgewässers erfolgt längs der Gerinneachse. Als Ausgangspunkt der Kilometrierung dient entweder die Ausflusstelle aus einem See oder die Mündungsstelle; eventuell auch eine politische Grenze. Dementsprechend wird flussabwärts oder -aufwärts kilometriert. Bei Laufverkürzungen infolge von Ausbaumaßnahmen können sog. *Fehlkilometer* entstehen.

Querprofile (s. Abb. 2.13) werden in der Regel alle 100, 200 oder 500 m senkrecht zur Gewässerachse aufgenommen, in der Regel an den für die Kilometrierung markierten Stellen. Dazwischen werden nur besonders markante bzw. bedeutsame Profile, etwa bei Felsschwellen, Ausbuchtungen, Inseln, Einengungen, Schnellen, Kolken oder Brücken, Düchern und andern Einbauten, messtechnisch erfasst.

Bei begehbaren, d. h. seichten und nicht schnell fließenden Flüssen und Bächen, ist die Profilaufnahme einfach, da das Gewässerbett betreten werden kann. Bei tieferen oder schnell fließenden Gewässern müssen von einer Brücke oder von einem Boot aus Peilungen vorgenommen werden. Dabei werden die Peilpunkte mittels Peilleinen oder optisch in das Profil eingemessen. Ihr Abstand zum Ufer kann an

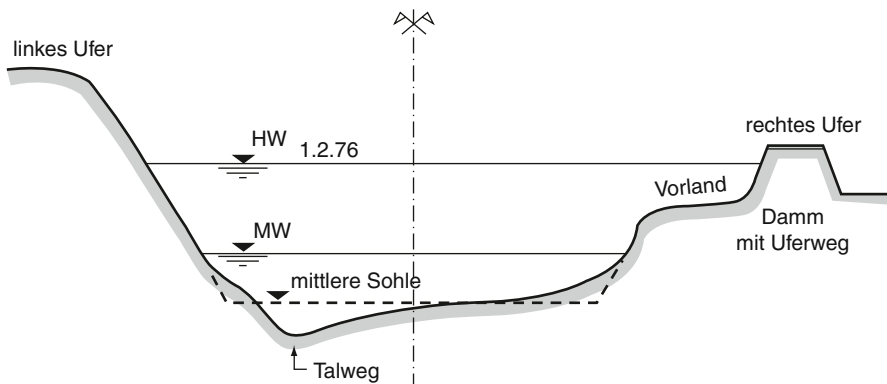


Abb. 2.13 Beispiel eines Flussquerprofils mit eingetragenen Hoch- und Mittelwasserspiegel sowie mit ausgemittelter Sohlenlage

den straff gespannten Peilleinen abgelesen bzw. tachymetrisch oder elektronisch bestimmt werden. Als Peilgeräte kommen Peilstangen, Peillote, Echolote und Drucksonden in Frage.

Das *Längsprofil* wird anhand der Situation und der Querprofile aufgezeichnet. Außer den interessierenden Wasserspiegelhöhen (HHW, MW, NW) wird die Höhenlage der Ufer, der Sohle und des Talwegs ermittelt.

Bei der Vermessung von natürlichen Gewässern muss aufgrund der Gegebenheiten vor Ort mit Unsicherheiten bzw. Diskrepanzen gerechnet werden. Wichtig ist es daher, vor Ort zu klären, was wichtige Höhenpunkte sind bzw. wo gemittelt werden kann. Natürlich sind auch Anlagen am Gewässer, wie zum Beispiel Brücken, Durchlässe, Düker, Einbauten, Versorgungsleitungen, zu berücksichtigen. Während Querprofile in der Regel unverzerrt gezeichnet werden, werden Längsprofile meist überhöht dargestellt.

Stehende Gewässer: Seen u. a. *stehende Gewässer* werden mit Hilfe von topografischen Karten in ihren Abmessungen erfasst. Von besonderem Interesse sind Bereiche, die starken Veränderungen unterliegen wie zum Beispiel Deltas, Kiesabbaugebiete und Felssturzbagerungen.

Als *Uferlinie* wird grundsätzlich die Mittelwasserlinie (MW-Linie) angegeben. Der Seegrund wird durch Peilung mittels Echolot von Schiffen aus aufgenommen. Im Flachwasser sind auch Seegrundaufnahmen aus der Luft möglich. Als Bezugshorizont dient naturgemäß der Seespiegel.

Grundwasservorkommen werden mit Grundwasserbohrungen – allenfalls ergänzt mit geoelektrischen Untersuchungen – ausgelotet und in Grundwasserkarten festgehalten. Meist werden die Untergrenze des Grundwasserleiters und der Grundwasserflurabstand mit Hilfe von Höhenlinien (Isohypsen) dargestellt. Eventuell wird zusätzlich die Transmissivität T (=Produkt der Durchlässigkeit k_f und der Mächtigkeit der Grundwasser führenden Schicht) angegeben.

2.9.1 Wasserstandsmessung (Pegelmessung)

Bei den Wasserstandsmessungen ist zwischen *oberirdischem* (Oberflächenwasser) und *unterirdischem Wasser* (u. a. Grundwasser) zu unterscheiden.

Wasserstände von Oberflächenwasser. Für laufende Wasserstandsmessungen in oberirdischen Gewässern werden Pegelstationen eingerichtet, die mit Latten-, Schwimm-, Druckluft- und anderen Pegeln ausgerüstet sind. Je nachdem, ob diese Pegel eigenständig registrieren oder nicht, unterscheidet man *Limnigrafen* und *Limnimeter*. Die genaue Höhenlage der Pegel wird mittels Nivellement bestimmt.

Lattenpegel (s. Abb. 2.14) sind Messlatten, deren Nullpunkt bekannt ist (heute meist die Meereshöhe). Sie bestehen aus Metall und weisen eine Zentimeterteilung auf. Die Ablesung des Pegels erfolgt periodisch, beispielsweise täglich um 7.00 und 19.00 Uhr.

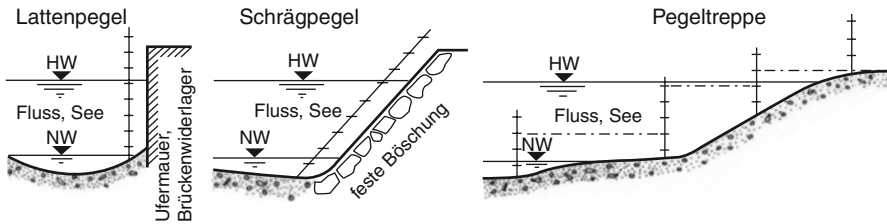


Abb. 2.14 Schematische Darstellung von Lattenpegeln in lotrechter und schräger Ausführung

Schwimmerpegel (s. Abb. 2.15) messen den Wasserstand laufend, indem ein Schwimmer alle Veränderungen auf ein geeichtes Registriergerät überträgt. Das Registriergerät besteht entweder aus einer Schreibtrommel oder einem elektrischen Kontaktwerk zur Digitalisierung der Messwerte.

Druckluftpegel (pneumatische Geber; s. Abb. 2.16) bestehen im Prinzip aus einer Taucherglocke, in welcher der Luftdruck gemessen wird. Der Luftdruck im Tauchrohr entspricht dem Wasserdruck am Tauchrohrende und damit der dortigen Wassertiefe.

Derartige Pegel können ebenso wie die Schwimmerpegel mit einem Registriergerät ausgerüstet sein. Sie eignen sich insbesondere bei Messungen bei großen Wasserstandsschwankungen (beispielsweise in Stauseen).

Echolote gestatten die berührungsfreie Wasserstandsmessung aus der Luft. Gemessen wird die Laufzeit eines Schallsignals von einem Schallsensor zum Wasserspiegel und zurück. Daraus lässt sich die Wasserspiegellage bestimmen, da die Schallgeschwindigkeit in der Luft bekannt ist. Solche Echolote sind vor allem in der Abwassertechnik verbreitet (Abb. 2.17).

Unterirdisches Wasser – Messung von Grundwasserständen und -spiegeln. *Grundwasserstände* bzw. *Grundwasserspiegel* werden in Standrohren, durch Brunnenpfeifen oder Kabellichtlote gemessen.

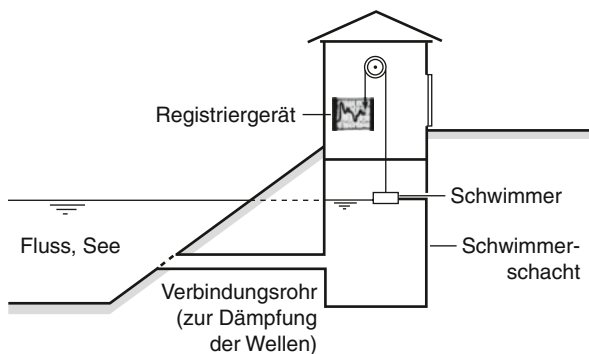
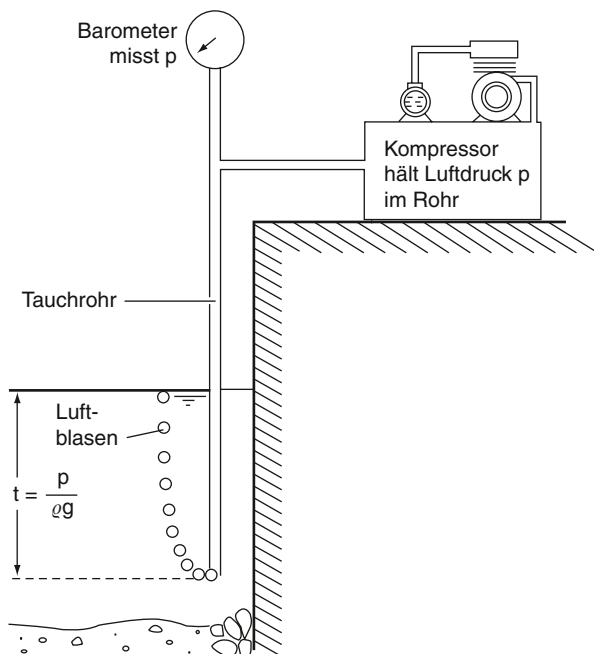


Abb. 2.15 Schematische Darstellung eines Schwimmerpegels mit Registriergerät. Das enge Verbindungsrohr zwischen See und Schwimmerschacht sorgt für die Dämpfung von Wellen

Abb. 2.16 Schematische Darstellung eines Druckluftpegels



Brunnenpfeifen werden an einem Messband in das Standrohr eingeführt und abgelassen (s. Abb. 2.18). Sobald die Brunnenpfeife in das Grundwasser eintaucht, ertönt ein Pfeifsignal, weil beim Eintauchen das Wasser die Luft aus der Pfeife verdrängt. Auf diese Weise kann die Höhenlage des Grundwasserspiegels unter der Standrohroberkante gemessen werden.

Kabellichtlote bestehen aus einer Signallampe, einem Kabel und einer Tauchelektrode. Sobald die Tauchelektrode das Wasser im Standrohr berührt, leuchtet die Signallampe auf. Mit dem Kabel als Messband wird dann die Höhenlage des Grundwasserspiegels bestimmt.

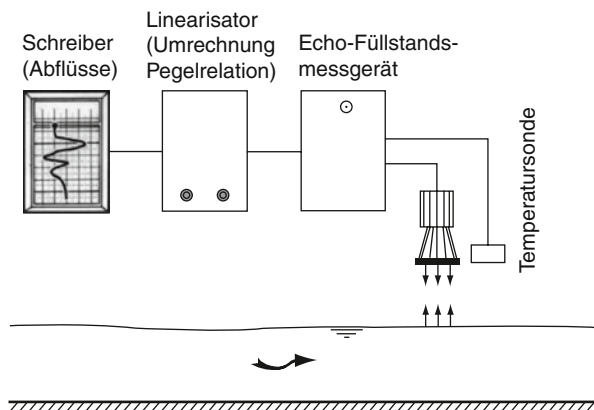
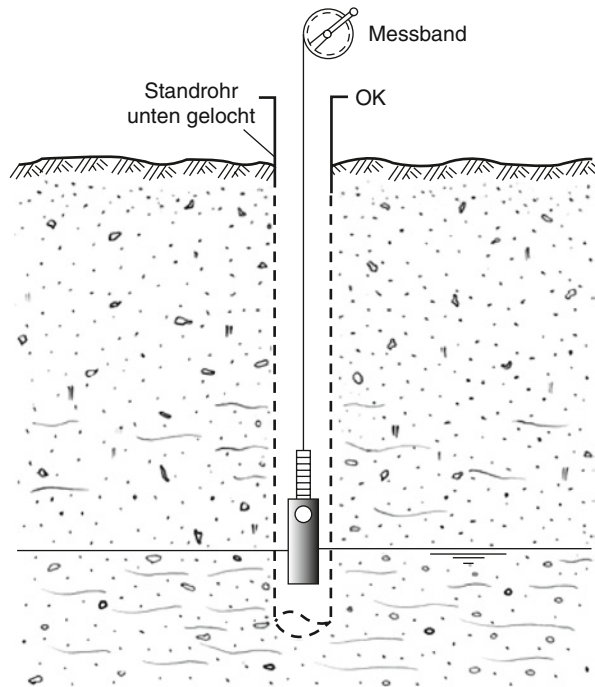


Abb. 2.17 Messanordnung eines Echolots für die Wasserstandsmessung

Abb. 2.18 Schematische Darstellung einer Grundwasserstandsmessung mit Brunnenpfeife



2.9.2 Abflussmessung

Die Abflussmessung in Fließgewässern stützt sich im Wesentlichen auf drei Methoden:

- die Wasserstandsmessung,
- die Messung der Fließgeschwindigkeit und
- die Messung einer Tracerkonzentration.

Die Abflussmessung im Grundwasser wird hier nicht näher erläutert.

Wasserstandsmessung zur Abflussermittlung. Die Methoden der Wasserstandsmessung wurden bereits in Abschn. 2.9.1 beschrieben. Um aus einer Wasserstandsmessung einen Abfluss ableiten zu können, bedarf es einer sog. *Abflusskurve* bzw. *Pegelrelation*. Eine Abflusskurve ist eine Bezugskurve zwischen den Wasserständen und den zugehörigen Abflüssen bzw. Durchflüssen für einen bestimmten Gewässerquerschnitt. Es gilt:

$$Q = Q(h) \text{ [m}^3/\text{s]}$$

mit

Q Abfluss [m³/s]

h Wasserstand [m]

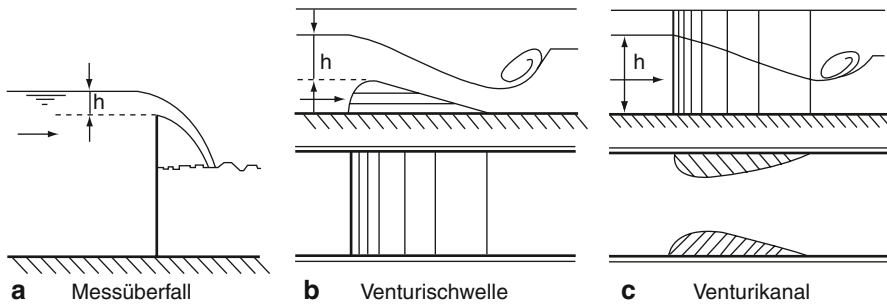


Abb. 2.19 Abflussmessung durch feste Einbauten. **a** Messwehr mit Zulaufkanal und Messüberfall, **b** Venturi-Schwelle, **c** Venturi-Kanal mit seitlicher Einschnürung

Die Abflusskurve kann aus hydraulischen Berechnungen, hydraulischen Modellversuchen sowie Eichmessungen vor Ort bestimmt werden.

Venturi-Kanäle. Die hydraulischen Berechnungen und Modellversuche liefern insbesondere bei *Messüberfällen* und *Venturi-Kanälen* zuverlässige Werte. Solche Einbauten lassen sich an natürlichen Gerinnen aber selten rechtfertigen.

Wenn sich an Einbauten gemäß Abb. 2.19 ein Fließwechsel von Strömen zu Schießen einstellt bzw. erzwungen wird, gilt grundsätzlich:

$$Q = C \cdot h^n \text{ [m}^3/\text{s]}$$

mit

Q Abfluss [m^3/s]

C Formkonstante [-]

h Überfallhöhe [m]

n Exponent (typischerweise $3/2$ bei Rechtecküberfällen und $5/2$ bei Dreiecküberfällen)

Formel von Manning-Strickler. Bei Normalabfluss in Kanälen und kanalisierten Fließgewässern kann auch die empirische Formel von Manning-Strickler (oder ein anderer Reibungsansatz; s. Hager 1988) zur Ermittlung des Abflusses herangezogen werden. Für breite Rechteckgerinne gilt beispielsweise näherungsweise:

$$Q = b \cdot k_{\text{str}} \cdot I^{1/2} \cdot h^{5/3} \text{ [m}^3/\text{s]}$$

mit

Q Abfluss [m^3/s]

b Gerinnebreite [m]

k_{Str} Rauheitsbeiwert nach Manning-Strickler [$\text{m}^{1/3}/\text{s}$]

I Gefälle [-]

h Wassertiefe [m]

In der Manning-Strickler-Gleichung lassen sich die bauseitigen Werte zu einer Konstante C zusammenfassen:

$$C = b \cdot k_{\text{Str}} \cdot I^{1/2} [-]$$

Daraus folgt:

$$Q = C \cdot h^{5/3} [\text{m}^3/\text{s}]$$

Da es aber oft schwierig ist, den Rauheitsbeiwert k_{Str} zu schätzen, erhält man auch für den Abfluss Q lediglich einen unsicheren Wert.

Der Ansatz zeigt aber deutlich, dass die Pegelrelation in einem Kanal oder Fluss einer Parabel von der Art $Q \sim C \cdot h^2$ ähnlich ist und damit eine Form entsprechend Abb. 2.20 aufweist.

Eichmessungen. Eichmessungen liefern die Pegelrelation $Q = Q(h)$ empirisch. In der Praxis werden Abfluss Q und Wasserstand h bei verschiedenen Abflüssen gemessen und im h - Q -Diagramm als Punkte eingetragen (s. Abb. 2.20). Diese werden dann durch eine empirische Formel inter- bzw. extrapoliert.

Wenn der Messquerschnitt ohne Fließwechsel durchflossen wird, nicht eingestaut ist, unverändert bleibt, keiner Erosion oder Auflandung unterliegt, lassen sich die Messpunkte zu einer eindeutigen Pegelrelation aneinander reihen. Auf doppelt logarithmischem Papier erscheint diese in guter Näherung als Gerade (Potenzfunktion).

Da Eichmessungen bei Hochwasserabflüssen schwierig durchzuführen sind, müssen deren Werte auf der Basis kleinerer Abflüsse extrapoliert werden (s. Abb. 2.20). Die daraus gewonnenen Hochwasserabflüsse sind folglich sehr ungenau.

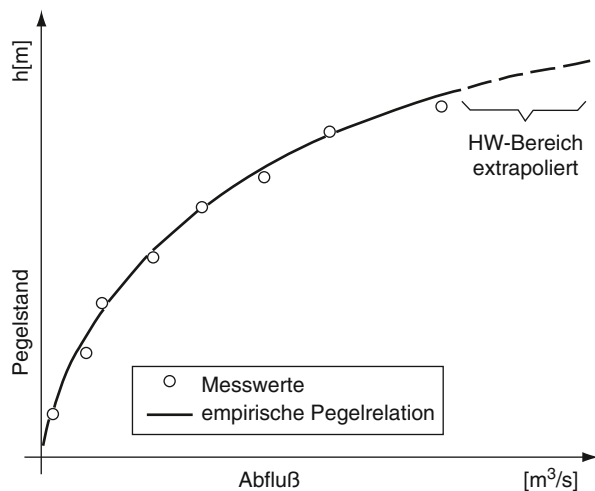


Abb. 2.20 Messwerte und zugehörige, empirisch bestimmte Abflusskurve bzw. Pegelrelation

Fließgeschwindigkeitsmessung und Abfluss. Diese Methode der Abflussmessung nutzt den Zusammenhang zwischen der Fließgeschwindigkeit v , dem Abflussquerschnitt F und dem Abfluss Q in Form der *Kontinuitätsgleichung*:

$$Q = \int_F v \, dF \, [\text{m}^3/\text{s}]$$

Um den Zusammenhang zwischen Strömungsgeschwindigkeiten (eigentlich sind es Geschwindigkeitsprofile) und Abflüssen zu bestimmen, wird die Fläche des Abflussquerschnitts F ermittelt und anschließend die Strömungsgeschwindigkeit v in diesem Querschnitt an mehreren Punkten gemessen. Durch die Vielzahl der Punktmessungen kann das Geschwindigkeitsprofil bzw. die Geschwindigkeitsverteilung im Messquerschnitt bestimmt werden.

Klassische Methoden der Geschwindigkeitsmessung sind die *Flügelmessung* und die *Ultraschallmessung*.

Geschwindigkeitsmessung mit Messflügeln. Ein derartiger Messflügel (z. B. *Woltman-Flügel* – s. Abb. 2.21) ist ein Propeller, der senkrecht zum Messquerschnitt positioniert, von der Wasserströmung angetrieben wird. Zwischen seiner Drehzahl n_i an einem Punkt i und der dortigen Fließgeschwindigkeit v_i besteht die Beziehung:

$$v_i = a + b \cdot n_i \, [\text{m/s}]$$

Die Größen a und b sind Gerätekosten und werden für jeden Flügel in einem besonderen Schleppkanal aus Eichmessungen ermittelt (Abb. 2.21). Die Größe a kennzeichnet eine Ansprechschwelle, die bei wenigen Zentimeter pro Sekunde liegt. Kleinere Fließgeschwindigkeiten können dementsprechend nicht gemessen werden. Wichtig ist es auch, die Flügel von Zeit zu Zeit nachzueichen, da sich die Gerätekosten durch den Gebrauch verändern.

Um der ungleichmäßigen Geschwindigkeitsverteilung (Geschwindigkeitsprofil) Rechnung zu tragen, werden die Geschwindigkeiten an mehreren Punkten des

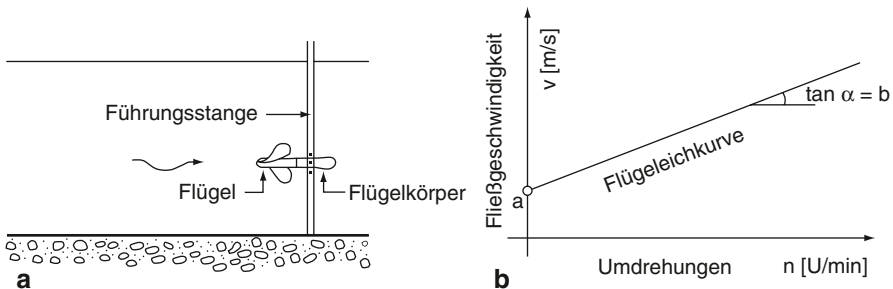


Abb. 2.21 Messflügel (hier: *Woltman-Flügel*). **a** bestehend aus einem Flügel (Propeller), einem Flügelkörper mit Kontaktmechanismus zur Übertragung der Drehzahl und einer Führungsstange, **b** Flügeleichkurve

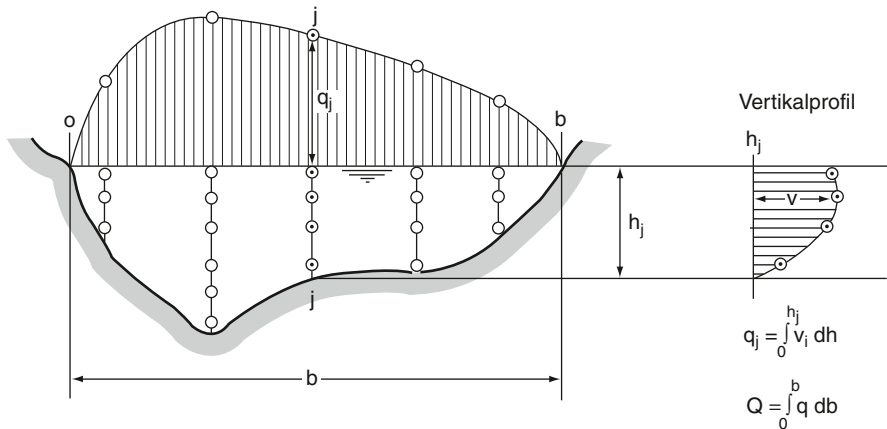


Abb. 2.22 Auswertung von Flügelmessungen

Messquerschnitts F gemessen und entsprechend der Kontinuitätsgleichung ausgewertet (s. Abb. 2.22).

Das setzt natürlich voraus, dass der Abfluss Q während der gesamten Messkampagne konstant bleibt. Beim Durchgang einer Hochwasserwelle kann diese Vorbedingung fast nie eingehalten werden, so dass die entsprechenden Messungen mit Bedacht ausgewertet werden müssen; ggf. müssen sie sogar verworfen werden.

Die über einem Vertikalprofil gemessenen Geschwindigkeiten v_i (d. h. die Geschwindigkeitsprofile) werden integriert und über der Wassertiefe h_i in Form des spezifischen Abflusses q_i [m^2/s] dargestellt (s. Abb. 2.22 – oberhalb der Wasseroberfläche). Die spezifischen Abflüsse werden dann über die Breite b [m] des Fließquerschnitts zum Abfluss Q [m^3/s] aufaddiert.

Man könnte diese Vorgehensweise auch als Mittelungsprozess bezeichnen, bei dem aus einer Vielzahl von Punktmessungen v_i in Teilquerschnitten F_i eine mittlere Fließgeschwindigkeit v_m im Messquerschnitt bestimmt wird. Hierbei gilt:

$$v_m = \frac{\sum v_i \cdot F_i}{F} \text{ [m/s]} \quad \text{oder} \quad v_m = \frac{\int_F v \cdot dF}{F} \text{ [m/s]}$$

mit

v_m mittlere Geschwindigkeit [m/s]

F_i Fläche des zugeordneten Teilquerschnitts [m^2]

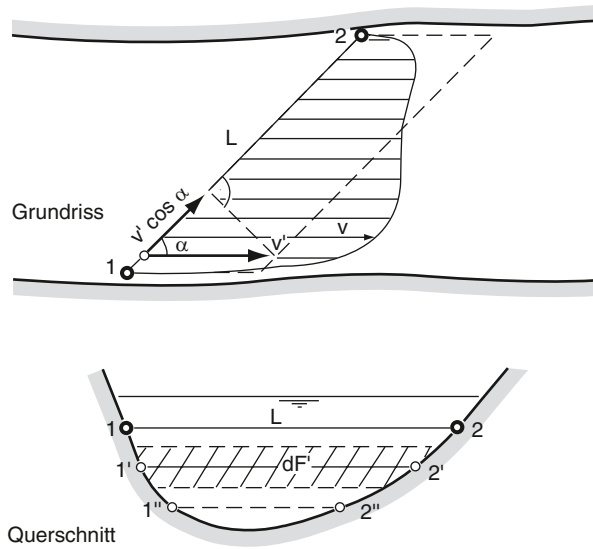
F ΣF_i = Summe der Teilflächen [m^2]

Es gilt dann:

$$Q = v_m \cdot F \text{ [m}^3/\text{s]}$$

Ultraschallmessung. Bei stark instationären oder gar hin- und her pendelnden Abflüssen, wie sie zwischen kommunizierenden Seen oder im Tidebereich von

Abb. 2.23 Schematische Darstellung einer Ultraschall-Messstation. Sende- und Empfängerstationen befinden sich an beiden Ufern (s. Punkte 1 und 2)



mündenden Flüssen vorkommen, kommt die Ultraschallmessung zum Einsatz. Dazu wird am Ufer eine Station 1 und am Gegenufer eine Station 2 eingerichtet (s. Abb. 2.23). Die Verbindungsstrecke L liegt um den Winkel α schräg zur Strömung. Für die mittlere Fließgeschwindigkeit v_m längs L gilt:

$$v_m = \frac{\int v \, dL}{L} \quad [\text{m/s}]$$

Sendet die Station 1 einen Ultraschallimpuls aus, so wird er in der Station 2 gemäß dem Dopplereffekt nach der Zeit

$$t_1 = \frac{L}{a + v_m \cdot \cos \alpha} \quad [\text{s}]$$

mit

a Schallgeschwindigkeit im Wasser [m/s]

empfangen. Daraus lässt sich v_m ermitteln:

$$v_m = \frac{L}{t_1 \cdot \cos \alpha} - \frac{a}{\cos \alpha} \quad [\text{m/s}]$$

Die Schallgeschwindigkeit a liegt in der Größenordnung 1.400 m/s, während die mittlere Strömungsgeschwindigkeit v_m lediglich einige Meter pro Sekunde beträgt. Das Ergebnis wird also von der Schallgeschwindigkeit dominiert und damit von der Wasserdichte (Temperatur des Wassers) abhängig.

Deshalb wird gleichzeitig, aber auf einer anderen Frequenz, ein weiterer Ultraschallimpuls von Station 2 ausgesendet und in der Station 1 nach der Zeit

$$t_2 = \frac{L}{a - v' \cdot \cos \alpha} \text{ [s]}$$

empfangen. Die Kombination beider Messungen erlaubt dann die Elimination von a und es wird:

$$v_m = \frac{L}{2 \cdot \cos \alpha} \cdot \left(\frac{1}{t_1} - \frac{1}{t_2} \right) \text{ [m/s]}$$

Wenn im gleichen Messquerschnitt solche Messungen auf verschiedenen Höhen gemacht werden, lässt sich daraus die mittlere Fließgeschwindigkeit v_m bestimmen:

$$v_m = \sin \alpha \cdot \int_{F'} v' \cdot dF' \text{ [m/s]}$$

Es ist dann:

$$Q = v_m \cdot F' \cdot \sin \alpha \text{ [m}^3\text{/s]}$$

Schwimmermessung. Behelfsmäßig können auch Schwimmer für die Bestimmung der Fließgeschwindigkeiten eingesetzt werden (Abb. 2.24). Als solche kommen einfache *Oberflächenschwimmer* (kleine Flosse) oder *Doppelschwimmer* in Betracht. Letztere sind kleine Schwimmkörper, die mit einem großen Schwebekörper in etwa 3/5-Wassertiefe verbunden sind.

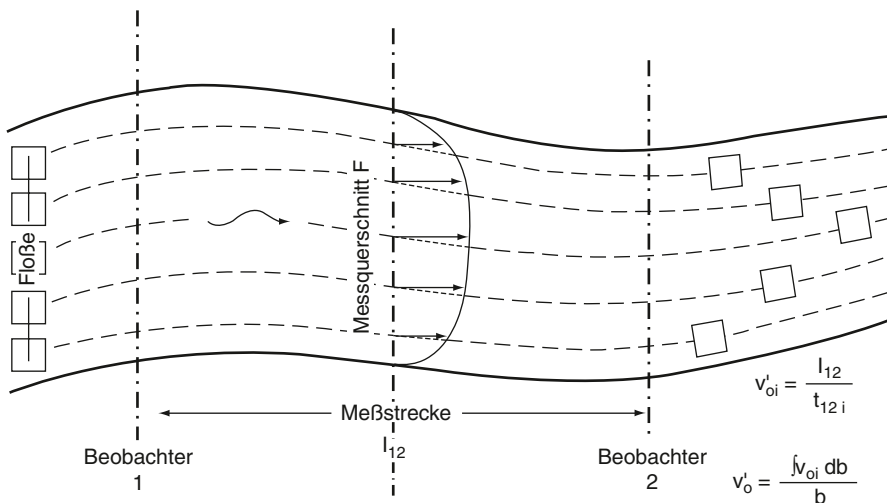


Abb. 2.24 Messung der Fließgeschwindigkeit durch Schwimmkörper (Flosse)

Die *Translationsgeschwindigkeit* $v_{0,i}$ eines Schwimmkörpers ergibt sich als Quotient aus der Messstrecke l_{12} und der Translationszeit $t_{12,i}$. Die mittlere Translationsgeschwindigkeit v'_0 wird der mittleren Oberflächengeschwindigkeit v_0 im Messquerschnitt F gleichgesetzt.

Um auf die mittlere Fließgeschwindigkeit v_m im Messquerschnitt und somit auf den Abfluss Q zu schließen, muss das Verhältnis zwischen v und der mittleren Oberflächengeschwindigkeit v_0 bekannt sein.

Erfahrungsgemäß gilt näherungsweise:

$$v_m = (0,8 \cdots 0,9) v_0 \text{ [m/s]}$$

bzw.

$$Q = (0,8 \cdots 0,9) v_m \cdot F \text{ [m}^3/\text{s]}$$

Schätzwerte. Grob abgeschätzt kann die mittlere Geschwindigkeit auch mittels der Beziehung:

$$v_m = \frac{2}{3} \cdot v_{0,\max} \text{ [m/s]}$$

Messung einer Tracerkonzentration. Diese Messmethode beruht darauf, dass der Strömung Salz oder Farbe beigegeben und die entsprechende Konzentration gemessen wird. Man spricht deshalb auch von *Salz-* oder *Farbverdünnungsverfahren*.

Eine Variante (s. Abb. 2.25 – Fall 1) besteht darin, innerhalb kurzer Zeit eine bekannte Salzmenge K in das Fließgewässer einzubringen, um dort eine Salzwolke zu erzeugen. Anschließend entnimmt man stromabwärts Wasserproben, misst deren Salzkonzentration k und bestimmt auf diese Weise den zeitlichen Durchgang der Salzwolke. Die Salzkonzentration kann dabei beispielsweise elektrolytisch ermittelt werden.

Wenn der Abfluss Q während diesem Durchgang stationär bleibt und man sicher ist, dass die Salzkonzentration k über den ganzen Messquerschnitt gleich ist, gilt die Salzbilanz:

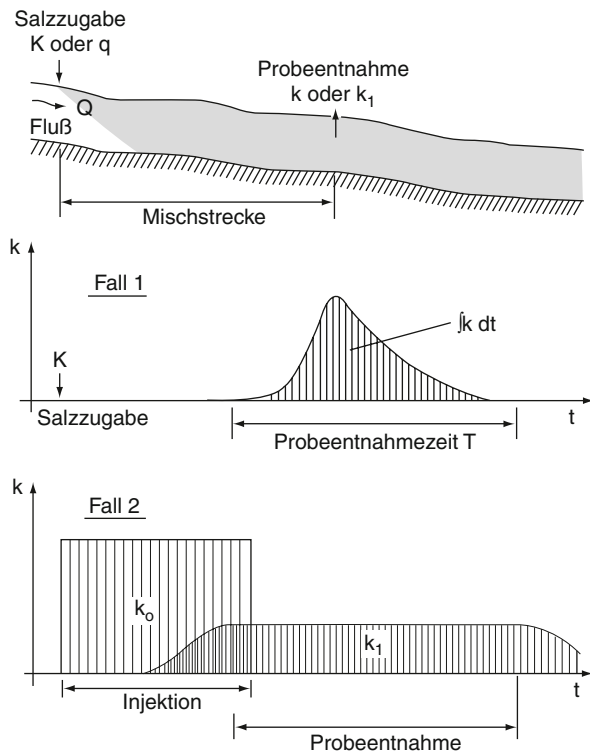
$$K = \int_T Q \cdot k \, dt = Q \cdot \int_T k \, dt \text{ [kg]}$$

oder

$$Q = \frac{K}{\int_T k \, dt} \text{ [m}^3/\text{s]}$$

Eine andere Variante dieses Messverfahrens basiert auf der Annahme, dass bei der Salzzugabe und Probeentnahme stationäre Verhältnisse geschaffen werden (s. Abb. 2.25 – Fall 2). Die Salzzugabe erfolgt deshalb über einen längeren Zeitraum und mit einer konstanten Injektion q der Konzentration k_0 .

Abb. 2.25 Schema einer Abflussmessung mit dem Salzverdünnungsverfahren.
 Fall 1: Messung einer abdriftenden Salzwolke.
 Fall 2: Messung einer stationären Konzentration aufgrund einer stationären Salzzugabe (Injektion)



Dann stellt sich im Messquerschnitt ein Abfluss mit der konstanten Salzkonzentration k_1 ein und es gilt wiederum die Salzbilanz:

$$q \cdot k_0 = (Q + q) \cdot k_1$$

oder

$$Q = q \frac{(k_0 - k_1)}{k_1} \text{ [m}^3/\text{s]}$$

oder wegen $q \ll Q$

$$Q = q \cdot \frac{k_0}{k_1} \text{ [m}^3/\text{s]}$$

Bei dieser Variante wird anstelle von Salz meist Farbe verwendet und die Farbverdünnung k_0/k_1 mit Hilfe eines Kolorimeters bestimmt. Der Wert von q muss aufgrund einer Eichung des Injektionsgeräts genau bekannt sein. Injektions- und Probeentnahmezeit überlappen sich gewöhnlich.

Anwendungsbereiche. Die Wasserstandsmessung eignet sich für die laufende Abflussmessung. Allerdings muss eine Abflusskurve (Pegelrelation) vorhanden sein, die mit Hilfe einer anderen Messmethode von Zeit zu Zeit neu geeicht werden sollte.

In ruhig strömenden Flüssen und Bächen wird man diese Eichmessungen mit der Flügelmethode durchführen. Die Salz- oder Farbverdünnungsmethode kann dort versagen, wo die Vermischung nicht gewährleistet wird bzw. die Mischstrecke viel zu lang ausfällt.

In hochturbulenten Wildbächen mit schlecht definierten Querschnitten lässt sich hingegen die Flügelmethode nur schlecht anwenden. Dort führt die Salz- oder Farbverdünnungsmethode zum Ziel.

Abflüsse werden in günstigen Fällen auf einige Prozente genau gemessen. Die besten Werte ergeben sich in jenem Abflussbereich, der durch die Eichmessungen gut belegt ist, d. h. bei mittleren Abflüssen. Das hängt damit zusammen, dass Hochwasserabflüsse selten durch Messungen erfasst werden können. Deren Auftreten ist meist viel zu kurz, um während einer Messung konstant zu bleiben und damit die Voraussetzung des stationären Abflusses während der Messung zu erfüllen. Auch können die bei Hochwasser anfallenden Schwimmstoffe die Messflügel beschädigen. Bei starker Schwebstoffführung werden jedoch auch die Tracermethoden beeinträchtigt.

2.9.3 Durchflussmessung

Eine Durchflussmessung in Druckleitungen ist grundsätzlich einfacher durchzuführen als eine Abflussmessung in einem Fließgewässer. Zum einen ist der Durchflussquerschnitt eine feste Größe, zum anderen sind Druckleitungen künstliche Gebilde, in die sich leichter genormte Messgeräte einbauen lassen.

Für die Durchflussmessung gibt es deshalb eine Vielzahl von Messmethoden, von denen hier nur die wichtigsten Messprinzipien bzw. Messmethoden vorgestellt werden. Dazu gehören:

- die Messung eines Druckunterschieds
- die Messung des Strömungswiderstands eines beweglichen Körpers
- die Messung der Fließgeschwindigkeit
- die magnetisch-induktive Durchflussmessung

Messung eines Druckunterschieds. Die Verzögerung oder Beschleunigung einer Rohrströmung verursacht immer einen Druckunterschied. Für die Anordnung gemäß Abb. 2.26a gilt vereinfacht nach der Bernoulli-Gleichung:

$$h_1 + \frac{v_1^2}{2g} = h_2 + \frac{v_2^2}{2g} \text{ [m]}$$

oder

$$\Delta h = \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} \text{ [m]}$$

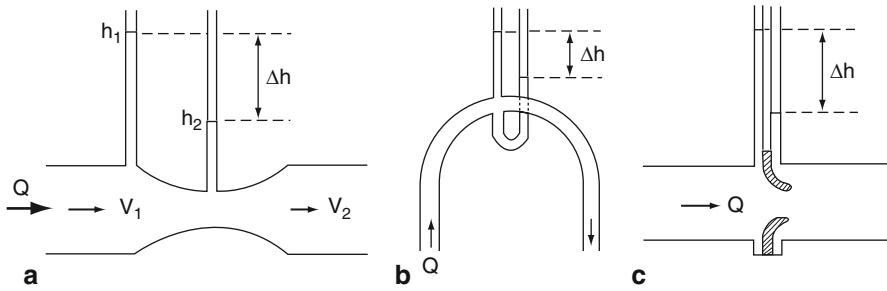


Abb. 2.26 Durchflussmessung an Stellen der Strömungsbeschleunigung oder Verzögerung. **a** an einer Verengung, **b** in einem Krümmer und **c** an einer Normdüse

und mit Hilfe der Kontinuitätsgleichung $Q = v \cdot F$ umgeformt:

$$v_2 = \sqrt{\frac{2g \cdot \Delta h}{1 - \left(f_2/f_1\right)^2}} \text{ [m/s]}$$

oder

$$Q = f_2 \cdot \sqrt{\frac{2g \cdot \Delta h}{1 - \left(f_2/f_1\right)^2}} \text{ [m}^3\text{/s]}$$

mit

Δh Druckhöhendifferenz [m]

F Rohrquerschnitt [m²]

Letztlich lassen sich sowohl die Strömungsgeschwindigkeit v als auch der Durchfluss Q wie folgt ausdrücken:

$$v = C' \cdot \sqrt{2g \cdot \Delta h} \text{ [m/s]}$$

bzw.

$$Q = C \cdot \sqrt{2g \cdot \Delta h} \text{ [m}^3\text{/s]}$$

Diese Beziehungen gelten bei einer turbulenten Strömung auch dann, wenn Reibungs- und andere Energieverluste im Spiel sind, weil die zugehörigen Druckverluste mit dem Quadrat der Geschwindigkeit korrelieren. C' und C sind also Werte, welche die Geometrie der Anordnung einschließlich der Rauheit berücksichtigen. Folglich kann jede Verzögerung oder Beschleunigung einer Rohrströmung für eine

Durchflussmessung verwendet werden. Gleiches gilt auch für die Querbesehleunigung, die in einem Krümmert auftritt (Abb. 2.26b).

Der C-Wert lässt sich durch Eichmessungen ermitteln. Damit solche Messungen aber nicht in jedem Einzelfall durchgeführt werden müssen, bedient sich die Praxis genormter Drosselgeräte, wie zum Beispiel einer Messdüse (s. Abb. 2.26c). Der durch diese Düse erzeugte Druckabfall wird längs des ganzen Rohrumfangs gemessen und meist an Standrohren oder Manometern abgelesen.

Messung des Strömungswiderstands eines beweglichen Körpers. Die Sinkgeschwindigkeit w_0 eines nicht allzu kleinen Körpers in ruhendem Wasser beträgt:

$$w_0 = \left[(s - 1) \cdot \frac{4}{3} \cdot \frac{g \cdot d}{C} \right] [\text{m/s}]$$

mit

w_0 Sinkgeschwindigkeit [m/s]

s Dichtequotient $s = \frac{\rho_s - \rho}{\rho}$ [-]

d maßgeblicher Durchmesser des Körpers [m]

C Widerstandskoeffizient des Körpers [-]

g Erdbeschleunigung [m/s^2]

Falls das Wasser nicht ruht, sondern mit der Geschwindigkeit $v = w_0$ senkrecht nach oben strömt, bleibt der Körper in Schwebel. Dieses Gleichgewicht zwischen Gewicht einerseits und statischem plus dynamischen Auftrieb andererseits, wird im sog. Schwebekörpergerät ausgenutzt (Abb. 2.27).

Das Gerät besteht aus einem vertikalen, sich ausweitendem Glasrohr, durch das die zu messende Strömung aufsteigt.

Je nach Durchfluss Q stellt sich also die Geschwindigkeit v in einem anderen Querschnitt des Glasrohrs ein. Der Durchfluss Q kann deshalb an der Gleichgewichtslage z des Schwebekörpers abgelesen werden. Der Zusammenhang $Q = Q(z)$ wird mit Hilfe von Eichmessungen ermittelt.

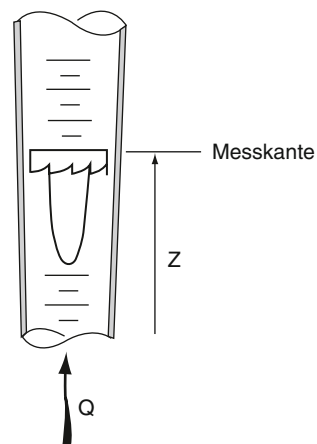
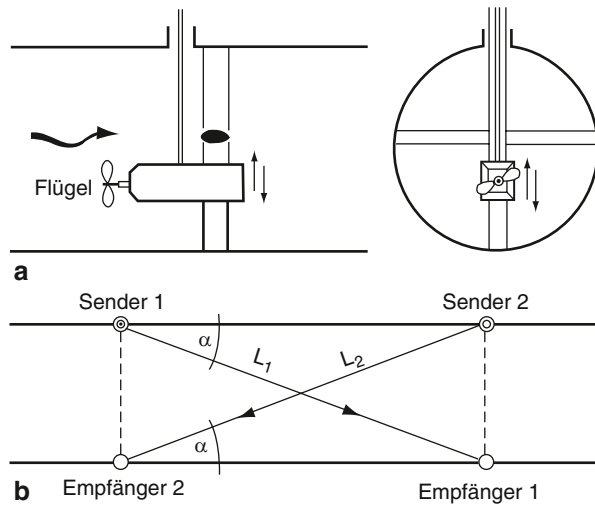


Abb. 2.27 Schwebekörpergerät zur Messung kleiner Durchflüsse

Abb. 2.28 Messung des Durchflusses mit, **a** Messflügel (Woltman-Flügel) und **b** Ultraschall (Dopplereffekt)



Bei entsprechend großem Rohrdurchmesser kann die Fließgeschwindigkeit, ähnlich wie in Flüssen und Kanälen, mit einem oder mehreren Woltman-Flügeln gemessen werden (Abb. 2.28a).

In Druckleitungen mit geringem Durchmesser werden genormte Wasseruhren bzw. Wasserzähler eingebaut. Diese enthalten meist ein einzelnes Flügelrad, dessen Drehzahl zum Durchfluss Q proportional ist. Gemessen wird das Wasservolumen V während einer bestimmten Messdauer T .

$$V = \int_T Q \, dt \, [\text{m}^3]$$

Für laufende Durchflussmessungen eignet sich die bereits in Abschn. 2.9.2 beschriebene Ultraschallmethode. Die Anordnung der Sender und Empfänger kann analog zu Abb. 2.23 oder gemäß Abb. 2.28b gewählt werden.

Für die mittlere Fließgeschwindigkeit v_m längs des Laufwegs L der Ultraschallimpulse gilt wiederum:

$$v_m = \frac{L}{2 \cdot \cos \alpha} \cdot \left(\frac{1}{t_1} - \frac{1}{t_2} \right) [\text{m/s}]$$

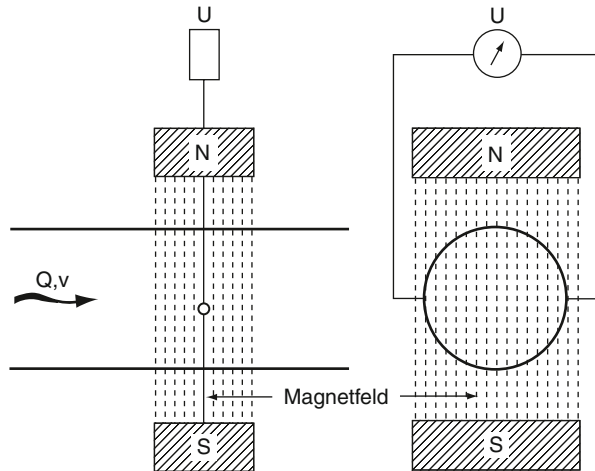
und folglich

$$Q = C \cdot F \cdot v_m \, [\text{m}^3/\text{s}]$$

mit

- t_1, t_2 Laufzeiten längs $L_1 = L_2 = L$ [s]
- α Winkel zwischen der Rohrachse bzw. der Hauptströmungsrichtung und den Laufwegen der Ultraschallstöße [°]
- F Querschnittsfläche der Leitung [m²]
- C Faktor zur Berücksichtigung der Geschwindigkeitsverteilung [-]

Abb. 2.29 Schema eines magnetisch-induktiven Durchflussmessers



Magnetisch-induktive Durchflussmessung. Eine Alternative zur laufenden Durchflussmessung aufgrund eines Druckunterschieds oder mittels Ultraschall ermöglicht das Faradaysche Induktionsgesetz. Bei der Bewegung eines elektrischen Leiters senkrecht zu den Kraftlinien eines Magnetfelds wird im Leiter eine Spannung induziert. Als Leiter dient in diesem Fall das Wasser und es gilt für ein Rohr (Abb. 2.29):

$$U = C' \cdot B \cdot v_m \cdot D \text{ [Volt]}$$

mit

- U gemessene Spannung [Volt]
- C' Gerätekonstante [-]
- B Magnetische Flussdichte [Tesla] [Volt · s/m²]
- v_m mittlere Strömungsgeschwindigkeit [m/s]
- D Rohrdurchmesser [m]

Folglich ergibt sich der Durchfluss Q zu:

$$Q = \frac{U}{C' \cdot B \cdot D} \cdot \frac{D^2 \cdot \pi}{4} \text{ [m}^3/\text{s]}$$

oder

$$Q = C \cdot U \text{ [m}^3/\text{s]}$$

mit

- C Eichwert [-]

2.9.4 Auswertung von Wasserstands- und Abflussmessungen

Über Messkampagnen erhält der Planer wesentliche Bemessungsparameter. Besonders aussagekräftig und Grundlage vieler Planungen sind die *Ganglinie*, die *Dauerlinie* und die *Summenlinie*. Eine Übersicht weiterer Kenngrößen enthält u. a. Maniak (2001, 2005).

Ganglinie. Das unmittelbare Ergebnis von laufenden Wasserstands- bzw. Pegelablesungen ist eine Zeitreihe des Pegelstands. Diese Reihe wird häufig grafisch als sog. *Pegelganglinie* dargestellt (Abb. 2.30a). Schreibpegel zeichnen diese Ganglinie unmittelbar auf. Bei wichtigen Pegeln werden die gemessenen Werte „On-line“ übermittelt und zeitnah ausgewertet.

Wo es nur darum geht, den Verlauf der Pegelstände zu kennen, liefert die *Pegelganglinie* bereits die gewünschten Auskünfte. Wenn nach den Abflüssen gefragt wird, muss die Ganglinie anhand der Bezugskurve (Pegelrelation) in eine Abflussganglinie umgewandelt werden (Abb. 2.30b).

Für die Beurteilung der Wasserspiegelschwankungen von ruhenden Gewässern wird nur die Pegelganglinie gebraucht. Dasselbe gilt u. a. auch für die Beurteilung von Fahrwassertiefen für die Schifffahrt.

Dauerlinie. Dauerlinien zeigen, an wie vielen Tagen pro Monat oder pro Jahr ein bestimmter Pegelstand oder Abfluss überschritten wird. Die Dauerlinien sind also nichts anderes als Kurven, die die Überschreitungswahrscheinlichkeit eines Messwerts darstellen (s. Abb. 2.31).

Aus der Dauerlinie der Abflüsse lässt sich u. a. ableiten,

- an wie vielen Tagen im Jahr die Schifffahrt durchschnittlich wegen zu hohen oder zu tiefen Wasserständen eingestellt werden muss,

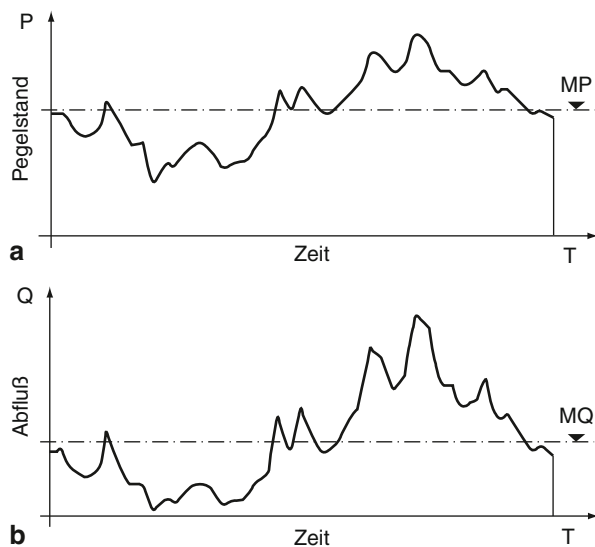


Abb. 2.30 Ganglinie. **a** der Wasser- oder Pegelstände, **b** der Abflüsse

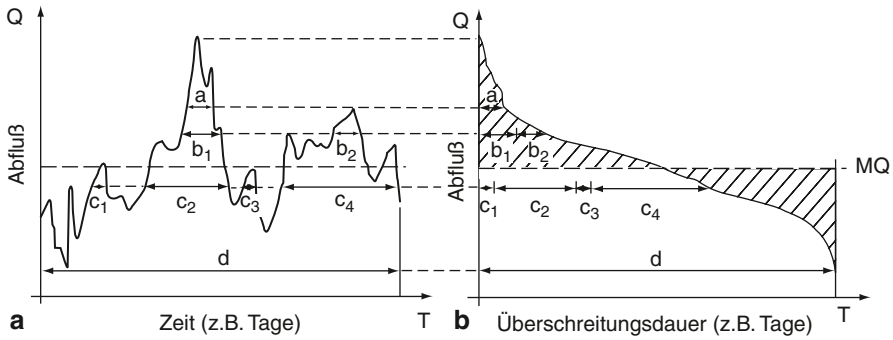


Abb. 2.31 Zusammenhang zwischen **a** einer Ganglinie der Abflüsse und **b** der zugehörigen Dauerkurve

- wie viel Wasser für ein Kraftwerk oder eine Bewässerungsanlage mit begrenztem Schluckvermögen entnommen werden (gefasst) kann (s. Abschn. 6.4.1)
- an wie vielen Tagen im Jahr ein Fließgewässer trocken fällt bzw. eine Flutrinne Wasser führt oder
- an wie vielen Tagen pro Jahr der Abfluss nicht genügt, um eingeleitetes Abwasser auf den vorgeschriebenen Wert zu verdünnen.

Summenkurve der Zuflüsse. Die Summenkurve stellt die integrierte Ganglinie (Volumen) der Abflüsse dar. Gewöhnlich beginnt sie bei Null und endet bei einem Wert, der als Abfluss- oder Wasservolumen der betrachteten Periode T bezeichnet wird:

$$V_t = \int_0^t Q \, dt \, [\text{m}^3]$$

oder für $t = T$

$$V_T = \int_0^T Q \, dt \, [\text{m}^3]$$

mit

V_t Wasservolumen bis Zeitpunkt t $[\text{m}^3]$

V_T Wasservolumen in der Periode T $[\text{m}^3]$

Ihre Steigung ist mit dem Abfluss identisch (Abb. 2.32):

$$\frac{dV_t}{dt} = Q \, [\text{m}^3/\text{s}]$$

Die Summenkurve der Abflüsse ist eine wesentliche Planungsgröße bei der Speicherbewirtschaftung (s. Abschn. 6.5.1)

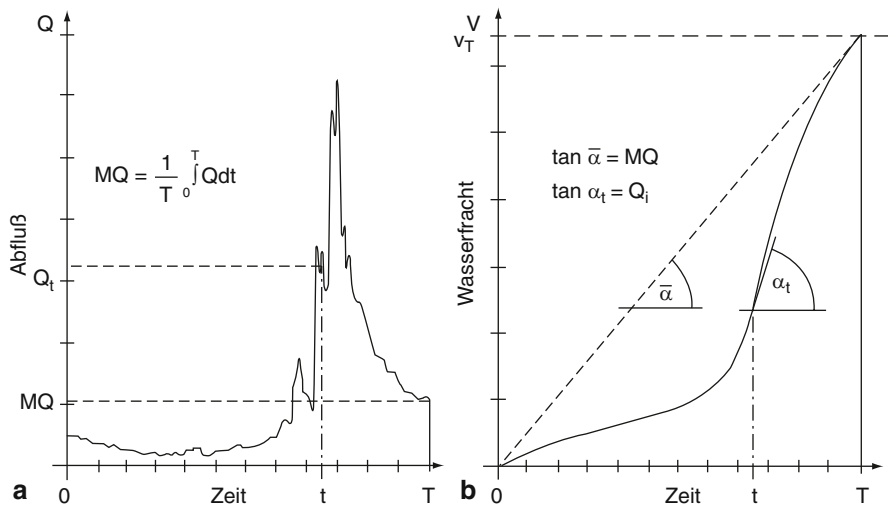


Abb. 2.32 Ganglinie der Abflüsse **a** und zugehörige Summenkurve **b** mit eingetragenem Mittelwert $MQ = \tan \bar{\alpha}$

2.9.5 Abflussmessnetz

Die Abflüsse können gemessen oder indirekt aus der Wasserbilanz ermittelt werden. Wenn sie mit Hilfe der Wasserhaushaltsgleichung

$$A = N - V \mp R \text{ [mm]}$$

mit

A Abflusshöhe [mm]

N Niederschlagshöhe [mm]

V Verdunstungshöhe [mm]

R Rückhalt [mm]

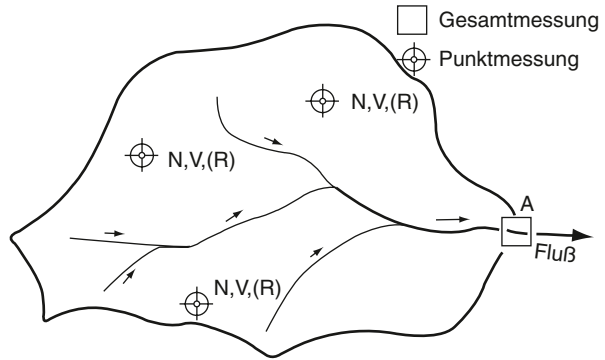
ermittelt werden sollen, müssen die anderen Komponenten des Wasserkreislaufs bekannt sein.

Diese Bilanzierung birgt jedoch viele Fehlerquellen, weil die Messung des Niederschlags N , der Verdunstung V und des Rückhalts R innerhalb eines Einzugsgebiets nur punktweise erfolgt und daher meist wesentlich ungenauer ist als die unmittelbare Messung des Abflusses (Abb. 2.33).

Bei einer Abflussmessung werden, sorgfältige Ausführung vorausgesetzt und abgesehen bei Hochwasserereignissen, exakte Werte bis auf wenige Prozente erreicht.

Aus diesem Grunde verfügen die meisten Länder über ein mehr oder weniger dichtes Netz permanenter Abflussmessstationen. Die dort ermittelten Abflüsse werden von Fachleuten ausgewertet und in Form von Jahrbüchern (u. a. *Deutsches*

Abb. 2.33 Einzugsgebiet eines Flusses. Die aus Punktmessungen des Niederschlags N , der Verdunstung V und des Rückhalts R abgeleitete Größe des Abflusses A ist wesentlich ungenauer als die unmittelbare Messung von A



Gewässerkundliches Jahrbuch – DGJ oder im Hydrologischen Jahrbuch der Schweiz – s. BWG 2001a; BAFU 2009) veröffentlicht.

2.9.6 Übertragung von Abflussmessungen

Die langfristig betriebenen Abflussmessstationen liegen nur selten an jenen Stellen, die im Hinblick auf ein Wasserbauprojekt gerade interessieren. Damit ergibt sich das Problem der Schätzung, oder alternativ, Übertragung von Abflussdaten zwischen unterschiedlichen Orten.

Beispielsweise kann eine Situation gemäß Abb. 2.34 vorliegen. Die Abflüsse Q_x an der Stelle x sind unbekannt und sollen aus den Abflüssen der benachbarten Abflussmessstation 1 und ggf. 2 und 3 bestimmt werden. Hierzu werden Funktionen der Art:

$$Q_x = Q_x(Q_1) \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

$$Q_x = Q_x(Q_1, Q_2) \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

$$Q_x = Q_x(Q_1, Q_2, \dots, Q_n) \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

verwendet.

In der Praxis treten gewöhnlich zwei Fälle auf. Entweder stehen an der Stelle x gar keine Abflussmessungen zur Verfügung, oder wenn, dann nur wenige.

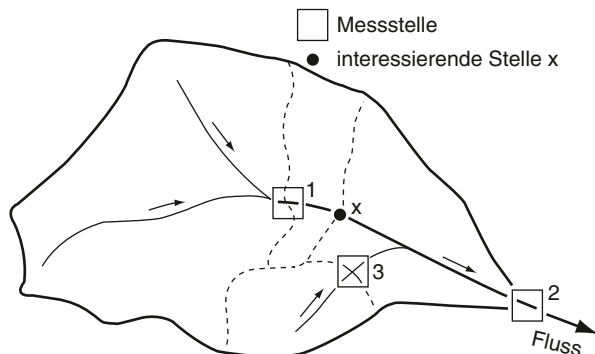


Abb. 2.34 Gesamtes Einzugsgebiet und Teileinzugsgebiete mit drei Messstellen und bekannten Abflüssen; Abflussquerschnitt x ohne Messstelle mit gesuchten Abflusswerten

Im ersten Fall stützt sich die Übertragung auf andere hydrologische Größen. Ein geeigneter Parameter ist dabei die Fläche des Einzugsgebiets. Im zweiten Fall erfolgt die Übertragung auf der Grundlage einer Korrelationsfunktion.

Übertragung der Messwerte in Funktion der Einzugsgebietsfläche. Das Einzugsgebiet stellt gleichsam das Auffangbecken für die Niederschläge dar, die den Abfluss verursachen. Es ist deshalb naheliegend, in der gesuchten Beziehung $Q_x = Q_x(Q_1, Q_2, \dots, Q_n)$ die Fläche des Einzugsgebiets als Parameter einzuführen. Allerdings muss man berücksichtigen, dass ein Einzugsgebiet selten gleichmäßig beregnet wird und meist einen örtlich stark variierenden Rückhalt aufweist.

Bei nicht allzu unterschiedlichen und nicht zu verschiedenen großen Einzugsgebieten kann zumindest Proportionalität vorausgesetzt werden. Die Werte einer Messstation können dann mit Hilfe der Relation

$$Q_x = Q_1 \frac{E_x}{E_1} [\text{m}^3/\text{s}]$$

mit

Q_x Abfluss an der Stelle x

Q_1 Abfluss an der Stelle 1

E_x Einzugsgebietsgröße an der Stelle x

E_1 Einzugsgebietsgröße an der Stelle 1

übertragen werden (s. Abb. 2.35a).

Im Hinblick auf die spezifischen Abflüsse q gilt

$$q_x = q_1,$$

d. h. die spezifischen Abflüsse sind gleich, weil $q = Q/E$. Tabelle 2.6 zeigt den mittleren Abfluss des Rheins (MQ) zwischen Bodensee und Basel. Der spezifische Abfluss q ändert hier nur wenig.

Wenn die interessierende Stelle in der Nähe zweier Messstationen liegt, wird linear interpoliert oder extrapoliert (Abb. 2.35b). Dann gilt:

$$Q_x = Q_1 + (Q_2 - Q_1) \frac{E_x - E_1}{E_2 - E_1} [\text{m}^3/\text{s}]$$

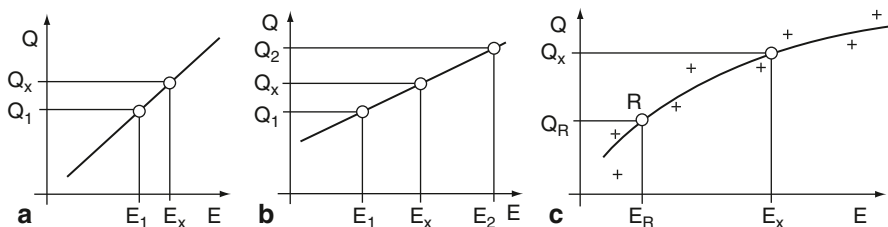


Abb. 2.35 Inter- oder Extrapolation der Abflüsse Q in Funktion des Einzugsgebiets. **a** bei gleichem spezifischen Abflusses $q = Q/E$, **b** lineare Interpolation, **c** Ausgleichskurve (R ist ein willkürlich gewählter Referenzpunkt)

Tab. 2.6 Mittlerer Rheinabfluss zwischen Bodensee und Basel

Messperiode	E [km ²]	MQJahr [m ³ /s]	q [1/(s · km ²)]
1959–2008 Neuhausen	11.887	367	30,9
1904–2008 Rekingen	14.718	441	30,0
1935–2008 Rheinfelden	34.526	1.038	30,1
1808–2008 Basel	35.987	1.052	29,3

Bei drei Messstationen kann quadratisch interpoliert werden. Stehen mehr als drei Messstationen für eine Übertragung zur Verfügung, so wird durch Fehlerausgleich eine empirische Beziehung (Abb. 2.35c), beispielsweise in der Form

$$Q = Q_R \left(\frac{E}{E_R} \right)^n [\text{m}^3/\text{s}]$$

bzw.

$$q = q_R \left(\frac{E}{E_R} \right)^{n-1} [\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m}^2)]$$

gesucht (meist mit $0,5 < n < 1$). Diese Potenzfunktionen erscheinen auf doppelt logarithmischem Papier als Geraden.

Es ist zu beachten, dass die Beziehungen zwischen den Abflüssen und dem Einzugsgebiet in der Regel für Niedrig- und Hochwasserabflüsse sowie für Winter- und Sommerabflüsse unterschiedlich sind.

Übertragung der Messwerte durch Korrelation. Verfügt man an der interessierenden Stelle lediglich über eine kurze Reihe von Abflussmessungen (z. B. weil man die Projektierungszeit für die Durchführung derartiger Messungen nutzt), so sucht man eine Korrelation zu den Abflussmessungen einer benachbarten Messstation nachzuweisen.

Aus praktischen Gründen wird dabei in erster Linie eine lineare Korrelation von gleichzeitig gemessenen Abflüssen angestrebt (Abb. 2.36). Üblich sind Korrelationen der Monats- oder Jahresmittel.

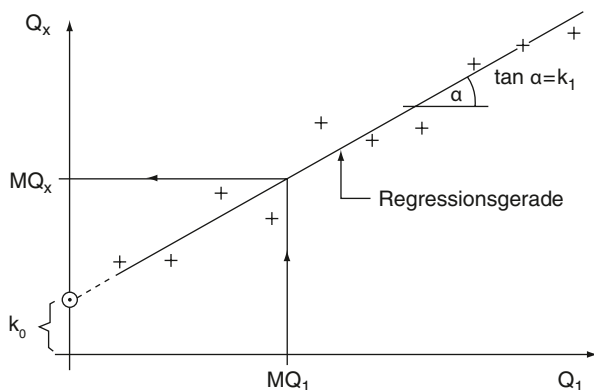


Abb. 2.36 Lineare Korrelation zwischen den Messwerten an der Stelle x und denjenigen an der Messstation 1 (s. Lageplan Abb. 2.34)

Doch sind weder Linearität, noch Gleichzeitigkeit, noch Nachbarschaft eine Vorbedingung. Maßgeblich ist letztlich nur die Güte der Korrelation. Der Ansatz für die Übertragungsformel lautet:

$$Q_x = k_0 + k_1 \cdot Q_1 \text{ [m}^3/\text{s]}$$

oder

$$Q_x = k_0 + k_1 \cdot Q_1 + k_2 \cdot Q_2 \text{ [m}^3/\text{s]}$$

oder

$$Q_x = k_0 + k_1 \cdot Q_1 + \dots k_n \cdot Q_n \text{ [m}^3/\text{s]}$$

Wenn die Übertragungsformel gefunden ist, können die Messungen der Messstation – insbesondere die Monats- und Jahresmittel einer langen Messperiode – auf die interessierende Stelle übertragen werden. Dabei ist auch hier zu beachten, dass die Übertragungsformeln für Hoch- und Niedrigwasser sowie für Sommer- und Winterabflüsse im Allgemeinen unterschiedlich sind.

2.9.7 Abschätzung der Hochwasserspitzen

Hochwasser entstehen durch Starkniederschläge, oftmals verbunden mit Schneeschmelzen. Es handelt sich meist um stark instationäre Abflüsse.

Die zugehörige Ganglinie erscheint in der Darstellung wie eine Welle und wird deshalb häufig als Hochwasserwelle bezeichnet (Abb. 2.37). Einem kräftigen Anschwellen bis zur Spitze folgt ein sanfteres Abschwellen. Das durch die Ganglinie begrenzte Abflussvolumen ist das Wasservolumen der Hochwasserwelle (sog. Hochwasserfracht). Von diesem Volumen wird gewöhnlich der sog. *Basisabfluss* (entsprechend dem Abfluss ohne Hochwassersituation) abgetrennt (s. Abb. 2.37).

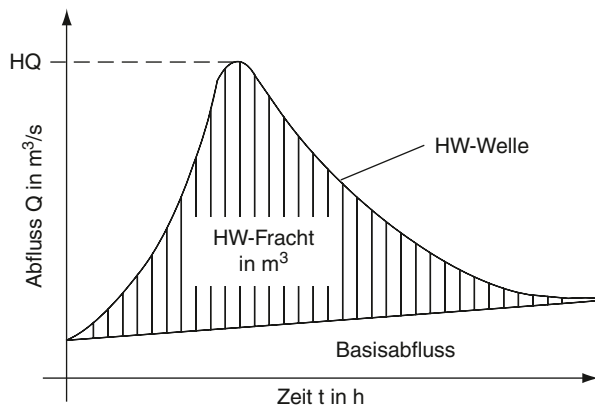


Abb. 2.37 Typische Hochwasserwelle, d. h. Ganglinie eines Hochwasserabflusses mit steilem steigendem und flacherem fallendem Ast

Abhängigkeit der Hochwasserspitzes von der Einzugsgebietsfläche. Um Hochwasserspitzes, die an verschiedenen benachbarten Stationen beobachtet wurden, auf eine interessierende Stelle (entsprechend der Situation von Abb. 2.34) umzurechnen, kann man sich der in Abschn. 2.9.6. beschriebenen Übertragungsmethoden bedienen. Besonders bedeutsam ist der Zusammenhang:

$$HQ = HQ_R \left(\frac{E}{E_R} \right)^n \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

mit

HQ_R Abfluss am Referenzpunkt R [m^3/s]
 E Einzugsgebietsgröße [m^2]
 E_R Einzugsgebietsgröße bezogen auf R [m^2]

bzw.

$$q_{\max} = q_R \left(\frac{E}{E_R} \right)^{n-1} \quad [\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m}^2)]$$

Den Verlauf der entsprechenden Ausgleichskurve zeigt Abb. 2.35c. Der Zusammenhang lässt sich auch wie folgt anschreiben:

$$HQ = C \cdot E^n \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

$$q_{\max} = C \cdot E^{n-1} \quad [\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m}^2)]$$

mit

C Referenzwert $\frac{HQ_R}{E_R^n}$ [-]

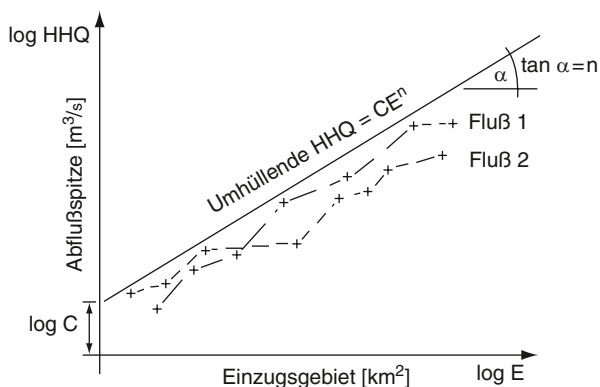
Die Hochwasserproblematik verlangt eine etwas andere Betrachtungsweise.

- Nur jeweils die höchsten an einer Station beobachteten Abflussspitzen (HHQ) werden berücksichtigt.
- Die Werte werden in einem doppelt logarithmischen Diagramm gemäß Abb. 2.38 dargestellt. Dadurch kann die mitunter starke Streuung der Messwerte aufgrund von Messfehlern optisch etwas unterdrückt werden.
- Es wird nicht nach einer Ausgleichsfunktion gesucht, sondern nach einer Umhüllenden, und zwar in Form einer Geraden, die den Zusammenhang $\log HHQ = \log C + n \cdot \log E$ oder $HHQ = C \cdot E^n$ angibt.

Auf diese Weise wird ein empirischer Zusammenhang zwischen den Maximalabflüssen HHQ und der Größe des Einzugsgebiets hergestellt. Es gilt dann:

$$HHQ = C \cdot E^n \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

Abb. 2.38 Höchste gemessene Hochwasserabflüsse HHQ einer Region in Abhängigkeit des Einzugsgebiets E. Die Umhüllende hält die obere Grenze der beobachteten Werte fest



Die Größen C und n sind Parameter, welche die jeweilige Region kennzeichnen. Sie hängen von der Niederschlagsintensität sowie von der Form und Beschaffenheit des Einzugsgebiets ab. Von großer praktischer Bedeutung ist der Umstand, dass n kleiner als 1 ist und häufig in den Grenzen $1/2 < n < 2/3$ schwankt.

Die maximalen Hochwasserabflüsse wachsen demzufolge nicht proportional zum Einzugsgebiet, sondern unterproportional. Damit ist auch gesagt, dass der spezifische Hochwasserabfluss – zum Beispiel in $\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{km}^2$ ausgedrückt – in kleinen Einzugsgebieten höher ist als in großen (Abb. 2.39).

In Anbetracht dieser Vorbemerkung haben Bäche also grundsätzlich höhere spezifische Hochwasserabflüsse q als Flüsse. Sein Maximalwert $q_{\max}$ ergibt sich aus der Formel:

$$q_{\max} = \frac{\text{HHQ}}{E} = C \cdot E^{n-1} \left[\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m}^2) \right]$$

Empirische Hochwasserformeln. Ingenieure und Hydrologen haben den oben geschilderten Zusammenhang genutzt, um für ganze Regionen Hochwasserformeln aufzustellen. Es wurde versucht, die Eigenschaften der jeweiligen Teilregion mit

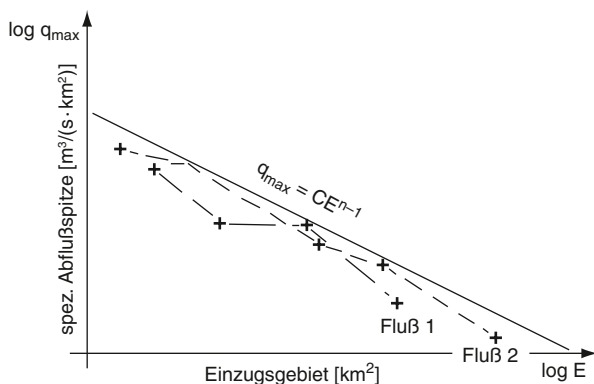


Abb. 2.39 Der spezifische Hochwasserabfluss $q_{\max}$ (d. h. der Hochwasserabfluss pro Flächeneinheit) nimmt mit wachsendem Einzugsgebiet ab

Tab. 2.7 Zusammenstellung empirischer Hochwasserformeln vom Typ $HHQ = C \cdot E^n$. (Einheiten: HHQ in m^3/s , E in km^2)

Formel	Art des Einzugsgebiets	Werte für C		
		flach	Mittel	steil
$HHQ = C \cdot E^{1/2}$ (nach Hofbauer)	Gebirgsland		30	42
	Hügelland, Mittelgebirge		21	30
	Flachland	15	21	
$HHQ = C \cdot E^{2/3}$ (nach Kürsteiner)		3–6	9	12
$HHQ = C \cdot E^{2/3}$ (nach Melli)	Oberhalb Waldgrenze	17	26	34
	Waldgrenzgebiet	9–13	17–22	26–30
	tieferer Lagen	2–4	7–13	13–22

dem Faktor C zu erfassen, während sie den Exponenten n konstant ließen. Einige Beispiele für das Alpengebiet sind in Tab. 2.7 zusammengestellt.

Der Gebietsfaktor C ist folglich dimensionsbehaftet. Sein Wert stimmt mit dem höchsten gemessenen Abfluss (HHQ) und q_{max} für $E = 1 km^2$ überein.

Der Faktor C gilt nur für diejenigen Gebiete, für die er gemäß Abb. 2.38 oder 2.39 bestimmt worden ist und für Gebiete, welche die gleichen Eigenschaften aufweisen. Tabelle 2.8 zeigt ein Beispiel, das in etwa den Verhältnissen in der Nordostschweiz entspricht.

Im Prinzip ist auch der mittlere Abfluss MQ von der Größe und der Beschaffenheit des Einzugsgebiets abhängig. Es gilt vereinfacht:

$$HHQ = \text{Konstante} \cdot E^n \left[m^3/s \right]$$

und

$$MQ = \text{Konstante} \cdot E^m \left[m^3/s \right]$$

und darum bei Elimination von E auch

$$HHQ = \text{Konstante} \cdot MQ^{n/m} \left[m^3/s \right]$$

Es gibt empirische Hochwasserformeln, die auf einem solchen Ansatz beruhen. Ihre Anwendung ist dort interessant, wo der mittlere Abfluss genügend genau bekannt ist.

Tab. 2.8 Beispiel für die Ermittlung des höchsten Hochwasserabflusses (HHQ) bzw. der höchsten Abflussspende HHq [$m^3/(s \cdot km^2)$] nach der Formel von Hofbauer (1916) für steiles Gebirgsland ($C = 42$)

E	[km^2]	1	10	100	1.000
HHQ	[m^3/s]	42	133	420	1.328
HHq	[$m^3/(s \cdot km^2)$]	42	13,3	4,2	1,3

Die Parameter P und C werden durch Korrelation der gemessenen MQ- und HHQ-Werte ermittelt. Ein Beispiel für eine derartige Hochwasserformel ist die Beziehung von Kreps (1951):

$$\text{HHQ} = 90 \cdot \text{MQ}^{2\beta} [\text{m}^3/\text{s}]$$

Fließzeitformel. Stellt man sich vor, dass ein starker, anhaltender Regen der Intensität i_N auf ein Einzugsgebiet E fällt und dort ohne Verdunstungs-, Sicker- und Rückhalteverluste abfließt, so steigt der Abfluss nach einer gewissen *Anlaufzeit* um den Wert (s. Chow et al. 1988)

$$\text{HQ} = i_N \cdot E [\text{m}^3/\text{s}].$$

Die sekundliche Abflusszunahme HQ entspricht dann also gerade der sekundlich fallenden Niederschlagsmenge. Infolge der o. a. Verluste steigt der Abfluss in Wirklichkeit aber nur um den Wert:

$$\text{HQ} = \alpha_S \cdot i_N \cdot E [\text{m}^3/\text{s}]$$

wobei α_S den sog. *Scheitelabflusskoeffizienten* darstellt. Dieser unterscheidet sich vom Abflusskoeffizienten α , der das Verhältnis zwischen der Abfluss- und Niederschlagsmenge beschreibt.

Der Scheitelabflusskoeffizient ist ein Quotient zwischen einer Hochwasserspitze, d. h. einem momentanen Abfluss und einem über eine längere Zeit andauernden Regenereignis. Er ist folgendermaßen definiert:

$$\alpha_S = \frac{\text{HQ}}{i_N \cdot E} [-]$$

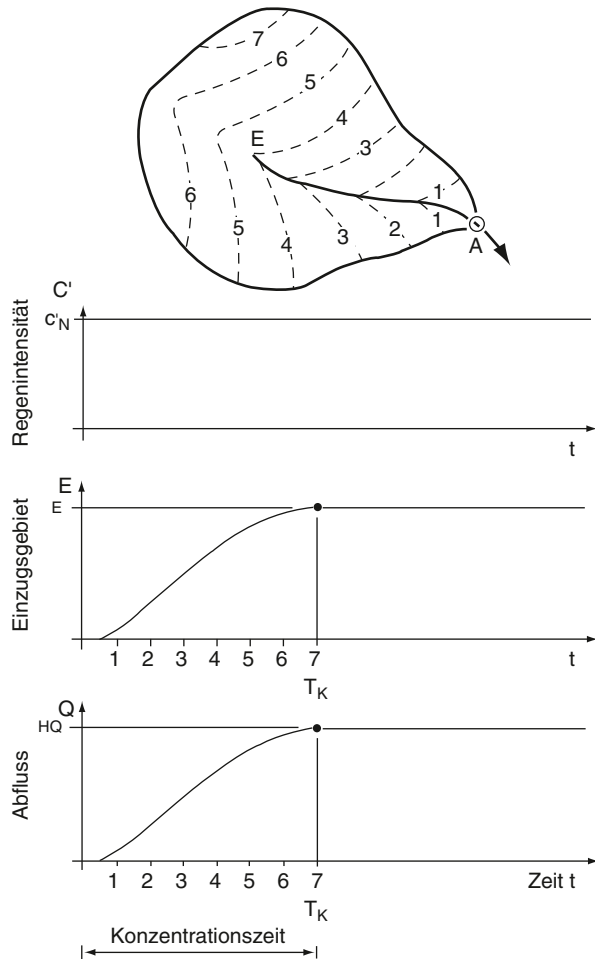
Wie lange ist die erwähnte Anlaufzeit, wenn vorausgesetzt wird, dass der Regen schlagartig einsetzt? – Die Antwort kann mit Hilfe von Abb. 2.40 ermittelt werden. – Dort ist ein Einzugsgebiet mit Isochronen dargestellt, d. h. abfließende Regentropfen, die auf eine bestimmte Isochrone fallen, treffen alle gleichzeitig bei der Abflussmessstelle A ein.

Folglich wird der Abfluss dort zuerst durch die Tropfen der Isochrone 1 erhöht, dann später durch jene der Isochrone 2 usw. bis schließlich der hinterste Teil 7 des Einzugsgebiets abflusswirksam wird. Die zugehörige Zeit wird als *Konzentrationszeit* T_k bezeichnet (s. Abb. 2.40).

Das am Abfluss partizipierende Einzugsgebiet $E_p = E(t)$ wächst bis, bei Erreichen der Konzentrationszeit T_k , das gesamte Einzugsgebiet E am Abfluss beteiligt ist. Die entsprechende Formel lautet:

$$E_p = \int_0^{T_k} E(t) \cdot dt [\text{m}^2] [\text{ha}] [\text{km}^2]$$

Abb. 2.40 Ein plötzlich einsetzender Regen führt dazu, dass das Einzugsgebiet gemäß seinen Isochronen am Abfluss am Punkt A partizipiert



Ist das gesamte Einzugsgebiet E am Abfluss beteiligt ($T > T_K$), wird der Abfluss HQ (s. Abb. 2.40):

$$HQ = \alpha_S \cdot i_N \cdot E \left[\text{m}^3/\text{s} \right]$$

Mit welcher Regenintensität i_N soll gerechnet werden? – Geht man von der höchsten beobachteten Regenintensität aus, kann man sich der Umhüllenden von Abb. 2.6 bedienen. Sie zeigt die Abhängigkeit der maximalen Intensität von der Regendauer T_R .

Dabei darf man sich allerdings nicht auf die Messwerte einer einzelnen Station stützen, sondern muss eine Gebietsregenintensität betrachten. Die o. a. Frage reduziert sich dementsprechend auf die Detailfrage, welche Regendauer T_R für den maximalen Gebietsregen vorausgesetzt werden soll?

Für das in Abb. 2.40 dargestellte Einzugsgebiet ergeben sich die in Abb. 2.41 dargestellten Abflüsse.

Dabei sind drei unterschiedliche Fälle zu berücksichtigen:

Fall 1: – Die Regendauer beträgt $T_R = T_1 < T_k$.

Die Regenintensität ist hoch, jedoch ist nicht das ganze Einzugsgebiet E an der Abflussbildung beteiligt.

Fall 2: – Die Regendauer beträgt $T_R = T_2 = T_k$.

Die Regenintensität ist kleiner als im Fall 1, jedoch ist das ganze Einzugsgebiet an der Abflussbildung beteiligt.

Fall 3: – Die Regendauer beträgt $T_R = T_3 > T_k$.

Die Regenintensität ist kleiner als im Fall 2, aber das ganze Einzugsgebiet trägt zur Abflussbildung bei. Daraus folgt, dass die Abflussspitze im Fall 2 sicher höher ist als im Fall 3; gewöhnlich übertrifft sie auch diejenige im Fall 1.

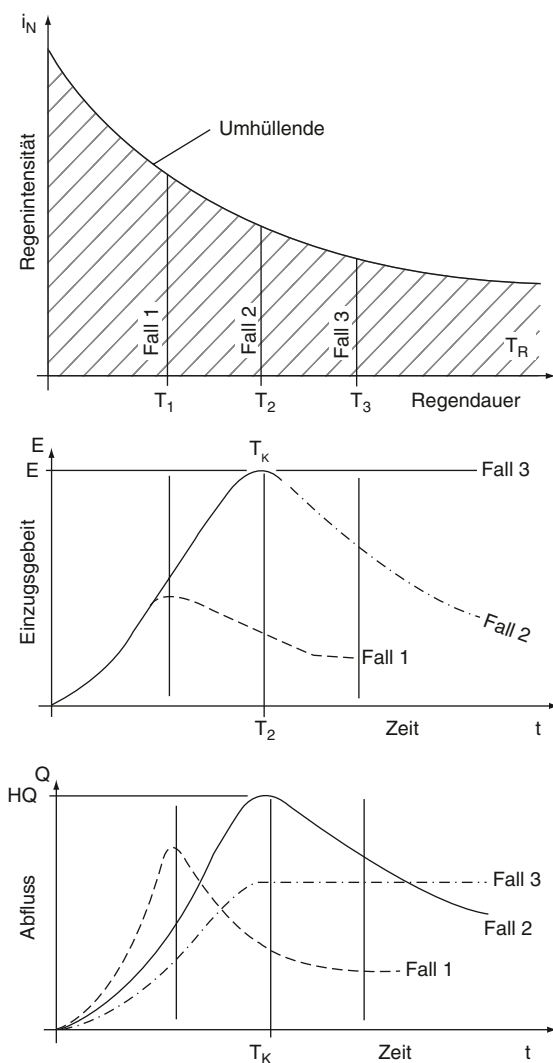


Abb. 2.41 Die maximale Gebietsregenintensität ist eine Funktion der Regendauer T_R

Deshalb setzt man bei der Verwendung der Fließzeitformel eine *Regendauer* T_R voraus, die gerade der Konzentrationszeit T_k entspricht. Diesbezüglich gilt:

$$HQ = \alpha_S \cdot i_N \cdot E \left[\text{m}^3/\text{s} \right]$$

mit

- α_S Scheitelabflusskoeffizient [-]
 i_N Regenintensität für $T_R = T_k$ [$\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m}^2)$]
 E Größe des Einzugsgebiets [m^2]

Für die Abschätzung der *Konzentrationszeit* T_k sind verschiedene Formeln entwickelt worden, die zum Teil auf hydraulischen Gleichungen basieren. Für die recht schwierige Abschätzung des *Scheitelabflusskoeffizienten* α_s dienen im Wesentlichen Erfahrungswerte. Werden die Hochwasser durch einen starken Schmelzwasseranteil erzeugt, versagt die Methode jedoch.

Zusammenhang zwischen einer empirischen Hochwasserformel und der Fließzeitformel. Beiden Formeln ist gemeinsam, dass sie die Hochwasserspitze in Funktion des Einzugsgebiets liefern. Die *empirische Formel* stützt sich auf eine Umhüllende von Hochwasserspitzen, die an benachbarten Stationen beobachtet wurden. Sie basiert auf zwei empirisch bestimmten Gebietsparametern, namentlich n und C .

Hingegen stützt sich die *Fließzeitformel* auf eine Umhüllende von gemessenen Starkregenintensitäten und setzt eine Abschätzung der Konzentrationszeit T_k und des Scheitelabflusskoeffizienten α_s voraus. Diese Abschätzung basiert wiederum auf empirischen Werten, so dass T_k und α_s praktisch ebenfalls als empirische Gebietsparameter bezeichnet werden können.

Aus diesem Vergleich ergibt sich folglich, dass die Fließzeitformel nur dort vorzuziehen ist, wo die Umhüllende der Gebietsregenintensitäten besser belegt ist, als die Umhüllende der Hochwasserspitzen, und wo die Möglichkeit besteht, einen einigermaßen zutreffenden Scheitelabflusskoeffizienten zu schätzen.

Im Übrigen wird der Zusammenhang zwischen beiden Formeln klar, wenn man die Umhüllende der Intensitäten $i_N = i_N(T_R)$ gemäß Abb. 2.6 durch eine Hyperbel

$$i_N \cong \frac{\text{Konstante}}{T_R} \text{ [mm/h]}$$

annähert und die Konzentrationszeit T_k , begründet durch die Flächengeometrie, einem Fließweg gleichsetzt, der mit der Quadratwurzel aus dem Einzugsgebiet korreliert:

$$T_k \cong \text{Konstante} \cdot E^{1/2} = T_R \text{ [s]}$$

Beides in die Fließzeitformel eingesetzt führt zu dem Ausdruck:

$$HQ = \alpha_S \cdot \text{Konstante} \cdot E^{1/2} = T_R \text{ [m}^3/\text{s]}$$

oder

$$HQ = C \cdot E^{1/2} \text{ [m}^3/\text{s]}$$

Der Aufbau dieser Formel stimmt mit den bekannten empirischen Hochwasserformeln überein (s. Abschn. 2.9.7).

Hochwasserjährlichkeiten. Für die Praxis ist es wichtig festzustellen, ob das betrachtete Hochwasserereignis ein seltenes oder ein häufiges Ereignis darstellt, also alle hundert Jahre oder jedes Jahr eintritt (sog. *Hochwasserjährlichkeiten*).

Die *Hochwasserjährlichkeiten* werden durch die statistische Auswertung möglichst langer Messreihen ermittelt. Verwendet man eine Fließzeitformel, so muss sich die Messreihe auf die Gebietsregenintensität beziehen. Lässt sich aus dieser beispielsweise die einhundertjährige Intensität i_{100} in Abhängigkeit der Regendauer bestimmen, so kann das einhundertjährige Hochwasser HQ_{100} mit

$$HQ_{100} = \alpha_S \cdot i_{100} \cdot E \text{ [m}^3/\text{s]}$$

angegeben werden.

Um zu genaueren Werten zu gelangen, müsste man eigentlich auch die zu einem einhundertjährigen Ereignis gehörende Konzentrationszeit T_k und den entsprechenden Scheitelabflusskoeffizienten kennen.

Verwendet man dagegen eine empirische Hochwasserformel, so müssen Messreihen von Abflüssen vorhanden sein, die den Bezug zur Jährlichkeit der Hochwasserspitzen schaffen.

Gelingt es beispielsweise, aus diesen Messreihen jeweils das einhundertjährige Hochwasser HQ_{100} zu bestimmen, so kann dieses anstelle des größten beobachteten Wertes HHQ in das Diagramm von Abb. 2.38 eingetragen werden und als Basis für die Bestimmung der Parameter n und C dienen. Gewöhnlich spiegelt sich die Jährlichkeit nur im Parameter $C = C_{100}$ wider, so dass gilt:

$$HQ_{100} = C_{100} \cdot E^n \text{ [m}^3/\text{s]}$$

oder

$$HQ_{100} = C_{100} \cdot MQ^n \text{ [m}^3/\text{s]}$$

Wie bestimmt man nun aber die Jährlichkeit eines Hochwassers? – Liegt eine ununterbrochene Messreihe von der Dauer von n Jahren vor, so werden aus dieser gewöhnlich die jährlich größten Spitzen (Jahresmaxima) – hier einfach mit Q_i bezeichnet – heraus gegriffen und ihrer Größe nach geordnet.

In der Annahme, dass es sich bei diesen Abflussspitzen um stochastisch voneinander unabhängige Variablen handelt, kann deren empirische Überschreitungswahrscheinlichkeit oder Frequenz mit $p = i/n$ bestimmt werden. Demzufolge ergibt sich die Überschreitungswahrscheinlichkeit p der größten beobachteten jährlichen Hochwasserspitze mit $1/n$ und die Überschreitungswahrscheinlichkeit der kleinsten Spitze mit 1.

Tab. 2.9 Bestimmung der empirischen Überschreitungswahrscheinlichkeit und Jährlichkeit von Hochwasserspitzen

Rang (Ordnungszahl m)	Jährlich höchste HW-Spitze Q	Empirische Überschrei- tungswahrscheinlichkeit p	Empirische Jährlich- keit w = 1/p
1	Q ₁	1/(n + 1)	n + 1
2	Q ₂	2/(n + 1)	(n + 1)/2
3	Q ₃	3/(n + 1)	(n + 1)/3
⋮	⋮	⋮	⋮
i	Q _i	i/(n + 1)	(n + 1)/i
⋮	⋮	⋮	⋮
n	Q _n	n/(n + 1)	(n + 1)/n

Nach einem Vorschlag von Gumbel wird als Schätzwert für die Überschreitungswahrscheinlichkeit auch der Ausdruck $p = i/(n + 1)$ eingeführt (s. Tab. 2.9.) Damit wird der Tatsache Rechnung getragen, dass der kleinsten jährlichen Spitze innerhalb der begrenzten Beobachtungsperiode bezüglich eines größeren Zeitraums eine etwas kleinere Überschreitungswahrscheinlichkeit als 1 zukommen muss. Der reziproke Wert von p, also $w = 1/p$, stellt die *mittlere Wiederkehrperiode* oder die sog. *Jährlichkeit der Hochwasserspitzen* dar.

Interessiert man sich für größere Jährlichkeiten als $w = n$, so muss die Messreihe extrapoliert werden. Zu diesem Zweck wird sie möglichst gut durch eine Funktion approximiert. Dafür stehen verschiedene Formeln von Wahrscheinlichkeitsverteilungen zur Verfügung.

Als Beispiel sei hier die Wahrscheinlichkeitsverteilung von Fechner erläutert. Fechner stellte fest, dass bei vielen Naturerscheinungen nicht die Variablen selbst, sondern deren Logarithmen einer Gauss-Verteilung (Log-Normal-Verteilung) gehorchen. Dies gilt auch bei vielen Messreihen jährlicher Hochwasserspitzen. Das Vorgehen bei der Aufstellung der Wahrscheinlichkeitsverteilung wird mit Hilfe von Abb. 2.42 erläutert.

Beispiel: Am Hinterrhein wurden während einer 37-jährigen Messperiode 37 Jahresmaxima der Abflüsse beobachtet.

Bearbeitet man diese Werte nach Tab. 2.9, so ergibt sich für dieses Datenkollektiv die empirische Überschreitungswahrscheinlichkeit. Sie ist in Abb. 2.42a in einem Diagramm mit unverzerrten Achsen aufgetragen. Dabei wird ersichtlich, dass es schwierig ist, die Punkte mit einer Kurve zu verbinden, die eine Extrapolation in Richtung seltener Ereignisse erlaubt.

Deshalb wird das Diagramm zweimal transformiert. Zunächst wird die Abszisse logarithmisch verzerrt, d. h. man trägt dort gemäß Abb. 2.42b die Logarithmen der Abflüsse in Funktion ihrer Überschreitungswahrscheinlichkeit ein. Aber auch hier ist es schwierig, die Punkte mit einer Kurve zu verbinden, die sich gut extrapolieren lässt. Immerhin wird die Streuung stark unterdrückt. Außerdem ist erkennbar, dass die Ausgleichskurve beim Punkt $p = 0,5$ annähernd eine Rotationssymmetrie aufweist.

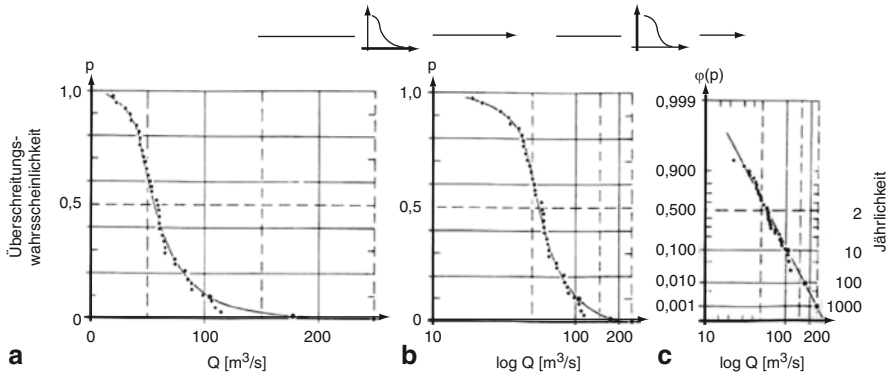


Abb. 2.42 Übersetzungswahrscheinlichkeit der jährlichen Hochwasserspitzen (Jahresmaxima) des Hinterrheins bei Hinterrhein. **a** im unverzerrten Maßstab, **b** bezüglich Abfluss im logarithmischen Maßstab, **c** bezüglich Wahrscheinlichkeit gemäß dem Gaußschen Integral im verzerrten Maßstab. Die Punkte entsprechen der empirischen Übersetzungswahrscheinlichkeit gemäß der Messperiode 1945 bis 1981, die Ausgleichskurve wurde aufgrund von Bild c bestimmt und dann auf die Bilder **b** und **a** übertragen

Anschließend verzerrt man auch die Ordinate, so dass im neu gebildeten Feld ein Gaußsches Integral als Gerade erscheinen muss. Trägt man die Punkte nochmals ein, so bilden sie, wenn Fechners Voraussetzung stimmt, eine Gerade.

In diesem doppelt verzerrten Maßstab lassen sich die empirischen Werte gemäß Abb. 2.42c leicht durch eine Ausgleichsgerade verbinden und folglich auch leicht in Richtung seltener Ereignisse extrapolieren.

Es ist jedoch zu beachten, dass eine zuverlässige Extrapolation eigentlich nur bis etwa zu einer Jährlichkeit von $w = 2 \cdot n$ möglich ist. Wasserbauer extrapolieren aber oft sehr viel weiter, beispielsweise – und dann mehr im Sinne einer Konvention – bis zum eintausendjährigen Hochwasser HQ_{1000} .

In der Praxis wird das Diagramm von Abb. 2.42c jeweils direkt gezeichnet oder als Funktion berechnet. Im ersten Fall verwendet man dazu handelsübliches Log-Normal-Papier. Die gewonnenen Aussagen darf man jedoch, weil sie meist auf unsicheren Daten beruhen, nicht überbewerten. Hochwasserabflüsse werden ja in der Praxis nie gemessen, sondern lediglich geschätzt (s. Abschn. 2.9.7).

Kapitel 3

Feststofftransport, Gewässerbettdynamik und Fließgewässertypologie

Ein bedeutsamer Ausgangspunkt aller Überlegungen zur strukturellen Umgestaltung eines Fließgewässers in Richtung auf mehr Naturnähe ist der Feststofftransport, d. h. diejenigen Mechanismen, welche durch Erosion, Transport bzw. Umlagerung und Sedimentation (Auflandung) die Laufentwicklung (Linienführung, Querprofile, Längsprofil, Bettstruktur) eines Fließgewässers beeinflussen, die naturraumtypische Ausstattung einer Fließstrecke charakterisieren und auch typisieren.

3.1 Feststofftransport

Die nun folgenden Ausführungen dienen lediglich der Einführung in den Feststofftransport. Die wissenschaftlichen Aufarbeitungen des äußerst komplexen Themengebietes finden sich bei den „Klassikern“ des Feststofftransports, wie zum Beispiel Hjølström (1935), Shields (1936), Yalin (1972, 1992), Graf (1998) und Zanke (1982, 2002), aber auch in der neueren Literatur, wie zum Beispiel Gyr u. Hoyer (2006) und ATV-DVWK (2003c).

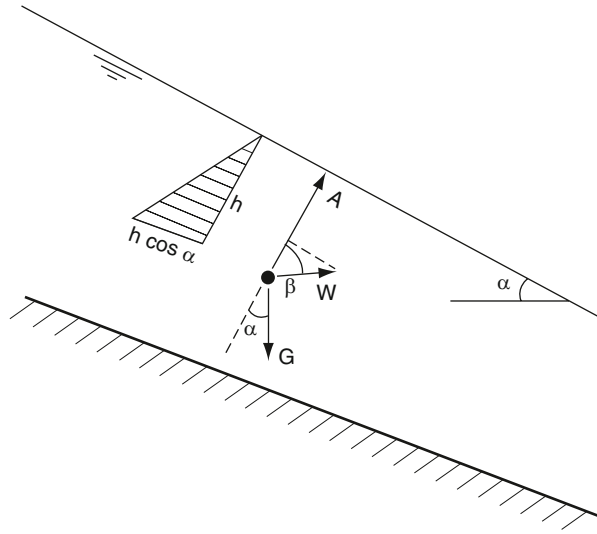
Für die Interpretation der Ergebnisse einer Feststofftransportberechnung ist sehr viel Erfahrung notwendig. Oft sind Resultate lediglich eine Prognose, weil bereits die Eingangswerte mit Unsicherheiten behaftet sind.

3.1.1 Theorie der Feststoffbewegung

Außer Wasser werden noch andere, *gelöste* und *ungelöste Stoffe*, von den Fließgewässern transportiert. Zu den ungelösten Materialien gehören *Schwimmstoffe*, *Schwebstoffe*, *Geschiebe* und *Treibeis*. Die gelösten Inhaltsstoffe werden hier nicht behandelt.

Die an einen im Wasser befindlichen, einzelnen Festkörper angreifenden Kräfte sind in Abb. 3.1 dargestellt. Sieht man von Trägheitskräften ab, handelt es sich im Wesentlichen um das Gewicht G sowie den am Körper angreifenden hydrostatischen Wasserdruck.

Abb. 3.1 Kräfte an einem eingetauchten Festkörper. G Gewicht, A hydrostatischer Auftrieb, W Strömungswiderstand



Letzterer wird gewöhnlich in einen *hydrostatischen Auftrieb* A und eine *hydrodynamische Kraft*, den sog. Strömungswiderstand W , aufgeteilt.

Bei der Bestimmung des Auftriebs geht man davon aus, dass der Körper im Wasser schwebt und gegenüber der umgebenden Strömung keine Relativgeschwindigkeit (keinen *Schlupf*) aufweist. Unter der Voraussetzung, dass die Druckverteilung in der Strömung hydrostatisch ist, gilt:

$$A = \rho \cdot g \cdot V \cdot \cos \alpha \text{ [N]}$$

mit

- A hydrostatischer Auftrieb [N]
- ρ Dichte des Wassers [kg/m^3]
- V Volumen des vollständig eingetauchten Körpers [m^3]
- α Neigung des Wasserspiegels [-]

Der *Auftrieb* wirkt immer gegen den Druckgradienten und entspricht für $\alpha = 0$ dem archimedischen Auftrieb. Für größere Werte von α ist der Auftrieb jedoch kleiner und verschwindet bei $\alpha = \pi/2$, d. h. bei einer senkrecht verlaufenden Strömung.

Alle Druckkräfte, die sich aus der Umströmung des Körpers ergeben, werden durch den *Strömungswiderstand* W erfasst. Dafür wird in der Regel folgender Ansatz verwendet:

$$W = \rho \cdot C_W \cdot \frac{v_r^2}{2} \cdot F_W \text{ [N]}$$

mit

- W Strömungswiderstand [N]
- ρ Wasserdichte [kg/m^3]

- C_W Widerstandsbeiwert des Körpers [-]
 v_r Relativgeschwindigkeit der Strömung zum Körper [m/s]
 F_W Angriffsfläche (projiziert auf eine Ebene senkrecht zu Strömung) [m²]

Der Widerstandsbeiwert C_W ist von der Form des Körpers und ggf. noch von seiner Reynoldszahl Re abhängig.

3.1.2 Transportformen

Die Feststoffmaterialien stammen aus dem Einzugsgebiet des Fließgewässers, aus seitlichen Zuflüssen und aus dem Sohlen- und Ufersubstrat. Ausgehend vom jeweils aktiven *Feststoffherd* sorgen chemische Prozesse, Erosion und Schwerkraft für die Versorgung der Fließgewässer mit entsprechenden Materialien.

Unterschieden wird zwischen *eingetragenen Materialien* (sog. *Spülfracht* – engl.: *wash load*) und *Bettmaterial* (engl.: *bed load*). Die feinkörnige *Spülfracht* wird fast ausschließlich als *Schwebstoff* (engl.: *suspended load*) transportiert.

Das *Bettmaterial* ist den Prozessen Erosion, Transport, Sedimentation und Resuspension ausgesetzt und entweder als *Geschiebe* oder als *Schwebstoff* (d. h. suspendiert) vertreten. *Geschiebe* und *Schwebstoffe* sind ungelöste Stoffe.

Wesentliche *Einflussfaktoren* auf den Feststofftransport haben Abfluss, Wassertiefe, Fließgeschwindigkeit bzw. Fließgeschwindigkeitsverteilung, Gefälle, Korngröße und Korngrößenverteilung. Die Übergänge und Grenzen zwischen den einzelnen *Transportformen* sind nicht immer eindeutig bestimmbar.

Anthropogene Beeinflussungen haben dazu geführt, dass die natürliche Versorgung der Fließgewässer mit Feststoffmaterialien und die Durchgängigkeit für Feststoffmaterialien in vielerlei Hinsicht gestört ist. Dies gilt insbesondere dann, wenn Laufkorrekturen durchgeführt wurden oder Querbauwerke (insbesondere Wehre) die Längsdurchgängigkeit unterbrechen (u. a. Jürging u. Patt 2005).

Schwimmstoffe. *Schwimmstoffe* sind meist organischen Ursprungs und bewegen sich schwimmend auf der Wasseroberfläche oder oberflächennah mit der Strömung. Dazu gehören zum Beispiel von der Strömung losgerissene Bäume und Sträucher, die noch biologisch aktiv sind (d. h. ausschlagfähig), aber auch nicht mehr ausschlagfähige Materialien, das sog. *Totholz*.

Im Oberlauf eines Gewässers sind die organischen Materialien eine bedeutende *Nährstoffquelle* und somit ein wichtiger Bestandteil der Nahrungskette (u. a. DVWK-GfG 2001; Gerhard u. Reich 2001; Kail u. Hering 2003; Jürging u. Patt 2005).

Der *Schwimmstoffanfall* in Fließgewässern tritt im Allgemeinen in Schüben auf, die jeweils mit einer raschen Abflusssteigerung (ansteigender Ast der Hochwasserwelle – s. Abschn. 2.9.7) zusammenfallen. Mit dem Ansteigen des Wasserspiegels werden an den Ufern befindliche Ablagerungen erfasst und durch die Strömung abtransportiert.

Für einen einzelnen Schwimmkörper gilt senkrecht zum Wasserspiegel (s. Abb. 3.1):

$$G \cdot \cos \alpha = A + W \cdot \cos \beta \text{ [N]}$$

Bei kleinen Körpern – also auch bei Feststoffkörnern – ist die Kraftkomponente $W \cdot \cos \beta$ infolge der Turbulenz immer vorhanden und wirkt abwechselnd als dynamischer Auftrieb oder als Abtrieb. Bei großen Körpern kann $W \cdot \cos \beta$ aber vernachlässigt werden. Folglich wird:

$$G \cdot \cos \alpha < A \text{ [N]}$$

oder

$$G < \rho \cdot g \cdot V \text{ [N]}$$

oder

$$\rho_s < \rho \text{ [kg/m}^3\text{]}$$

mit

G Gewicht des Feststoffteilchens [N]

A Auftrieb [N]

ρ_s Dichte des Feststoffkörpers [kg/m³]

ρ Dichte des Wassers [kg/m³]

g Erdbeschleunigung [m/s²]

V Volumen des Körpers [m³]

Die Schwimmelage eines Feststoffteilchens ergibt sich aus der Formel:

$$G = \rho \cdot g \cdot V_D \text{ [N]}$$

wobei V_D das Verdrängungsvolumen des teilweise eingetauchten Körpers ist ($V_D < V$). Sind beide Kräfte gleich groß, schwebt der Körper.

Parallel zum Wasserspiegel wirkt kein statischer Auftrieb. Deshalb kann sich in dieser Richtung nur ein Gleichgewicht einstellen, wenn

$$G \cdot \sin \alpha = W \cdot \sin \beta \text{ [N]}$$

wird, d. h. wenn sich der Schwimmkörper um die Relativgeschwindigkeit v_r schneller bewegt als das Umgebungswasser. Da aber $\sin \alpha$ im Allgemeinen sehr klein ist, wird dieser Effekt meist vernachlässigt und angenommen, dass der Schwimmkörper ohne Schlupf mit seinem Umgebungswasser verdriftet wird. Abweichungen ergeben sich naturgemäß, wenn der Schwimmkörper noch durch Wind- und Wellenkräfte beansprucht wird.

Im naturnahen Wasserbau werden Schwimmstoffe gezielt zur Erhöhung der Strukturvielfalt genutzt und absichtlich in Form von Totholz in ein Gewässer eingebracht (DVWK-GfG 2001; Jüring u. Patt 2005; Patt et al. 2011).

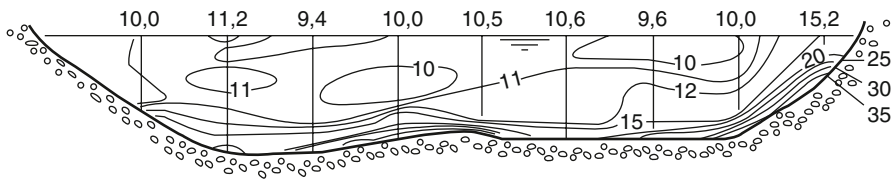


Abb. 3.2 Schwebstoffkonzentrationsverteilung im Querprofil (Werte in mg/l). Beispiel von der Donau bei Engelhartszell. Typisch ist die Konzentrationszunahme mit der Wassertiefe (nach Angaben des Kraftwerkes Jochenstein)

Dabei ist jedoch zu beachten, dass Schwimmstoffe die Abflussleistung eines Gerinnes erheblich reduzieren können. Das gilt insbesondere dann, wenn sie in Form von Verklausungen den vorhandenen Fließquerschnitt einschränken oder vollständig blockieren.

Hinter derartigen Abflusshindernissen können sich tiefe Kolke ausbilden, welche die Sohlenstrukturen lokal stark verändern. Die entstehenden Kolke können u. U. die Standsicherheit von Fundamenten gefährden.

Ein hoher Schwimmstoffanteil wirkt sich auch negativ auf den Betrieb von Wasserkraftanlagen aus und führt in der Regel zu steigenden Unterhaltungskosten. Hier ist sorgfältig Pro und Kontra gegeneinander abzuwägen.

Schwebstoffe (engl.: suspended load). *Schwebstoffe* bestehen zu einem Teil aus natürlichen Verwitterungsprodukten und zu einem anderen Teil aus Zivilisationsrückständen. Sie sind in einem Fließquerschnitt unregelmäßig über den ganzen Fließquerschnitt verteilt (Abb. 3.2). Unterschieden wird zwischen *anorganischen* (mineralischen) und *organischen Schwebstoffen*.

Schwebstofftransport. Beim *Schwebstofftransport* bewegen sich die Feststoffteilchen ohne Sohlenkontakt in der Strömung mit. Für diese Transportart sind die Sinkgeschwindigkeit der Feststoffe (d. h. Korndurchmesser, Korndichte, Kornform und Dichte des Wassers) und die Strömungsparameter (d. h. Geschwindigkeitsverteilung im Gerinne und Turbulenz) die maßgeblichen Einflussfaktoren.

Für ein einzelnes Schwebstoffkorn gilt senkrecht zum Wasserspiegel die folgende Gleichgewichtsbedingung (s. Abb. 3.1):

$$G \cdot \cos \alpha = A + W \cdot \cos \beta \text{ [N]}$$

Wie schon beim Schwimmstoffkorn erwähnt, wirkt $W \cdot \cos \beta$ infolge der Turbulenz bald stark, bald schwach, bald aufwärts, bald abwärts. Die o. a. angeschriebene Gleichgewichtsbedingung hat also lediglich im zeitlichen Mittel Gültigkeit. Gleiches gilt für das Gleichgewicht parallel zum Wasserspiegel, d. h.

$$G \cdot \sin \alpha = W \cdot \sin \beta \text{ [N]}$$

Bei geringem Gefälle entspricht die mittlere Horizontalgeschwindigkeit der Körner ziemlich genau derjenigen der umgebenden Strömung. Da in der Regel $\rho_s \neq \rho$ gilt, wird das Korn durch $W \cdot \cos \beta$ und damit durch die Turbulenz in der Schwebe

gehalten. Stark turbulente Strömungen können also größere Körner suspendieren. In der wasserbaulichen Praxis überwiegen Schwebstoffkörner mit $\rho_s > \rho$, also solche Feststoffe, die schwerer als Wasser sind.

Schwebstoffkonzentration. Zur Ermittlung der *Schwebstoffkonzentration* wird eine festgelegte Wassermenge in der gewünschten Tiefe mit einem Probengefäß entnommen. Dann wird nach ein bis zwei Tagen ruhiger Lagerung der Rückstand vom klaren Wasser durch Filtrieren getrennt, getrocknet und gewogen. Die Korngrößen werden mittels *Schlämmanalyse* bestimmt.

Für die kontinuierliche Messung der Schwebstoffkonzentration eignen sich Trübungsmessungen auf fotoelektrischem Wege. Vorab muss allerdings der Zusammenhang zwischen der Trübung und der Schwebstoffbelastung mit Hilfe von Eichmessungen bestimmt werden.

Wie allerdings die in Abb. 3.2 dargestellte Geschwindigkeitsverteilung zeigt, muss beachtet werden, dass Punktmessungen keine guten Rückschlüsse auf die Verteilung der Schwebstoffe im Fließquerschnitt erlauben.

In Alpenflüssen kann im Mittel mit Schwebstoffbelastungen bis zu etwa 1 g/l und kurzzeitig mit 30 g/l gerechnet werden. Die *Schwebstoffkonzentration* wird durch den Abfluss beeinflusst. Eine eindeutige Beziehung besteht jedoch nicht.

Beispiele: Im Mittel der Jahre 1900 bis 1960 wurden im Rheindelta (Bodensee) jährlich 3,1 Mio. m³ Feststoffe abgelagert, davon etwa 3 Mio. m³ Schwebstoffe. Dadurch vergrößerte sich das Rheindelta im Mittel jährlich um 3,3 ha. Der Flusslauf verlängerte sich in diesem Zeitraum jährlich um 23 m.

Das Nutzvolumen des Stausees Imfout in Marokko wurde in den Jahren 1947 bis 1965 durch Schwebstoffablagerungen von 85 auf 27 Mio. m³ verringert. Die mittlere jährliche Schwebstofffracht des Flusses Oum er Rbia betrug somit in etwa 3,1 Mio. m³.

Schwebstoffanfall. Der *Schwebstoffanfall* wird von den Verwitterungsprozessen im Einzugsgebiet geprägt und die Transportkapazität des Flusses von der Strömung (Turbulenz).

Abbildung 3.3 zeigt beispielhaft Schwebstoffmessungen im Rhein bei Koblenz. Will man derartige Punktwolken durch eine Funktion annähern, ist der folgende empirische Ansatz üblich:

$$m_{sf} = a \cdot Q^b$$

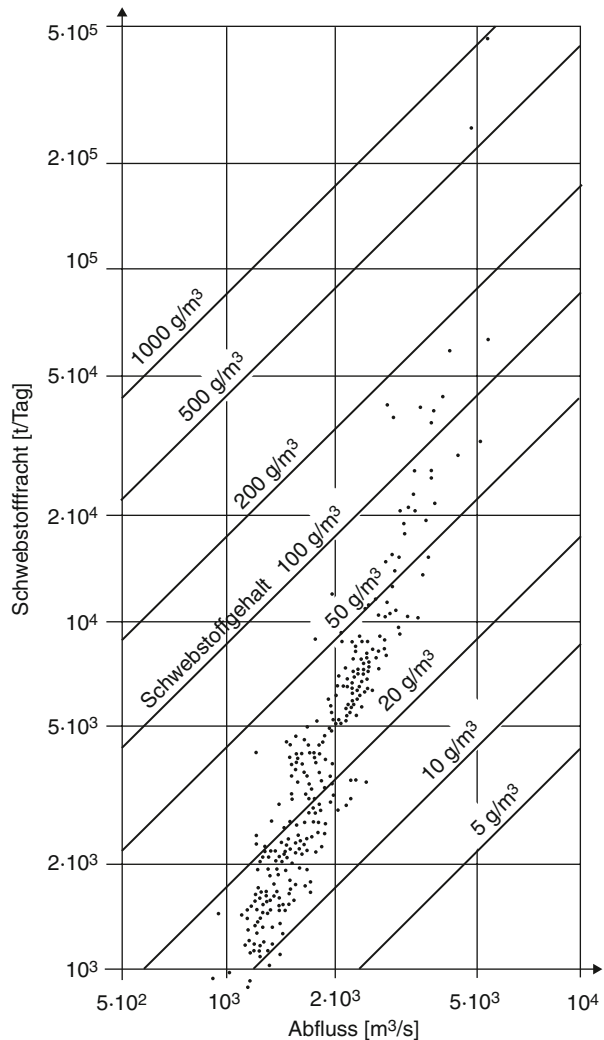
mit

m_{sf} Schwebstofffracht [t]

Q Abfluss [m³/s]

a, b Regressionskoeffizienten im doppellogarithmischen Netz [-]

Abb. 3.3 Schwebstofftagesfracht [in Tonnen/Tag] für die Messstelle Rhein-Koblenz (nach Angaben der Bundesanstalt für Gewässerkunde – BfG)



Geschiebe. Der Geschiebetransport spielt sich in den sohlennahen Bereichen ab und ist deshalb besonders bedeutsam für die Ausformung des Gewässerbetts (u. a. ATV-DVWK 2000; Gebler 2005; Patt et al. 2011).

Der Geschiebetransport hängt im Wesentlichen vom Abfluss, Gefälle, Sohlenaufbau und vom Feststoffdargebot ab. Erosions- und Sedimentationsvorgänge wechseln sich ständig ab und charakterisieren über einen längeren Zeitraum den Geschiebehauhalt einer Gewässerstrecke.

Ein einzelnes Geschiebekorn ruht in der Regel auf der Gewässersohle und wird nur bei starker Strömung und während kurzer Zeit in Bewegung gesetzt. Es gerät

dann ins Rollen oder Springen. Für diese Zeit gilt etwa dieselbe Gleichgewichtsbedingung wie beim Schwebstoffkorn. Für die übrige Zeit gilt (s. auch Abb. 3.1):

$$G \cdot \cos \alpha = A + W \cdot \cos \beta \text{ [N]}$$

D. h. das Korngewicht überwiegt gegenüber der Summe aus den statischen und dynamischen Auftriebskräften.

Die Frage, ob sich ein bestimmtes Korn als Geschiebe- oder als Schwebstoffkorn benimmt, hängt vom Kräfteverhältnis

$$\frac{W \cdot \cos \beta}{G \cdot \cos \alpha - A} \text{ [-]}$$

ab.

3.1.3 Schubspannungen

Die Strömung eines Oberflächengewässers wird durch die Reibung gebremst. Gemäß dem Prinzip „Actio = Reactio“, wirkt die Wasserströmung auf die Berandungen des Gewässerbetts und setzt vom Wasser benetzten Bereiche einer Reibungskraft aus. Deren Wert pro Flächeneinheit wird als *Sohlenschubspannung* bzw. *aktuelle Schubspannung* τ_R bezeichnet. Gebräuchlich ist auch die Bezeichnung „*Schleppspannung*“.

Die *Schubspannung* τ_R bewirkt den Feststofftransport und lässt sich für den Normalabfluss wie folgt quantifizieren (s. Abb. 3.4):

$$\tau_R \cdot U \cdot dl = \rho \cdot g \cdot F \cdot dl \cdot \sin \alpha \text{ [N]}$$

mit

τ_R	aktuelle Schubspannung [N/m ²]
U	benetzter Umfang [m]
ρ	Dichte des Wassers [kg/m ³]
g	Erdbeschleunigung [m/s ²]
F	Fließquerschnitt [m ²]
$\sin \alpha$	Gefälle [-]

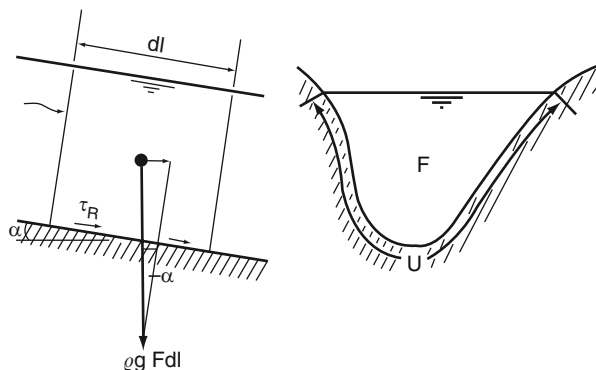
Umgeformt ergibt sich für die aktuelle Schubspannung τ_R :

$$\tau_R = \rho \cdot g \cdot r_{hy} \cdot I \text{ [N/m}^2\text{]}$$

mit

r_{hy}	hydraulischer Radius [m]
I	$\sin \alpha \sim \tan \alpha = \text{Sohlengefälle [-]}$

Abb. 3.4 An einem Strömungselement der Länge dl und der Querschnittsfläche F angreifende Kräfte bei Normalabfluss



Falls kein Normalabfluss herrscht, kann anstatt des Sohlengefälles I das Energie­liniengefälle I_E eingesetzt werden.

Meyer-Peter u. Müller (1949) präzisieren diese Formel noch, indem sie nur denjenigen Anteil der Schubspannung berücksichtigen, der auf die Geschiebekörner wirkt (sog. *transportwirksame Schubspannung*). Dann gilt die folgende Beziehung:

$$\tau_R = \rho \cdot g \cdot r_{hy} \cdot \left(\frac{k_{Str}}{k_r} \right)^{3/2} \cdot I \text{ [N/m}^2\text{]}$$

mit

- τ_R aktuelle Schubspannung [N/m²]
- ρ Dichte des Wassers [kg/m³]
- g Erdbeschleunigung [m/s²]
- r_{hy} hydraulischer Radius, $r_{hy} = F_S/b_S$, bezogen auf den Anteil der beweglichen Sohle (Abb. 3.5)
- F_S transportwirksamer Anteil des Fließquerschnitts [m²]
- b_S transportwirksame Breite des Fließquerschnitts bzw. Breite der beweglichen Sohle [m]
- k_{Str} Manning-Strickler-Koeffizient [m^{1/3}/s]
- k_r Kornrauheit [m]
- $k_{Str}/k_r = 1,0$ bei ebener Sohle und
 $= 0,5$ bei hohen Sohlenwellen (z. B. Dünen) [-]

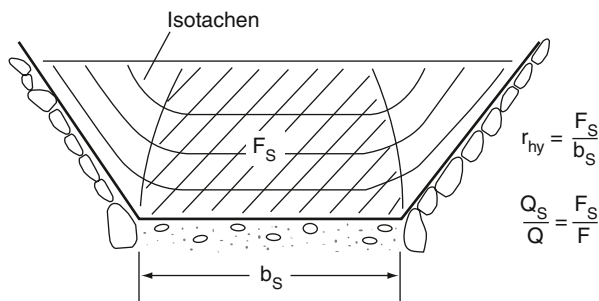


Abb. 3.5 Der transportwirksame Abflussquerschnitt F_S wird mit Hilfe der Isotachen bestimmt. Daraus lassen sich der zugehörige Sohlenabfluss Q_S und der hydraulische Radius r_{hy} des Sohlenabflusses ermitteln

Für die Bestimmung der Kornrauheit k_R kann folgende Beziehung verwendet werden (ATV-DVWK 2003c):

$$k_R = \frac{26}{d_m^{1/6}} \text{ [m]}$$

mit

d_m mittlerer Korndurchmesser der Sohle [m]

3.1.4 Begriffe zum Geschiebetransport

Die in Tab. 3.1 dargestellten Begrifflichkeiten werden bei der quantitativen Beschreibung des Feststofftransports verwendet (s. auch DIN 4044).

Analog gelten für den Geschiebetransport die folgenden Bezeichnungen:

- Geschiebetransport $\dot{m}_F$
- Geschiebefracht m_{FF}
- Geschiebetrieb m_F

3.1.5 Transportbeginn

Der *Aufbau der Gewässersohle* hat maßgeblichen Einfluss auf deren Stabilität. Deck- oder Abpflasterungsschichten verfestigen die Sohle durch ihr Korngerüst und führen zu einer wesentlichen Erhöhung der Sohlenstabilität. Es ist also ein wesentlicher Unterschied, ob ein lose liegendes Korn dem Strömungsangriff ausgesetzt ist oder ein Korn, das in eine *Deckschicht* eingebettet ist.

In den *Feststofftransportberechnungen* werden die unterschiedlichen Arten der Lagerung durch die Wahl eines entsprechenden *charakteristischen Korndurchmessers* (z. B. der mittlere Korndurchmesser d_m) berücksichtigt. Das ist natürlich eine grobe Vereinfachung der wirklichen Verhältnisse.

Bei der *Berechnung des Transportbeginns* ist bei intakter Deckschicht vom mittlerem Korndurchmesser $d_{m,DS}$ der Deckschicht auszugehen. Dieser entspricht dem 90-Prozent-Siebdurchgang der Unterschicht (US) oder kurz $d_{90,US}$. Bei zerstörter oder fehlender Deckschicht muss der mittlere Durchmesser der Unterschicht $d_{m,US}$ als Eingangsgröße verwendet werden.

Der *Geschiebetrieb* setzt ein (= Transportbeginn), wenn die *aktuelle Schubspannung* eine kritische Größe, die sog. *Grenzschubspannung* τ_{Gr} (wird auch als *kritische Sohlenschubspannung* τ_{crit} bezeichnet), überschreitet.

Meyer-Peter u. Müller (1949) bestimmten diesen Grenzwert anhand von Versuchen zu:

Tab. 3.1 Begrifflichkeiten bei der mengenmäßigen Beschreibung des Feststofftransports

Begriffe	Einheiten	Beschreibung	Weitere Bezeichnungen
Feststoffkonzentration (<i>sediment concentration</i>)	[mg/l] [g/m ³]	Trockengewicht der Schwebstoffe pro Volumeneinheit des Wassers	Schwebstoffkonzentration
Feststofftransport $\dot{m}_F$ (<i>sediment transport rate</i>)	[kg/s]	Masse der Schwebstoffe, die in einer bestimmten Zeit durch den betrachteten Querschnitt transportiert wird	Geschiebetransport Schwebstofftransport
Feststofftrieb m_F (<i>total load</i>)	[kg/(s · m)]	Die auf eine bestimmte Breite und eine bestimmte Zeit bezogene Masse der transportierten Schwebstoffe	Geschiebetrieb
Feststofffracht m_{FF} (<i>sediment transport</i>)	[t]	Summe der in einer bestimmten Zeit (z. B. in einem Jahr) durch einen Querschnitt transportierten Schwebstoffmassen	Geschiebefracht Schwebstofffracht

Anmerkung: Folgende Indices werden für die jeweiligen Feststofftransportformen verwendet:
F Feststoff, S Schwebstoff, f Fracht

$$\tau_{Gr} = 0,047 (\rho_S - \rho) \cdot g \cdot d_m \text{ [N/m}^2\text{]}$$

mit

- τ_{Gr} kritische Schubspannung (engl.: *critical shear stress*) [N/m²]
- ρ_S Dichte des Geschiebekorns (meist ca. 2.600–2.700 kg/m³) [kg/m³]
- ρ Dichte des Wassers [kg/m³]
- g Erdbeschleunigung [m/s²]
- d_m mittlerer Korndurchmesser [m] (variiert je nach Mischung etwa zwischen d_{50} und d_{75})

Hinsichtlich des Bewegungsbeginns sind folgende Bereiche dabei zu unterscheiden (Meyer-Peter u. Müller 1949; s. auch die Diagramme von Hjulström (1935) und Shields (1936)):

- $\tau_{Gr}/(\rho_S - \rho) \cdot g \cdot d_m < 0,03$
Ruhe! – Kein Transport
- $\tau_{Gr}/(\rho_S - \rho) \cdot g \cdot d_m = 0,03 \text{ bis } 0,047$
Vereinzelte Bewegungen
- $\tau_{Gr}/(\rho_S - \rho) \cdot g \cdot d_m > 0,047$
Geschiebetransport

Für den mittleren Korndurchmesser d_m ist nach den o. a. Ausführungen entweder $d_{m,DS}$ oder $d_{m,US}$ einzusetzen.

Es ist erkennbar, dass der Geschiebetrieb m_G eine Funktion des Größenunterschieds von *aktueller (wirkender) Schubspannung* τ_R und *Grenzschubspannung* τ_{Gr} ist. Von besonderer Bedeutung ist die Differenz dieser beiden Schubspannungen, d. h. $\tau_R - \tau_{Gr}$. – Ist der Wert von τ_R größer als derjenige von τ_{Gr} , setzt sich das Geschiebe in Bewegung (sog. *Transportbeginn*).

Tatsächlich gilt nach Meyer-Peter u. Müller (1949) bei gleichförmigem Abfluss und bei kontinuierlichem Geschiebetrieb m_G (Zufuhr = Abfuhr):

$$m_G = \frac{8}{\rho^{1/2}(1 - \rho/\rho_s) \cdot g} (\tau_R - \tau_{Gr})^{3/2} \quad [\text{kg}/(\text{m} \cdot \text{s})]$$

oder

$$m_G = \frac{8}{\rho^{1/2}(\rho_s - \rho) \cdot g} (\tau_R - \tau_{Gr})^{3/2} \quad [\text{m}^3/(\text{m} \cdot \text{s})]$$

Grenzabfluss. Weil der Geschiebetrieb erst bei $\tau_R > \tau_{Gr}$ stattfindet, kennzeichnet die Gleichung $\tau_R = \tau_{Gr}$ interessante *Grenzzustände*. Bei gegebenem Gewässerbett und Geschiebmaterialien ergibt sich daraus beispielsweise eine Beziehung zwischen dem Geschiebetransport und dem Wasserabfluss.

Liegt der Abfluss unter einem bestimmten Grenzwert, dem sog. *Grenzabfluss* Q_{Gr} bzw. *kritischem Abfluss* Q_{crit} , ist die Sohle in Ruhe. Ist der Abfluss größer, wird Geschiebe transportiert (Abb. 3.6).

Muss bei ansteigendem Abfluss zuerst die Deckschicht erodiert werden, so ergibt sich entsprechend $d_{m,DS}$ der Grenzabfluss $Q_{Gr,DS}$. Fehlt die Deckschicht, so gilt entsprechend $d_{m,US}$ der Grenzabfluss $Q_{Gr,US}$ (s. Abb. 3.6).

Grenzgefälle, Grenzkorndurchmesser. Ein anderer wichtiger Grenzwert ist das *Grenzgefälle* I_{Gr} . Man kann den Grenzabfluss Q_{Gr} als Funktion des Sohlengefälles darstellen und alle übrigen Parameter konstant halten, d. h. $Q_{Gr} = Q(I)$.

Umgekehrt lässt sich das Gefälle I als Grenzgefälle I_{Gr} für einen bestimmten Abfluss anschreiben bzw. aus der Gleichung $\tau_R = \tau_{Gr}$ berechnen. Das Grenzgefälle I_{Gr} ist dann eine Funktion der Form $I_{Gr} = I(Q)$. Ein Gewässerbett mit diesem Grenzgefälle ist dadurch gekennzeichnet, dass der Abfluss Q gerade noch keinen Geschiebetrieb erzeugt, d. h. die Sohle in Ruhe ist.

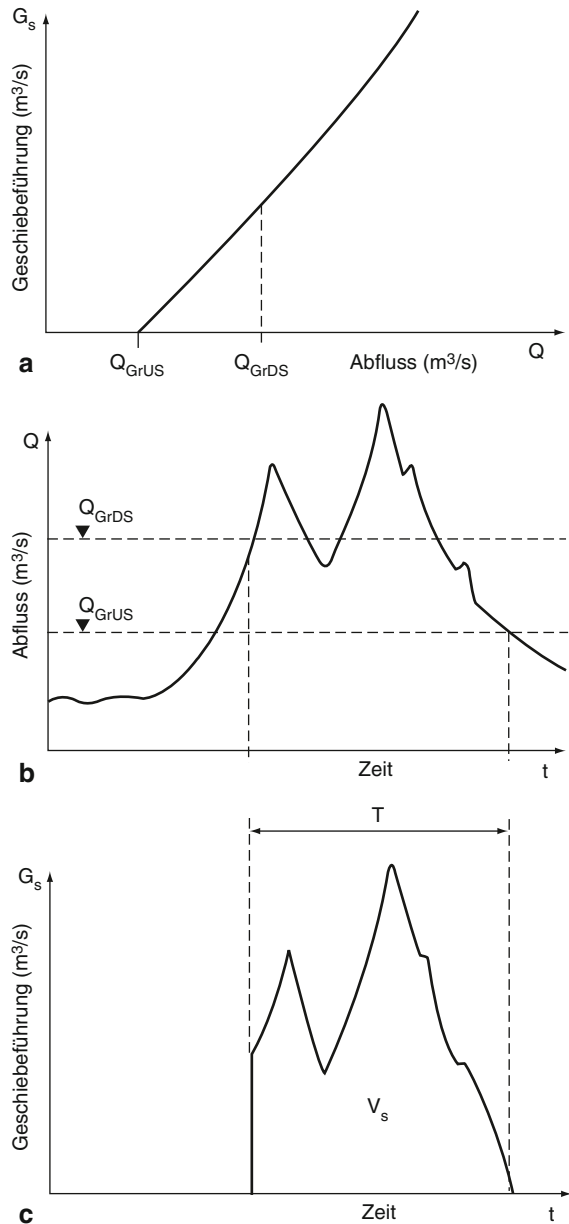
Auf ähnliche Weise kann man ein Grenzkorn aus der Umkehrung der Beziehung $Q_{Gr} = Q(d_m)$ zu $d_{m,Gr} = d_m(Q)$ ermitteln bzw. aus der Gleichung $\tau_R = \tau_{Gr}$ berechnen. Dabei wählt man für τ_{Gr} den Beiwert 0,03 und gelangt dann zu der Aussage, dass eine Gewässersohle, die aus einer Mischung mit $d_{m,Gr}$ besteht, sich beim Abfluss Q_{Gr} gerade noch in Ruhe befindet.

Geschiebetransport, Geschiebefunktion. Der *Geschiebetransport* $\dot{m}_G$, d. h. der sekundliche Geschiebedurchgang durch einen Querschnitt, ergibt sich aus der Integration des Geschiebetriebs m_G über die Breite b_s der beweglichen Sohle. Es gilt:

$$\dot{m}_G = \int_0^{b_s} m_G \, db \quad [\text{kg}/\text{s}]$$

Die Beziehung $\dot{m}_G = \dot{m}_G(Q)$ wird als *Geschiebefunktion* bezeichnet.

Abb. 3.6 Kurven zur Darstellung des Transportbeginns. **a** Geschiebetransportfunktion, **b** Zusammenhang zwischen Abfluss- und Geschiebetransport. Die Geschiebebewegung beginnt erst dann, wenn der Grenzabfluss Q_{Gr} der Deckschicht (DS) oder der Unterschicht (US) überschritten wird



Geschiebefracht, Geschiebebilanz. Aus der Geschiebefunktion lässt sich die Geschiebefracht m_{Gf} als Integral des Geschiebetransports $\dot{m}_G$ über einen vorbestimmten Zeitraum (z. B. ein Jahr) ermitteln:

$$m_{Gf} = \int_0^t \dot{m}_G \, dt \, [t]$$

Die Geschiebefracht m_{GF} zeigt die durch einen Fließquerschnitt transportierten Feststoffmassen und erlaubt auf diese Weise eine Bilanzierung der Geschiebefrachten über mehrere Jahre. Bei Kenntnis der Geschiebefracht können Auf- und Abtragsprozesse über einen längeren Zeitraum hinweg bilanziert werden (sog. *Geschiebebilanz*).

Geschiebetransportformel. Eine flussbauliche Maßnahme wird wesentlich durch das Abflussregime des Fließgewässers mitbestimmt. Das *Abflussregime* ist durch die Dauerkurve der Abflüsse charakterisiert (s. Abb. 3.7b). Von Interesse sind weiterhin die Abflusskurve $Q(h)$ (s. Abb. 3.7a) und die Dauerkurve der Pegelstände in ausgewählten Abflussprofilen. Dazu liefern Hochwasserspuren und -marken an Gebäuden sowie Chroniken und Erinnerungen von Anwohnern wertvolle Hinweise.

Besondere Bedeutung haben der höchste gemessene Abfluss (HHQ), die Hoch- (HQ_x) und Niedrigwasserabflüsse (NQ_x) mit unterschiedlichen Jährlichkeiten x sowie der Mittelwasserabfluss (MQ). Die genannten Parameter werden unter Zuhilfenahme von hydrologischen Auswerteverfahren aus gemessenen Werten bestimmt (s. Abschn. 2.9.7).

Die Ermittlung des *Geschiebetransports* erfolgt rechnerisch mit Hilfe einer *Geschiebetransportformel*. Eine Geschiebetransportformel beschreibt die Beziehung zwischen Geschiebetransport und Abflusstiefe.

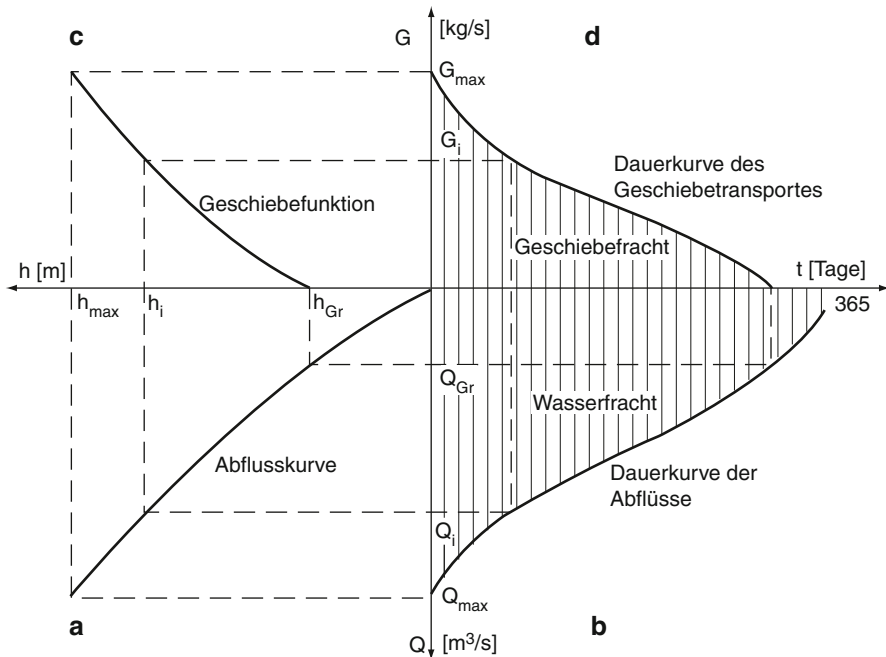


Abb. 3.7 Verknüpfung der hydrologischen mit den sedimentologischen Zusammenhängen. Ermittlung des Geschiebetransports und der Geschiebefracht. **a** Abflusskurve, **b** Dauerkurve der Abflüsse, **c** Geschiebe-(transport)-funktion, **d** Dauerkurve des Geschiebetransports

Die *Geschiebetransportformel* wird ermittelt, in dem für eine ausgesuchte Gleichgewichtsstrecke (sog. *Referenzstrecke*) die Transportfunktion $G(h)$ abgeleitet wird (s. Abb. 3.7c). Schließlich ergibt sich aus der Geschiebetransportformel und der Dauerkurve der Abflüsse noch die *Dauerkurve des Geschiebetransports* (s. Abb. 3.7d), deren Integration zur Geschiebefracht m_{Gf} im betrachteten Zeitraum führt.

Geschiebebilanz. Die Geschiebebilanz einer Gewässerstrecke lässt sich mit Zahlen über Kiesbaggerungen, Auffüllungen von Sand-(Geschiebe)-fängen, vergleichende Querprofilaufnahmen oder durch die Volumenbestimmung großflächige Ablagerungen (z. B. in Deltas) erstellen.

Eine Geschiebebilanz über einen längeren Zeitraum zeigt, ob rechnerisch Material in den bilanzierten Gewässerabschnitt hinein- oder hinaus transportiert worden ist. Die Bilanz erlaubt u. a. Rückschlüsse, ob es in der Tendenz zu einer Eintiefung oder einer Anlandung in dem betrachteten Gewässerabschnitt kommen wird.

Da die Geschiebebilanz rechnerisch ermittelt wird, muss immer mit Unsicherheiten gerechnet werden. Durch den Vergleich der Rechenergebnisse mit Geschiebemessungen (s. Abschn. 3.1.6) können die Berechnungen bzw. Berechnungsmethoden überprüft und ggf. angepasst werden.

3.1.6 Geschiebemessung

Die Beschreibung des Geschiebes geschieht nach Lagerungsart, Gesteinsart, Kornverteilung und Kornform. Von Bedeutung ist insbesondere die Kornverteilung, die durch eine Siebanalyse, eventuell ergänzt durch eine *Schlämmanalyse*, bestimmt wird (Abb. 3.8).

Gemessen wird der Geschiebetrieb üblicherweise mit dem *Geschiebefänger*, der im Wesentlichen aus einem stromaufwärts offenen Kasten aus Drahtgeflecht besteht (Abb. 3.9). Der Korb wird von einer Brücke o. ä. aus an einem Seilzug auf die Gerinnesohle abgelassen.

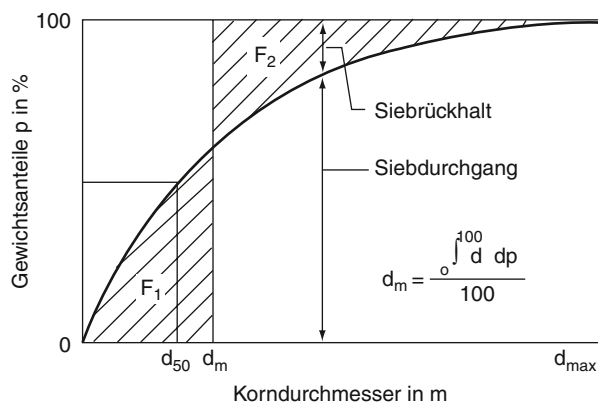


Abb. 3.8 Siebkurve einer Geschiebeprobe. Für den mittleren Korndurchmesser d_m gilt $F_1 = F_2$

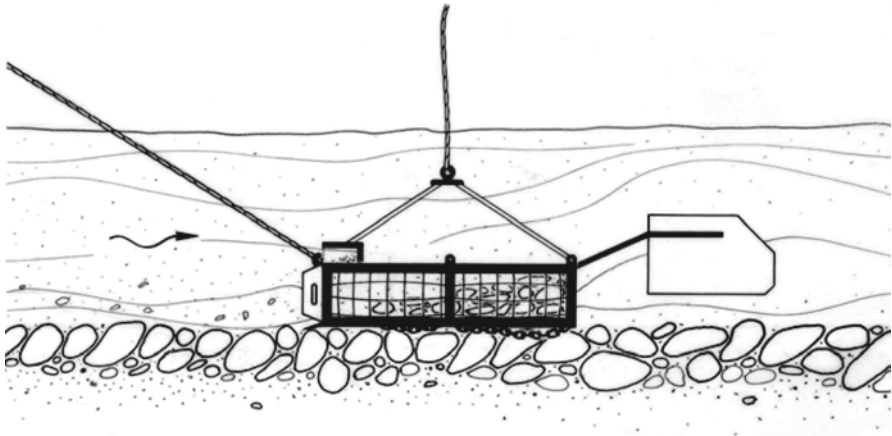


Abb. 3.9 Rechteckiger Gitterkasten als Geschiebefänger

Bei ansteigendem Abfluss kann der Transportbeginn durch Abhören mittels eines auf der Gerinnesohle abgestellten Stahlrohres oder mit einem Unterwassermikrofon bestimmt werden. Beim Vorhandensein von Kiesbänken ist darauf zu achten, dass zuerst die Deckschicht entfernt wird (s. Abb. 3.10).

In Gerinnen mit grobem Geschiebe ist eine Aussiebung praktisch nicht möglich. In diesem Fall werden die Körner der Deckschicht mit Lehren ausgemessen und deren Kornverteilung auf jene der Unterschicht umgerechnet. Hierzu wird eine Probefläche der Deckschicht markiert, die bezeichneten Körner anschließend gewogen und in Fraktionen eingeteilt.

3.1.7 *Dynamik der Gewässersohle*

Die Veränderung der Gewässersohle durch *Erosion*, *Transport* und *Sedimentation* ist wesentlich für die Strukturierung der Gewässersohle. Die Prognose der Veränderungen erlaubt Rückschlüsse auf die zukünftige Entwicklung einer Gewässerstrecke und gibt u. a. wichtige Hinweise für Ausbaumaßnahmen bzw. Fließgewässerrenaturierungen.

Die entsprechenden hydraulisch-morphologischen Berechnungen werden heute überwiegend unter Zuhilfenahme numerischer Modelle durchgeführt (u. a. BWK 1999, 2000; ATV-DVWK 2003c).

Die Feststofftransportmodelle werden dabei häufig mit hydraulischen Modellen gekoppelt, so dass eine Prognose der Sohlenlage über längere Zeiträume und unterschiedliche Abflussregime möglich ist (u. a. Mertens 2006).

Abb. 3.10 Die Kornverteilung des Geschiebes entspricht in der Regel derjenigen der Unterschicht. Die Deckschicht ist gröber



Die Aussagegenauigkeit der Modelle wird beträchtlich erhöht, wenn die Rechenergebnisse durch Eichmessungen verifiziert werden bzw. Naturmessungen zur Kalibrierung des Rechenmodells zur Verfügung stehen.

Ist-Zustand – Ausgangsgrößen. Die Kenntnis des Ist-Zustands einer Gewässer- sohle ist ein wichtiger Ausgangspunkt für die Planung und Durchführung von flussbaulichen Maßnahmen. Der Vergleich mit Profilaufnahmen aus früheren Jahren gibt Anhaltspunkte darüber, wo sich Erosions- und Ablagerungsstrecken befinden bzw. wo und ob das Gewässerbett stabil geblieben ist (u. a. Habersack u. Schneider 2000) (Abb. 3.11).

Im Rahmen der Messkampagnen sollten auch die *feststoffspezifischen Eigenschaften* des anstehenden Feststoffmaterials bestimmt werden. Dazu zählen u. a. die Feststoffdichte ρ_F und die Korngrößenverteilung (ggfs. Festlegung eines charakteristischen Korndurchmessers d_{ch}). Die Dichte des Wassers kann in den meisten Fällen vereinfacht mit $\rho = 1.000 \text{ kg/m}^3$ angenommen werden.

Von der *Kornverteilung der Gewässersohle* hängen einerseits die hydraulische Rauheit des Gerinnes und andererseits die kritische Schubspannung τ_{Gr} für den Transportbeginn ab.

Siebanalysen von Feststoffproben der Deckschicht und des Grundmaterials mehrerer Entnahmestellen gehören zu den Projektierungsgrundlagen und sind Grundvoraussetzung für die Auswahl einer geeigneten *Geschiebetransportformel* (s. auch Abschn. 3.1.5).

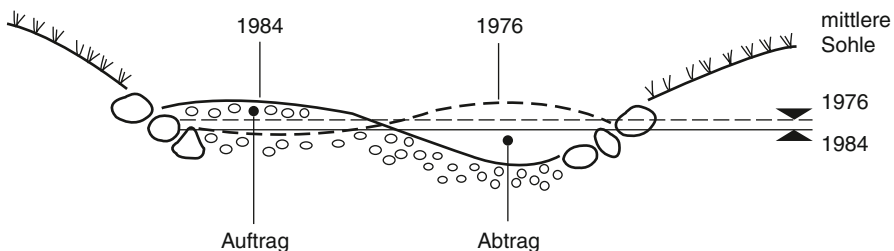
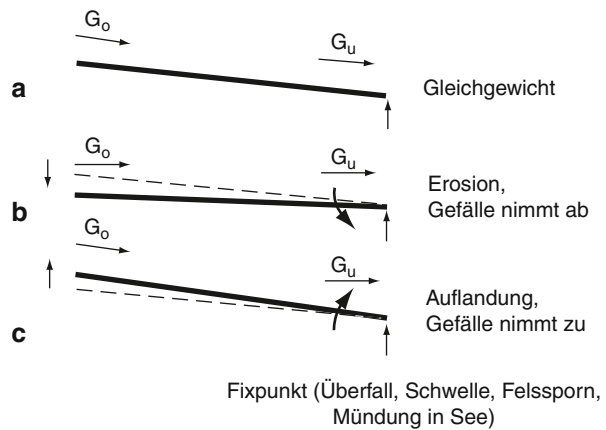


Abb. 3.11 Querprofilaufnahmen von verschiedenen zeitlichen Stadien des Abflussprofils

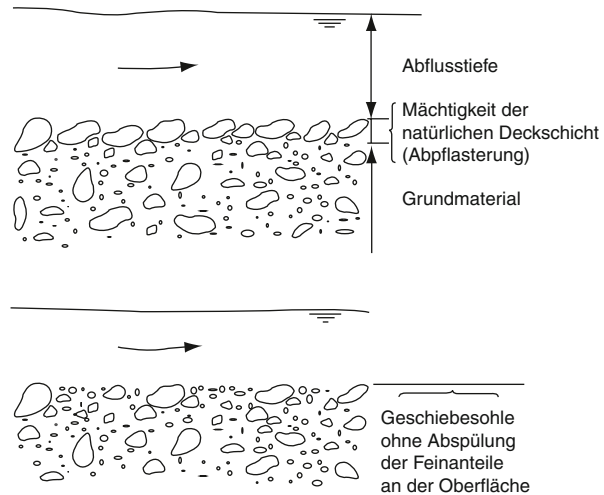
Abb. 3.12 Sohlenlagen beweglicher Gerinnesohlen oberhalb eines Fixpunktes.
a Gleichgewichtslage,
b Erosion und **c** Auflandung



Veränderungen der Gewässersohle. Die meisten natürlichen Fließgewässer verlaufen im Lockergestein, weshalb die Gewässersohle beweglich ist. Das Gewässerbett ist Veränderungen unterworfen, die vor allem während der Hochwasserereignisse auftreten. Grundsätzlich sind bei den beweglichen Gewässersohlen fünf Zustände zu unterscheiden (Abb. 3.12):

- *Ruhezustand – kein Feststofftransport*
 Wird die kritische Schubspannung τ_{Gr} (sog. *Grenzschubspannung*) niemals erreicht, so bleibt die Gewässersohle dauernd in Ruhe. In Fließgewässern mit Geschiebetransport tritt dieser Zustand bei niedrigen bis mittleren Abflüssen auf.
- *Gleichgewichtszustand* (s. Abb. 3.12a)
 Die Sohle bleibt über lange Zeit in unveränderter Höhenlage, weil das zugeführte Geschiebe unterhalb der betrachteten Strecke in gleichen Mengen abtransportiert wird. Gewässerstrecken in diesem Zustand werden Gleichgewichts- oder Beharrungsstrecken genannt.
- *Erosionszustand* (s. Abb. 3.12b)
 Die mittlere Sohlenlage sinkt mit der Zeit ab. Das Gewässer transportiert auf dieser Strecke mehr Geschiebe, als ihm von oberstrom zugeführt wird.
- *Auflandungszustand* (s. Abb. 3.12c)
 Die mittlere Sohlenlage erhöht sich nach und nach, weil das Geschiebetransportvermögen auf dieser Strecke zu gering ist.
- *Zustand der latenten Erosion*
 An der Oberfläche der Sohle hat sich aus den groben Geschiebekomponenten eine schuppenartige und stabile Abpflasterung (sog. *Deckschicht*) gebildet, welche das darunterliegende feinere Grundmaterial vor der Erosion schützt (Abb. 3.13). Über diese Deckschicht wird, ohne sie zu beschädigen und ohne aufzulanden, feineres Geschiebe transportiert.
 Die Deckschicht bildet sich im Verlauf abklingender Hochwasserwellen, in dem feinere Körner abgespült werden und gröbere Körner wegen der abnehmenden Schubspannung liegen bleiben (sog. *Entmischungsprozess*). Reißt die Deckschicht bei größeren Abflussspitzen auf, wird die Sohle erodiert.

Abb. 3.13 Schnitt durch eine Gewässersohle. **a** mit *Abpflasterung*: die groben Komponenten der Deckschicht sind schuppenartig in Fließrichtung gelagert, **b** ohne *Abpflasterung*: auch die feinen Körner erscheinen an der Oberfläche



3.2 Fließgewässertypologie

Die Fließgewässertypologie dient der Beschreibung der vielfältigen Erscheinungsformen und Gesetzmäßigkeiten, welche die Entwicklungsprozesse in einem Fließgewässer kennzeichnen sowie deren Einordnung in Merkmalsgruppen (sog. *Fließgewässertypisierung*). Die *Fließgewässertypologie* liefert u. a. Hinweise zu folgenden charakteristischen Details bzw. Merkmalen (u. a. LAWA 2004b, c; LUA NRW 2003):

- Bewertung des ökologischen Zustands
- Ausweisung von Referenzgewässern
- Ableitung von allgemein gültigen Mechanismen für die Entwicklung der Fließgewässer in den jeweiligen Klassen und Übertragung der Mechanismen auf Gewässer mit ähnlichem Erscheinungsbild
- Planungshilfe für die naturnahe Umgestaltung und die naturraumangepasste Unterhaltung der Fließgewässer

3.2.1 Charakteristische Merkmale

Die klassische Fließgewässertypologie (u. a. Otto 1991; Rosgen 1994; Kern 1995) orientiert sich an morphologischen (abiotischen) Merkmalen (u. a. Mangelsdorf u. Scheurmann 1980; Billi et al. 1992; Mangelsdorf et al. 1990), die häufig unter dem Begriff „Laufentwicklung“ zusammengefasst werden (u. a. Jürging u. Patt 2005; Patt et al. 2011). Dazu gehören:

- Linienführung
- Längsprofil (Längsschnitt)

- Querprofile (Querschnitte)
- Sohlenstrukturen

Da die vorab benannten Merkmale für die Ausführung einer Ausbau- oder Unterhaltungsmaßnahme von besonderer Bedeutung sind, werden diese hier detaillierter beschrieben.

Es sei jedoch nochmals darauf hingewiesen, dass im Rahmen einer gesamtheitlichen Fließgewässer- und Auenentwicklung im Sinne der EG-Wasserrahmenrichtlinie, biotische Kriterien ebenso zu berücksichtigen sind. Dazu gehören u. a. die Beschreibung funktionaler Gruppen der Qualitätskomponenten Makrozoobenthos, Makrophyten und Phytobenthos sowie Fische. Dabei spielt auch das Totholz eine wichtige Rolle (u. a. Patt et al. 2011; DVWK-GfG 2006).

Der Planer hat immer zu prüfen, ob nicht durch den Einsatz naturnaher Bauweisen, wie diese zum Beispiel der „Naturnahe Wasserbau“ bereit stellt (u. a. Alan et al. 2007; Florineth 2004; Schiechl u. Stern 2002; Gebler 2005; Patt et al. 2011), ökologisch ausgewogenere (naturraumverträglichere) Gestaltungen vor Ort realisiert werden können. Diesen Varianten ist dann der Vorzug zu geben.

Linienführung. Natürliche Fließgewässer durchlaufen auf ihrem Weg von der Quelle zu Mündung unterschiedliche Teilstrecken.

Im *Oberlauf*, wo das Gewässer Wildbach- oder Gebirgsflusscharakter hat, sind eingetiefte Teilstrecken in oftmals engen Tälern anzutreffen. In den Teilstrecken folgt das Gewässer häufig der Falllinie des Tales, erodiert dort Feststoffmaterialien und transportiert diese mit der Strömung ab. In diesem Abschnitt sind oft auch Felsriegel zu finden, welche das Fluss- oder Bachbett queren, einen Festpunkt im Längsprofil bilden und der Tiefenerosion längerfristig widerstehen. Dort entstehen dann häufig auch Wasserfälle.

Im *Mittellauf* wechseln Steil- und Flachstrecken ab. In Fließabschnitten mit geringem Gefälle verzweigt er sich, mäandriert und lagert einen Teil der Feststofffracht ab (Abb. 3.14).

Der *Unterlauf* befindet sich vor dem Mündungsgebiet und liegt meistens in einer Schwemmebene mit geringem Gefälle. Unverbaute Flüsse auf ebenen Talböden weisen über längere Fließabschnitte keine gestreckte Linienführung auf.

Die Fließgewässer versuchen immer auszubrechen und einen gewundenen (überwiegend im Mittellauf) oder einen mäandrierenden Verlauf (überwiegend im Unterlauf) zu bilden. Das Mäandrieren des Gewässers führt zur Ausbildung von *Prall-* und *Gleitufern* (s. Abb. 3.15a). Dort entstehen dann auch die typischen Altgewässerstrukturen mit ihren langen Entwicklungszeiten (u. a. DWA 2010a; Patt u. Städtler 2009; Patt et al. 2009).

Natürlich gekrümmte Gerinne sind im Bogenseitel wesentlich breiter als in den anschließenden geraden Strecken. An der Außenseite des Gerinnes versucht die Strömung das Ufer abzutragen und die Kurven auszuweiten (Bildung von *Prallufern*), während sich an der Innenseite auf einer stationären Bank Geschiebe ablagert (sog. *Gleitufer*) (Strobl u. Zunic 2006; Patt et al. 2011).

In eingedämmten, geraden oder schwach gekrümmten Gerinnen entstehen unter bestimmten Abfluss- und Gefälleverhältnissen sowie Feststoffzusammensetzungen alternierende Kiesbänke, die talwärts wandern (Abb. 3.15b).

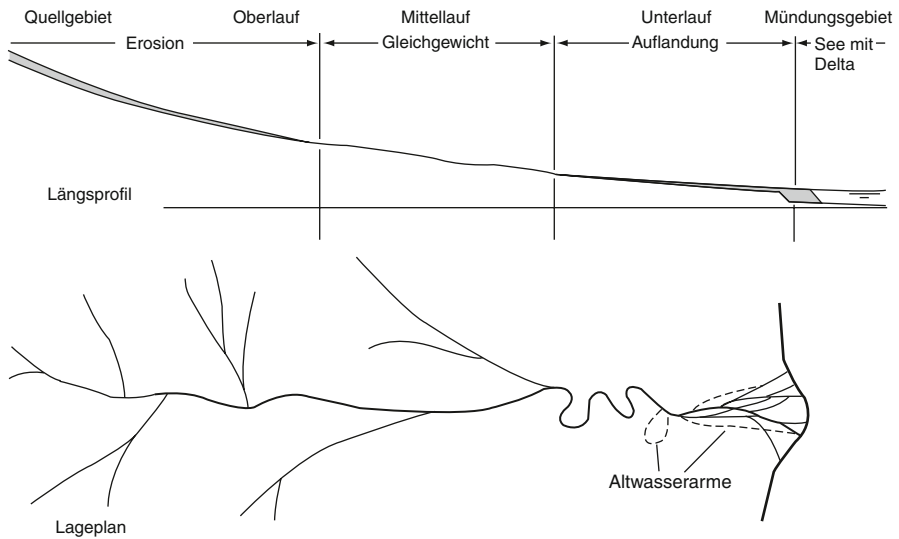


Abb. 3.14 Schematische Darstellung eines Flusslaufs vom Quellgebiet bis zur Mündung

Längsprofil (Längsschnitt). Auch das Längsprofil weist im Fließverlauf charakteristische Veränderungen auf (s. Abb. 3.16). Es ist in der Regel durch einen zunehmenden Abfluss gekennzeichnet, da im Fließverlauf einmündende Nebengewässer den Gesamtabfluss erhöhen. Das Gefälle nimmt dagegen stetig ab (s. Abb. 3.16).

Der Durchmesser der Feststoffteilchen nimmt in Folge des Abriebs immer mehr ab. Die Struktur der Sohle verfeinert sich dadurch mehr und mehr. Während im Oberlauf die Feststoffe in der Hauptsache in Form von *Geschiebe* transportiert werden, ist im Unterlauf der *Schwebstofftransport* dominierend (s. Abb. 3.16).

Während im Oberlauf *Erosionvorgänge* vorherrschen, die natürlich auch der Feststoffversorgung der Gewässer dienen, sind im Unterlauf meist *Ablagerungen* von Sedimenten zu finden (sog. *Akkumulationen*).

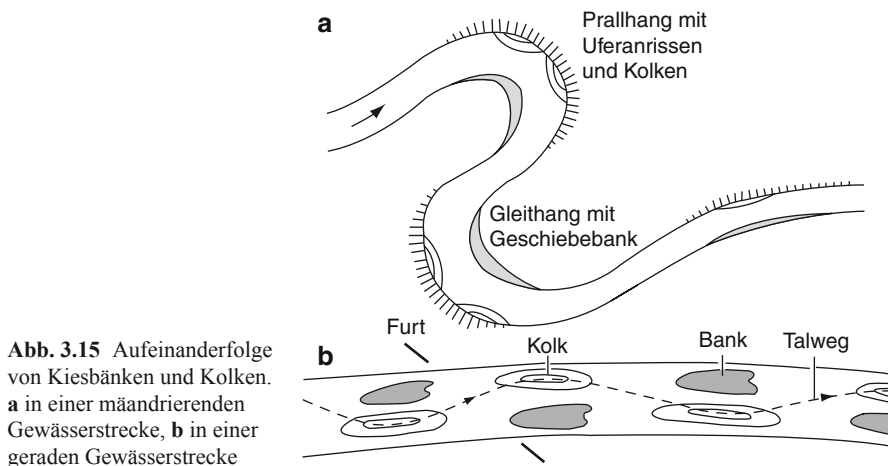
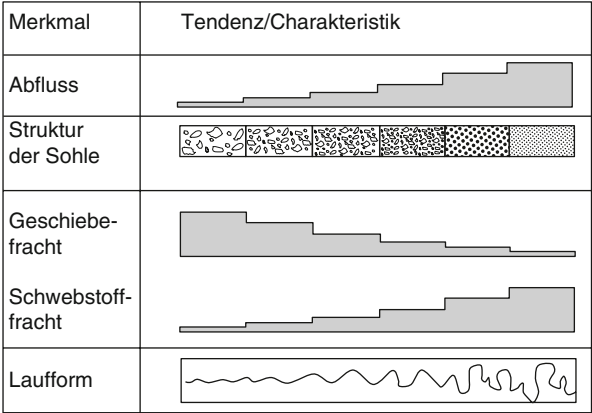


Abb. 3.15 Aufeinanderfolge von Kiesbänken und Kolken. **a** in einer mäandrierenden Gewässerstrecke, **b** in einer geraden Gewässerstrecke

Abb. 3.16 Veränderung einiger charakteristischer abiotischer Merkmale im Fließverlauf. (nach Otto 1991; aus Patt et al. 2011)



Die zugrunde liegenden Transport- bzw. Absatzvorgänge sind u. a. abhängig von der Fließgeschwindigkeit, Korngröße, Kornverteilung, Gefälle, Abfluss, Feststofffracht, Gerinnequerschnitt und Turbulenz (s. Abschn. 3.1).

Querschnitte (Querprofile). Die Querschnitte bzw. Profile eines Fließgewässers können in den meisten Fällen durch ein Trapezprofil angenähert werden (s. Abb. 3.17a, b). Oft sind Vorländer zu berücksichtigen, wobei aber auch diese für die Berechnungen durch einfachere Profilformen ersetzt werden können (s. Abb. 3.17c).

Sohlenstrukturen. Die Ausbildung der Sohlenstrukturen (Strukturierung der Sohle) ist also einerseits vom Gefälle und andererseits von dem Feststoffdargebot abhängig (s. auch Abschn. 3.1). Werden die möglichen Kombinationen systematisch zusammengestellt, ergeben sich die in Abb. 3.18 dargestellten Laufformen.

Das hohe Gefälle im *Oberlauf* führt zu gestreckten Laufformen, während die Bildung von Mäandern (Flussschlingen) ein Merkmal der Unterläufe (geringes Gefälle) ist. Dort entstehen dann auch die typischen Altgewässerstrukturen, die ins-

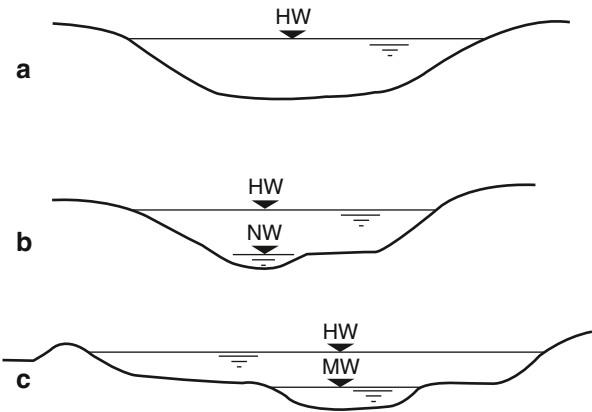


Abb. 3.17 Abflussprofile.
a trapezförmiges Profil,
b Profil mit Niederwasserrinne, **c** Doppelprofil mit linksufrigem Hochwasserdeich

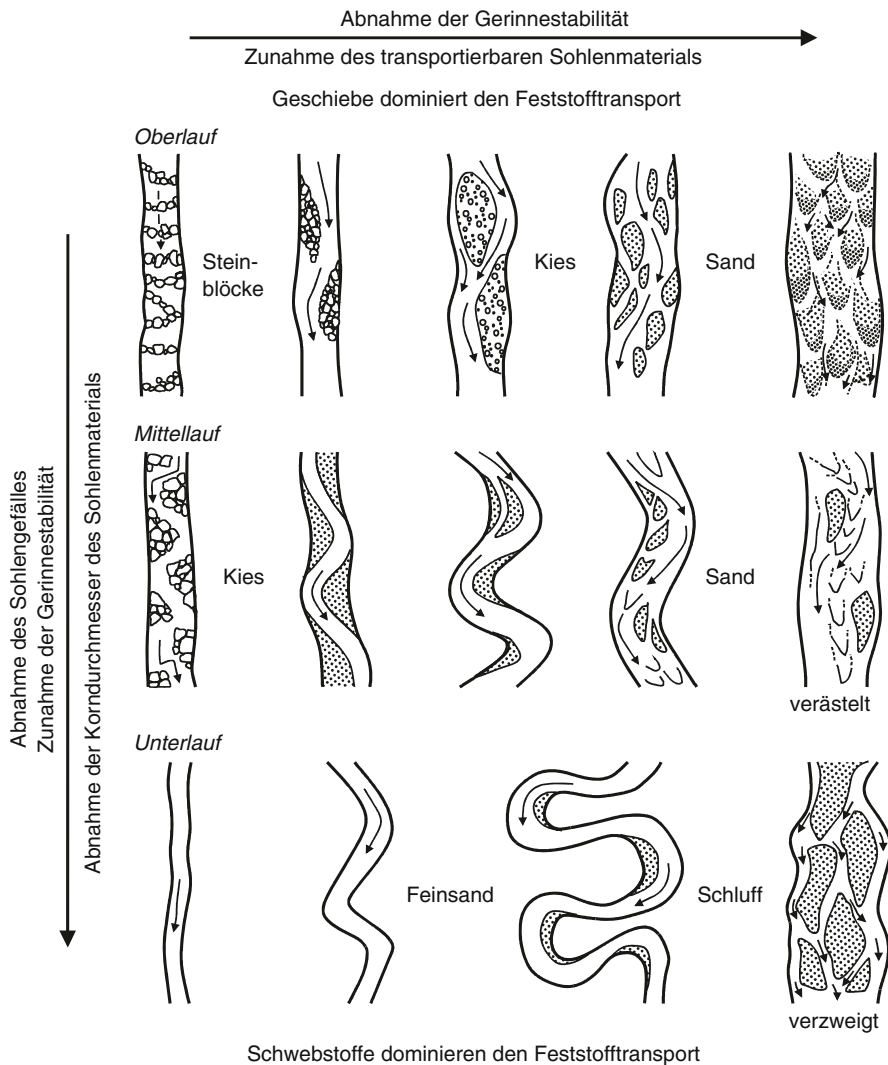


Abb. 3.18 Laufformen von Fließgewässern. (nach Hütte u. a. 2003; aus Patt et al. 2011)

besondere durch den Alterungsprozess, d. h. die Entwicklung vom Nebengewässer bis zum verlandeten Gewässer in der Aue, gekennzeichnet sind (Kondolf u. Piégay 2003; Patt u. Städtler 2009; DWA 2010a).

Werden dann noch die Verfügbarkeit von Feststoffen und die Feststofffracht berücksichtigt, dann ergeben sich weitere Unterscheidungsmerkmale.

In den Oberläufen führt grobes Sohlenmaterial (z. B. Steinblöcke) u. a. zur Ausbildung von Kaskaden, während feines Feststoffmaterial die Ausbildung von Gewässerbänken und Inseln fördert (s. Abb. 3.18).

Die Darstellung dieser Zusammenhänge (Abb. 3.18) kann die Sohlenstrukturen natürlich nur idealisiert darstellen, weil u. a. die Auswirkungen von Ufergehölz, Krümmungen und auch geologische Einflussfaktoren unberücksichtigt blieben.

3.2.2 *Fließgewässerlandschaften, Fließgewässertypen*

Die Fließgewässer (u. a. Ströme, Flüsse, Bäche) sind die Lebensadern der Landschaft. Angetrieben durch die Schwerkraft (= Gefälle) strömt das Wasser, Feststoffe und gelöste Stoffe mitführend, von der höher liegenden Quelle zur flussabwärts liegenden Einmündung in ein größeres Gewässer oder ein Meer.

Auf dem Weg von der Quelle bis zur Mündung formt der Wasserabfluss Geografie und Geologie der durchflossenen Landschaften durch Laufverlagerungen und Umlagerungen im Gewässerbett.

Die Fließgewässer und Auen nehmen durch ihre Anpassungsfähigkeit die charakteristische Züge der Landschaften an, in denen sie sich eigendynamisch strukturieren bzw. organisieren (u. a. ATV-DVWK 2003a, b; Jüring u. Patt 2005). Ohne Einwirkung des Menschen ist das ein sich selbst regulierender Prozess.

Im Laufe der Jahre sind unterschiedliche Typisierungsschemata entwickelt worden, um diese Entwicklungsprozesse in ihren jeweiligen Naturräumen zu beschreiben und zu charakterisieren (u. a. Otto 1991; Rosgen 1994; Kern 1995). Die charakteristischen Merkmale und die daraus resultierenden Gewässertypen sind wichtige Parameter bzw. Referenzen bei der Planung und Durchführung einer wasserbaulichen Maßnahme (Strobl u. Zunic 2006; Patt et al. 2011).

... in Deutschland. Die Ausweisung der Fließgewässerlandschaften in der Bundesrepublik Deutschland war eine wichtige Vorarbeit zur Umsetzung der EG-Wasserrahmenrichtlinie in Deutschland (u. a. Pottgieser et al. 2004; ATV-DVWK 2003a, b). In Abb. 3.19 sind die unterschiedlichen Fließgewässerlandschaften beispielhaft dargestellt.

Zu den im Original farbig angelegten Karten gehört eine umfangreiche farbige Legende, die hier jedoch nicht abgedruckt wird. Die Kurzbezeichnungen der einzelnen Ökoregionen mit den darin befindlichen Fließgewässertypen enthält Tab. 3.2.

... in den Bundesländern. Die Bundesländer haben die Fließgewässerlandschaften und die Fließgewässertypen für ihren Zuständigkeitsbereich in einem größerem Maßstab dargestellt, um die regionaltypischen Eigenheiten erkennbar zu machen und diese in den Maßnahmenplanungen verwenden zu können (u. a. LUA NRW 2003; BayLfW 2002).

In Abb. 3.20 sind beispielhaft die Fließgewässerlandschaften für den Bearbeitungsbereich „Niederrhein“ in der Flussgebietseinheit „Rhein“ dargestellt, insoweit diese für die Umsetzung der EG-Wasserrahmenrichtlinie (EG-WRRL) relevant sind.

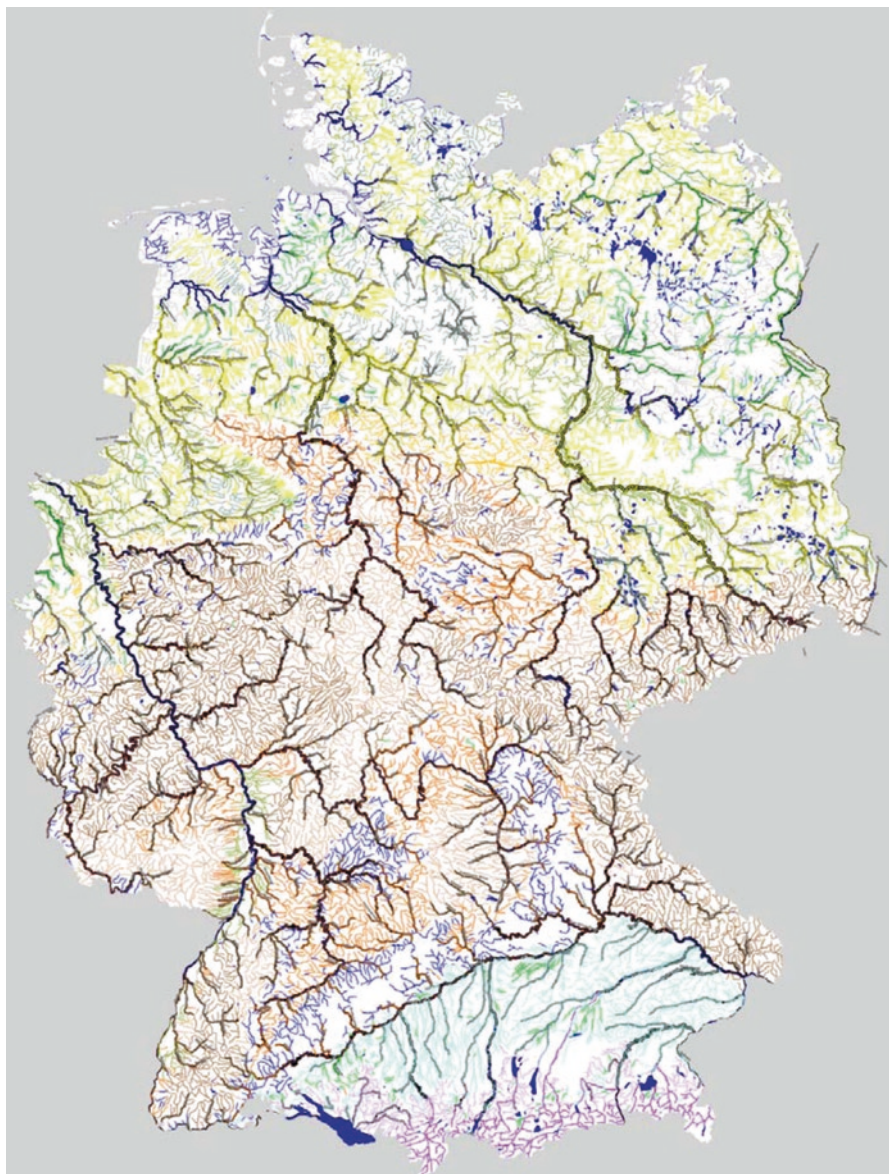


Abb. 3.19 Fließgewässerlandschaften in der Bundesrepublik Deutschland. (Pottgieser et al. 2004)

Diese Einschränkung schließt vornherein diejenigen Oberflächengewässer aus, die auf Grund der Größe ihres Einzugsgebiets keine Auswirkungen auf die Umweltziele der Wasserrahmenrichtlinie haben bzw. auf die durchzuführenden Zustandsbewertungen und Monitoringverfahren.

Tab. 3.2 Kurznamen der biozönotisch bedeutsamen Fließgewässertypen Deutschlands Bearbeitungsstand: 15. Dezember 2003. (Pottgieser et al. 2004)

Typen der Alpen und des Alpenvorlandes	
Typ 1:	Fließgewässer der Alpen ¹
Typ 2:	Fließgewässer des Alpenvorlandes ²
Typ 3:	Fließgewässer der Jungmoräne des Alpenvorlandes ³
Typ 4:	Große Flüsse des Alpenvorlandes
Typen des Mittelgebirges	
Typ 5:	Grobmaterialreiche, silikatische Mittelgebirgsbäche
Typ 5.1:	Feinmaterialreiche, silikatische Mittelgebirgsbäche
Typ 6:	Feinmaterialreiche, karbonatische Mittelgebirgsbäche
Typ 7:	Grobmaterialreiche, karbonatische Mittelgebirgsbäche
Typ 9:	Silikatische, fein- bis grobmaterialreiche Mittelgebirgsflüsse
Typ 9.1:	Karbonatische, fein- bis grobmaterialreiche Mittelgebirgsflüsse
Typ 9.2:	Große Flüsse des Mittelgebirges
Typ 10:	Kiesgeprägte Ströme
Typen des Norddeutschen Tieflandes	
Typ 14:	Sandgeprägte Tieflandbäche
Typ 15:	Sand- und lehmgeprägte Tieflandflüsse
Typ 16:	Kiesgeprägte Tieflandbäche
Typ 17:	Kiesgeprägte Tieflandflüsse
Typ 18:	Löss-lehmgeprägte Tieflandbäche
Typ 20:	Sandgeprägte Ströme
Typ 22:	Marschengewässer ⁴
Typ 23:	Rückstau- bzw. brackwasserbeeinflusste Ostseezuflüsse
Ökoregion unabhängige Typen	
Typ 11:	Organisch geprägte Bäche
Typ 12:	Organisch geprägte Flüsse
Typ 19:	Kleine Niederungsfließgewässer in Fluss- und Stromtälern
Typ 21:	Seeausflussgeprägte Fließgewässer

¹ Differenzierung in Subtyp 1.1: „Bäche und kleine Flüsse der Kalkalpen“ sowie Subtyp 1.2: „Große Flüsse der Kalkalpen“.

² Differenzierung in Subtyp 2.1: „Bäche des Alpenvorlandes“ sowie Subtyp 2.2: „Kleine Flüsse des Alpenvorlandes“.

³ Differenzierung in Subtyp 3.1: „Bäche der Jungmoräne des Alpenvorlandes“ sowie Subtyp 3.2 „Kleine Flüsse der Jungmoräne des Alpenvorlandes“.

⁴ Die Typen-Differenzierung ist noch nicht abgeschlossen.

Abbildung 3.21 zeigt die Legende zu Abb. 3.20. Die Legende enthält die Bezeichnungen der Fließgewässerlandschaften und Fließgewässertypen im Bearbeitungsgebiet „Niederrhein“ im nordrhein-westfälischen Teil der Flussgebietseinheit „Rhein“.

Vergleichbare Darstellungen gibt es mittlerweile für jedes Bundesland. Das Internet bietet auch hier eine Vielfalt an aktuellen Informationen. Dort sind auch die farblichen Unterschiede der einzelnen Darstellungen zu erkennen.

Die Beschreibung der Fließgewässertypen in Form von Steckbriefen (s. Abb. 3.21b) dient der Veranschaulichung der Fließgewässertypen und als allgemeine Verständigungsgrundlage (LUA NRW 1999; Pottgieser et al. 2004; Pottgieser u.

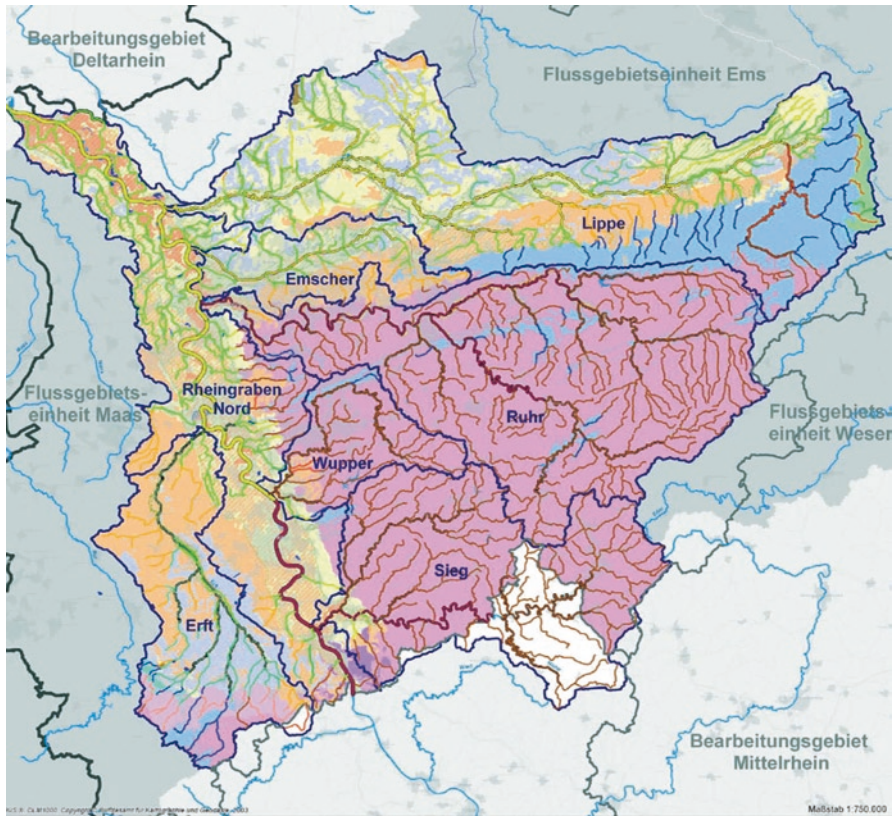


Abb. 3.20 Fließgewässertypen im Bearbeitungsgebiet „Niederrhein“ im nordrhein-westfälischen Teil der Flussgebietseinheit „Rhein“. (Quelle: Internetseite des Ministeriums für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen – <http://www.niederrhein.nrw.de/>)

Sommerhäuser 2008). Die Steckbriefe beschreiben idealtypische Ausstattungsmerkmale. Sie enthalten neben der morphologischen Beschreibung der Gewässertypen, wie zum Beispiel Angaben zu Sohlensubstrat, Lauform und Windungsgrad, Talform und Gefälle, aber auch physiko-chemische Leitwerte sowie Kurzcharakteristika des Abflusses bzw. der Hydrologie.

Die biozönotische Charakterisierung enthält Aufzählungen gewässertypspezifischer Arten sowie die Beschreibung funktionaler Gruppen der Qualitätskomponenten Makrozoobenthos, Makrophyten und Phytobenthos sowie Fische.

Die Beschreibungen der einzelnen Fließgewässertypen dienen auch der Ausweisung von Referenzgewässern (u. a. LUA NRW 2001b, 2001c u. 2001d; BayLfW 2002) und enthalten wertvolle Hinweise für die Maßnahmenplanungen gemäß den Vorgaben der EG-Wasserrahmenrichtlinie.

Die Verteilung der Fließgewässerlandschaft vom Typ „Lössgebiet“ in Nordrhein-Westfalen enthält Abb. 3.23.

Abb. 3.21 Fließgewässertypen im Bearbeitungsgebiet „Niederrhein“ in der Flussgebietseinheit „Rhein“. (Quelle: Internetseite des Ministeriums für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen – <http://www.niederrhein.nrw.de/>)



Typ 14: Sandgeprägte Tieflandbäche

Verbreitung in Gewässerlandschaften und Regionen nach Briem (2003): Sander, Sandbedeckung, Grundmoräne; auch in sandigen Bereichen von Flussterrassen, Ältere Terrassen

Übersichtsfoto:



Rotbach (NW) Foto: M. Sommerhäuser

Morphologische Kurzbeschreibung:	Stark mäandrierendes (bei Grundwasserprägung mehr gestrecktes) FG in einem flachen Mulden- oder breiten Sohlental. Neben der stets dominierenden Sandfraktion stellen Kiese kleinräumig nennenswerte und gut sichtbare Anteile (Ausbildung von Kiesbänken), lokal finden sich auch Tone und Mergel. Wichtige sekundäre Habitatstrukturen stellen Totholz, Erlenwurzeln, Wasserpflanzen und Falllaub dar. Diese organischen Substrate stellen jedoch keine dominierenden Anteile. Das Profil ist flach, jedoch können Tiefenrinnen und hinter Totholzbarrieren auch Kolke vorkommen. Prall- und Gleithänge sind deutlich ausgebildet, Uferabbrüche kommen vor, Uferunterspülungen sind wenig ausgeprägt. Niedermoorbildungen können im Gewässerumfeld vorhanden sein.		
Abiotischer Steckbrief:	Längszonale Einordnung: 10 - 100 km ² EZG		
	Talbodengefälle: 2 - 7 ‰		
	Strömungsbild:	Wechsel ausgedehnter ruhig fließender mit kurzen turbulenten Abschnitten an Totholz- und Wurzelbarrieren, Kehrstrom an Kolken	
	Sohlsubstrate:	dominierend Sande verschiedener Korngrößen, zusätzlich oft Kies (Fein- und Grobkies), teils Tone und Mergel, im Jungglazial häufig ausgewaschene Findlinge, organische Substrate, bei Niedermoorbildung im Umfeld auch Torfbänke u. ä. im Sohl- und Uferbereich	
Wasserbeschaffenheit und physikochemische Leitwerte:	Typ tritt in silikatischer Variante (im Altmoränenland) oder in karbonatischer Variante auf (kalkreichere Altmoränen sowie Jungmoränenlandschaft):		
	Elektrische Leitfähigkeit [µS/cm]:	silikatisch ≤ 350	karbonatisch 350 - 650
	pH-Wert:	6,0 - 7,5	7,0 - 8,2
	Karbonathärte [°dH]:	1 - 5	5 - 11
	Gesamthärte [°dH]:	3 - 8	8 - 15
Abfluss/Hydrologie:	Mittlere bis hohe Abflussschwankungen im Jahresverlauf (oberflächenwassergeprägt) bzw. geringe Abflussschwankungen (grundwassergeprägt).		

T. Polgarer & M. Sommerhäuser (Hrsg. 11.12.2023): vollständige Steckbriefe der deutschen Fließgewässertypen

Abb. 3.22 Fließgewässertypen im Bearbeitungsgebiet „Niederrhein“ in der Flussgebietseinheit „Rhein“ (Quelle: Internetseite des Ministeriums für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen – <http://www.niederrhein.nrw.de/>)

Typ 14: Sandgeprägte Tieflandbäche

Charakterisierung der Makrozoobenthos- Besiedlung:

Funktionale Gruppen: In einem naturnahen Sandbach mit Kiesbänken und höheren Totholzanteilen finden sich neben den (wenigen!) Besiedlern der Feinsedimente Hartschubstratbewohner und Besiedler von Sekundärsubstraten wie Totholz und Wasserpflanzen. Auf Grund des Totholz- und Falllaubaufkommens in naturnahen Referenzgewässern stellen zerkleinerte Arten nennenswerte Anteile an den Ernährungstypen, hinzu kommen v. a. Weidegänger, die sich vorwiegend an Steinen und Kiesen finden. Im Sandlückensystem leben Detritus- und Sedimentfresser von feinsten organischer Materie. Neben Arten schneller und langsam fließender Gewässer finden sich zu einem geringen Anteil Arten der Stillwasserzonen. In grundwasser-geprägten Varianten kommt ein erhöhter Anteil an Krenalarten und kaltenothermen Arten vor.

Typspezifische Arten: Hierzu gehören nur wenige echte Besiedler des Sandes wie die grabende Eintagsfliegenlarve *Ephemera danica* und die Steinfliege *Isoplena sericornis*. Auffälliger sind Besiedler der in den strukturalarmen Sandbächen besonders wichtigen Sekundärsubstrate Totholz und Falllaub sowie der Kiesbänke wie z. B. die Köcherfliegenlarven *Lasiocephala basalis*, verschiedene *Potamophylax*-Arten, *Sericostoma personatum* und *Notodonta cilans*. Häufige Arten der lokal auftretenden Kiesbänke sind die Köcherfliegen *Goreia pilosa*, *Hydropsyche saxonica* und *Micropterna sequeax*. Eine weitere typische Steinfliege ist *Taeniopteryx nebulosa*, die insbesondere auf intakte Ufer- und Umfeldstrukturen angewiesen ist.

Charakterisierung der Makrophyten- und Phytobenthos- Gemeinschaft:

Charakteristische Wasserpflanzen sind *Berula erecta* (Berle) und *Nasturtium officinale* (Brunnenkresse) sowie *Callitriche platycarpa* und *Callitriche stagnalis*. Die *Berula erecta*-Gesellschaft ist in ihrem Vorkommen auf kleine Fließgewässer (bis ca. 5 m Breite) beschränkt.

Jungmorane Makrophyten fehlend oder nur lokal auftretend, vorkommendes Arteninventar besteht überwiegend aus Elementen der Klein- und Bachröhrichte bzw. der Fließwasser- und Laichkrautgesellschaften, Arten der Schwimmblatt- und Wasserscheiber-Gesellschaften können lokal auftreten. amphibische Zonen kaum besiedelt oder inselartig mit Arten der Bach- und Kleinröhrichte bzw. Riede, bei Randvermooring auch mit Arten der Quellfluren.

Charakterisierung der Fischfauna:

Neben Arten, die das sandige Substrat als Laichsubstrat bevorzugen, finden sich in submersen Makrophytenbeständen auch phytophile Arten, wie z. B. Zwergstichlinge. Ebenso treten Arten auf, die die häufig eingestreuten kiesigen Bereiche dieses Gewässertyps als Laichsubstrat benötigen (sommerkühle, sandig-kieselige Bäche sind die „Forellenbäche des Tieflandes“). Typische Kleinfische dieses Bachtyps sind die Bachschmerle, deren Vorkommen v. a. an Totholzansammlungen gebunden ist sowie Gründlinge. Ebenfalls typisch ist das Bachneunauge, dessen Querder die sandigen Substrate besiedeln.

Anmerkungen:

Verwechslungsmöglichkeiten: Im Tiefland am ehesten mit degenerierten *Organisch geprägten Bächen* mit übersandeter Sohle. Kiesgeprägte Bäche haben einen auffallend höheren Kiesanteil sowie einen eher gewundenen als mäandrierenden Verlauf und typische stabile Uferunterspülungen, bisweilen können sie im degenerierten Zustand nach Entfernung der Kieselage Sandgeprägten Tieflandbächen ähneln, sind jedoch in Gefälle und Linienführung von diesen unterscheidbar. **Hinweis:** Rein sandige Bäche mit „Rippelmarken“ stellen oft Artefakte dar und sind Produkte jahrhundertelanger Räumungen von Holz und Laub sowie von unterhaltungsbedingten Profilvertiefungen. Auch ein „typischer“ sandgeprägter Bach kann lokal Kiesbänke aufweisen.

Beispielgewässer:

Makrozoobenthos: Angelbach (NI), Etingmühlenbach, Furlbach (NW), Osterau (SH)

Makrophyten- und Phytobenthos: Wehrau (SH)

Vergleichende Literatur (Auswahl):

LANU (2001), siehe „Sandgeprägte Fließgewässer der Sandgebiete“, LUA NRW (1999), siehe „Sandgeprägtes Fließgewässer der Sander und sandigen Aufschüttungen“, LUA Brandenburg (2001), siehe „Sanddominierter Bach der jung- und altglazialen Mulden- und Sohlentäler“, RASPER (2001), siehe „Sandgeprägtes Fließgewässer des Tieflandes (mit Borden)“, SOMMERHAUSER & SCHUHMACHER (2003)



Abb. 3.23 Verbreitung der Fließgewässerlandschaft vom Typ „Lössgebiet“ in Nordrhein-Westfalen. (Quelle: Internet-Präsentation „Fließgewässertypenatlas Nordrhein-Westfalens“ des LANUV-NRW)

3.2.3 Gewässerstrukturkartierung

Die *Gewässerstrukturkartierung* wurde in den Jahren vor der Einführung der EG-Wasserrahmenrichtlinie entwickelt (u. a. LAWA 2000a; LUA NRW 1998, 2001a; BayLfW 2001) als zweites Qualitätskriterium für die Gewässer (neben der Gewässergüte) entwickelt (u. a. LAWA 2002).

Referenz für die Ausweisung der Gewässerstruktur ist der natürliche Zustand des entsprechenden Fließgewässertyps. Dieser Idealzustand wird mit den vor Ort vorhandenen Verhältnissen verglichen. Auftretende Abweichungen vom Referenzzustand werden mit Hilfe eines Bewertungssystems zahlenmäßig erfasst.

Die Gewässerstrukturkartierung enthält überwiegend morphologisch-strukturelle Daten. Zusätzlich werden noch die Umgebungsbedingungen (z. B. Nutzungen

der Ufer- und Auenbereiche) und anthropogene Veränderungen am Gewässer (z. B. Wehre) berücksichtigt.

Zur Bestimmung der Gewässerstruktur werden von der Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) zwei Verfahren favorisiert:

- Übersichtsverfahren (LAWA 2004a) sowie das
- Verfahren für kleine und mittelgroße Fließgewässer (LAWA 2000a).

Beide Verfahren unterscheiden sich im Wesentlichen im Hinblick auf die Erhebung der Eingangsdaten. Beim „*LAWA-Übersichtsverfahren*“ werden die Bewertungsparameter auf der Basis von Luftbildern bzw. vorhandenem Karten- und Datenmaterial ermittelt, während beim „*Verfahren für kleine und mittelgroße Fließgewässer*“ (sog. *Vor-Ort-Verfahren*) Datenerhebungen vor Ort erforderlich sind.

Kapitel 4

Ausbaumethoden und Anlagen im Flussbau

Die Umweltziele der Europäischen Wasserrahmenrichtlinie (EG-WRRL) und die entsprechenden Umsetzungsstrategien haben den klassischen, konstruktiven Wasserbau stark verändert. Standen früher überwiegend die technischen Kriterien eines Wasserbauvorhabens im Vordergrund, sind heute ökologische Zielsetzungen bestimmend (BMU 2004).

Es war ein langer Weg, von den ersten ökologisch orientierten Fließgewässerentwicklungen bis zu einer gesamtheitlichen und nachhaltigen Betrachtung von Fließgewässer und Aue bei wasserbaulichen Projekten (u. a. BfN 1998, 2001, 2005; Binder u. Gröbmaier 2007).

Die Fließgewässer und die gewässernahen Bereiche werden heute nicht mehr als Verfügungsmasse für Nutzungen angesehen, sondern als schützenswerter, zu entwickelnder Naturraum (u. a. Karl 1994; Kern 1994; Jürging u. Patt 2005; Konold 2007; Baudirektion Kanton Zürich 2005; Mewes u. Klauer 2009; DWA 2010d; Patt et al. 2011), der auch als Freizeit- und Erholungsraum dient (u. a. Patt u. Schrenk 2004; DWA 2007a; Arzet u. Joven 2008), aber auch Nutzungen vorsieht (u. a. DWA 2009a).

Die wasserbaulichen Gestaltungen werden dadurch komplexer, interdisziplinärer und oft auch schwieriger und teurer in der Umsetzung. Die gleichzeitige Einhaltung der ökologischen bzw. naturschutzfachlichen Randbedingungen, der Wirtschaftlichkeit und der ingenieur- und sicherheitstechnischen Anforderungen an die Anlagen und Bauwerke, erscheint oft als eine „Quadratur des Kreises“, wobei unsere natürlichen Gewässerlandschaften, auch heute noch, viel zu oft den Kürzen ziehen (u. a. Verein zum Schutz der Bergwelt 2005).

4.1 Ausbaumethoden

Die natürliche Entwicklung der Fließgewässer und die Ausbildung naturraumtypischer Strukturen werden häufig nutzungsbedingt sehr stark eingeschränkt. Es gibt daher heute in unserer Landschaft nur noch wenige Gewässer, die als naturbelassen angesehen werden können.

Die meisten Gewässer werden mehr oder weniger intensiv bewirtschaftet, d. h. deren Entwicklung folgt nicht den natürlichen Gegebenheiten (sog. natürliche Fließgewässerentwicklung), sondern ist in weiten Bereichen nutzungsorientierten Belangen untergeordnet (u. a. Jürging u. Patt 2005).

Mit dem Inkrafttreten der Europäischen Wasserrahmenrichtlinie (EG-WRRL) am 22. Dezember 2000 und weiterer europäischer Umweltrichtlinien (u. a. FFH-Richtlinie, EG-Hochwasserschutzrichtlinie, EG-Vogelschutzrichtlinie) und deren Umsetzung in nationales Recht (u. a. Schendel 2010) wurde eine „*flussgebietsorientierte Bewirtschaftung*“ eingeführt und neue, nunmehr an ökologischen Kriterien ausgerichtete *Umweltziele*, definiert. Stichworte sind diesbezüglich: „*guter Zustand*“ bzw. „*gutes ökologisches Potenzial*“. – Der Wasserbau muss sich mit diesen neuen Vorgaben auseinander setzen.

Die im Zuge der Umsetzung der Europäischen Wasserrahmenrichtlinie (EG-WRRL) für jede Flussgebietseinheit neu aufzustellenden bzw. fortzuschreibenden Bewirtschaftungspläne haben Rahmencharakter. Die im Umsetzungsprozess der EG-WRRL zeitlich auf den Bewirtschaftungsplan folgenden Maßnahmenprogramme bzw. Maßnahmenplanungen vor Ort müssen sich an diesen Vorgaben orientieren. Für weitere Details wird hier auf die entsprechende Fachliteratur verwiesen (u. a. BMU 2004; Rumm et al. 2006).

In diesem Buch liegt der Fokus auf den technischen Gestaltungsmöglichkeiten des Wasserbaus. Diese sind zwar nicht alleine maßgebend für die planerische Gestaltung einer Ausbaumaßnahme, jedoch eine wesentliche Voraussetzung zur Erfüllung der geltenden sicherheitstechnischen und ingenieurtechnischen Standards.

4.1.1 Bauweisen

Für die Wahl der Verbauungsmaterialien sind die örtlichen Vorkommen sowie wirtschaftliche und ökologische Kriterien bestimmend. Es wird zwischen lebenden und toten Baumaterialien unterschieden.

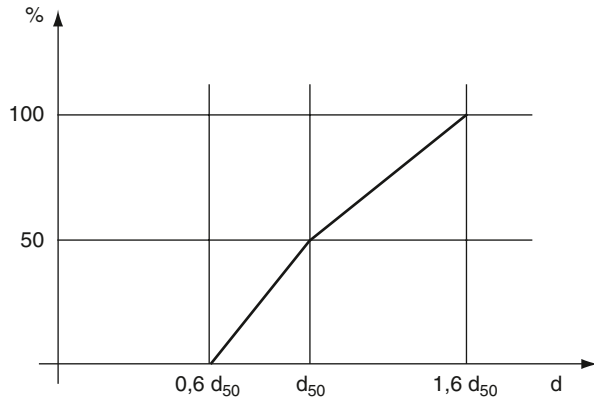
Zu den *lebenden Baumaterialien* gehören ausschlagfähige Hölzer (u. a. Weidenstecklinge, Lebendholz = Faschinen und Spreitlagen, Jungpflanzen, Rasenansaat, Schilf- und Röhrichtstöcke).

Um Misserfolge und Verfälschungen des Artenspektrums zu vermeiden, müssen die Pflanzen „standortgerecht“ ausgewählt werden. Zu beachten sind insbesondere die Lichtverhältnisse, die Häufigkeit und Dauer der Überflutungen und die von den Strömungen herrührenden Schubspannungen.

Das *tote Material* umfasst Natursteine, Totholzfaschinen, Rundholzverbauungen, Beton (Ortsbeton, Fertigelemente), Stahl (Spundwände, Eisenbahnschienen, Drahtgitter und Kabel), Geotextilien (Gewebematten, Vliese). Holz ist nur bei ständiger Benetzung ein dauerhafter Baustoff.

Lebenden Materialien ist im Allgemeinen dort der Vorzug zu geben, wo sie den auftretenden Belastungen des Abflusses noch standhalten (u. a. Hjulström 1935; Dittrich 1995, 1999; Richwien 1999; Schleiss 2000; Schiechl u. Stern 2002; ATV-DVWK 2000, 2002; Freistaat Sachsen 2005; Gebler 2005; Patt et al. 2011).

Abb. 4.1 Sohlenschutz.
Kornverteilung für Abpflasterung in Relation zum erforderlichen d_{50}



Mit lebenden Materialien verbaute Gerinne erfüllen die Kriterien einer naturnahen Bauweise, fügen sich besser in die Landschaft ein und bieten Tieren und Pflanzen einen Lebens- und Entwicklungsraum.

Schutz der Gewässersohle. Soll ein Gewässerabschnitt ohne Erstellung von Bauwerken gegen Tiefenerosion geschützt werden, so kann diese mit einer künstlichen Abpflasterung aus größeren Steinen oder durch Belegung mit einzelnen Blöcken gesichert werden. Der Sohlenschutz kann mit der Formel von Meyer-Peter u. Müller (1949) bemessen werden:

$$d_{50} = \frac{\rho \cdot (k / k_{\text{Str}})^{3/2} \cdot I \cdot r_{\text{hy}}}{0,04 \cdot (\rho_s - \rho)} \quad [\text{m}]$$

mit

d_{50} Korndurchmesser bei 50-Prozent-Siebdurchgang [$\text{m} \times 10^{-3} = \text{mm}$]

Die Kornverteilung lässt sich gemäß Abb. 4.1 abschätzen, worin für das Maximal Korn $d_{\text{max}} = 1,6 \times d_{50}$ und das Minimalkorn $d_{\text{min}} = 0,6 \times d_{50}$ gilt. Die Mächtigkeit der Pflasterung wird mindestens dem Maximal Korn gleichgesetzt.

4.1.2 Querbauwerke

Aus hydraulischer Sicht lassen sich *Sohlenbauwerke* in *Sohlenstufen* und in *Sohlen-schwellen* (=Schwellen) einteilen (Abb. 4.2).

Mit steigendem Wasserspiegel im Unterwasser (UW), wird dessen Einfluss auf den Oberwasserspiegel mehr und mehr spürbar. Gründe für einen Einstau können ein zunehmender Abfluss (u. a. Hochwasser), Gerinnegeometrie, Gefälle, Rauheit oder ein stromabwärts befindliches Hindernis sein (ATV-DVWK 2003d).

In Abb. 4.3 ist dieser Zusammenhang für den Rechteckquerschnitt der Breite b durch die Beziehung H_e/h_k , (h_u/h_k) als Kurve dargestellt. Der *vollkommene* Überfall

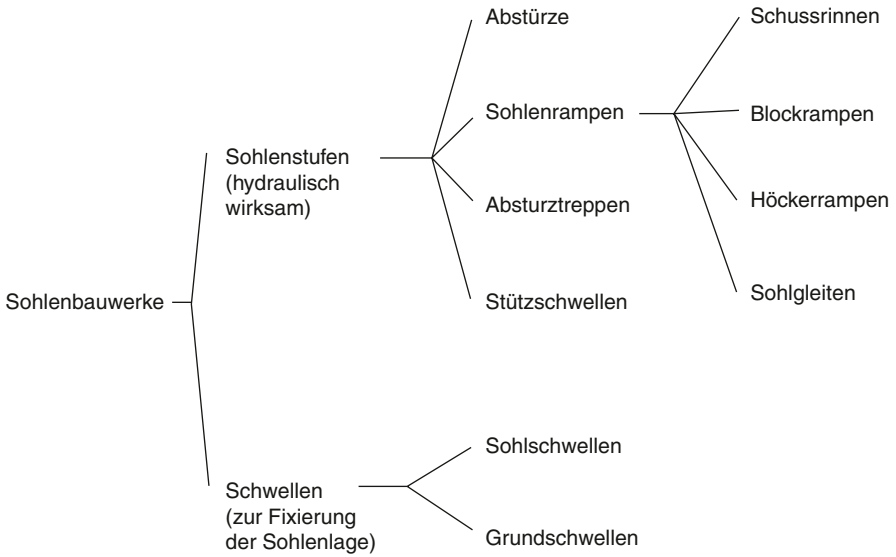


Abb. 4.2 Einteilung der Sohlenbauwerke. (s. auch DIN 4047 Teil 5)

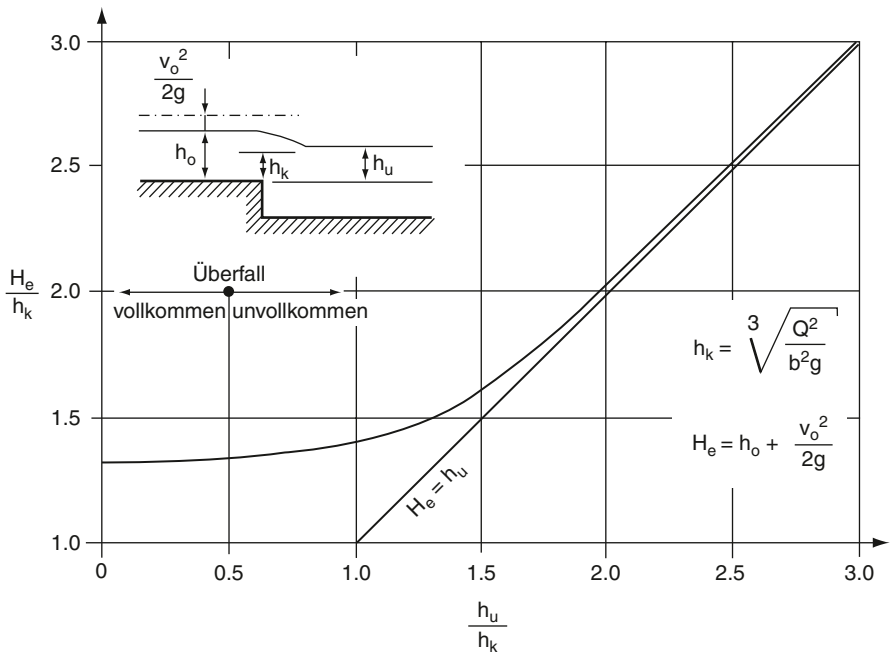
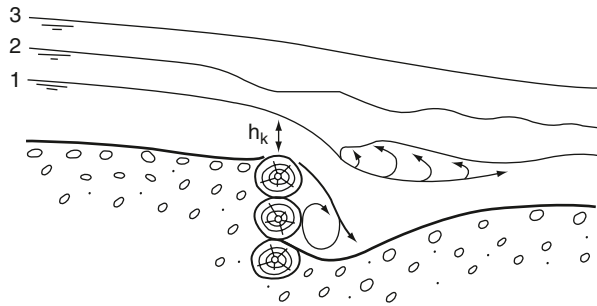


Abb. 4.3 Einfluss des Unterwassers (Index u) auf die Spiegellage im Oberwasser (Index o) bei einem unvollkommenen Überfall. Der Index k kennzeichnet die Grenzwerte, die sog. „kritischen“ Werte. Liegt die relative Unterwassertiefe h_u/h_k oberhalb des Grenzwertes, so wird das Oberwasser durch Anhebung der relativen Energiehöhe H_e/h_k und damit des Wasserspiegels beeinflusst

Abb. 4.4 Sohlenbauwerk mit drei Abflusszuständen und strömendem Zufluss



geht mit ansteigender Kurve, etwa bei $h_u/h_k = 0,5$, in den *unvollkommenen Überfall* über.

Soll das Sohlenbauwerk hydraulisch wirksam sein, so ist folgende praktische Regel zu beachten:

$$h_u/h_k \leq 1,0.$$

Stellt sich über dem Sohlenbauwerk ein *Fließwechsel* zum schießenden Abfluss ein, so spricht man von einer *Sohlenstufe*. Herrscht hingegen ein unvollkommener Überfall ohne Fließwechsel, weil das Oberwasser durch das Unterwasser eingestaut wird, so bezeichnet man das Sohlenbauwerk aufgrund seines hydraulischen Verhaltens als *Schwelle* (ATV-DVWK 2003d).

Niedrige Sohlenbauwerke können sich bei geringen Abflüssen als Sohlenstufen und bei größerer Wasserführung als Schwelle verhalten (Abb. 4.4).

Sohlenbauwerke. Sohlenbauwerke reduzieren das Sohlengefälle und unterbinden auf diese Weise das Geschiebetransportvermögen im betreffenden Fließabschnitt. Sie wirken im Längsprofil als Fixpunkte und schützen vor der Tiefenerosion (s. Abschn. 3.1.7).

Die am Bauwerk frei werdende Bewegungsenergie wird im angrenzenden Unterwasser in einem *natürlichen Kolk* oder in einem *befestigten Tosbecken* umgewandelt.

Die *hydraulische Wirksamkeit* der Absturzbauwerke sorgt für eine optimale Energieumwandlung am Ort des Fließwechsels (u. a. Rössert 1999; Muth 2001).

Bei der Wasserspiegellage 1 stellt sich über der Bauwerkskrone die kritische Tiefe h_k ein, im Unterwasser bildet sich ein Wassersprung. Höhere Abflüsse gemäß Spiegellage 2 führen zu einem Rückstau im Oberwasser mit gewelltem Abfluss. Bei einem Hochwasserabfluss (Wasserspiegellage 3) wird das Bauwerk überströmt (s. Abb. 4.4).

Abstürze. Abstürze sind stützmauerartige Sperren (Abb. 4.5a), ähnlich den Wildbachsperren (s. Abschn. 4.1.6). Im Grundriss können sie etwas gekrümmt sein. Unterwasserseitig sollten Abstürze über ein genügend tiefes Kolkbett verfügen. Abstürze jeglicher Form sollten vermieden werden, da diese die Fischwanderung zumindest behindern.

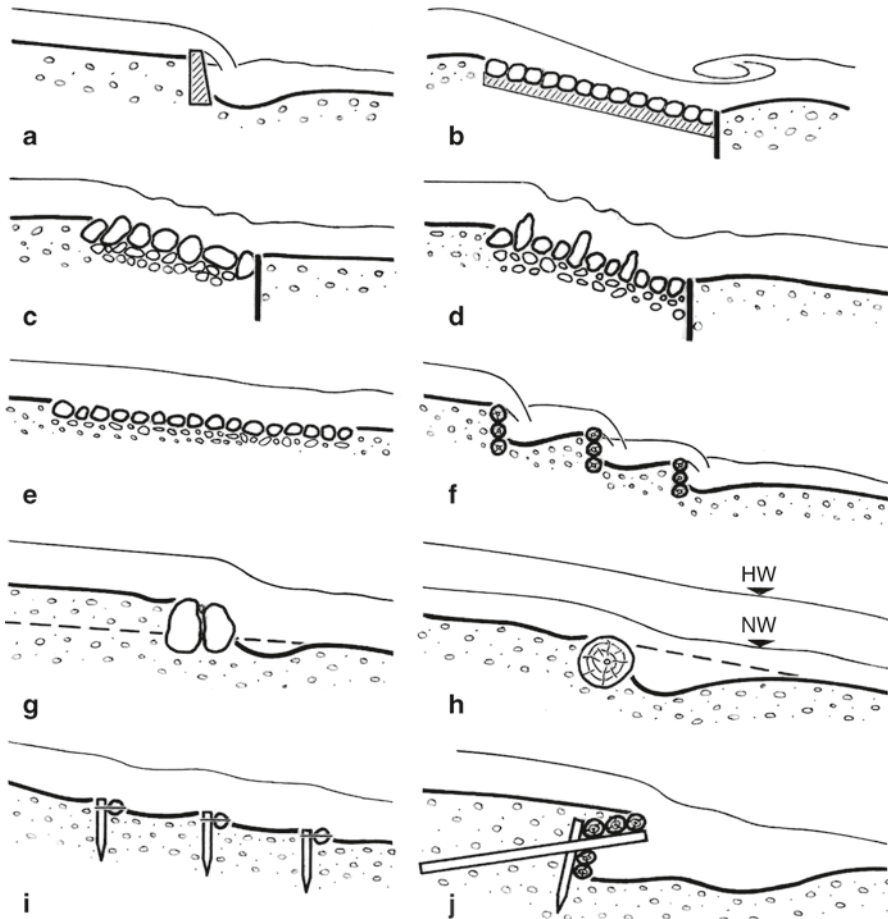


Abb. 4.5 Sohlenstufentypen. **a** Absturz, **b** Schussrinne, **c** Blockrampe, **d** Höckerrampe, **e** Sohlengleite, **f** Absturztreppe, Kaskade, **g** Stützschwelle, **h** Sohlenschwelle, **i** Traversensystem aus Pfahlreihen, **j** Rundholzschwelle mit Fischrefugium

Um die Umweltziele der EG-Wasserrahmenrichtlinie zu erreichen, werden Absturzbauwerke, wo immer möglich, zurückgebaut (u. a. Winkler 2009) bzw. durch durchgängige Bauformen ersetzt (u. a. DWA 2005, 2006a).

Sohlenrampen. Sohlenrampen (Abb. 4.5b, c) bestehen entweder aus gepflasterten oder betonierten Gerinnen. In dieser Form werden sie als *Schussrinnen* bezeichnet.

Die Neigung von Sohlenrampen liegt im Bereich 1:4 bis 1:8. Da Schussrinnen nur wenig hydraulische Energie abbauen, benötigen sie in der Regel ein Tosbecken (Abb. 4.5b). Nachteilig ist die harte Bauweise und die Behinderung des Fischeufstiegs in der schießenden Strömung.

Dagegen verhalten sich Rampen aus gesetzten Blöcken (sog. *Blockrampen*) bezüglich der Energieumwandlung tauglicher (Abb. 4.5c).

Diese, als Rauhgerinne gebauten Rampen, haben Neigungen von 1:8 bis 1:15. Das Kronenprofil ist muldenförmig und der Grundriss kann auch bogenförmig ausgeführt werden, um die erodierende Strömung auf die Gerinnemitte des Unterwassers zu konzentrieren.

Eingerammte Schienen oder ausreichend tief eingebundene Blöcke am Rampenfuß sichern das Bauwerk vor der Zerstörung durch rückschreitende Erosion. Gegen die Ausspülung des feinkörnigen Untergrunds ist zwischen diesem und dem Blockteppich eine Filterschicht einzubauen.

Eine Sonderform der Blockrampen sind die *Höckerrampen*. Sie zeichnen sich durch einige aus dem Gewässerbett heraus ragende größere Steinblöcke aus (Abb. 4.5d). Sie fördern den Sauerstoffeintrag ins Wasser und erleichtern bei größeren Höhendifferenzen den Fischeaufstieg.

Die *erforderlichen Blockgrößen* sind von der Rampenneigung I_R und dem spezifischen Abfluss $q_{\max}$ abhängig und lassen sich nach der Formel von Knauss (1979) berechnen:

$$d_{\text{erf}} = \left[\frac{q_{\text{zul}}}{\left(1,2 + \frac{0,064}{I_R}\right) \cdot \sqrt{g}} \right]^{\frac{2}{3}} \quad [\text{m}]$$

mit

d_{erf} erforderliche Blockgrößen [m]
 q_{zul} spezifischer Abfluss [$\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$]
 I_R Rampenneigung [-]

Neuere Bemessungsansätze stammen u. a. von Platzner (2000), Jäggi (2004), Krüger u. Heimerl (2007) sowie Korecky u. Hengl (2008). Hinweise zur Stabilität derartiger Rampen finden sich u. a. bei Janisch et al. (2007).

Weitere Bautypen von Sohlenstufen zeigt Abb. 4.5. Als Hilfe zur Unterscheidung der einzelnen Bauwerke sollen folgende Bemerkungen dienen

- *Sohlengleiten* unterscheiden sich von den Blockrampen durch das geringere Gefälle von 1:10 bis 1:30 und benötigen kleinere Blöcke (Abb. 4.5e)
- *Absturztreppe* oder *Kaskaden* (Abb. 4.5f) sind Folgen einzelner Sohlenstufen mit kürzeren Zwischenfeldern, meist von Abstürzen. Die Energiedissipation ist gegeben, wenn sich in jedem Zwischenfeld ein Wechselsprung ausbilden kann.
- *Stützwälle* (Abb. 4.5g) überragen die bewegliche Sohle sowohl ober- wie auch unterwasserseitig und wirken hydraulisch wie ein breitkroniges, den Zufluss aufstauendes Wehr. Bis zur Auffüllung des Stauraums wird der Geschiebetrieb unterbunden. Im Unterwasser können somit Sohleneintiefungen entstehen.
- *Sohlenschwellen* (Abb. 4.5h) fixieren lediglich die Sohle und beeinflussen den Wasserspiegel kaum. Meistens werden hierfür querliegende, in die beiden Böschungen eingebundene Rundhölzer oder Blockreihen verwendet.
- *Grundschwellen* (Abb. 4.5i) ragen über die ursprüngliche Sohle hinaus und dienen dazu, das Gefälle und somit den Geschiebetrieb zu vermindern. Am Schwell-

lenfuß entsteht ein Kolk. Schwellen eignen sich vorzüglich zur Schaffung von Fischrefugien. Bei einer Folge von Schwellen spricht man von einem *Traversensystem*.

- Eine Möglichkeit, den Fischen auch bei Niederwasser günstige Lebensbedingungen zu schaffen, besteht in der Anordnung von *Rundholzschwellen* mit darunter liegenden Rückzugsräumen (Abb. 4.5j). Im Kolk ist eine ausreichende Wassertiefe vorhanden und der überdeckte Raum bietet den Fischen Schutz vor Raubvögeln und starker Sonneneinstrahlung.

Zu den *Sohlenbauwerken* ist zu ergänzen, dass auch deren Uferbereiche eines Schutzes bedürfen, da wegen des örtlich starken Gefälles starke Turbulenzen sowie im Unterwasser Kolke entstehen. Entsprechende Ufersicherungen sind daher vorzusehen.

Um die am Bauwerk entstehenden starken Strömungen vom Ufer fern zu halten, haben sich *Bogenrampen* bzw. *Bogenschwellen* bewährt, deren Bogen im Grundriss nach dem Oberwasser ausgerichtet ist. Ein wannenförmiges Querprofil sorgt dafür, dass die Wassertiefe in Gewässermitte am größten ist.

Um zu verhindern, dass der feine Untergrund zwischen den gesetzten Blöcken herausgespült wird, ist zwischen diesem und den Blöcken eine Filterschicht aus abgestuftem Material, allenfalls ergänzt durch Geotextilien, einzubringen.

4.1.3 Buhnen, Leitwerke

In der Geschichte des Flussbaus gehören die Buhnen zu den ältesten Bauwerken. Diese dammartigen Querbauwerke werden vom Ufer her in den Fluss gebaut und engen das Gerinne ein. Bei Hochwasser werden die Buhnen überströmt.

Um den erodierenden Überfallstrahl vom Ufer fernzuhalten, ist die Buhne oft unter einem Winkel von 70 bis 80 Grad zur Flussachse stromaufwärts zu richten (Abb. 4.6). Die Ufer können auch vor Strömungsangriff geschützt werden, indem die Buhnenrücken zur Gewässermitte geneigt sind. Die Hochwasser überströmen dann nur den tiefer liegenden Teil beim Buhnenkopf. Die in das Ufer eingebundene Buhnenwurzel ragt hingegen aus dem Wasser.

Im naturnahen Wasserbau werden Buhnen aber auch genutzt, um eine eigendynamische Entwicklung zu initiieren (u. a. Patt u. Städtler 2000; Peter 2009). Dazu werden einzelne Buhnen stromabwärts geneigt, wodurch die Strömung gezielt auf die Ufer gelenkt wird (Patt et al. 2011).

Die Einengung des Querprofils führt zur Anhebung des Wasserspiegels und zur Erhöhung des Geschiebetransportvermögens (Spannring u. Seus 2000). Auf-landende Flüsse können auf diese Art in den Beharrungszustand überführt werden. In den Feldern zwischen den einzelnen Buhnen entstehen Rückströmungen und Geschiebebänke, die zum Abbau der Strömungsenergie beitragen. Der Abstand der Buhnen sollte 1/2 bis 3/4 der wirksamen Gerinnebreite nicht überschreiten.

Buhnen weisen gegenüber Längsbauwerken den Vorteil auf, dass diese nachträglich mit nur geringem baulichen Aufwand verändert werden können. Die Streichlinie zwischen der Strömung im Fließgewässer und den Buhnenfeldern kann durch

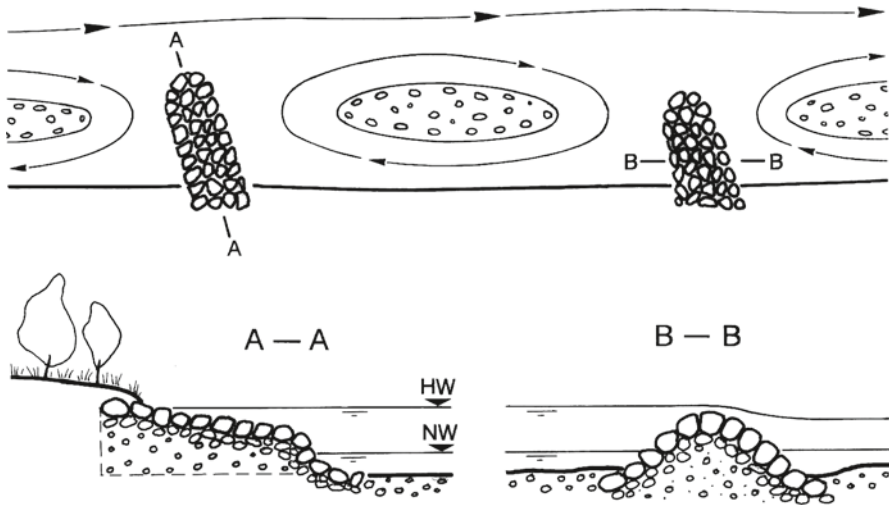


Abb. 4.6 Buhnen im Längs- und Querschnitt

Verlängern oder Kürzen des Buhnenkopfs verschoben werden. Ausbesserungen von Schäden an Buhnen sind in der Regel ohne großen Aufwand möglich.

In Flachlandflüssen ist die Herstellung der Buhnen entweder aus Senkfaschinen oder aus Bruchstein- oder Kiesschüttungen üblich. Für die steileren Gebirgsflüsse haben sich Buhnen aus Steinsätzen in Drahtkörben oder starre Buhnen aus Beton mit Steinverkleidung bewährt. Eine lockere Bauart bietet den Fischen Unterschlupfmöglichkeiten.

In starken Krümmungen haben sich zum Schutze der Ufer Hakenbuhnen und durchgehende Leitwerke bewährt (s. Abb. 4.7). Letztere sind dammartige, parallel zum Fluss verlaufende und gegen das Ufer hin durch Buhnen abgestützte Bauwerke. Bei Hochwasser werden diese überströmt.

Um bei geringen Abflüssen den Wasseraustausch zwischen dem Fluss und den abgetrennten Feldern zu gewährleisten, werden Durchlässe im Leitwerk und in den zugehörigen Stützbuhnen angeordnet.

4.1.4 Uferböschungen

Uferböschungen sind ein möglicher seitlicher Abschluss des Gewässerbetts. Die Gestaltung der Uferböschungen kann entscheidend für den Schutz der angrenzenden Bereiche vor Überflutungen, Erosionen und Auflandungen sein.

Die Stabilität der Uferbereiche wird im Wesentlichen von den Bauweisen, von den Böschungsmaterialien, den Ufergehölzen und den Unterhaltungsmaßnahmen beeinflusst. Die Entwicklung und Pflege naturraumtypischer Bewuchsstrukturen im Rahmen der Gewässerunterhaltung können die Stabilität der Uferböschungen stark verbessern (DVWK-GfG 1999).

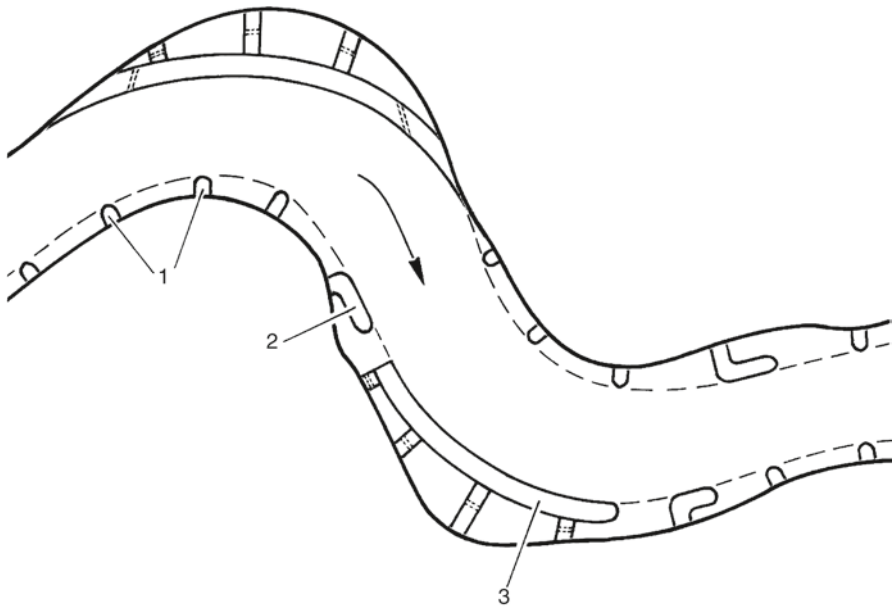


Abb. 4.7 Buhnen (1) und Hakenbuhnen (2) bestimmen die Streichlinie. Leitwerke (3) schützen in engen Kurven den Prallhang vor Erosion

Hinweise zur Entwicklung der Ufer und der angrenzenden Auenflächen finden sich u. a. bei DVWK-GfG (1998, 1999), Paulus (1999), Jürging u. Patt (2005) sowie Patt et al. (2011).

Bei allen planerischen Überlegungen spielt die Flächenverfügbarkeit, d. h. das Vorhandensein von genügend Platz für Gewässerrandstreifen bzw. Entwicklungskorridore an den Ufern, eine große Rolle (u. a. DVWK-GfG 2006).

Deckwerke, Dämme und Deiche. Bei den Längsverbauungen ist zwischen Deckwerken und Dämmen bzw. Deichen zu unterscheiden (DWA 2007b).

Als *Dämme* werden Bauwerke bezeichnet, die dauerhaft dem Wasserangriff ausgesetzt sind, während *Deiche* nur zeitweise (z. B. während eines Hochwassers) vom Wasserdruck beaufschlagt werden.

Dämme bestehen aus einem größeren Materialauftrag und werden notwendig, wenn die Hochwasserpegel über dem Talboden liegen. Da *Deiche* nicht für den „Dauerstau“ konzipiert sind, „weichen“ sie bei einem längeren Einstau auf und verlieren dabei oft ihre Stabilität.

Deckwerke schützen natürliche und künstliche Uferböschungen vor dem Angriff des Wassers.

Die Gestaltung der Ufersicherungen richtet sich nach der hydraulischen Beanspruchung, dem Baugrund, den Platzverhältnissen, der Verfügbarkeit und den Kosten der Baumaterialien, den Anforderungen an den Uferunterhalt und den Kriterien des Natur- und Landschaftschutzes.

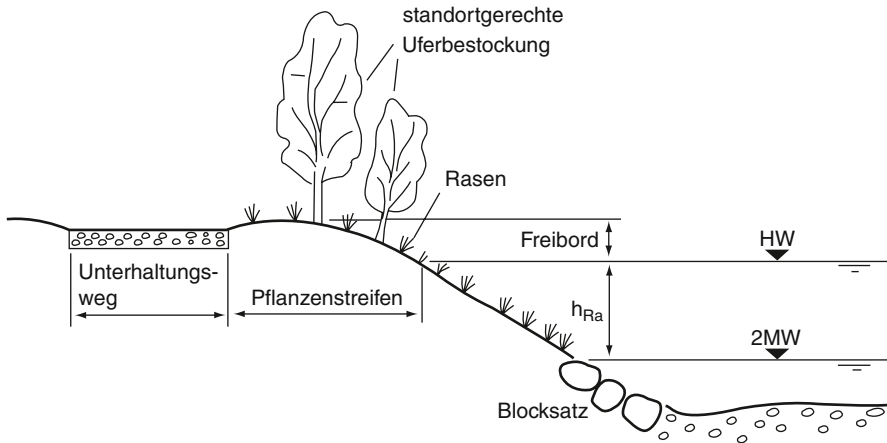


Abb. 4.8 Gewässernahe Bereiche. Planungsgrößen zur Gestaltung der Uferbereiche (u. a. Böschungsfuß, Ufersicherung, Freibord, Gewässerrandstreifen, Pflanzstreifen und Unterhaltungsweg)

Gestaltung der Ufer. Naturnahe Ufer zeichnen sich durch abwechselnde Strukturen, naturraumtypische Baumaterialien, eher flache, nicht konstant geneigte Böschungen und eine gewässertypische Linienführung aus (s. Abb. 4.8).

Starre Konstruktionen aus Beton passen sich den morphologischen Veränderungen des Flusses nur schlecht an. Außerdem erfordern sie oft aufwendige bauliche Anlagen. In der Landschaft stechen diese im Allgemeinen als Fremdkörper ins Auge. In dicht besiedelten städtischen Gebieten (urbanen Bereichen) kann jedoch kaum auf massive Uferverbauungen verzichtet werden (u. a. DWA 2009a).

Ausgebaute, gleichmäßige Profile tragen nicht dazu bei, die Umweltziele der EG-Wasserrahmenrichtlinie, d. h. einen guten ökologischen Zustand bzw. ein gutes ökologisches Potenzial zu erreichen. Harte Verbauungen aus toten Materialien sollten daher nur dort Verwendung finden, wo ingenieurbioologische Bauweisen wegen der auftretenden Beanspruchungen nicht in Frage kommen.

Zu einem natürlichen Fließgewässer gehören auch die Ufer und die daran angrenzenden Flächen in der Gewässeraue. Diese Bereiche bieten zahlreichen Pflanzen, Kleinsäugern und Vögeln u. a. Lebensraum in unterschiedlichen Entwicklungsstadien und fungieren auch als Rückzugsräume bei schädlichen Einwirkungen von außen (z. B. bei Gewässerverunreinigungen).

Bei beengten Platzverhältnissen, oder wenn bestehende Nutzungen großzügige Lösungen verhindern, können Gewässerrandstreifen bzw. Entwicklungskorridore einige Teilfunktionen der Aue ersatzweise übernehmen. Damit kann häufig ein Minimum an Freiraum für die Entwicklung der Fließgewässer bereitgestellt werden (u. a. Kraus 1994; Patt 1996, 1997; DVWK-GfG 2006; DWA 2010d).

Befahrbare Unterhaltungswege, die auch als Wanderwege benutzt werden können, erleichtern nicht nur die Unterhaltungsarbeiten, sondern dienen auch der Förderung von Freizeit- und Erholung an Fließgewässern (DWA 2007a). Für den Unterhalt der Bäche genügt ein einziger Weg, bei größeren Flüssen sind beidseitig Wege anzulegen. Abbildung 4.9 zeigt eine Auswahl von Ufersicherungen.

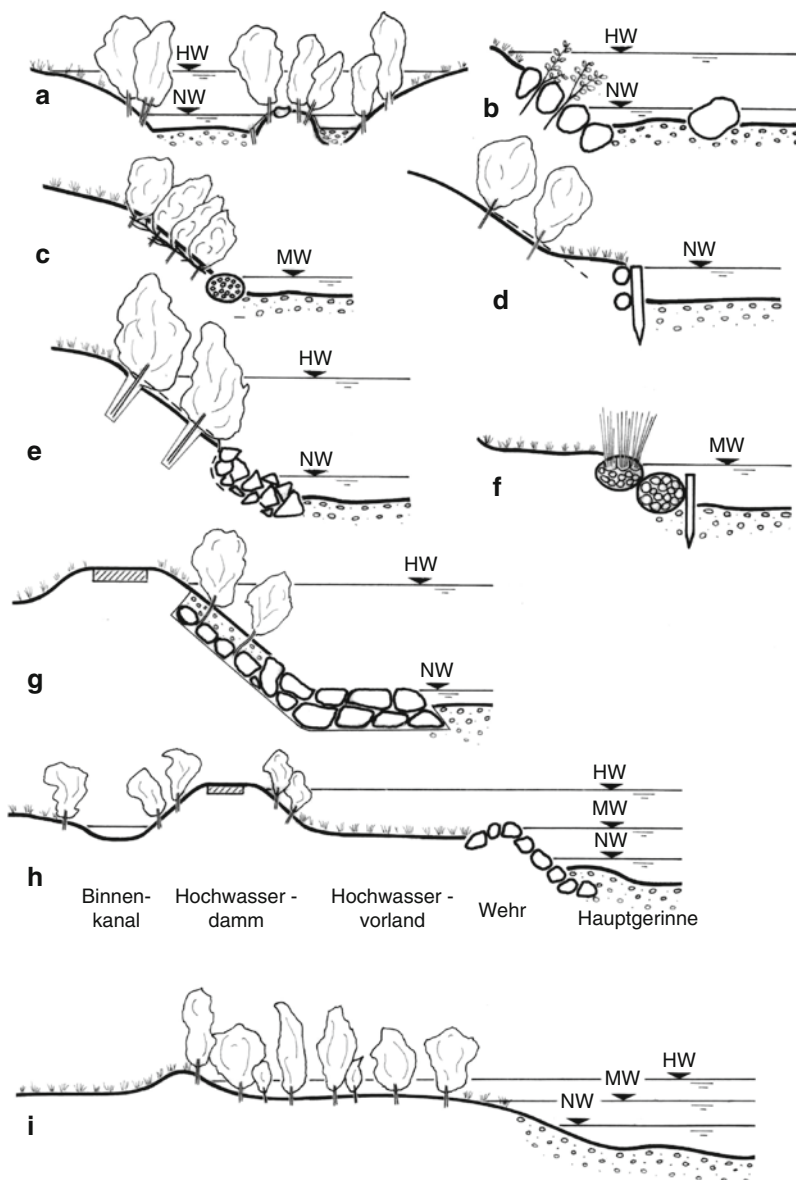


Abb. 4.9 Auswahl von Ufersicherungen. **a** Naturbach mit Ufergehölz, **b** Blocksatz mit Weidenstecklingen als Fugenbepflanzung, **c** Uferfaschine am Böschungsfuß, darüber Spreitlage mit Pfählen fixiert und mit Erde überdeckt, **d** Holzuferschutz (Stangenleitwerk) als Fischrefugien an der Niederwasserrinne. In der Böschung sind ausschlagfähige Steckhölzer versetzt worden. Bis zur Verwurzelung übernimmt ein Jutegewebe (verrottbar) den Erosionsschutz, **e** Böschungsfuß aus Blockwurf, darüber Hecken-Buschlagen, **f** Drahtschotterwalze (Gabbion) mit Pfahlsicherung, dahinter Röhrichtwalze für ruhige nährstoffreiche Gewässer und sonnige Standorte, **g** Blocksatz mit aufgesetztem Vorgrund, Wehrbefestigung eines Gebirgsflusses, **h** Gegliedertes Abflussprofil eines größeren Flusses, **i** Fluss mit angrenzendem Auwald und Hochwasserschutzdeich

Stabilität der Uferböschungen. Hinsichtlich der Bemessung der Uferböschungen, sind die Bereiche Böschungsfuß, Böschungsschutz und Freibord von Bedeutung (s. auch Abb. 4.8). Überlegungen zur Stabilität der Uferböschungen ohne Berücksichtigung weiterer Sicherungsmaßnahmen, d. h. der Rohböden, stammen von Richwien (1999).

Aufgabe des Böschungsfußes ist die Sicherung der Böschung gegen Erosion und Abrutschen. Der häufig bis dauernd überflutete Böschungsfuß wird daher oft mit einem Blocksatz befestigt, der bis unter die Gewässersohle hinabreicht. Selten wird Pfahlholz als Baustoff verwendet. In kleineren Naturbächen können auch die Wurzeln der Uferbestockungen die Sicherung der Böschung übernehmen. Die Hohlräume dienen den Fischen als Refugien.

Bei der Verwendung lebender Baumaterialien für den Uferschutz sind einerseits die größten zu erwartenden Schubspannungen und andererseits die Dauer der Überflutungen zu berücksichtigen. Die zulässigen, durch Erfahrung gewonnenen Grenzwerte der Schubspannung τ_{Gr}

$$\tau_{Gr} = \rho \cdot g \cdot h \cdot I_E \text{ [N/m}^2\text{]}$$

mit

τ_{Gr} Grenzs Schubspannung bzw. kritische Schubspannung [N/m²]

ρ Dichte des Wassers [kg/m³]

h Wassertiefe [m]

I_E Energieliniengefälle [-]

sind für einen jungen bis gut verwachsenen Rasen

$$\tau_{Gr,zul} = 50 \text{ bis } 80 \text{ N/m}^2$$

und für Weiden, Erlen:

$$\tau_{Gr,zul} = 140 \text{ N/m}^2$$

Da lebende Materialien bei lang andauernder Überflutung instabil werden können, ist es ratsam die untere Grenze der Ansaat oder Bepflanzung etwa auf der Höhe des doppelten Mittelwasserabflusses ($2 \times MQ$) festzulegen.

Beispielsweise wäre in einem Fluss bei 0,4 % Gefälle die zulässige Überflutungshöhe h_{Gr} für verwachsenen Rasen:

$$h_{Gr,zul} = \frac{\tau_{Gr,zul}}{\rho \cdot g \cdot I_E} = \frac{80}{1000 \cdot 9,81 \cdot 0,004} = 2,0 \text{ m}$$

Ist jedoch die Wassertiefe beim doppelten Mittelwasserabfluss ($= 2 \times MQ$) kleiner als der oben ermittelte Wert für $h_{Gr,zul}$, so ist die Wassertiefe bei $2 \times MQ$ zu verwenden. Es muss jedoch im Einzelfall nachgewiesen werden, ob die Schubspannung $\tau_{Gr,zul}$ oder die Wassertiefe $h_{Gr,zul}$ als Grenzwert maßgebend ist.

Wird auf das Einbringen einer Humuslage verzichtet, wird die Ansiedlung von Pionierpflanzen mit folgender Sukzession und einer sich entwickelnden natürlichen Magerwiese auf den Uferböschungen gefördert. Gleiches wird natürlich auch durch geeignetes Saatgut erreicht (Patt et al. 2011).

Ufergehölze erhöhen die Stabilität, beeinflussen jedoch auch die Abflussleistung. Auf Dämmen und Deichen ist zudem Vorsicht bei der Anpflanzung von Bäumen und Sträuchern geboten, da Wurzelwerk ggf. die Sickerwassermengen erhöht, was u. U. zu Stabilitätsproblemen führen kann. Auf dem Kernquerschnitt eines Dammes bzw. Deiches ist daher eine Bepflanzung zu vermeiden. Hinweise zu diesem Thema finden sich u. a. in der DIN 19712 und bei Haselsteiner (2008) und DWA (2007b).

Lebend verbaute Böschungen sind gewöhnlich 1:3 bis 2:3 geneigt. Mit zunehmender Steilheit nimmt die Gleitsicherheit ab und die Unterhaltungsarbeiten werden mühsamer.

Mähmaschinen lassen sich nur bis Neigungen von 2:5 einsetzen. Bei steilen, 1:1 geneigten Böschungen, wie sie aus Platzgründen notwendig werden können, kommt ein Blocksatz in Frage. Sind die Platzverhältnisse noch knapper, so verbleibt als Lösung nur eine Ufermauer, die meistens 5:1 geneigt, seltener senkrecht gebaut wird.

In den Kurven sind die Böschungen der Außenseite dem Angriff der Strömung stärker ausgesetzt, so dass es ratsam sein kann, diese bis zum Wasserstand des fünfjährigen Hochwassers (HQ₅) stabil zu befestigen. Auf der Kurveninnenseite, wo sich bevorzugt Feststoffe ablagern, ist eine flexiblere Ufergestaltung möglich.

In engen Kurven wird das Gerinne nach dem Vorbild natürlicher Flussmäander um bis zu 30 % verbreitert. Damit wird den erhöhten hydraulischen Verlusten Rechnung getragen und das Abflussvermögen verbessert.

Freibord. Der Freibord stellt eine erhöhte Sicherheit dar und richtet sich nach Erfahrungswerten und der Art des Fließgewässers. Als Richtlinien können die Zahlen in Tab. 4.1 dienen.

Der Freibord bietet Sicherheit gegen ausufernde Wellen, Wellenschlag, Eisgang und Geschwemmsel sowie gegen den Wasserspiegelanstieg infolge Geschiebeablagerungen auf der Sohle oder Verkrautung. Es berücksichtigt aber auch den Umstand, dass Wasserspiegellagenberechnungen in Naturgerinnen aufgrund unsicherer Annahmen, schwer erfassbarer Geometrie und ungleichförmiger Abflüsse nur mit beschränkter Genauigkeit durchzuführen sind.

In Fließgewässern, die einem Abwasserableitungssystem zuzurechnen sind, werden bei derartigen Berechnungen die Schadenspotenziale einbezogen, indem die Dichte der Bebauung bzw. die möglichen Schäden berücksichtigt werden.

Tab. 4.1 Freibordhöhe in Meter

Gewässertyp	Am Ufer	Unter Brücken
Kleinere Gewässer	0,5...0,8	0,7...1,0
Flüsse	0,8...1,3	1,0...1,5
Wildbäche	2,5	

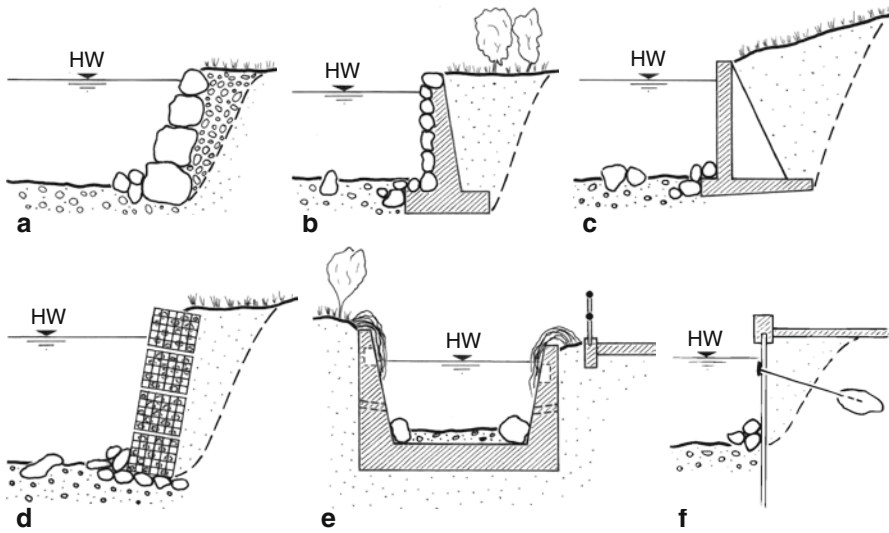


Abb. 4.10 Ausführungsformen platzsparender Uferverbauungen. **a** Trockenmauer aus großen Blöcken mit hinterfülltem Filter, **b** Stützmauer mit Natursteinverkleidung, **c** Winkelstützmauer, **d** aufgetürmte Drahtschotterkörbe im Längsverband, **e** Betonkanal mit Kiessohle, Hängepflanzen und Aussparungen für Wildreben und Wasseramseln, **f** verankerte Spundwand

4.1.5 Ufermauern und alternative platzsparende Lösungen

Beim Vorhandensein von Siedlungen und Verkehrswegen bleibt für die Ausbildung von Uferböschungen, wie sie im vorangehenden Abschnitt beschrieben wurden, oft kein Platz. Deshalb müssen dort Ufermauern erstellt werden. Sie bestehen aus Ortsbeton, der mit Natursteinen verkleidet sein kann, aus Trockenmauerwerk, Betonelementen, Pfahlreihen, Spundwänden, aufgeschichteten Drahtschotterkörben (s. Abb. 4.10).

4.1.6 Wildbachverbauung

Wildbäche sind steile, *geschiebeführende Bäche*, die in einem *gebirgigen Einzugsgebiet* entspringen. Das Abflussregime zeichnet sich durch geringe Niedrigwasserführungen (NQ) und durch sehr schnell ansteigende, im Vergleich zum Mittelwasser, extreme Hochwasserspitzen aus.

Im *Oberlauf* des Wildbachs gibt es eine starke Erosionstätigkeit. Durch die große Strömungskraft kleiner, aber steiler Seitenbäche und -rinnen, aber auch durch Murgänge und Hangrutsche, entstehen Erosionstrichter (Abb. 4.11), die sich ständig ausweiten und eintiefen.

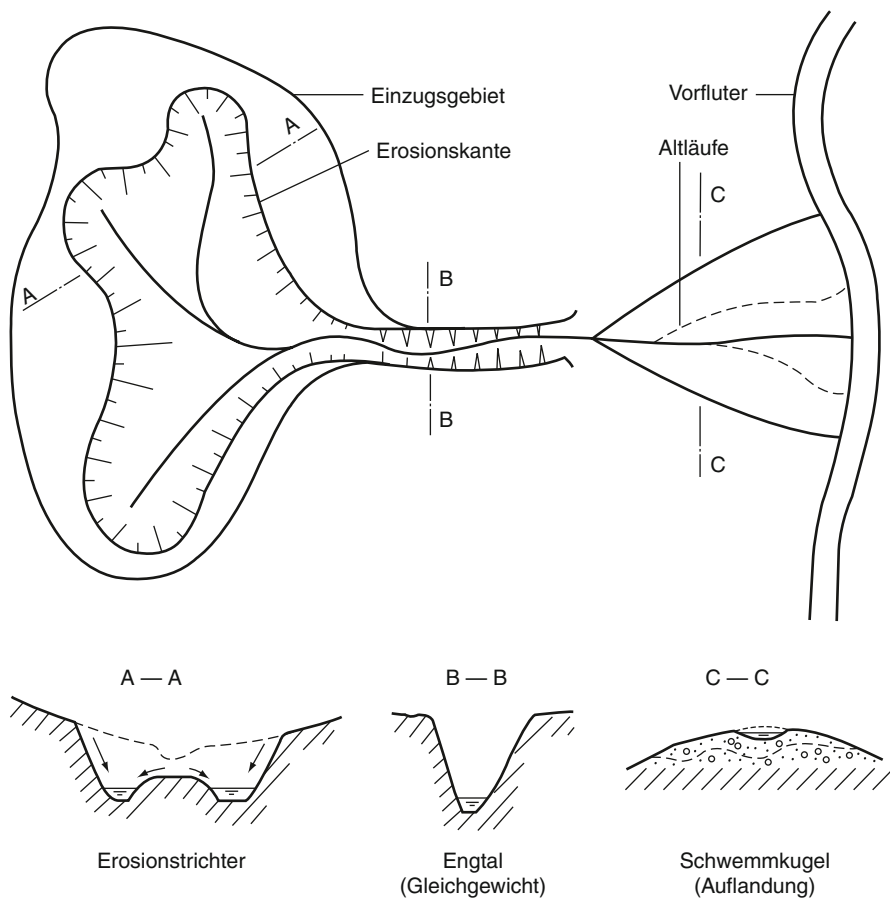


Abb. 4.11 Wildbach mit Erosionstrichter im Oberlauf; Engtal im Mittellauf und Schwemmkegel im Unterlauf

Im *Mittellauf* entspricht die von oben zugeführte Geschiebemenge etwa dem Transportvermögen, so dass sich das Bachbett in der Gleichgewichtslage befindet. Gewöhnlich fließen Wildbäche dort in einem V-förmigen Einschnitt oder, wo der Fels ansteht, in einem U-förmigen Engtal (Klamm).

Im *Unterlauf* hingegen lagert der Wildbach seine Geschiebefracht wegen des abklingenden Gefälles auf einem Schwemmkegel ab. Das Gerinne unterliegt dort einem Auflandungsprozess, weshalb der Bach anlässlich der Hochwasserereignisse ab und zu ausbricht und ein neues Bett sucht.

Das *Ziel der Wildbachverbauung* ist es, im Oberlauf die Erosion zu verhindern sowie im Unterlauf das Geschiebetransportvermögen zu erhöhen, damit dort Ablagerungen und in der Folge Überschwemmungen ausbleiben (u. a. Barnikel 2009; Bergmeister et al. 2009).

Die unterschiedlichen Situationen in den Einzugsgebieten bedingen einflussgebietsbezogene Untersuchungen des Feststofftransports (u. a. Neigung des Wasserlaufs, Geologie und Größe des Einzugsgebiets, um die Schutzmaßnahmen optimal an die Gegebenheiten anpassen zu können (Grasso et al. 2010). Aufgrund der wirkenden Kräfte kommen beim Ausbau und bei der Sicherung von Wildbächen besonders robuste und an den Naturraum angepasste Bauformen zum Einsatz (u. a. BayLfW 1996; Bezzola 2005; Weichert et al. 2006; Bergmeister et al. 2009).

Maßnahmen im Erosionsgebiet. Die Verminderung des Materialabtrags im Erosionstrichter erfordert als erste Maßnahme eine Fixierung des Wildbachbetts. Anschließend kann eine Stabilisierung der Hänge durch Entwässerungen, Bepflanzungen und bauliche Sicherungen vorgenommen werden.

Sicherung des Bachbetts. Es gilt vor allem, die *Tiefen-* und die *Seitenerosion* des Bachbetts aufzuhalten, damit die rutschgefährdeten Hänge einen stabilen Böschungsfuß erhalten (u. a. Schleiss 2000; Weichert et al. 2006; Bergmeister et al. 2009). Diesem Zweck dienen die Wildbachsperrn sowie andere Einbauten in das Gerinne.

In Anbetracht der Gefälleverhältnisse, der resultierenden Schleppkräfte und der Erddruck- und Murgangkräfte kann in der Wildbachverbauung, im Gegensatz zum Flussbau, nicht auf harte Verbauungen verzichtet werden.

Eine Sperre wirkt im Längsprofil des Gerinnes als Fixpunkt. Sie verhindert die Tiefenerosion über die angrenzende Strecke bachaufwärts. Vor der Sperrenstelle füllt sich der Stauraum während der Hochwasser mit Geschiebe (Abb. 4.12). Diese Hinterfüllung stützt einerseits die beiden Hangfüße und sorgt dafür, dass die Hangneigung nicht zu groß werden kann und keine Rutschungen zu befürchten sind. Andererseits erhält der Wildbach oberhalb der Sperre ein breiteres Bett und verliert wegen der geringeren Abflusstiefe an Transportvermögen.

Anordnung der Sperren. Da eine Sperre nur einen begrenzten Gerinneabschnitt zu sichern vermag, wird an längeren Bachstrecken oft eine Reihe von Sperren errichtet (sog. *Sperrentreppe*).

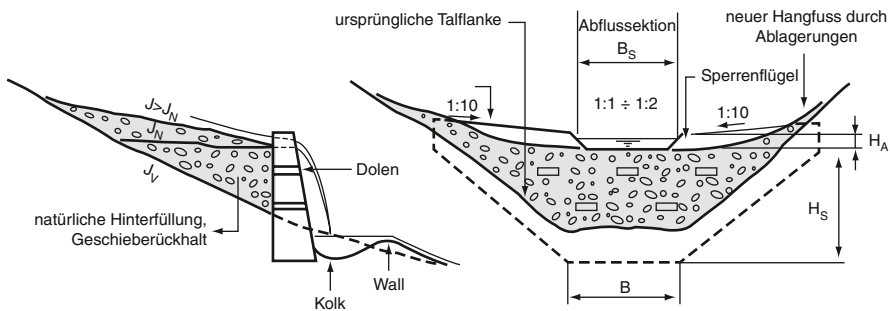


Abb. 4.12 Wildbachsperre im Längs- und Querschnitt mit konstruktiven Einzelheiten, J_V bzw. I_V = Gefälle vor dem Bau der Sperre, J_N bzw. I_N Gefälle nach dem Bau

Im Vergleich zu einem unverbauten Wildbach stellt sich zwischen den neu gebauten Sperren ein geringeres Gefälle ein, das mit der Geschiebeführung variiert und auch von der Grobheit des Geschiebematerials abhängt.

Ist das Geschiebedargebot groß, so ist für den Weitertransport ein größeres Gefälle als bei geringerer Geschiebezufuhr erforderlich (Abb. 4.12). Am kleinsten ist das Gefälle im Anschluss an eine lange Zeit ohne Geschiebenachschub.

Das Grenzgefälle I_N ist für die Bemessung der Sperrentreppe im Längsschnitt maßgebend, denn es bestimmt die tiefste Lage der Sohle nach dem Sperrenbau. Auf diese Lage und auf den örtlichen Kolk muss die Fundierung jeder Sperre ausgerichtet sein.

Der untere Grenzwert I_N des Zwischengefälles lässt sich nach einer einfachen Näherungsformel berechnen. Diese beruht auf der Geschiebetheorie von Meyer-Peter u. Müller, setzt Normalabfluss in einem breiten Gerinne, eine ebene Sohle und annähernd eine Fuller-Verteilung des Geschiebematerials, voraus. Wird die aktuelle (wirkende) Schubspannung τ_a

$$\tau_a = \rho \cdot g \cdot h \cdot I_N \text{ [N/m}^2\text{]}$$

mit

- τ_a aktuelle Schubspannung [N/m²]
- ρ Dichte des Wassers [kg/m³]
- g Erdbeschleunigung [m/s²]
- h Wassertiefe [m]
- I_N Grenzwert des Zwischengefälles [-]

und die Grenzschubspannung τ_{Gr}

$$\tau_{Gr} = 0,047 \cdot (\rho_s - \rho) \cdot g \cdot d_m \text{ [N/m}^2\text{]}$$

mit

- τ_{Gr} Grenzschubspannung bzw. kritische Schubspannung [N/m²]
- ρ_s Dichte des Feststoffs [kg/m³]
- ρ Dichte des Wassers [kg/m³]
- g Erdbeschleunigung [m/s²]
- d_m mittlerer Korndurchmesser [m]

gleichgesetzt, so erhält man:

$$I_N = \frac{0,4 \cdot d_{90}^{9/7}}{q_{\max}^{6/7}} \text{ [-]}$$

mit

- I_N Grenzwert des Zwischengefälles [-]
- d_{90} Korndurchmesser, der von 90-Gewichtsprozenten der Geschiebemischung erreicht wird [m]
- $q_{\max}$ maximaler spezifischer Abfluss pro m Gerinnebreite [m³/(s · m)]

In der Regel werden *Sperrentreppen* von unten nach oben erstellt. Es ist vorteilhaft, als Standort für die erste Sperre einen Felsriegel oder eine Stelle am unteren Ende der Erosionsstrecke zu wählen. Eine unterwasserseitige, das Bauwerk gefährdende Erosion ist damit ausgeschlossen.

Werden alle Sperren unmittelbar nacheinander gebaut, so wird jedes Querwerk gemäß Abb. 4.13a kolksicher in den gewachsenen Boden und in die Talflanken eingebunden. Dieses Vorgehen ist in Anbetracht der einmaligen Baustelleninstallation meistens am wirtschaftlichsten.

Entscheidend für die Lage und die Standsicherheit der einzelnen Bauten sind die örtlichen geologischen Verhältnisse. Jede Sperre ist eine Maßarbeit, die nicht in allen Einzelheiten im Voraus projektiert werden kann. Vielfach lassen sich Standort und die endgültigen Abmessungen erst auf der Baustelle festlegen.

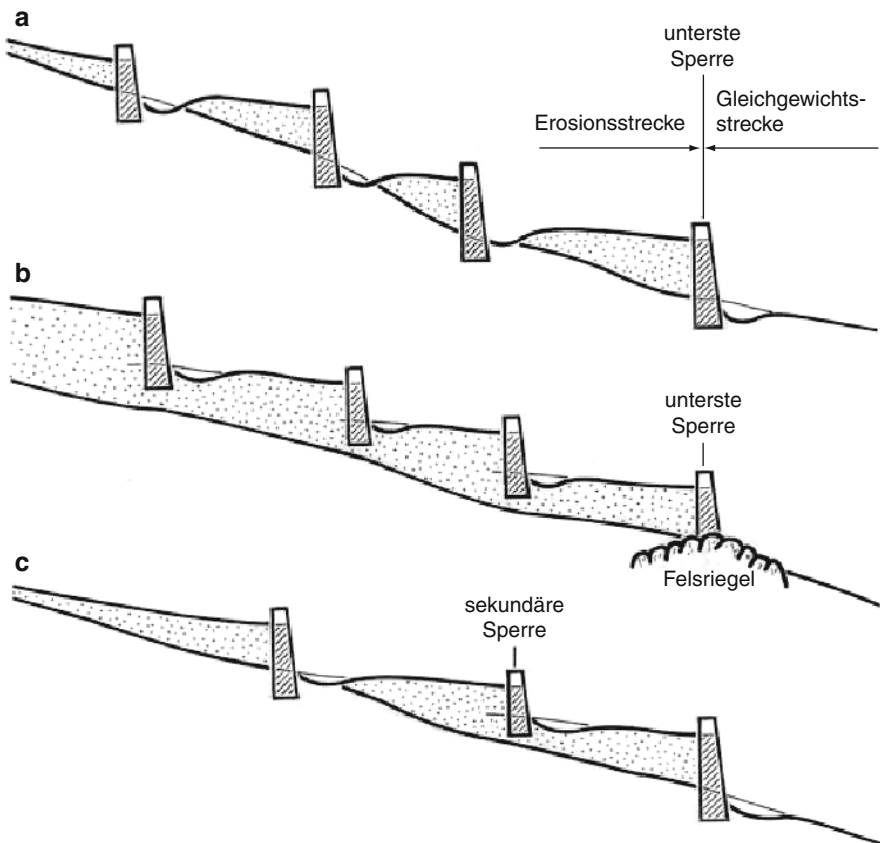


Abb. 4.13 Sperrentreppen. **a** Sperren, die in einem Zug gebaut wurden und auf gewachsenem Boden stehen, **b** Sperren, die nach und nach erstellt wurden und auf den Ablagerungen stehen, **c** bei großen Sperrenabständen werden später wegen der einsetzenden Tiefenerosion sekundäre Sperren erforderlich

Zwischendistanzen und Sperrenhöhen ergeben sich aus den Sperrenpositionen und dem Grenzgefälle I_N . Das Fundament der oberen Sperre liegt etwa ein Meter tiefer als die Überfallkrone der unteren.

Falls aber Sperre um Sperre in größeren Zeitabständen gebaut werden, wird die unterste Sperre errichtet und abgewartet, bis diese mit Geschiebe hinterfüllt ist. Anschließend wird die zweitunterste Sperre unter Berücksichtigung des Grenzgefälles I_N und der zu erwartenden Kolkentiefe auf diese Ablagerung gestellt und anschließend wieder gewartet. Auf diese Weise entsteht gemäß Abb. 4.13b sukzessive eine Sperrentreppe, bei der das Wildbachbett zunehmend angehoben wird.

Liegen die einzelnen Sperren zu weit auseinander und zeigt sich später eine unzulässige Eintiefung der Sohle im Zwischenfeld, so ist die obere Sperre gefährdet. Mit nachträglich erstellten sekundären Querwerken kann dieser Gefahr begegnet werden (Abb. 4.13c).

Wahl des Sperrentyps. Wildbachsperren lassen sich in vier Typen einteilen (Abb. 4.14), wovon jeder für eine bestimmte Talform und Bauwerkshöhe am wirtschaftlichsten ist.

In der Praxis hat sich eine Einteilung in die verschiedenen Anwendungsbereiche nach Abb. 4.15 eingebürgert.

Die gerade, unarmierte Sperre eignet sich als Querwerk in engen Bachbetten bei kleiner Bauwerkshöhe. Bei mittleren Sperrenhöhen und Basisbreiten ist wegen der größeren Beanspruchung eine Armierung zur Aufnahme der Biegezugspannungen erforderlich. Diese beiden Sperrentypen können sowohl senkrecht als auch leicht schief mit einem Anzug von 1:10 bis 1:5 erstellt werden.

In breiten Tälern ist bei geringer Höhe, oder wenn die Widerlager in den Flanken ungünstig sind, die Stützmauer am wirtschaftlichsten. Ist ein hohes Bauwerk erforderlich, und sind an der Sperrstelle die geologischen Voraussetzungen gegeben, so

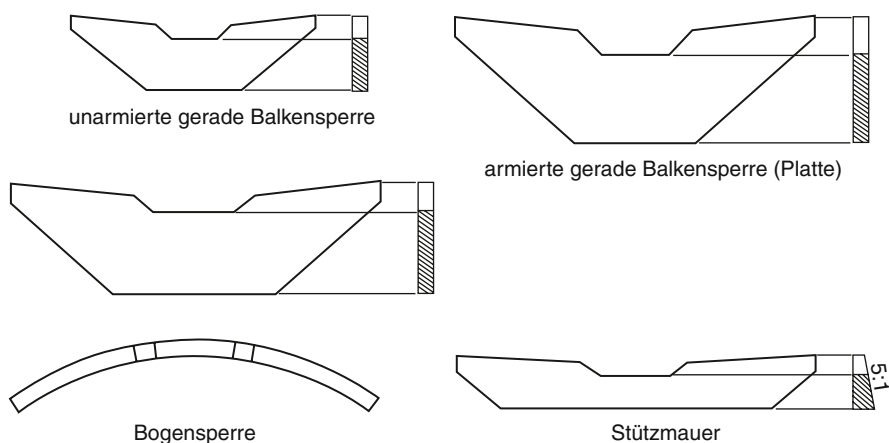


Abb. 4.14 Typen von Wildbachsperren

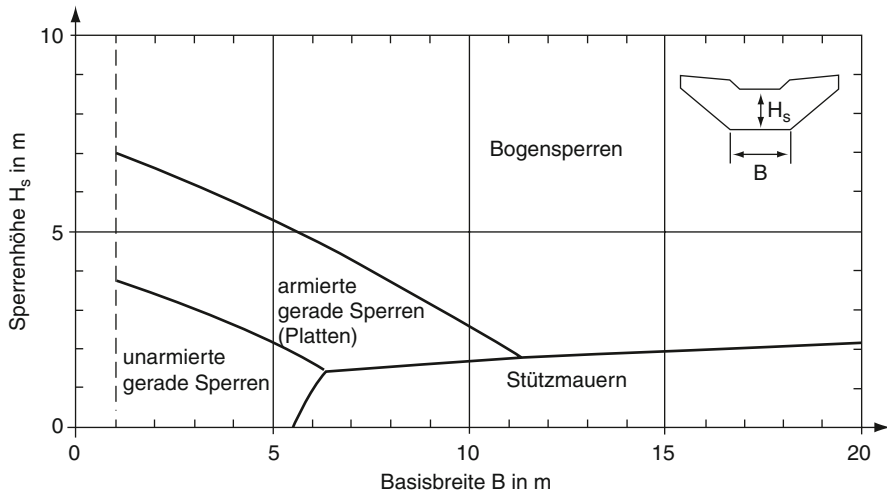


Abb. 4.15 Einteilung der vier Grundtypen von Wildbachsperrn in Wirtschaftlichkeitsbereiche; abhängig von der Sperrenhöhe und der Basisbreite. Die Abgrenzungen zwischen den einzelnen Typen sind fließend

ist die Bogensperre mit einem verhältnismäßig geringen Materialbedarf die richtige Lösung.

Hydraulische Bemessung und Konstruktion der Sperren. Die Form der Sperre muss auf die örtlichen Gegebenheiten Rücksicht nehmen. Die nachfolgenden Grundsätze haben allgemeinen Charakter und gelten für alle Sperrentypen. Bezüglich der Abschätzung des Ablagerungsverhaltens von Murgängen gibt es heute eine Reihe von Modellen, die helfen, die Auswirkungen eines Murgangs einzuordnen (Rickenmann u. Scheidl 2010).

Die mittlere Breite des Abflussquerschnitts B_s sollte nicht mehr als die Hälfte der Breite B des Unterwassergerinnes betragen, sonst müssen die Talflanken durch besondere Maßnahmen (u. a. große Blöcke, Leitmauern) gegen den Angriff des Überfallstrahls gesichert werden.

Das Abflussprofil ist auf das Bemessungshochwasser $Q_{\max}$ unter Berücksichtigung des Geschiebegehalts zu dimensionieren. Der Abfluss unterschreitet kurz vor dem Absturz die kritische Tiefe h_{kr} und soll dort etwa $2/3$ der Höhe H_A der Abflusssektion einnehmen (s. Abb. 4.17). Es gilt in guter Näherung:

$$\frac{2}{3} \cdot H_A = h_{kr} = \sqrt[3]{\frac{q_{\max}^2}{g}} \quad [\text{m}]$$

mit

$$q_{\max} = Q_{\max}/B_s \quad [\text{m}^3/(\text{m} \cdot \text{s})]$$

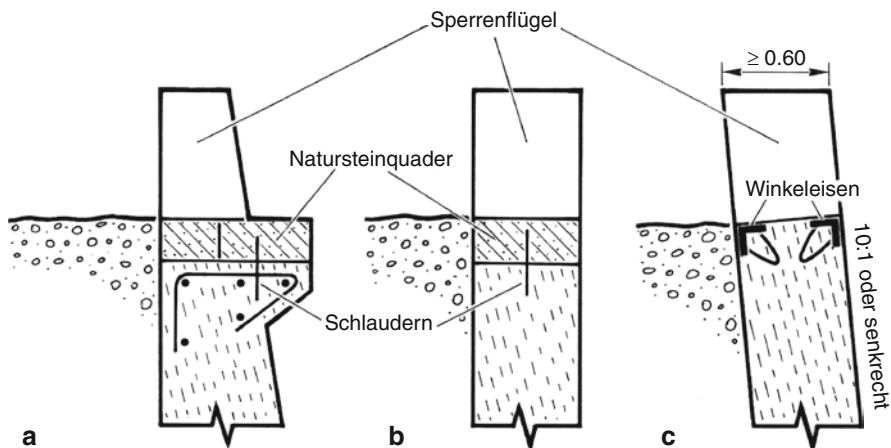


Abb. 4.16 Konstruktive Ausbildung der Abflusssektion von Betonsperren im Querschnitt. **a** Ausragende Überfallkrone mit Steinverkleidung **b** gerade Balkensperre mit Steinverkleidung, **c** Kantschutz aus Winkleisen einer schiefen Balkensperre

Auf keinen Fall darf der Sperrenflügel überströmt oder gar auf der Hangseite umflossen werden. Der Überfallstrahl sollte bei Hochwasser frei und von unten her gut belüftet sein, weshalb oft eine ausragende Abflusssektion gewählt wird (Abb. 4.16).

Am Fuß der Sperre bildet sich ein Kolk, der seine größte Tiefe meistens während der Hochwasserspitzen erreicht und nachher wieder teilweise aufgefüllt wird. Das herausgespülte Material lagert sich unterhalb auf einem Wall ab und wird mit der Zeit wieder abgetragen und weitertransportiert.

Im Kolk unterhalb des Absturzes wird diejenige Energie des Wassers schadlos umgewandelt, die im unverbauten steilen Bachbett die Erosion bewirkte. Die Kenntnis der Kolkentiefe ist zur Bestimmung der Gründungstiefe der Sperre wesent-

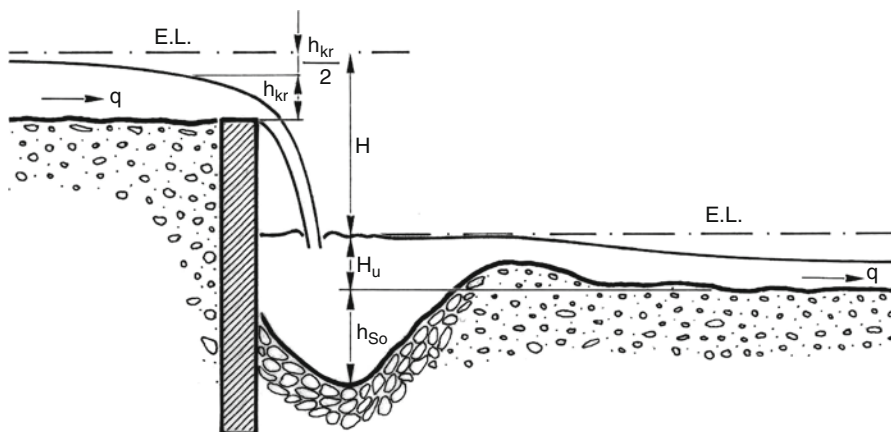


Abb. 4.17 Kolk am Fuß einer Wildbachsperre

lich. Aufgrund von Modellversuchen ist u. a. die folgende Formel entwickelt worden (Abb. 4.17) (s. auch Hoffmans u. Verheij 1997):

$$S_o = 0,88 \cdot \frac{H^{0,343} \cdot q_{\max}^{0,686}}{d_{95}^{0,372}} \text{ [m]}$$

mit

$S_o = H_u + h_{S_o}$	größte Wassertiefe im Kolk [m]
$H_u = h_u + h_{S_o}$	spezifische Energie im Unterwasser [m]
S_o	Kolkttiefe [m]
$q_{\max}$	maximaler spezifischer Abfluss pro Meter Gerinnebreite [$\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$]
d_{95}	Korngröße, die von 95 Gewichtsprozenten der Geschiebemischung erreicht wird [m]
H	Höhendifferenz der Energielinien zwischen der Energielinie im Oberwasser E.L.-oben und Energielinie im Unterwasser E.L.-unten [m]

Die berechneten Kolkttiefen sind allerdings zu groß, denn sie entsprechen dem Endzustand nach langer Einwirkungszeit des Überfallstrahles ohne Geschiebezufuhr (Bergmeister et al. 2009).

Die wirklichen Kolkttiefen fallen je nach Menge des zugeführten Geschiebes um 15 bis 50 % geringer aus. Sind infolge feinen Geschiebes tiefe Kolke zu erwarten, kann das durch Auffüllen mit großen Blöcken oder mit einer groben Sohlenpflasterung verhindert werden.

Wildbachsperren werden mit Öffnungen (sog. *Dolen*) versehen (Abb. 4.12). Diese runden oder rechteckigen Öffnungen dienen in der Bauzeit der Wasserhaltung und -ableitung. Später, wenn die Sperre hinterfüllt und das Bachbett kolmatiert ist, entwässern die Dolen den Verlandungskörper und die angrenzenden Seitenhänge. Der hydrostatische Druck auf die Sperre wird hierdurch abgemindert.

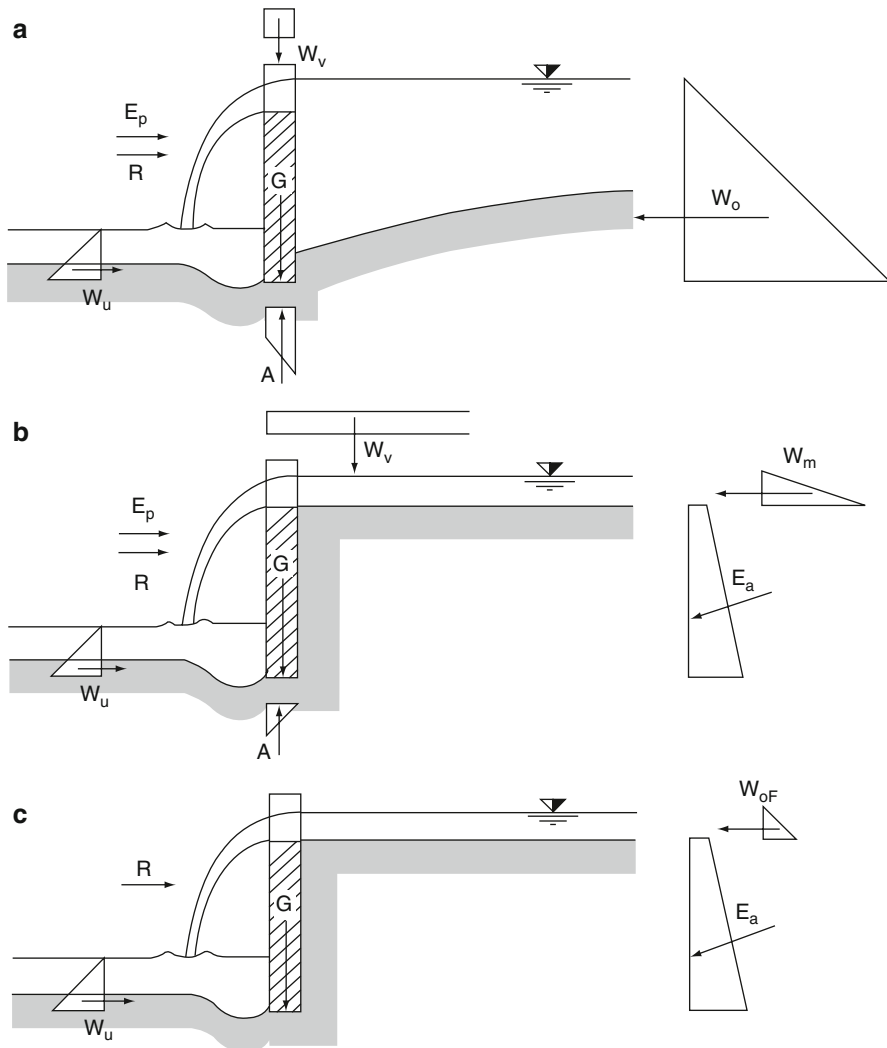
Es gibt Sperren aus Rundholz, Mauerwerk, Beton, Metallprofilen. Holzsperrern werden oft als Steinkästen ausgeführt, d. h. nach dem Bau mit Blöcken und Geröll gefüllt.

In der Mehrzahl werden die Wildbachsperren heute aus Gründen der Wirtschaftlichkeit und der Statik in unverkleidetem Beton hergestellt. Bei harten Feststoffmaterialien erhält der Abflussquerschnitt eine Natursteinverkleidung und die Betonkanten werden mit Stahlprofilen geschützt (Abb. 4.16).

In einzelnen Fällen werden auch Sperren aus vorfabrizierten Betonelementen gebaut. An schwer zugänglichen Orten in bewaldeten Gebieten drängt sich Holz als Baustoff auf. Eine andere Möglichkeit, ohne großen Aufwand kleinere Sperren zu bauen, besteht im Auffüllen von Drahtschotterkörben mit Geröll.

Statik der Wildbachsperren. Für die statische Berechnung der Wildbachsperren werden gewöhnlich drei Lastfälle betrachtet (Abb. 4.18):

- vor der Hinterfüllung mit Gesteinsmaterial, also unmittelbar nach der Fertigstellung (Abb. 4.18a),



Legende:

- W_o voller oberwasserseitiger Wasserdruck
- W_u unterwasserseitiger Wasserdruck (wird meistens vernachlässigt)
- W_v Wasserauflast auf die Sperre (wird meistens vernachlässigt)
- W_m Murgangdruck auf die Sperre (Annahme: dreifacher Wasserdruck)
- W_{oF} oberwasserseitiger Wasserdruck auf die Sperrenflügel
- A Auftrieb (bei schmalen Sperren vernachlässigt)
- E_p Widerstand der Talflanken passiver Erddruck
- E_a aktiver Erddruck
- R Reibung an den Talflanken
- G Gewicht der Sperre

Abb. 4.18 Die drei maßgeblichen Lastfälle für die statische Berechnung der Wildbachsperren

- nach der kolmatierten Hinterfüllung (Kolmatierung: natürliche Abdichtung der Bachsohle) und bei einem Murgangstoß auf die Sperrenflügel (Abb. 4.18b),
- nach der kolmatierten Hinterfüllung und bei unterwasserseitig abgerutschten oder erodierten Talflanken (Katastrophenfall) (Abb. 4.18c).

Die statische Berechnung umfasst in erster Linie den Nachweis der Stabilität der Sperre als Ganzes. Sperren aus unbewehrtem oder bewehrtem Beton wirken, wenn sie nicht zu lang sind, statisch wie waagerechte Balken oder Bögen bzw. wie Platten oder Schalen, die sich auf die Talflanken abstützen.

Lange gerade Sperren wirken als Stützmauern und weisen dementsprechend beträchtliche Querschnittsabmessungen auf. Untersucht werden die Kipp- und Gleitsicherheit sowie die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch. Die Ansätze ähneln denjenigen für die *Stauwehre* (s. Abschn. 4.2.1).

Der Nachweis der Bruchsicherheit der Sperren erfolgt nach den üblichen Regeln der Baustatik. Sowohl die geraden als auch die gebogenen Sperren werden gewöhnlich entsprechend Abb. 4.19 in horizontale Elemente aufgeteilt, die nach der Stabwerkstatik berechnet werden. Dadurch werden jedoch die Sperrenflügel nicht erfasst; diese werden deshalb als senkrechte Kragarme des darunter liegenden Sperrenkörpers betrachtet. Die Berechnung nach der Platten- und Schalenstatik ist aufwändiger, aber genauer. Sie gestattet bei Betonsperren im Allgemeinen erhebliche Einsparungen an Bewehrungsstahl.

Ergibt der Nachweis eine ungenügende Sicherheit gegen Kippen oder Gleiten, so besteht die Möglichkeit die Sperre auf der Talseite, ähnlich einer Pfeilerkopf-Staumauer, mittels zweier Pfeiler abzustützen (Abb. 4.20). Eventuell kann die Konstruktion unterwasserseitig durch einen Querriegel, der als Gegensperre wirkt und den Abschluss eines Tosbeckens bildet, noch verstärkt werden.

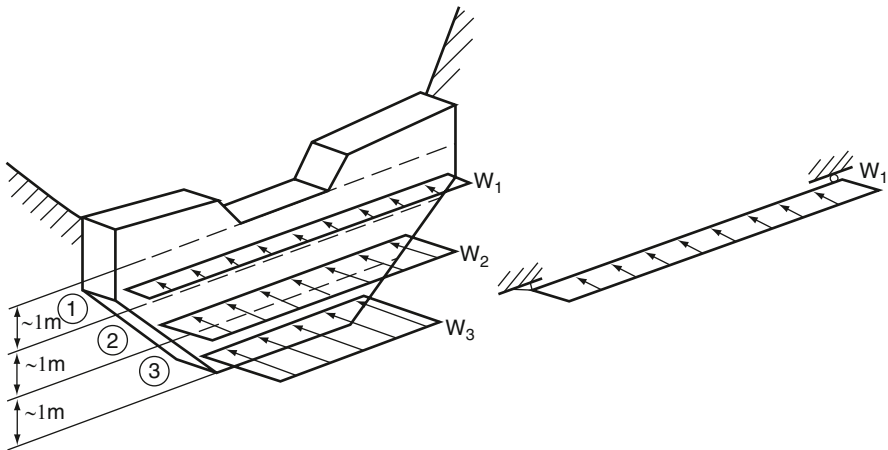
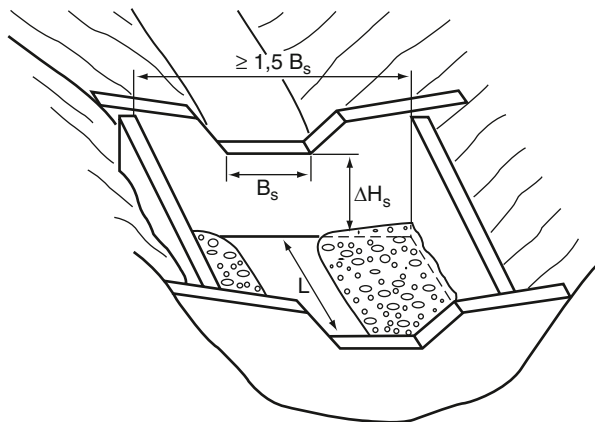


Abb. 4.19 Nachweis der Bruchsicherheit der Sperre. Aufteilung einer geraden Sperre in horizontale Streifen, die als einfache Balken berechnet werden

Abb. 4.20 Wildbachsperre mit scheibenartigen Stützpfeilern. Gegensperre und dazwischenliegendem Tosbecken



Der minimale Abstand zwischen Hauptsperre und Gegensperre, die Tosbeckenlänge L , lässt sich nach der folgenden Formel bemessen:

$$L = \frac{4}{3} \cdot q_{\max} \cdot \Delta H_s^{0,5} \text{ [m]}$$

mit

L	Tosbeckenlänge [m]
$q_{\max}$	maximaler spezifischer Abfluss [$\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$]
ΔH_s	Höhendifferenz zwischen den beiden Sperrenkronen [m]

Fixierung des Wildbachbetts mit Schalen. In Erosionsstrecken ist die Fixierung des Bachbetts auch mittels einer durchgehenden Schale möglich. Der Flächenbedarf dieser Bauweise ist vergleichsweise gering.

Steile Wildbäche werden in Ortslagen unter Berücksichtigung der knappen Platzverhältnisse und der kostbaren Flächen vielfach in Schalen verlegt, denn diese sind dort oft wirtschaftlicher als Sperrentreppen. Sie zeichnen sich durch ein hohes Abfluss- und Geschiebetransportvermögen aus, sind aber infolge der hohen Fließgeschwindigkeiten stark dem Abschleiß (sog. *Abrasion*) ausgesetzt und sollten wegen des schießenden Abflusses keine starken Krümmungen aufweisen.

Das Abflussprofil ist rechteckig, trapezförmig oder gleicht einer halbkreisförmigen Wanne (Abb. 4.21). Das vorab erstellte Betongerinne wird im Querverband mit ausgesuchten Natursteinquadern belegt.

Die Fugen in der Falllinienrichtung sind somit kurz und weniger anfällig gegen Abrasion. Sie sollen eng sein und werden mit Hartmörtel ausgefüllt. Querliegende Stützgurte und Abschlussbauwerke sichern die Schale vor dem Abgleiten.

Schutz der Ufer durch Leitwerke und Buhnen. Auf grobblockiger Sohle neigt der Wildbach, insbesondere an der Kurvenaußenseite, zur Seitenerosion. Gefährdete Stellen können mit *Leitwerken* (u. a. Ufermauern, Drahtschotterkörben- oder Walzen) (s. Abb. 4.22) oder mit *Buhnen* (u. a. Sporen, Schildkröten, Elefantenrücken)

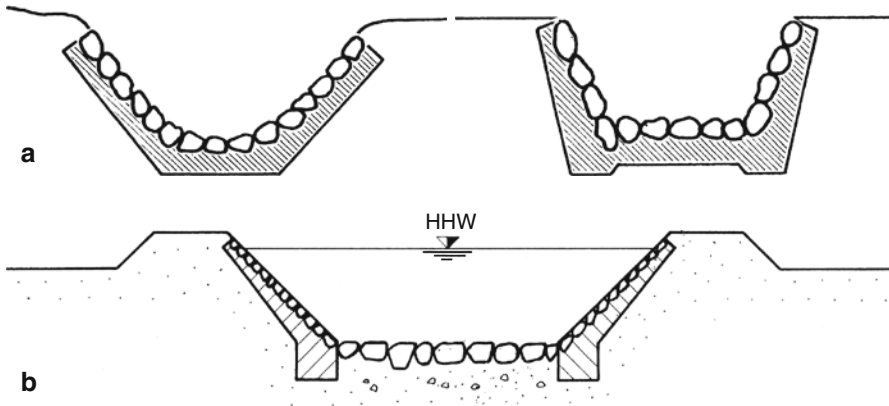


Abb. 4.21 Querschnitte von Wildbachschalen aus Steinsätzen in Beton verlegt. **a** Halbrundschale eines kleineren Baches, **b** trapezförmige Schale eines großen, hoch liegenden Bachs mit Ufersicherungen

gegen Uferabbrüche geschützt werden (s. Abb. 4.23). Je nach Einbau kann mit derartigen Bauwerken die Hauptströmung auf die Gerinnemitte konzentriert werden, so dass die Gewässerberandungen nicht einem kontinuierlichen Strömungsangriff ausgesetzt sind.

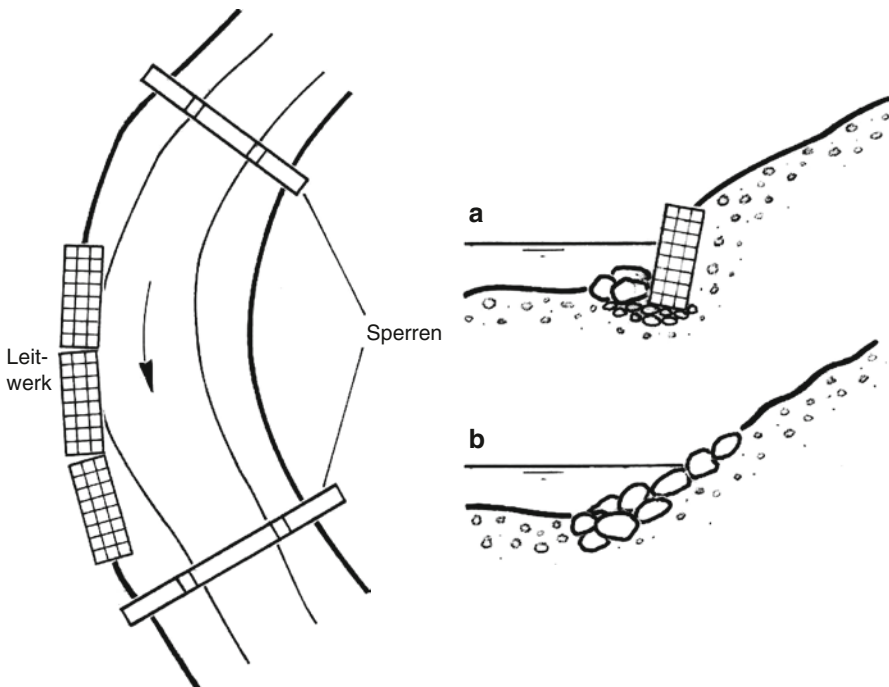


Abb. 4.22 Befestigung des Prallhangs mittels Leitwerken. **a** Drahtschotterkörbe, **b** Blockschüttung

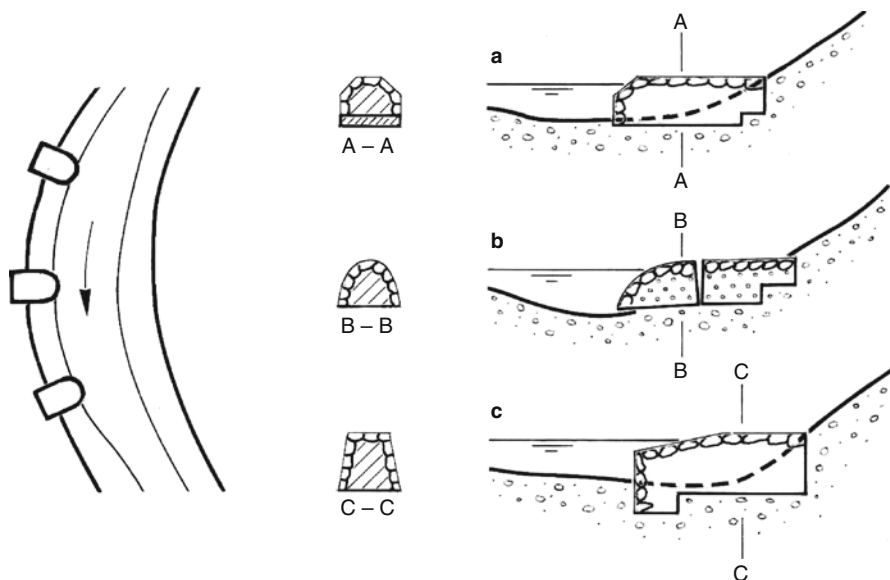


Abb. 4.23 Schutz der Kurvenaußenseite vor der Seitenerosion durch **a** Elefantenrücken, **b** Steinbühnen, **c** Sporen

Sicherung der Sohlenlage durch Grundswellen. Sind keine hohen Sperren zur Sicherung der Sohlenlage erforderlich, ist aber die Sohle dennoch erosionsgefährdet, so kann ihr mittels Grundswellen (niedrige Sperren) Halt gegeben werden (Abb. 4.24). Die Flügel dieser Querwerke verhindern die Seitenerosion.

Stabilisierung der Hänge durch Lebendverbau. Pflanzen erfüllen eine mehrfache Schutzwirkung. Sie vermindern und verzögern den Abfluss durch Rückhalt und Verdunstung der Niederschläge, bewehren den Boden mit ihren Wurzeln und wirken, indem sie dem Boden Wasser entziehen, gegen dessen Vernässung. Im Gegensatz zu beschädigten Verbauungen aus totem Materialien, können sich Pflanzen zudem selbst regenerieren.

Hänge mit Neigungen bis zum natürlichen Böschungswinkel von etwa 28 bis 35° werden mit Weidenstecklingen und Erlen bestockt. Weidensträucher durchwurzeln

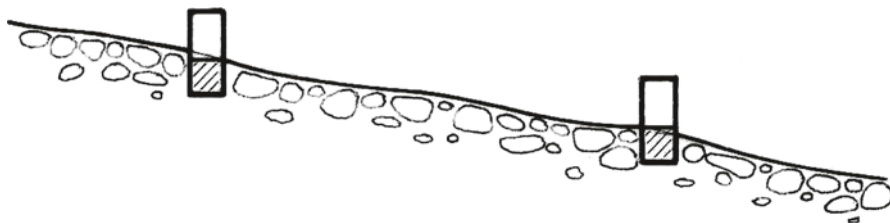


Abb. 4.24 Fixierung der Sohlenlage durch Grundswellen

bei ausreichend Feuchtigkeit den Boden rasch und halten ihn zusammen. Für den Erhalt der Bepflanzung sind jedoch genügend Sonnenlicht und Wärme wesentlich.

Schattenwurf durch angrenzenden Hochwald wirkt sich auf die Entwicklung ungünstig aus. Erwünscht ist, dass die anfängliche Monokultur durch eine reichhaltige Pflanzenvielfalt ergänzt und abgelöst wird.

Mit zusätzlichen Bepflanzungen mit standortgerechten Straucharten kann dieser Prozess unterstützt werden. Die Pflanzenwahl und der Einbau der Pflanzen sollte, um einen Erfolg sicher zu stellen, von einem diesbezüglich erfahrenen Bauleiter betreut bzw. überwacht werden.

Übersteile Böschungen lassen sich allein mit Bepflanzungen kaum stabilisieren. Entweder ist eine Abflachung bis auf den natürlichen Böschungswinkel erforderlich oder, wo dies nicht möglich ist, der Einsatz besonderer baulicher Mittel. Dazu zählen u. a. Flechtwerke, Faschinenbauten, Verpfählungen, Verlegung von Drahtgeflechtem, Drahtschotterkörbe, kleine Stützmauern) (s. Abb. 4.26).

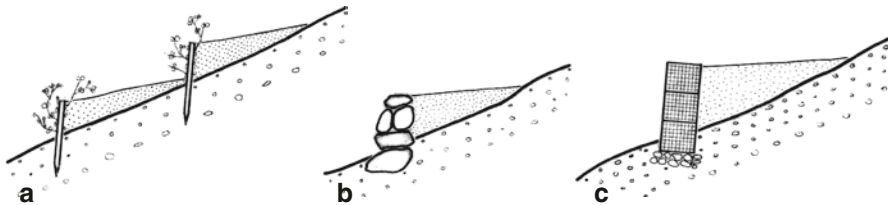


Abb. 4.25 Hangsicherung. **a** Flechtzäune mit ausschlagenden Weidenpfählen, **b** Trockenmauer aus Natursteinen, **c** Drahtschotterkörbe

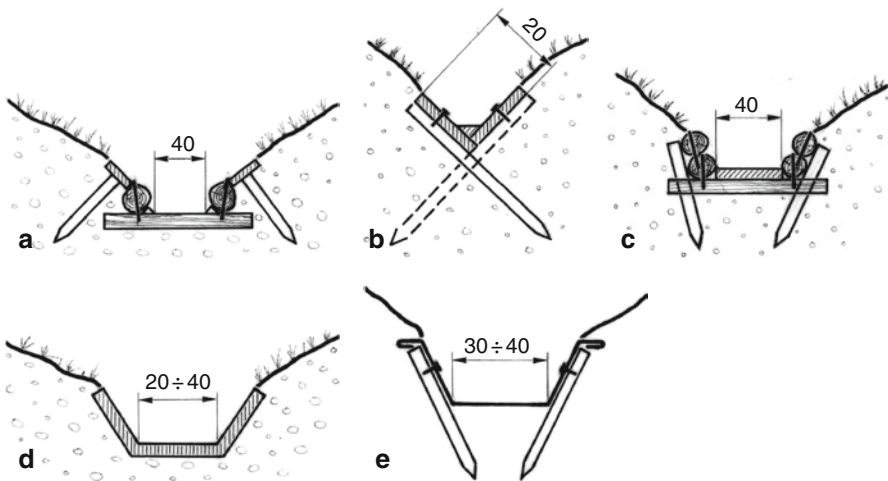


Abb. 4.26 Känneltypen für Hangentwässerungen. **a** Rundholzkännel mit Böschungsschutz, **b** Dreieckskännel aus Holz, **c** Rundholz-Trapezkännel, **d** Beton-Bachschale, **e** Blechkännel

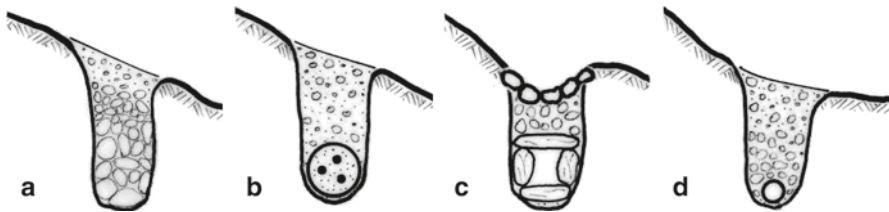


Abb. 4.27 Sickergräben. **a** Sickerschlitz mit Steinfüllung, **b** mit Faschinen, **c** Steindrän mit überlagerter Fangmulde, **d** Rohrdrän mit Kiesfilter und gelochtem Kunststoffrohr

Stabilisierung durch Hangentwässerung. Durch Wasserentzug wird das Gewicht des Hangmaterials vermindert, die Kohäsion des Rutschmaterials vergrößert, die Schmierung von Gleitflächen erschwert. Der stabilisierte Hang führt dem Gewässer folglich weniger Geschiebe zu. Das entsprechende Entwässerungssystem muss sich sowohl nach den vorhandenen natürlichen Rinnsalen und Quellen als auch nach künstlichen Gerinnen (u. a. Abwassereinleitungen, Brunnen, Ausmündungen von Dräns) richten. Die Wasserableitung soll möglichst ohne jede Durchnässung des Bodens erfolgen.

Als Entwässerungsleitungen kommen offene Gräben mit und ohne Sohlensicherung in Form von *Känneln* (= kleine, vorgefertigte Kanäle) (s. Abb. 4.26), Sickerschlitz- und -rohre (s. Abb. 4.27) sowie Dränungen (Abschn. 7.2.2) mit Zement-, Ton-, Faserzement-, Metall- oder Kunststoffrohren in Betracht. Kriechbewegungen des Hanges gefährden die Funktionsfähigkeit der Entwässerungsleitungen.

Maßnahmen auf dem Schwemmkegel. Schwemmkegel und ebene Talböden sind der Überflutungsgefahr durch Wildbäche besonders ausgesetzt. Der Hauptgrund liegt darin, dass dort die Schleppkraft der Wildbäche mit dem abnehmenden Gefälle nachlässt und die Gerinne verlanden, so dass extreme Abflüsse schließlich über die Ufer treten. Um dieser Gefahr zu begegnen, bieten sich unterschiedliche Lösungen an.

Verbesserung der Ablaufrinne. Auf dem Schwemmkegel muss das Geschiebetransportvermögen durch die Konzentration des Abflusses auf ein schmales Gerinne erhöht werden. Meistens wird eine gestreckte oder leicht geschweifte Linienführung des Gerinnes gewählt. Die hohen Fließgeschwindigkeiten und der Abrieb durch das Geschiebe bedingen ein natursteinverkleidetes Schalenprofil. Die hoch liegende Wildbachsohle auf dem Schwemmkegel erfordert oft auf beiden Seiten des Gerinnes Hochwasserdeiche.

Errichtung eines Geschiebeablagerungsplatzes. Auf ebenen Talböden ist der Weitertransport des Geschiebes nicht mehr gewährleistet. Am Fuße der Talflanke, beim Gefälleknick zwischen der eigentlichen Wildbachstrecke und der Flachstrecke, muss deshalb ein Geschiebeablagerungsplatz (u. a. Geschiebefang, Geschieberückhaltebecken, Kiesfang) angeordnet werden.

In der Talebene besteht ein Geschiebeablagerungsplatz aus einem eingedämmten Becken mit einer besonderen Sperre als Abschlussbauwerk. Die Form hängt von den örtlichen Verhältnissen ab. Gewöhnlich entspricht sie einer Birne, die vom

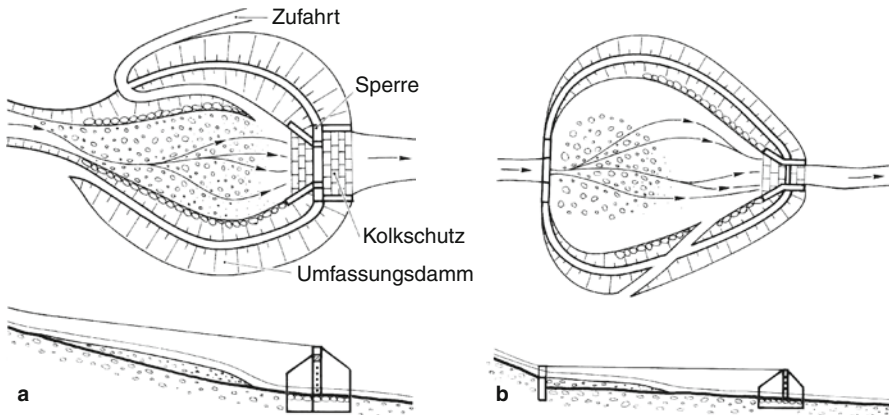


Abb. 4.28 Geschiebeablagerungsplätze mit Umfassungsdamm. **a** bei steilem Zulaufgerinne kann auf einen Absturz verzichtet werden, **b** ist das Zulaufgerinne weniger steil, so sorgt der Absturz dafür, dass der Rückstau und damit die Ablagerungen nicht bis ins Gerinne hinein reichen

Stiel oder von der Breitseite her beschickt wird (s. Abb. 4.28a, b). Der Auslauf, und manchmal auch der Zulaufquerschnitt, sind durch Sperren festgelegt. Liegt der Standort des Ablagerungsplatzes noch im Tal des Wildbachs, lässt sich dieser Platz dort durch eine besondere Sperre schaffen.

Die Bemessung des Beckeninhalts richtet sich nach dem Geschiebeanfall. Zu unterscheiden ist zwischen dem Geschieberegime murgangsfähiger Wildbäche, die das Geschiebe in extremen Schüben transportieren, und Wildbächen mit eher kontinuierlicher Geschiebeführung.

Der Geschiebeanfall kann über den Gebirgsabtrag im Einzugsgebiet ermittelt werden. Auf der Grundlage von Deltavermessungen, vergleichenden topografischen Aufnahmen an Schuttkegeln oder Baggerungen aus Geschiebeablagerungsplätzen stehen Erfahrungswerte zur Verfügung, die allerdings in weiten Grenzen variieren.

Die Geschiebefrachten außergewöhnlicher Murgangsereignisse erreichen Werte bis über $20.000 \text{ m}^3/\text{km}^2$ oder mehr als 20 mm Gebirgsabtrag.

Im Alpenraum beträgt der Gebirgsabtrag je nach Einzugsgebiet durchschnittlich 0,1 bis 0,6 mm/Jahr; außerhalb liegt er noch in der Größenordnung von 0,01 mm/Jahr.

Soll der Geschiebeablagerungsplatz seinen Zweck auch bei Extremereignissen erfüllen, so ist sein Rückhaltevolumen auf ein Vielfaches der mittleren jährlichen Geschiebefracht zu bemessen. Ebenso wesentlich für die Funktionstüchtigkeit ist eine periodische und rechtzeitige Räumung, wozu eine Zufahrt erforderlich ist (Abb. 4.29).

Die Betriebsweise der Geschiebeablagerungsplätze ist unterschiedlich, je nachdem, welcher Anteil der Geschiebefracht für wie lange zurückgehalten werden soll.

Es gibt zwei Typen von Abschlussbauwerke (s. Abb. 4.29):

- Rückhaltesperren und
- Dosiersperren

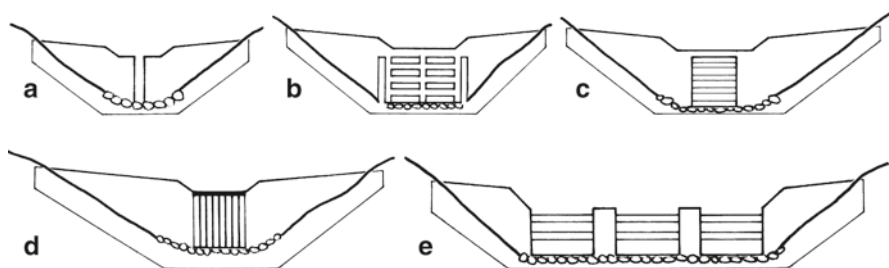


Abb. 4.29 Offene Sperren als Abschlussbauwerke von Geschiebeablagungsplätzen. **a** Schlitzsperre, **b** großdölige Sperre, **c** Balkensperre, **d** Rechensperre, **e** Pfeilerbalkensperre

Rückhaltesperren werden an Wildbächen erstellt, deren Unterlauf nur noch ein sehr geringes Geschiebetransportvermögen aufweisen. Sie halten alle Ablagerungen bis zu deren Räumung zurück. *Dosiersperren* eignen sich für den vorübergehenden Rückhalt von verhältnismässig feinem Geschiebe an Bächen mit einem beschränkten Transportvermögen. Nach dem Eintreffen eines Murgangs oder eines normalen Hochwassers mit Geschiebetransport werden die Ablagerungen durch den abklingenden Abfluss langsam wieder abgetragen und durch die Öffnungen der Sperre (u. a. Schlitz, große Dolen, Pfeileröffnungen, grobe Rechen) in dosierten Mengen an den Unterlauf des Wildbachs weitergegeben.

Gestaltung der Einmündung in den Vorfluter: Die *Einmündung des Wildbachs* in den Vorfluter sollte unter einem spitzen Winkel in Fließrichtung erfolgen (Abb. 4.30). Unter Ausnutzung des Strömungsimpulses ist so der Weitertransport des Geschiebes am besten gewährleistet.

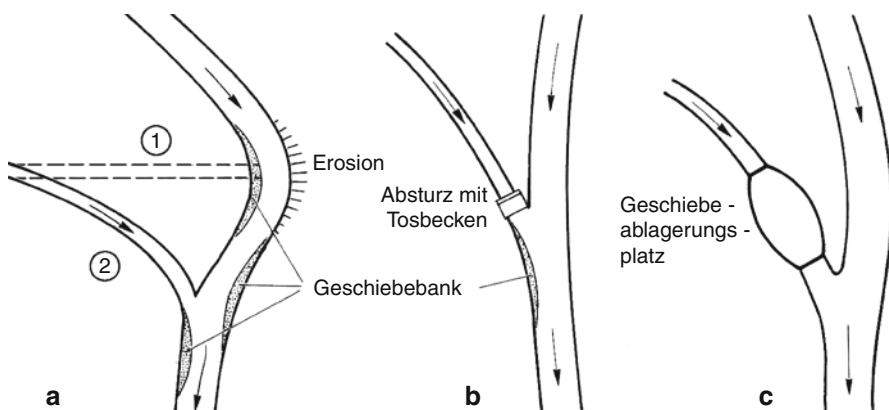


Abb. 4.30 Einleitung eines Wildbachs in einen Talfluss (Vorfluter). **a** Die Mündung gemäß Variante 2 gewährleistet den Weitertransport des Geschiebes besser als Variante 1, **b** der Absturz mit Tosbecken vermindert die Erosionsgefahr im Vorfluter, **c** der Geschiebeablagungsplatz (Flusssandfang, Geschiebedepot) verhindert Ablagerungen auf der Flusssohle

Bei senkrechter Einmündung besteht die Gefahr starker Geschiebeablagerungen und rückgestautem Vorfluter. In der Folge kann der abgedrängte Fluss das Gegenufer angreifen. Oft wird die Mündung dann durch eine Schwelle oder eine kleine Sperre fixiert.

Greift der Wildbach die Ufer des Vorfluters an, so muss die Wildbachströmung durch ein eigentliches Absturzbauwerk oder eine Trompetenmündung gebremst werden. Notfalls sind die Ufer des Vorfluters durch grobe Blöcke zusätzlich zu schützen.

4.2 Wehre

Wehre gehören zu den Querbauwerken und dienen der Regulierung bzw. Kontrolle des Wasserabflusses (Strobl u. Zunic 2006; Bauhaus-Universität Weimar 2007). Sie sind reine Nutzbauten, die für die vorgesehenen Nutzungen die erforderlichen Bedingungen sicherstellen.

Meist wird Wasser aufgestaut (sog. *Stauanlagen*), um zum Beispiel eine genügende Fahrwassertiefe für die Schifffahrt zu gewährleisten, ausreichende Fallhöhen für die Wasserkraftnutzung zu gewinnen oder Wasser einer Wasserentnahme (sog. *Wasserfassung*) zuzuführen, die wiederum eine Wasserkraftanlage oder andere Wasserabnehmer (u. a. Wasserversorgung, Schifffahrtskanäle) mit Wasser versorgt.

Das *Stauwehr* – kurz als *Wehr* bezeichnet – staut den Wasserspiegel bis flussaufwärts zur Stauwurzel an und schafft Bedingungen, unter denen die fassbaren Zuflüsse erhöht werden.

Infolge des Aufstaus wird die Zuströmung verzögert, wodurch längs der Stau-strecke weniger Reibungsverluste entstehen. Diese Einsparung an Energie wird in den Wasserkraftwerken zur Stromproduktion genutzt (s. Abschn. 6.1).

Unterschieden wird zwischen festen und beweglichen Wehren (Abb. 4.31).

Feste Wehre weisen keine mechanischen Einrichtungen auf. Sie sind deshalb betriebssicher und kostengünstiger. Ihr Nachteil besteht darin, dass sie einen Stau erzeugen, der entsprechend dem Abfluss schwankt.

Bewegliche Wehre sind mit Regulierorganen (sog. *Schützen*) versehen, die es erlauben, den Aufstau bei schwankenden Abflüssen in engen Grenzen zu regulieren oder konstant zu halten. Je nach Art der Schützen, gestatten sie auch eine Spülung des Stauraums, um Geschiebe und abgelagerte Schwebstoffe zu entfernen.

Es werden auch Kombinationen von festen und beweglichen Wehren gebaut. Gewöhnlich liegt ein längeres festes Wehr mit einem kurzen beweglichen Wehr in der gleichen Flucht.

Das *Tiroler-Wehr* kann als Sonderbauweise eines festen Wehres betrachtet werden.

4.2.1 Feste Wehre

Feste Wehre bestehen aus einer *Wehrschwelle* mit *Überfallkrone* und *Überfallrücken*, einem *Tosbecken* mit Gegenschwelle und allenfalls mit Zahnschwellen sowie

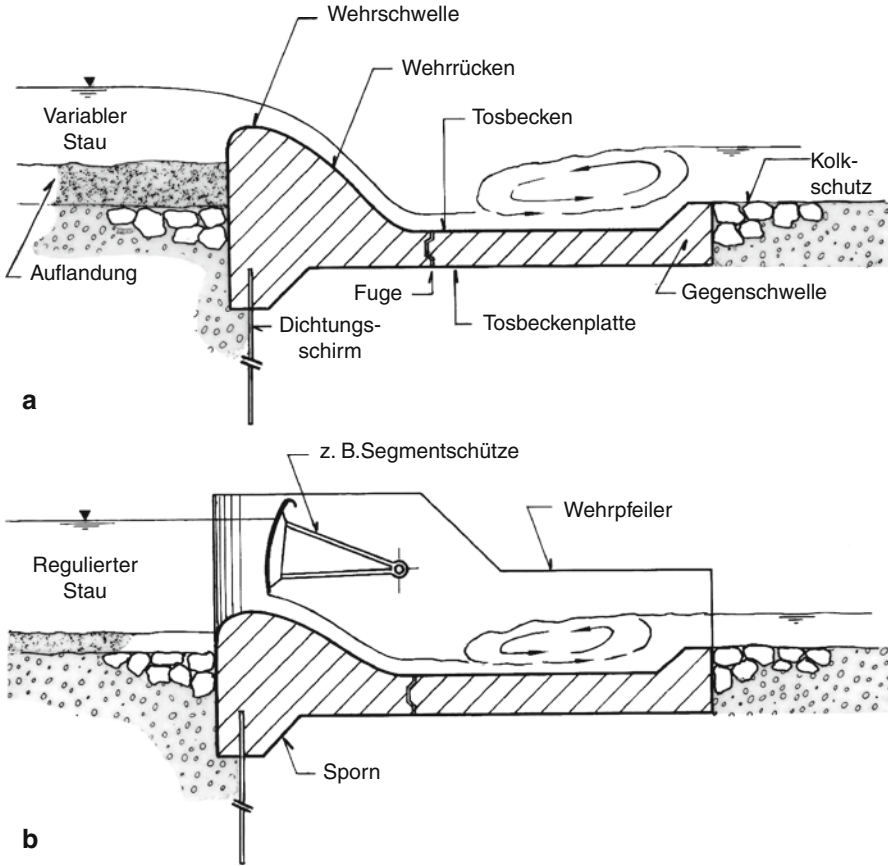


Abb. 4.31 Querschnitt durch **a** ein festes Wehr und **b** ein bewegliches Wehr

einem anschließenden *Kolk* (Abb. 4.31a). Die *Schwelle* wird in der Regel rechtwinklig zum Fließverlauf des Gewässers angeordnet (s. Abb. 4.32a).

Als Alternative wurden auch schon *schiefe Wehre* gebaut (Abb. 4.32b). Diese weisen den Vorteil einer längeren Überfallkrone auf. Jedoch ist ihre Abflussleistung wegen des geringeren Überfallbeiwerts nicht entsprechend größer. Zudem erzeugt

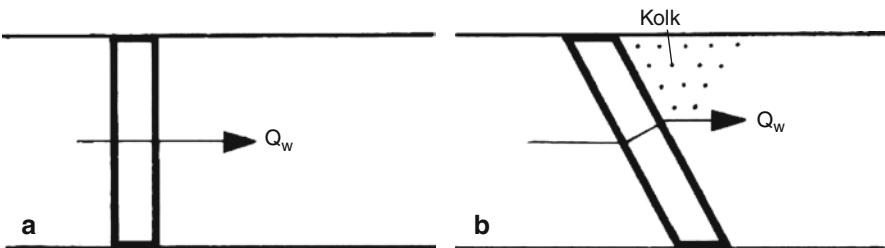


Abb. 4.32 Lageplan eines festen Wehres. **a** Normales Wehr, **b** schiefes Wehr

die Umlenkung der Strömung zusätzliche Erosionsprobleme an den Gewässerberandungen (u. a. *Uferkolk*).

Feste Wehre werden meist aus Beton, seltener aus Mauerwerk erstellt. Um die dem Abschleiß ausgesetzten Partien zu schützen, wird eventuell ein besonderer Abrasionsschutz aufgebracht. In Frage kommen entweder ein qualitativ hochwertiger Beton mit höherem Zementgehalt, Hartzuschlagsstoffen und oberflächlicher Netzarmierung oder eine Verkleidung aus Steinquadern (Granit, eventuell Basalt), Keramikplatten, Stahlbleche und (bei kleineren Anlagen) aus Holzklötzen und Brettern.

Normales Wehr. Das feste Wehr muss derart konstruiert werden, dass es drei Bedingungen erfüllt:

- Die Bemessungsabflüsse sollen problemlos abgeführt werden. Hierbei ist eine zweistufige Bemessung notwendig. Einerseits sollen die nutzungsbedingten Abflüsse realisiert und abgeführt werden können (sog. *Nutzungsaspekt*). Andererseits muss das Wehr auch den Anforderungen des Bemessungshochwassers (sog. *Sicherheitsaspekt*) gewachsen sein.
- Die Schwelle soll keinem Sog ausgesetzt werden.
- Die Umwandlung der Strömungsenergie im Tosbecken soll derart geschehen, dass weder das Wehr, noch das Tosbecken und das anschließende Gewässerbett durch Erosion gefährdet werden.

Hydraulische Bemessung der Wehrschwelle. Ausgehend vom Bemessungsdurchfluss Q_B wird in einem ersten Bemessungsschritt die Höhenlage der Schwelle ermittelt und in einem zweiten Schritt die Form des Wehrrückens.

Schritt 1:

Mit Hilfe einer Überfallformel wird die Größe H_B berechnet (s. u. a. Wendehorst 2007; Schneider 2008). Für den *vollkommenen Überfall* mit hydrodynamisch geformtem Wehrrücken kann die Abflussformel von Poleni verwendet werden:

$$Q_B = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H_B^{3/2} \text{ [m}^3\text{/s]} \quad \frac{v_o^2}{2g} \cong 0 \text{ [m]}$$

mit

Q_B	Bemessungsabfluss [m ³ /s]
μ	Überfallbeiwert ($\sim 0,75$) [-]
b	Wehrbreite [m]
H_B	Überfallhöhe [m]
v_o	mittlere Zuflussgeschwindigkeit [m/s]

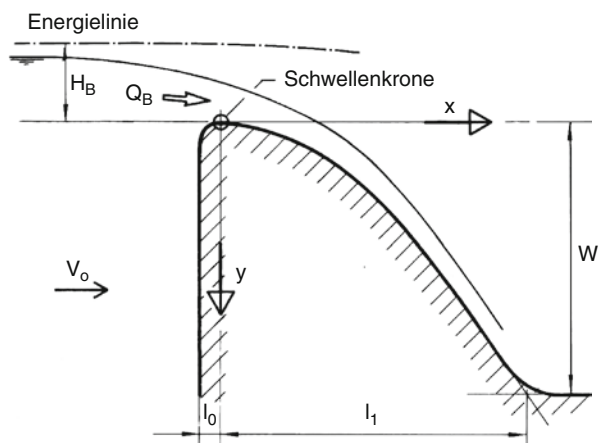
Schritt 2:

Von der Schwellenkronen ausgehend kann die Form des Wehrrückens beispielsweise nach der Formel des amerikanischen *United States Army Corps of Engineers* (USCE) errechnet werden. Mit den Bezeichnungen von Abb. 4.33 gilt dann:

$$x^{1,85} = 2 \cdot H_B^{0,85} \cdot y \text{ [m]}$$

$$l_1^{1,85} = 2 \cdot H_B^{0,85} \cdot w \text{ [m]}$$

Abb. 4.33 Schwellenform. Bezeichnungen für die Wehrkonturen (Schwellenform) nach der United States Army Corps of Engineers-(USCE)-Formel



Für l_0 kann der Wert $0,27 \times H_B$ gewählt, die zugehörige Rundung geschätzt werden. Bei der in Abb. 4.33 dargestellten Form des Wehrrückens tritt beim Bemessungsdurchfluss Q_B auf der Wehrrückwand weder ein Sog noch ein Druck auf. Bei geringeren Abflüssen als dem Bemessungsabfluss entsteht ein Druck, d. h. es macht sich eine Auflast bemerkbar. Umgekehrt würde sich bei höheren Abflüssen ein Sog ausbilden. Optimale Strömungsverhältnisse stellen sich also nur beim Bemessungsabfluss ein.

Hydraulische Bemessung des Tosbeckens. Es wird wiederum der Bemessungsdurchfluss Q_B zugrunde gelegt. Zudem wird vorausgesetzt, dass der Abfluss im unverbauten Fluss und damit auch im Unterwasser des Wehres strömend erfolgt (wie es in der Praxis meist der Fall ist). Das bedeutet, dass der über dem Wehrrücken naturgemäß schießende Abfluss im Bereich des Tosbeckens in einen strömenden Abfluss übergeht, so dass sich dort ein *Wechselsprung* ausbildet (Abb. 4.34).

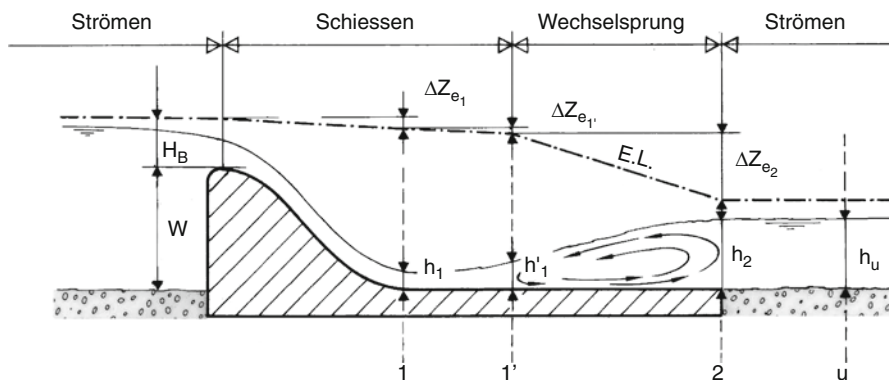


Abb. 4.34 Festes Wehr. Lage des Wasserspiegels und der Energielinie (EL)

Die hydraulische Berechnung erfordert drei Schritte:

Schritt 1:

Ausgehend von der bekannten Energiehöhe über der Schwellenkronen wird, weil *Schießen* herrscht, flussabwärts die Wassertiefe h_1 nach Bernoulli berechnet. Es gilt (s. Abb. 4.34):

$$H_B + w = h_1 + \frac{v_1^2}{2g} + \Delta z_{e1} \text{ [m]}$$

mit

H_B	Überfallhöhe [m]
w	Wehrhöhe [m]
h_1	Wassertiefe beim Fließquerschnitt 1 (hier im Tosbecken) [m]
v_1	Geschwindigkeit beim Fließquerschnitt 1 (hier im Tosbecken) [m/s]
Δz_{e1}	Verlusthöhe (etwa 0 bis $0,1 \times v_1^2/2g$) [m]

Im Anschluss wird die zugehörige Stützkraft S_1 bestimmt. Im Rechteckquerschnitt gilt dafür folgende Formulierung:

$$S_1 = \rho \cdot g \frac{b \cdot h_1^2}{2} + \rho \cdot Q \cdot v_1 \text{ [N]}$$

mit

S_1	Stützkraft [N]
ρ	Dichte des Wassers [kg/m^3]
g	Erdbeschleunigung [m/s^2]
b	Wehrbreite [m]
h_1	Wassertiefe beim Fließquerschnitt 1; hier im Tosbecken [m]
Q	Abfluss [m^3/s]
v_1	Geschwindigkeit beim Fließquerschnitt 1; hier im Tosbecken [m/s]

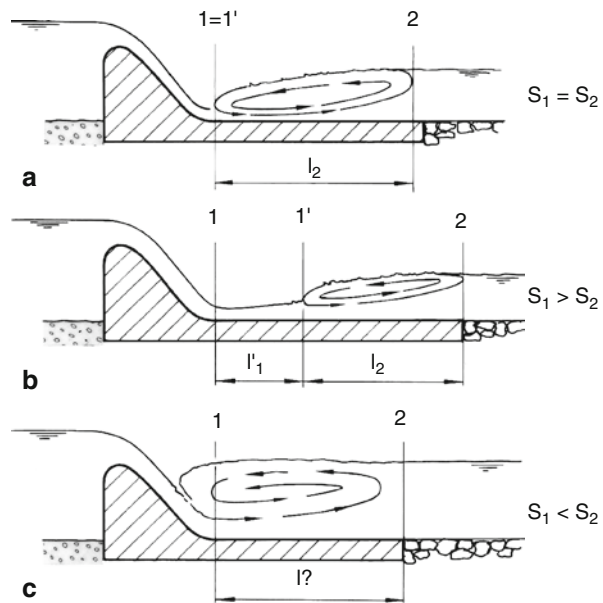
Schritt 2:

Ausgehend von einem bekannten Wasserstand h_u im Unterwasser (UW), wird flussaufwärts (weil Strömen herrscht) die Wassertiefe h_2 am Tosbeckenende mit Hilfe der Bernoulli-Gleichung berechnet. Wenn erforderlich, erfolgt diese Berechnung auch abschnittsweise (z. B. bei einer Veränderung der Gerinnegeometrie).

In gleicher Weise wird die Stützkraft S_2 bestimmt:

$$S_2 = \rho \cdot g \frac{b \cdot h_2^2}{2} + \rho \cdot Q \cdot v_2 \text{ [N]}$$

Abb. 4.35 Orte des *Wechselsprungs* im Tosbecken.
a Wassersprung am Fuß des Wehrrückens, **b** weggedrückter Wassersprung, **c** ertränkter Wassersprung



Schritt 3:

Der Vergleich von S_1 und S_2 führt zu drei Fällen (Abb. 4.35).

Fall a: ($S_1 = S_2$)

Die Größe h_1 stellt die zu h_2 konjugierte Wassertiefe dar. Die Querschnitte 1' und 1 fallen also zusammen. Der Wassersprung beginnt gerade am Fuß des Wehrrückens (s. Abb. 4.35a), was günstig ist. Die Wassersprunglänge l_2 kann anhand von Abb. 4.37 aus der Froude-Zahl:

$$Fr_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g \cdot h_1}} [-]$$

ermittelt werden. Gewöhnlich wird die *Tosbeckenlänge* gleich l_2 gewählt.

Fall b: ($S_1 > S_2$)

Der Wassersprung beginnt nicht am Fuß des Wehrrückens, sondern weiter flussabwärts. Die Strömung wird vom Querschnitt 1 bis zum Querschnitt 1' verzögert (Abb. 4.35b). Der Querschnitt 1' liegt dort, wo $S'_1 = S_2$ wird, beziehungsweise gilt:

$$h'_1 = -\frac{h_2}{2} + \sqrt{\frac{h_2^2}{4} + \frac{2 \cdot Q_B^2}{g \cdot b^2 \cdot h_2}} \text{ [m]}$$

Die Strecke l'_1 ergibt sich aus einer Wasserspiegelberechnung von h_1 ausgehend flussabwärts (weil Schießen herrscht) nach der Bernoulli-Gleichung bis h'_1 erreicht ist. Die Wassersprunglänge l_2 ergibt sich mit Fr'_1 aus Abb. 4.36. Die *Tosbeckenlänge* muss folglich $l'_1 + l_2$ betragen.

Fall c: ($S_1 < S_2$)

Der Wassersprung wird von unterstrom eingestaut (Abb. 4.36c). Der Energieabbau ist in diesem Fall schlecht. Es gibt jedoch keine Formeln, welche die erforderliche Tosbeckenlänge angeben.

Es ist naheliegend, dass der Fall a eher selten ist. Weitaus häufiger vorkommend ist der Fall b. Es lohnt sich deshalb zur entsprechenden Lösung mit langem Tosbecken eine Alternative zu entwickeln. Diese besteht aus der Anordnung einer Gegenschwelle, deren Höhe s wie folgt berechnet werden kann (Abb. 4.37a). Analog zu Schritt 2 wird die Wassertiefe h'_2 am Tosbeckenende bestimmt. Dann wird s geschätzt und h_2 aus $S_2 = S'_2$ ermittelt. Für S'_2 wird eingesetzt:

$$S'_2 = \rho \cdot g \frac{b(h'_2 + s)^2}{2} + \rho \cdot Q \cdot v'_2 \text{ [N]}$$

Abb. 4.36 United States Bureau of Reclamation (USBR)-Diagramm zur Bestimmung der Wassersprunglänge l_2 in horizontalen Rechteckgerinnen. Für den Wertebereich $4 < Fr_1 < 12$ gilt näherungsweise $l_2 = 6 \cdot h_2$

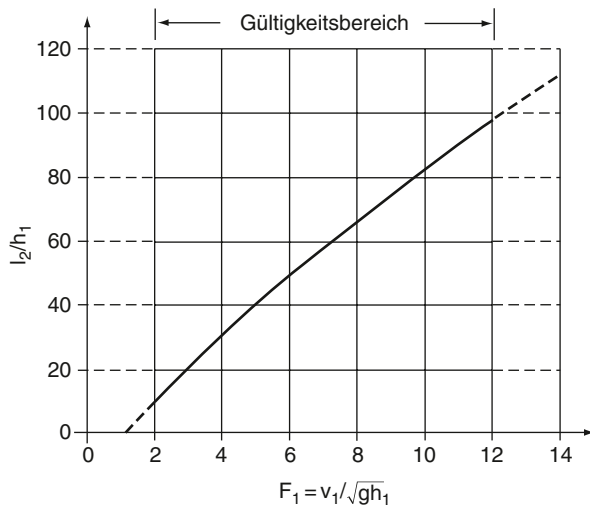


Abb. 4.37 Tosbecken mit **a** Gegenschwelle als Alternative zur Lösung 4.35b, und mit **b** flachem Wehrrücken als Alternative zur Lösung von Abb. 4.35c

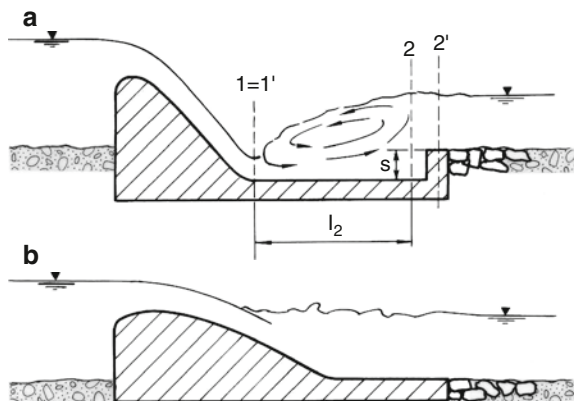
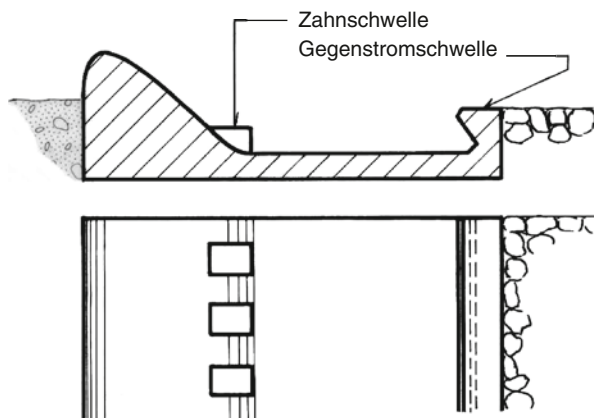


Abb. 4.38 Tosbecken mit Gegenstromschwelle und Zahnschwellen



Nun wird mit Schritt 1 der Wert S_1 neu bestimmt und kontrolliert, ob $S_1 = S_2$ ist. Wenn nicht, wird die Schätzung von s verbessert (iteratives Vorgehen).

Das *Tosbecken* kann noch weiter verkürzt werden, wenn die Gegenstromschwelle als Gegenstromschwelle ausgebildet wird und/oder noch Zahnreihen angebracht werden (Abb. 4.38).

Leider gibt es zu Fall c keine gute Ausführungsalternative. Am ehesten kommt noch die Anordnung eines sehr flachen Wehrrückens infrage (s. Abb. 4.37b). Es ist jedoch festzuhalten, dass Fall c nur bei kleinen Absturzhöhen auftritt und somit nur wenig Strömungsenergie umzuwandeln ist.

Streichwehr. Ein Streichwehr ist ein parallel oder schräg zur Fließrichtung angeordnetes Wehr (s. DIN 4048 Teil 1). Die Abmessungen des Streichwehres werden so gewählt, dass sich eine gute Trennung der Abflüsse einstellt (s. Abb. 4.39):

- Bei $Q_F^* = Q_B$ soll das Streichwehr nicht beaufschlagt werden, so dass $Q_F = Q_B$ wird.
- Ist mehr Wasser als vorgesehen gefasst worden, d. h. $Q_F^* > Q_B$, soll die Differenz, $Q_{sw} = Q_B - Q_F^*$, möglichst vollständig wieder dem Gewässer zugeführt werden, so dass $Q_F \approx Q_B$ wird.

Der über das Streichwehr strömende Abfluss Q_{sw} kann für *Strömen* (und dieser Zustand wird angestrebt) mit Hilfe der folgenden Überfallformel berechnet werden (s. u. a. Wendehorst 2007; Schneider 2008):

$$Q_B = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot \kappa \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot h_m^{3/2} \text{ [m}^3/\text{s]}$$

mit

Q_B Abfluss [m³/s]

μ Überfallbeiwert [-]

κ Abminderungsfaktor ($\kappa = 0,95$ für einen prismatischen Kanal) [-]

L Streichwehrlänge [m]

h_m mittlere Überfallhöhe $h_m = (h_o + h_u)/2$ [m]

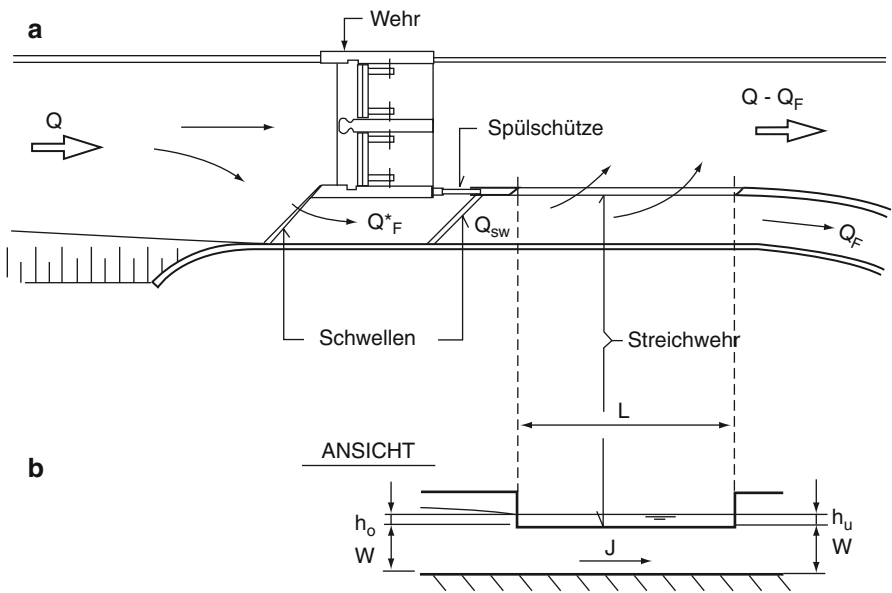


Abb. 4.39 Fassung mit Seitenentnahme und Streichwehr. **a** Lageplan und **b** überhöhter Längsschnitt

Nach Schmidt (1957) gilt für den Fall, dass die Reibungsverlustrhöhe auf der Strecke L im Kanal gerade durch das Sohlgefälle $I \cdot L$ kompensiert wird:

$$h_o = h_u - \xi \cdot \frac{1,1}{2g} (v_o^2 - v_u^2) \text{ [m]}$$

mit

ξ Korrekturbeiwert nach Tab. 4.2

Beispiel (aus Bollrich 2007): Der von der Fassung zum Entsander führende Kanal ist 10 m breit und soll nicht mehr als $Q_B = 12,5 \text{ m}^3/\text{s}$ bei einer Wassertiefe von $w + h_u = 2,0 \text{ m}$ abführen. Bei Hochwasserabflüssen können aber bis zu $20 \text{ m}^3/\text{s}$ in die Fassung eindringen. – Wie lang muss das Streichwehr bei gut ausgebildeter und auf $w = 1,7 \text{ m}$ Höhe liegender Krone sein?

Tab. 4.2 Korrekturbeiwert ξ zur Anpassung der Bernoulli-Gleichung an die Streichwehrströmung. (nach Schmidt 1957)

$h_m/(h_m + w)$	0	0,025	0,05	0,075	0,10	0,125	0,15	0,175	0,20	0,225	0,25	0,275	0,30
für $Q_u > 0$	1,0	1,02	1,06	1,11	1,20	1,20	1,10	1,00	0,94	0,91	0,89	0,88	0,87
für $Q_u = 0$	1,0	0,99	0,98	0,96	0,93	0,87	0,81	0,74	0,70	0,67	0,66	0,64	0,63

Lösung:

Der Sollwert von Q_{sw} ist offensichtlich $20,0 - 12,5 = 7,5 \text{ m}^3/\text{s}$ und die Überfallhöhe:

$$h_u = 2,0 - 1,7 = 0,3 \text{ m.}$$

Nun wird h_o auf 0,2 m geschätzt, so dass

$$h_m = (0,3 + 0,2)/2 = 0,25 \text{ m.}$$

Entsprechend wird der Eingangsparameter für Tab. 4.2:

$$h_m/(h_m + w) = 0,25/(0,25 + 1,70) = 0,128$$

Damit kann für $Q_u > 0$ der Korrekturwert $\xi = 1,19$ abgelesen werden. Mit

$$v_o = \frac{20,0}{10,0 \cdot (1,7 + 0,2)} = 1,053 \text{ m/s}$$

und

$$v_u = \frac{12,5}{10,0 \cdot 2,0} = 0,625 \text{ m/s}$$

wird

$$h_o = 0,30 - 1,19 \cdot \frac{1,1}{19,62} \cdot (1,053^2 - 0,635^2) = 0,252 \text{ m}$$

Dies stimmt nicht mit dem geschätzten Wert von 0,20 m überein, weshalb die Berechnung mit $h_o = 0,252$ wiederholt wird. Man erhält $\xi = 1,16$ und $h_o = 0,257 \approx 0,26 \text{ m}$. Folglich wird $h_m = (0,3 + 0,26)/2 = 0,28 \text{ m}$. Mit $\mu = 0,75$ erhält man durch Auflösung der Überfallformel nach L:

$$L = \frac{Q_{sw}}{\frac{2}{3} \cdot \mu \cdot \kappa \cdot \sqrt{2g} \cdot h_m^{3/2}}$$

$$L = \frac{7,5}{\frac{2}{3} \cdot 0,75 \cdot 0,95 \cdot \sqrt{2g} \cdot 0,228^{3/2}} = 24 \text{ m}$$

Tiroler-Wehr. Das *Tiroler-Wehr* kann als eine Sonderbauweise des festen Wehrs betrachtet werden (s. Abb. 4.40b). Hinsichtlich der Bemessung auf den Hochwasserabfluss wird es ähnlich berechnet. Der Grundrechen für die Wasserfassung befindet sich im Wehrrücken.

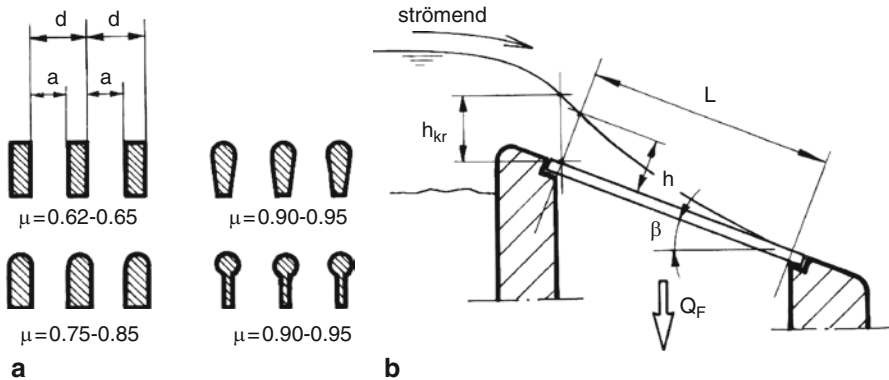


Abb. 4.40 Bemessung eines Tiroler-Wehrs. **a** Durchflussbeiwert für Grundrechen bei verschiedenen Rechenstabformen, **b** Definitionsskizze zur Berechnungsformel

Tiroler-Wehre sind meist in Wildbächen zu finden, die „schießend“ abfließen. Folglich wird es nur ausnahmsweise mit einem Tosbecken kombiniert. Hingegen sollte der Zufluss vor dem Wehr strömend sein und erst am oberen Rechenrand die kritische Tiefe erreichen. Um das zu gewährleisten, wird oberhalb der Fassung oft ein Beruhigungsbecken angeordnet.

Liegt das Tiroler-Wehr an einem Fischgewässer, so ist darauf zu achten, dass sich unterhalb des Wehrs ein Wasserbecken befindet, in welchem abgetriebene Fische schadlos aufgefangen werden können. Durch den Grundrechen in die Fassung fallende Fische sollten die Möglichkeit haben, vom Absetzbecken ins Unterwasser zu gelangen.

Die hydraulische Berechnung des gefassten Abflusses erfolgt beispielsweise nach der Formel von Frank. Falls der Abfluss vollständig durch den Rechen fällt ($Q = Q_F$) gilt für die Anordnung von Abb. 4.40 (s. u. a. Wendehorst 2007; Schneider 2008):

$$Q_F = \frac{2}{3} \cdot c \cdot \mu \cdot b \cdot L \cdot \sqrt{2g \cdot h} \text{ [m}^3/\text{s]}$$

mit

- h Anfangswassertiefe $= \kappa \cdot h_k$ (s. Abb. 4.39) [m]
- h_k kritische Tiefe [m]
- c $0,6 \cdot (a/d) \cdot (\cos \beta)^{3/2}$ (praktisch liegt der Verbauungsgrad (a/d) zwischen 1:2 und 1:3) [-]
- a Spaltweite (20 bis 40 mm) [m]
- d Stababstand (60 bis 100 mm) [m]
- μ Durchflussbeiwert für Rechen (nach Abb. 4.40a) [-]
- b Rechenbreite [m]
- L Rechenlänge [m]
- β Rechenneigung (bei Geschiebeführung mindestens 20°) [-]
- κ Beiwert gemäß Tab. 4.3 [-]

Tab. 4.3 Zur Abschätzung von κ in Funktion von β

$\beta[^\circ]$	0	4	8	12	16	20	24	28
$\tan \beta$	0	0,070	0,141	0,213	0,287	0,367	0,445	0,532
κ	1,0	0,961	0,927	0,894	0,865	0,837	0,812	0,788

Bei der Bemessung der Rechenfläche spielt die Restwasserfrage eine bedeutende Rolle.

Entweder wird das Restwasser Q_R durch eine neben dem Tiroler-Wehr angeordnete Bypass-Öffnung direkt ans Unterwasser weitergeleitet oder es wird gefasst und nachher, durch einen Dosierschieber, in das UW abgegeben.

Im ersten Fall ist $Q_F = Q_B$ einzusetzen, wobei Q_B den Bemessungsdurchfluss der Rechenfläche darstellt, im zweiten Fall $Q_F = Q_B + Q_R$.

Meist ist die Wehrbreite b durch die Anordnung des Tiroler-Wehrs gegeben, während die Rechenlänge L gesucht wird (s. Abb. 4.40b). Bei der Festlegung der Rechenlänge L muss im Hinblick auf die mögliche Verlegung des Rechens ein Zuschlag von mindestens 20 % berücksichtigt werden.

An steinschlag- und felssturzgefährdeten Standorten im Gebirge wird dem feinen Grundrechen ein Grobrechen aus massiven Stahlprofilen überlagert.

Fällt mehr Wasser durch den Rechen, als erwünscht ist, so muss das gefasste Wasser – wie bei der Normalausführung – mittels eines Regulierorgans auf die Ausbaugröße gedrosselt werden.

4.2.2 Bewegliche Wehre

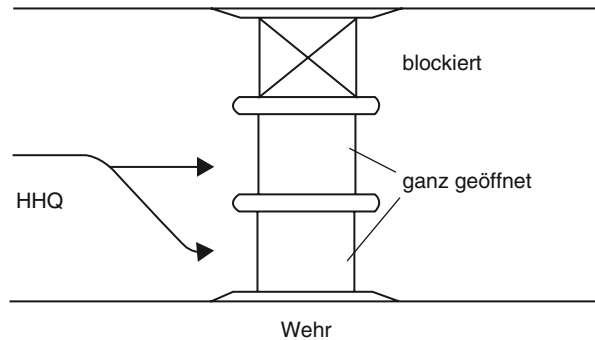
Betrachtet man die Tiefbaumaßnahmen, gleichen die beweglichen Wehre sehr den festen Wehren. Wie in Abb. 4.40 dargestellt, ist der *Wehrkörper* (Wehrschwelle und Tosbecken) bei beiden Bauformen praktisch gleich. Das ist darauf zurückzuführen, dass der Wehrkörper der beweglichen Wehre unter anderem auch für den Fall bemessen werden muss, dass die Schützen vollständig offen sind. In diesem Fall sind die beweglichen Wehre quasi feste Wehranlagen.

Es gibt jedoch einen wichtigen Unterschied: Es wäre fahrlässig, das ganze Wehr mit nur einer einzigen Schütze auszurüsten, die eines Tages versagen könnte. Das Sicherheitsbedürfnis gebietet den parallelen Einsatz mehrerer Schützen, die jeweils durch Wehrpfeiler abgetrennt sind. Dementsprechend besteht der Tiefbau der beweglichen Wehre aus einer Sequenz von Öffnungen mit Schützen (sog. Wehrfelder) und *Wehrpfeilern* (Abb. 4.41).

Das bewegliche Wehr wird im Prinzip ähnlich bemessen, wie das feste Wehr. Die Sicherstellung der Funktionsfähigkeit bei Hochwasser erfordert jedoch zusätzliche Sicherheiten:

- Das Bemessungshochwasser muss ohne unzulässigen Aufstau abfließen können, selbst wenn die leistungsfähigste Öffnung infolge Störfall oder Revision blockiert ist (s. Abb. 4.41).

Abb. 4.41 Stauwehr mit drei Öffnungen (Felder). Das Bemessungshochwasser soll durch zwei Öffnungen ohne Überstau abgeführt werden können



- Die Revision einer Öffnung bzw. einer Schütze soll mittels Notverschlüssen, Hilfskranen usw. zügig und schnell erfolgen können.

Dazu kommt noch die Anforderung an die Regulierfähigkeit als dritte Bedingung:

- Die Schützen sollen den Durchfluss derart regulieren, dass bei Niedrig- (NQ), Mittelwasser- (MQ) und Hochwasserabfluss (HQ) das Stauziel eingehalten werden kann. Die Toleranzgrenzen betragen gewöhnlich nur wenige Zentimeter.

Die Jährlichkeiten der Abflüsse HQ_i sind das Ergebnis einer hydrologischen Auswertung der gemessenen Abflüsse (s. Abschn. 2.9.7). Die Festlegung auf einen Bemessungsabfluss, für den die Wehranlage dann ausgelegt wird, geschieht in der Regel nach einer Risikobetrachtung bzw. nach allgemeinen Vorschriften.

4.2.3 Schützentypen

Die verwendeten Schützen (Abb. 4.42) unterscheiden sich unter anderem hinsichtlich ihrer Mechanik beim Öffnen und Schließen (Strobl u. Zunic 2006). Es gibt Bautypen, die mittels einer *Hubbewegung* geöffnet und geschlossen werden; bei anderen Typen geschieht dies durch eine *Drehbewegung*.

Ein weiterer Unterschied besteht darin, dass einzelne Wehrtypen nur *unterströmt*, andere Typen dagegen nur *überströmt* werden können.

Je nach Ausführung der Anlage ergeben sich eventuell Probleme für den Durchgang von Geschwemmsel, Eis oder Geschiebe. Deshalb werden einige Schützentypen auch kombiniert verwendet, etwa *Hub-* und *Hakens*schützen als *Hubhakens*schützen oder *Segment-* und *Klappens*schützen als *Segmentklappens*schützen. Durch derartige Wehrkonstruktionen können bei großen Stauhöhen die Antriebskräfte deutlich vermindert werden.

Die Geschwindigkeiten von Schützenbewegungen liegen normalerweise in der Größenordnung von Dezimetern pro Minute.

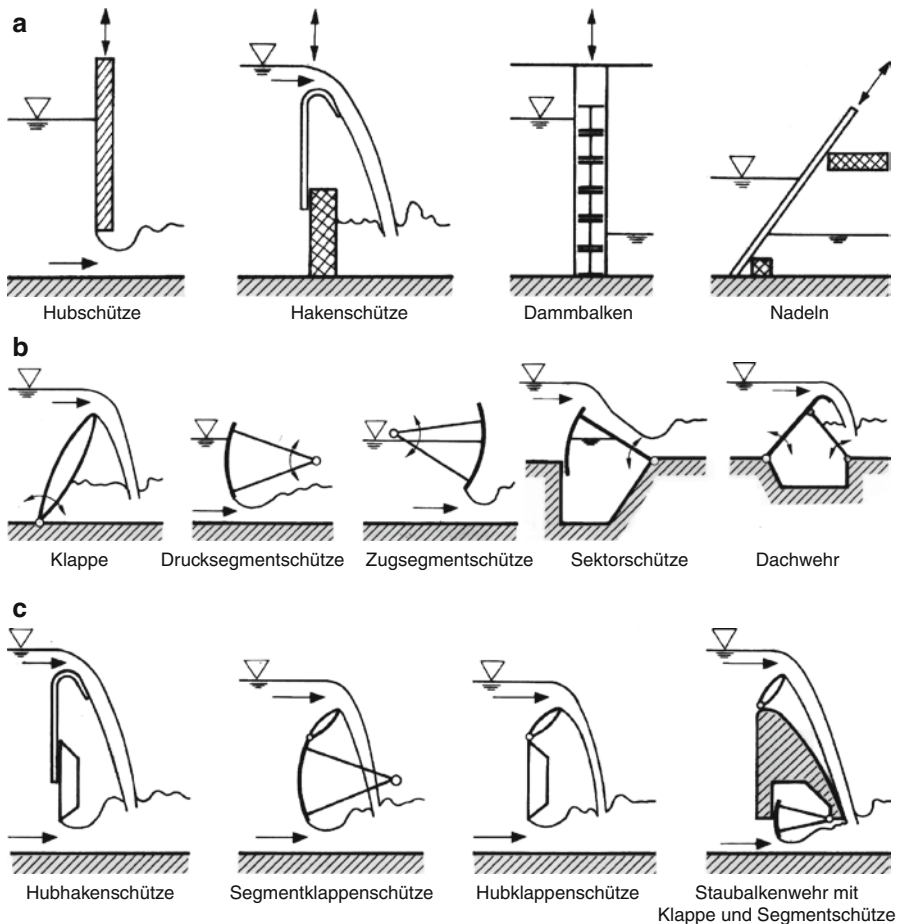


Abb. 4.42 Verschiedene Typen beweglicher Wehre. **a** Hubschützen, **b** Drehschützen, **c** kombinierte Schützen

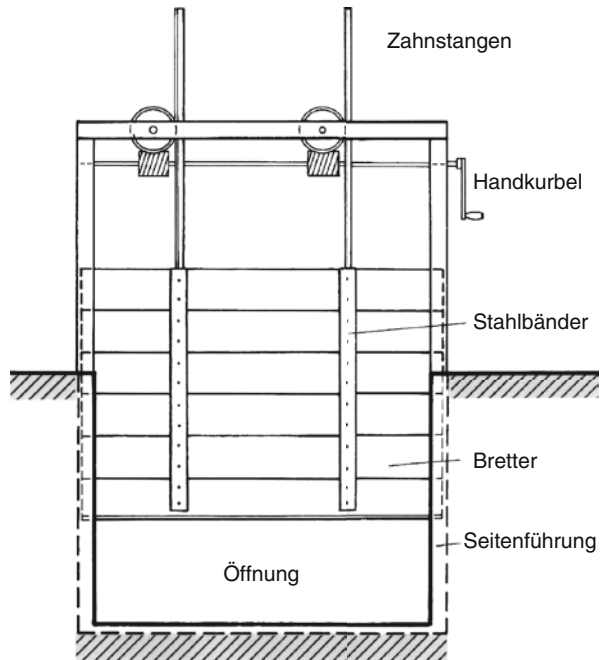
Von den in Abb. 4.42 dargestellten Typen von beweglichen Wehren werden nachstehend nur drei näher beschrieben:

- Hubschützenwehr,
- Segmentschützenwehr und
- Klappenschützenwehr.

Abschließend folgt ein kurzer Hinweis auf das *Schlauchwehr* als Alternative zum *Klappenschützenwehr*.

Hubschützenwehr. In Bächen wird oft eine einfache Wehrkonstruktion mit einer *Gleitschütze* zur Regulierung des Wasserstands verwendet (s. Abb. 4.43).

Abb. 4.43 Beispiel einer einfachen Gleitschütze aus Holz und Stahl



Bei *geschlossener Schütze* wirken die horizontale statische Wasserdrücke W_o und W_u , der Auftrieb A , das Schützensgewicht G sowie die Auflagerreaktionen B und C auf die Konstruktion (s. Abb. 4.44a).

Bei *offener Schütze* greifen der horizontale dynamische Wasserdruck W , der Auftrieb oder Sog A , die Zugkraft Z , das Schützensgewicht G und die Auflagerreaktion B auf die Wehrkonstruktion (s. Abb. 4.44b).

Abschätzung des dynamischen Wasserdrucks. Der dynamische Wasserdruck p kann in einfacheren Fällen aufgrund einer Näherungsberechnung ermittelt werden (s. Abb. 4.44c).

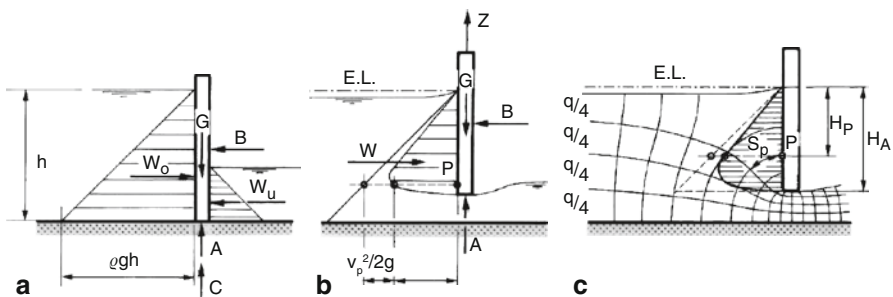


Abb. 4.44 Kräfte auf ein Schützen-Wehr. Beanspruchung **a** einer geschlossenen Hubschütze, **b** einer offenen, ruhenden Hubschütze, **c** Abschätzung der dynamischen Wasserdrücke auf eine Hubschütze anhand des Strömungsnetzes

Wenn davon ausgegangen werden darf, dass im Bereich der Hubschütze eine Potenzialströmung herrscht (d. h. Vernachlässigung der Verluste in der sich beschleunigenden und darum im Wesentlichen ablösungsfreien Strömung) kann für einen beliebigen Punkt P an der Stauwand auf der Grundlage der Bernoulli-Gleichung geschrieben werden (Abb. 4.44c):

$$\frac{p_P}{\rho \cdot g} = H_P - \frac{v_P^2}{2g} \text{ [m]}$$

mit

p Wasserdruck am Punkt P [N/m²]

H_P Abstand des Punktes P von der Energielinie [m]

v_P Fließgeschwindigkeit im Punkt P [m/s]

Die Fließgeschwindigkeit v lässt sich aus dem Strömungsnetz als mittlere Geschwindigkeit der am Punkt P vorbeiführenden Stromröhre abschätzen (s. Abb. 4.44):

$$v = \frac{q}{4 \cdot S_P} \text{ [m/s]}$$

mit

v Fließgeschwindigkeit [m/s]

q Zufluss pro Breitereinheit der Schütze [m³/(s · m)]

S_P Stärke der Stromröhre am Punkt P [m]

An der Abreißkante A ist die dynamische Druckhöhe naturgemäß null (freier Wasserspiegel). Es gilt somit:

$$\frac{p_A}{\rho \cdot g} = 0 \text{ [m]}$$

und

$$v_A = \sqrt{2g \cdot H_A} \text{ [m/s]}$$

mit

H_A Abstand der Abreißkante von der Energielinie [m]

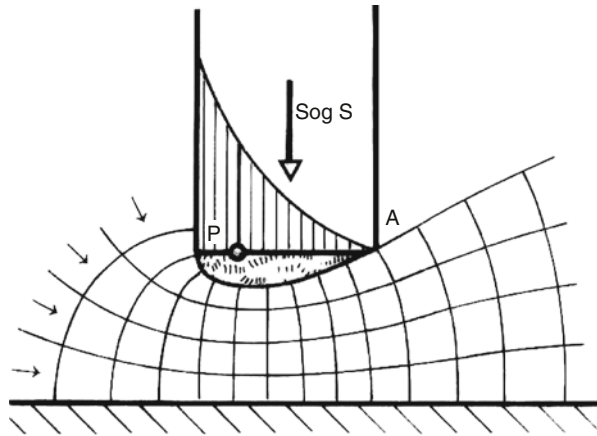
v_A Fließgeschwindigkeit an der Abreißkante [m/s]

Diese Erkenntnis basiert auf der Ausflussformel von Torricelli.

Sog an der Abreißkante. Bei kleiner Durchflussöffnung und schlecht ausgebildeter Kante kann anstelle eines Auftriebs auch ein Sog S entstehen. Für die Verhältnisse gemäß Abb. 4.45 gilt im Punkt P:

$$\frac{v^2}{2g} + \frac{p}{\rho \cdot g} = \frac{v_A^2}{2g} = H_A \text{ [m]}$$

Abb. 4.45 Entstehung eines Sogs an einer schlecht ausgebildeten Schützenunterkante



bzw.

$$\frac{p}{\rho \cdot g} = \frac{v_A^2 - v^2}{2g} < 0 \text{ [m]} \quad \text{wegen } v_A < v$$

Der wirkende Sog hat die Tendenz, die Schütze zu schließen. Bei wechselndem Abreißpunkt wirkt der Sog pulsierend und führt zu unerwünschten Schützenschwingungen. Deshalb werden die Kanten so ausgebildet, dass sie einen eindeutigen Abreißpunkt gewährleisten.

Antriebskraft. Bewegt sich die Gleitschütze, greift außer den bereits erwähnten Kräften noch eine der Bewegung entgegen gerichtete Reibungskraft $\mu \cdot W$ an. Bei beschleunigter oder verzögerter Bewegung wirkt überdies noch eine Trägheitskraft.

Die Größe W ist der resultierende Wasserdruck und μ ein Gleitreibungsbeiwert, der (unter Berücksichtigung von Verschmutzungen) etwa wie folgt angenommen wird:

Holz/Stahl	$\mu = 0,45 \text{ bis } 0,55$
Bronze/Stahl (ungeschmiert)	$\mu = 0,20$
Stahl/Stahl (ungeschmiert)	$\mu = 0,30$
Gummi/Stahl	$\mu = 0,70 \text{ bis } 0,90$

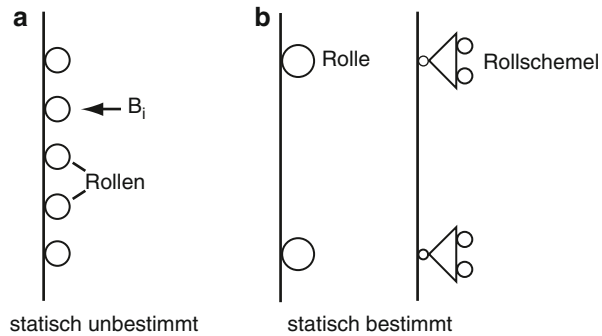
Die Gleichgewichtsbedingung in vertikaler Richtung lautet bei gleichförmiger Bewegung (+ für Heben; – für Senken):

$$Z = \pm \mu \cdot W + G - A \text{ [N]}$$

mit

Z	Antriebskraft [N]
$\mu \cdot W$	Reibungskraft [N]
G	Gewicht der Gleitschütze [N]
A	Auftriebskraft [N]

Abb. 4.46 Seitliche Lagerung der Rollschützen auf Rollen oder Rollschemeeln.
a statisch unbestimmte Lagerung, **b** statisch bestimmte Lagerung



Aus dieser Berechnung kann sich durchaus ergeben, dass beim Senken unter Umständen $\mu \cdot W + A > G$ und damit die Antriebskraft $Z < 0$ wird. Dies bedeutet, dass sich die Schütze nicht alleine durch die Wirkung der Schwerkraft schließt, sondern nach unten gedrückt werden muss.

Bei großen Gleitschützen wird die Antriebskraft Z infolge der Gleitreibung sehr groß. Ab einer bestimmten Größe ist deshalb der Bau von Rollschützen wirtschaftlicher. Diese werden wie ein Wagen ausgebildet, der auf Schienen rollt, die in der Schützennische angebracht werden.

Im Allgemeinen wird dabei eine statisch bestimmte Lagerung gewählt (Abb. 4.46b). In diesem Fall ist die von einer einzelnen Rolle zu übertragende Auflagerkraft nur von der Lage der Schütze abhängig (und nicht von der Verformung – s. statisch unbestimmtes System in Abb. 4.46a) und kann deshalb genau berechnet werden.

Die *Gleitreibung* Z_{R1} der einfachen Gleitschütze wird damit grundsätzlich durch die Rollreibung, die Zapfenreibung und die Dichtungsgleitreibung ersetzt.

Die *Rollreibung* Z_{R2} ergibt sich für eine durch die Auflagerkraft B belastete Rolle vom Radius r gemäß Abb. 4.47 zu:

$$Z_{R1} = B \cdot \frac{f}{r} \text{ [N]}$$

wobei f die Reibungslänge für Stahl auf Stahl ($f = 0,5$ bis 1 mm) ist. Die Zapfenreibung Z_{R2} errechnet sich zu:

$$Z_{R2} = B \cdot \mu_Z \cdot \frac{r_Z}{r} \text{ [N]}$$

mit $\mu_Z = 0,10$ (durch Wälzlager kann μ_Z noch reduziert werden). Der Parameter r_Z kennzeichnet den Radius des Zapfens.

Die *Dichtungsgleitreibung* R_D wird errechnet zu:

$$R_D = \mu_D \cdot \int_1 k_D \cdot dl \text{ [N]}$$

mit

R_D Dichtungsgleitreibung [N]

k_D Anpresskraft pro m [N/m]

l Dichtungslänge [m]

μ_D Gleitreibungskoeffizient für Stahl und Gummi ($\mu_D = 0,3$ bis $0,4$) [-]

Segmentschützenwehr. Eine mögliche Konstruktionsvariante der *Drucksegment-schütze* zeigt Abb. 4.48. Der Antrieb erfolgt beispielsweise mit hydraulischen Pressen, die an den beiden Dreharmen angreifen.

Für die Revisionen der Schütze oder des Tosbeckens kann die Wehröffnung trocken gelegt werden. Die hierfür erforderlichen Dammbalken werden dazu in die ober- und unterwasserseitig vorgesehenen Nuten eingelassen.

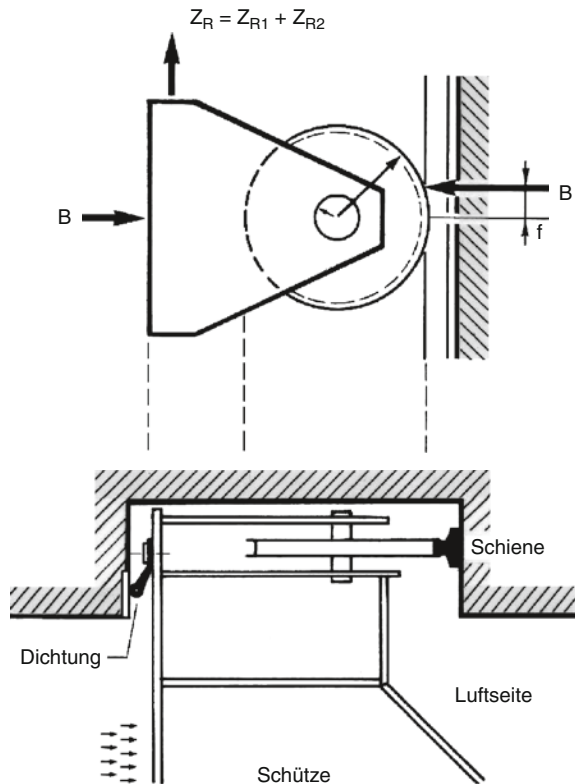


Abb. 4.47 Beispiel eines Rollenlagers in der seitlichen Führungsnische einer Rollschütze

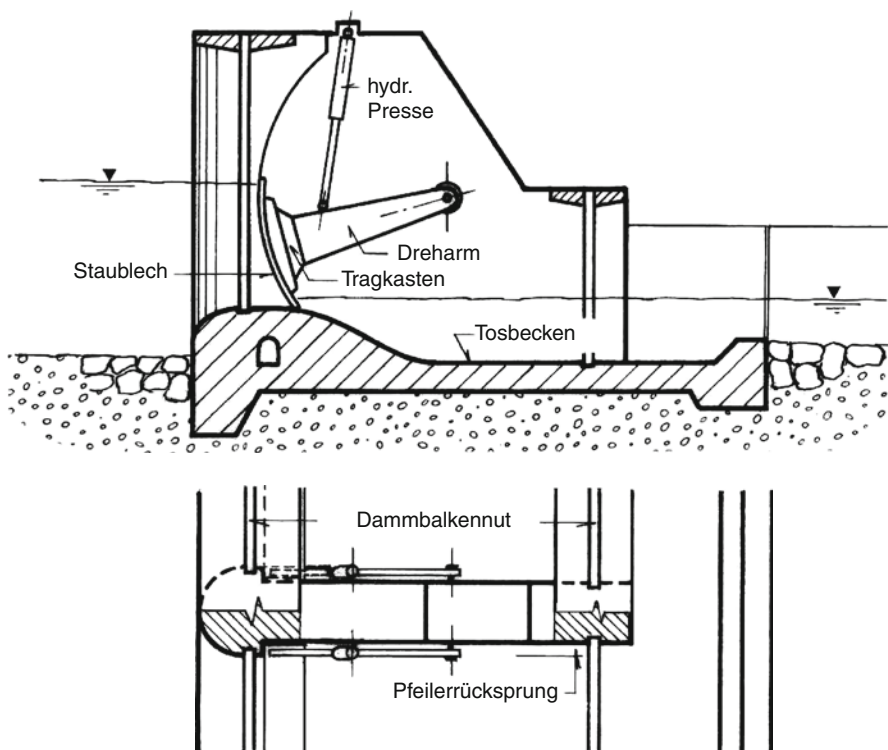


Abb. 4.48 Beispiel eines Wehrs mit einer ölhydraulisch angetriebenen Drucksegmentschütze. Als Notverschlüsse dienen ober- und unterwasserseitig Dammbalken; gezeigt werden nur die entsprechenden Nuten

Die an einer Segmentschütze angreifenden Kräfte sind in Abb. 4.49 skizziert. Die Kräfte sind grundsätzlich dieselben wie bei der Hubschütze.

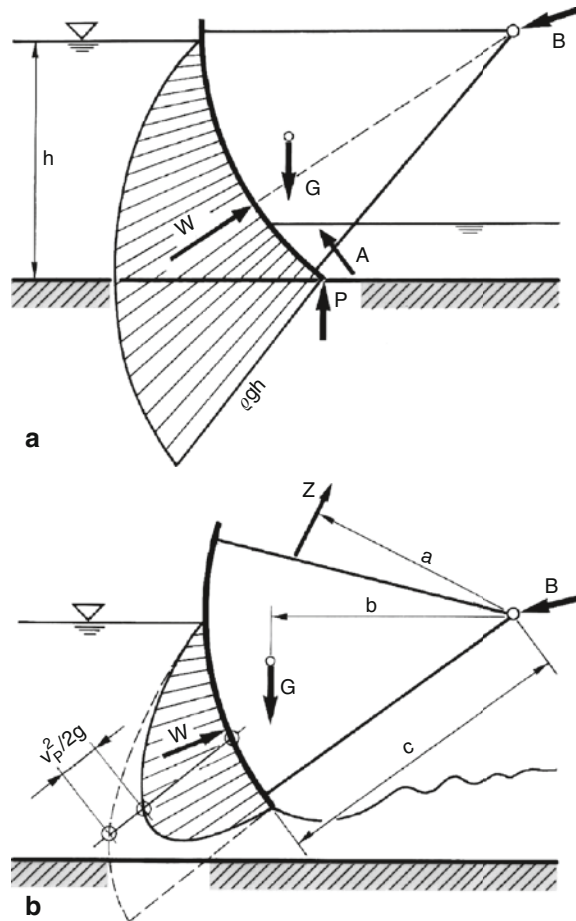
Falls wie üblich die Stauwand der Segmentschütze kreiszylindrisch mit Zentrum im Drehlager ausgebildet ist, geht der resultierende Oberwasserdruck W durch das Drehlager, dementsprechend trägt W nicht direkt zu einer Erhöhung der Antriebskraft Z bei.

Bei geschlossener Schütze wirken der statische Wasserdruck W , der Auftrieb A , das Schützensgewicht G , die Auflagerreaktion P und die Drehlagerreaktion B . Wegen der Schwellendichtung sollte die Auflagerreaktion den Wert von 5 kN/m nicht unterschreiten.

Bei geöffneter Schütze wirken der dynamische Wasserdruck W , das Schützensgewicht G , die Zugkraft $Z = (G \cdot b)/a$ und die Drehlagerreaktion B .

Antriebskraft. Bei bewegter Schütze sind, außer den genannten Kräften, noch die der Bewegung entgegen wirkenden Reibungskräfte und bei Beschleunigung oder Verzögerung auch Trägheitskräfte zu berücksichtigen.

Abb. 4.49 Beanspruchung einer **a** geschlossenen Segmentschütze und **b** einer offenen, ruhenden Segmentschütze



Die Gleichgewichtsbedingung bezüglich des Drehlagers bei gleichförmiger Bewegung lautet dann (s. Abb. 4.49):

$$Z \cdot a = G \cdot b \cdot \mu_Z \cdot r_Z + c \cdot \mu_D \int_1 k_D \cdot dl \quad [\text{Nm}]$$

mit

$B \cdot \mu_Z \cdot r_Z$ Zapfenreibungsmoment [Nm]

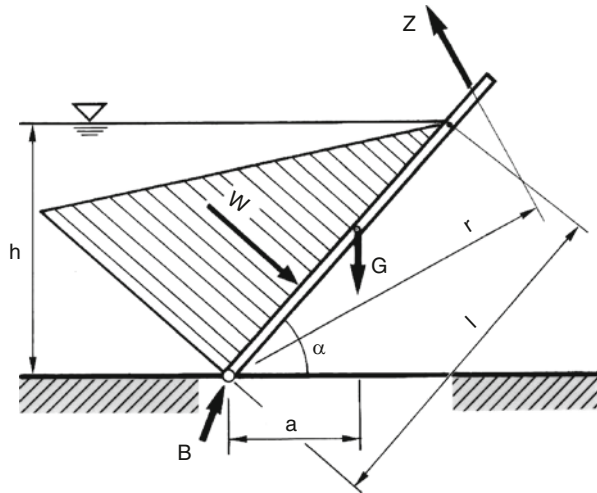
r_Z Zapfenradius [m]

$c \cdot \mu_D \int_1 k_D \cdot dl$ Dichtungsreibungsmoment [Nm]

Daraus lässt sich die resultierende Antriebskraft Z bestimmen.

Abschätzung des dynamischen Wasserdrucks. Die Berechnung des *dynamischen Wasserdrucks* kann grundsätzlich gleich geschehen wie bei der Hubschütze, also unter Annahme einer verlustlosen und damit einer Potenzialströmung.

Abb. 4.52 Beanspruchung einer geschlossenen Klap-penschütze (schematisch)



$$Z = \frac{1}{r} \cdot \left(G \cdot a + W \cdot \frac{h}{3 \cdot \sin \alpha} \right) \text{ [N]}$$

mit

$W = \rho \cdot g \cdot (h/2) \cdot b \cdot l$ (bei ebener Stauwand) [N]

b Breite der Wehröffnung [m]

h Oberwassertiefe [m]

$l = h/\sin \alpha$ – Länge der Stauwand [m]

Die Antriebskraft Z beträgt also:

$$Z = \frac{1}{r} \left(G \cdot a + \frac{\rho \cdot g \cdot h^3 \cdot b}{6 \cdot \sin^2 \alpha} \right) \text{ [N]}$$

Die Antriebskraft Z nimmt also mit der dritten Potenz der Oberwassertiefe zu, weshalb die Klappe nur für kleine Oberwassertiefen wirtschaftlich ist. Bei geöffneter und bei bewegter Schütze werden die Kräfte ähnlich bestimmt wie bei den Hub- und Segmentschützen.

Dichtungen, Frostschutz. Größere Schützen bestehen aus Stahl, kleinere allenfalls aus Leichtmetall und teilweise auch aus Holz. Bei Stahlschützen ist ein wirksamer Korrosionsschutz anzubringen.

In Bezug auf die Wasserbilanz an der Fassung sind kleine Leckverluste durchaus tolerierbar; sie ergänzen lediglich das Restwasser. Doch führt das Leckwasser oft zu einer unangenehmen Verschmutzung (u. a. Algenwuchs) und eventuell zu einer Vereisung der Schützen. Deshalb sollten Wasserverluste durch Leckagen möglichst vermieden werden.

Um die Schützen vor Vereisung zu schützen, werden oft zwei Maßnahmen ergriffen:

- Anordnung einer Luftschleieranlage vor der Stauwand
- Beheizung anfälliger Teile wie Dichtungsbahnen usw.

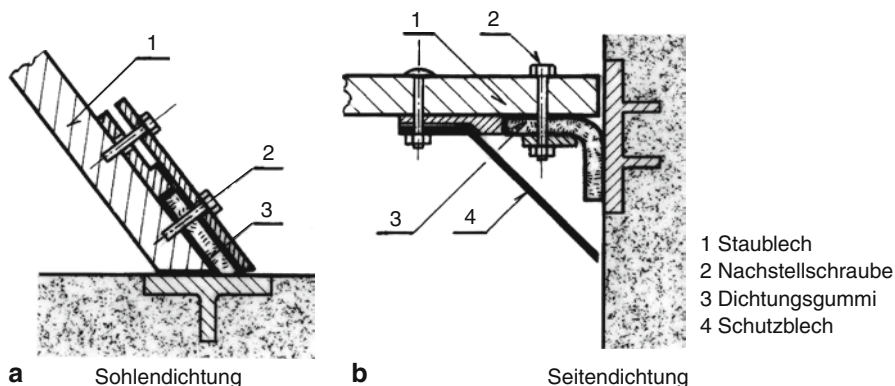


Abb. 4.53 Schematische Darstellung von Segmentschützendichtungen. **a** für die Sohlendichtung, **b** für die Seitendichtung

Die *Luftschleieranlage* besteht aus einem in der Wehrschwelle versetzten, gelochten Rohr, durch das im Bedarfsfall Pressluft ins Wasser gegeben werden kann. Die aufsteigenden Blasen führen zu einer Wasserbewegung, die das Anfrieren der oberflächlichen Eisdecke an die geschlossene Schütze verhindert oder zumindest verzögert. Bei offener Schütze ist diese Maßnahme natürlich nicht wirksam und meist auch nicht nötig.

Die Dichtungen bestehen im Wesentlichen aus Gummiprofilen, welche die Fugen zwischen den beweglichen und festen Teilen ausfüllen (Abb. 4.53). Der Anpressdruck wird durch das Schützengewicht, den Wasserdruck oder ein Federblech gewährleistet. In konstruktiver Hinsicht ist auf eine gute Nachstell- und Ersatzmöglichkeit zu achten.

Schlauchwehr. Eine Alternative zu den konventionellen Ausführungen, insbesondere zu Klappenwehren, bieten Schlauchwehre aus Gummimatten, die mit Textilgeweben verstärkt sind. Sie haben sich auch bei Geschiebeführung und Geschwemmselanfall dank ihrer Elastizität bewährt und fügen sich in der Regel gut in die Landschaft ein.

Abbildung 4.54 zeigt das Prinzip eines Schlauchwehrs an einem Schnitt. Die Aufwölbung der Gummimatten wird durch eine Wasserfüllung gewährleistet, deren Druck höher ist als der vom Oberwasser her angreifende Wasserdruck.

Abb. 4.54 Schema eines Schlauchwehrs in geschlossenem Zustand. Mit einem (seitlich angeordneten) Steuerschacht wird dafür gesorgt, dass der Wasserdruck im Schlauchinnern beispielsweise um ca. 20 bis 30 % höher ist als der Oberwasserdruck

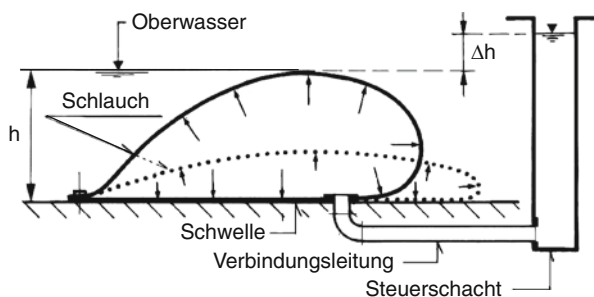
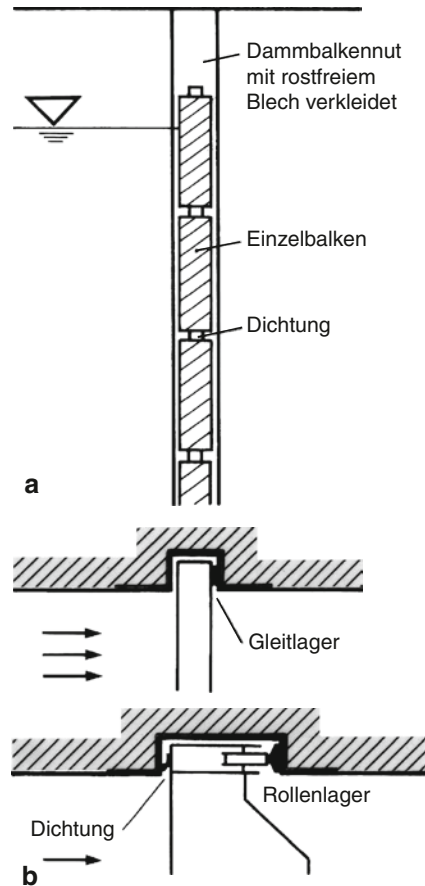


Abb. 4.55 Grundsätzliche Anordnung von Dammbalken mit Gleit- oder Rollenlagern.
a Schnitt, **b** Grundriss



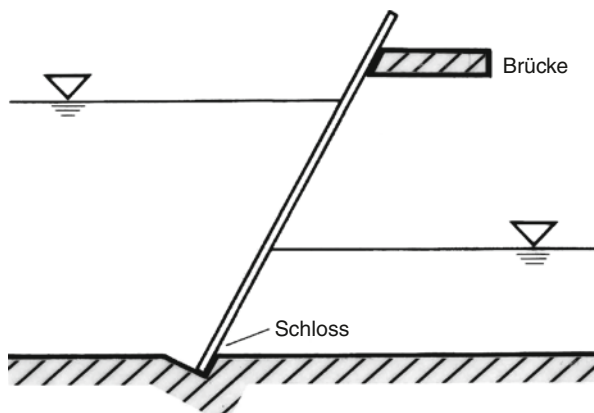
Notverschlüsse. Als *Notverschlüsse* für die Wehröffnungen im Hinblick auf Schützen-, Schwellen- und Tosbeckenrevisionen eignen sich Dammbalken oder Nadeln. Sie werden meist mittels Hilfskranen eingesetzt. Im Allgemeinen steht für ein Wehr nur ein einziger Satz von ober- und unterwasserseitigen Notverschlüssen zur Verfügung, so dass jeweils nur eine einzige Wehröffnung stillgelegt werden kann.

Dammbalken. Die *Dammbalkenverschlüsse* bestehen aus einzelnen balkenartigen Elementen, die horizontal in die hierfür vorgesehenen Nuten eingesetzt werden (s. Abb. 4.55a). Die Lagerung in diesen Nuten ist gleitend oder rollend (s. Abb. 4.55b). Gewöhnlich können die Dammbalken nur bei ruhendem Wasser, also bei geschlossener Schütze, ein- oder ausgefahren werden.

Anstelle von Dammbalken werden manchmal ganze Tafeln eingesetzt. Je technisch ausgefeilter solche Elemente konstruiert sind, umso mehr ähneln sie den Hub-schützen.

Nadeln. Nadeln sind vertikale Elemente, die oben an einer Brücke und unten an einem Schloss aufgelagert werden (Abb. 4.56). Als Nadeln werden entweder starke

Abb. 4.56 Grundsätzliche Anordnung von Nadeln



Bretter aneinandergelegt oder Metallelemente eingefädelt, d. h. ähnlich wie Spundwände zusammengefügt.

Konstruktionsmaterialien für Notverschlüsse. Die Notverschlüsse bestehen in der Regel aus dem gleichen Material wie die Schützen, nämlich aus Stahl, Leichtmetall und allenfalls aus Holz. Es gibt aber auch Dammbalken aus Vorspannbeton.

4.2.4 Dichtungsschirme

Je nach der Durchlässigkeit des Untergrunds wird das Stauwehr von größeren oder kleineren Sickerwassermengen um- und unterströmt. Daraus ergeben sich Wasserverluste und ggf. gefährliche Ausspülungen im Untergrund (u. a. hydraulischer Grundbruch).

Die Strömungsverhältnisse können bei bekanntem Durchlässigkeitswert k_f nach Darcy abgeschätzt werden, indem das Sickeretz gezeichnet oder berechnet wird.

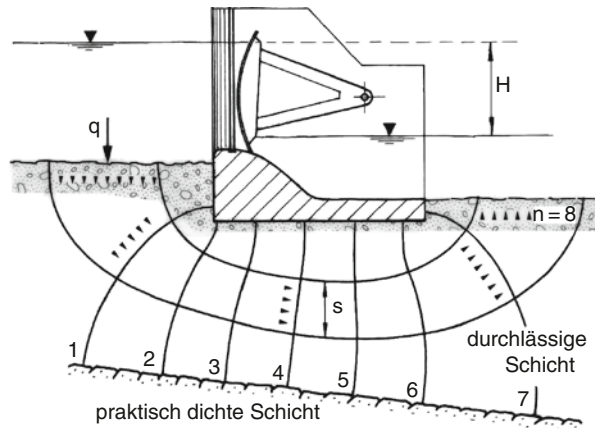
Mit den in Abb. 4.57 skizzierten m Stromröhren und n Potenzialstufen erreicht die Sickerwassermenge q bei quadratischen Netzfeldern und für die Wehrlänge l den Wert

$$q = \frac{m}{n} \cdot k_f \cdot H \text{ [m}^3\text{/(s} \cdot \text{m)]}$$

mit

- q Sickerwassermenge [m³/(s · m)]
- m Anzahl der Stromröhren [-]
- n Anzahl der Potenzialstufen [-]
- H Potenzial bzw. Fallhöhe [m]
- k_f Durchlässigkeitsbeiwert nach Darcy [m/s]

Abb. 4.57 Sickerwasserströmung unter einem geschlossenen Wehr. Strömungsnetz für eine homogene durchlässige Schicht mit $m = 3$ Stromröhren und $n = 8$ Potenzialstufen



Das Gefälle I im Sickerraum ist dort am größten, wo das Netz am engsten ist. Wenn die betrachtete Stromröhre die Stärke s aufweist gilt:

$$I = \frac{q}{m \cdot s \cdot k_f} = \frac{H}{n \cdot s} [-]$$

mit

- I Sickergefälle [-]
- q Sickerwassermenge [$\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$]
- m Anzahl der Stromröhren [-]
- n Anzahl der Potenzialstufen [-]
- s Stärke der betrachteten Stromröhre [m]
- H Potenzial bzw. Fallhöhe [m]
- k_f Durchlässigkeitsbeiwert nach Darcy [m/s]

Wenn also eine Ausspülung des Untergrunds vermieden werden soll, muss das Gefälle im Sickerraum kleiner sein als ein durch die Bodenart bestimmter *kritischer* Wert.

Als Dichtung eignen sich alle Maßnahmen, die den Sickerweg verlängern oder/und die Durchlässigkeit verringern. In Frage kommen insbesondere Dichtungsschirme wie zum Beispiel Injektionsschirme, Schlitzwände, Spundwände, welche die Stauwirkung des Wehres nach der Seite und in die Tiefe verlängern. Eventuell können auch Ufermauern in die Dichtungsmaßnahmen einbezogen werden (Abb. 4.58).

4.2.5 Stabilität des Wehrkörpers

Die statische Berechnung der Schützen wird hier nicht behandelt. Hingegen wird kurz auf die statische Berechnung der Wehrpfeiler und -schwelle eingegangen.

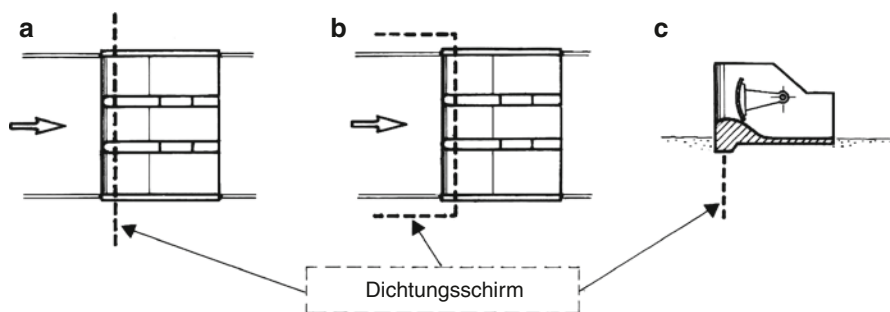


Abb. 4.58 Dichtungsschirme zur Verlängerung der Sickerwege seitlich und unterhalb des Wehrs. **a** und **b** Varianten für die Trassierung im Grundriss, **c** im Querschnitt

Dies unter anderem deshalb, weil sie einen Einblick in die spezifisch wasserbaulichen Gründungsprobleme vermittelt.

Statisches System. Bei einem Wehr, das in einem Fluss etappenweise erstellt wird, werden Pfeiler und Schwellen meist getrennt gegründet (Einzelfundamente gemäß Abb. 4.59a) und darum auch einzeln bemessen. Kann das Wehr hingegen neben dem Fluss in einer einzigen Baugrube errichtet werden, so wird zwischen Pfeilern und Schwellen ein sinnvoller Verbund angestrebt (Abb. 4.59b).

Belastungsfälle. Die maßgebenden *Belastungsfälle* ergeben sich aus den verschiedenen Bau-, Betriebs- und Revisionszuständen, etwa bei Hochwasser (HW), Mittelwasser (MW) oder Niedrigwasser (NW), mit offenen und geschlossenen Schützen, bei symmetrischem und asymmetrischem Wehrdurchfluss. Für diese Belastungsfälle sind *Bruch-, Kipp-, Auftriebs- und Gleitsicherheit* nachzuweisen.

Der *Nachweis der Bruchsicherheit* geschieht anhand einer Berechnung aufgrund der Stabwerkstatik oder der Scheibentheorie (Pfeiler) und Plattentheorie (Schwellen).

Für den *Nachweis der Kippsicherheit* wird bei Einzelfundamenten versucht, die Resultierende wegen der Bodenpressungen im Kern der Standfläche zu halten. Auf diese Weise wird die Kippsicherheit genügend gewährleistet.

Der *Nachweis der Auftriebssicherheit* umfasst eine Berechnung der Sicherheit gegen Aufschwimmen.

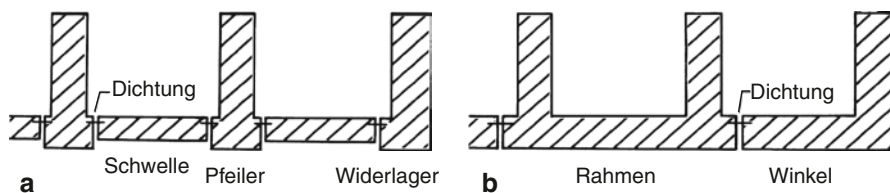
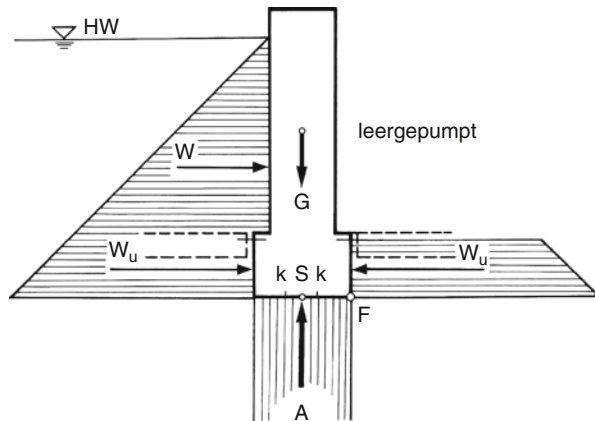


Abb. 4.59 Fundamente. **a** Einzelfundierung von Pfeilern und Schwellen, **b** Aufgliederung des Wehrs in Rahmen und Winkel

Abb. 4.60 Querschnitt durch einen Pfeiler im Revisionszustand bei Hochwasser



Im Allgemeinen bietet der *Nachweis der Gleitsicherheit* die größten Schwierigkeiten. Meist wird die Gleitmöglichkeit in der Fundamentfläche untersucht, doch müssen auch andere Formen des Versagens durch Gleiten betrachtet werden.

Außer diesen Sicherheiten interessieren noch die *Bauwerkssetzungen* und zwar im Besonderen die relativen Verschiebungen der Schützensauflager.

Wichtige Stabilitätsnachweise. Für den Nachweis der verschiedenen Sicherheiten folgen hier drei grundsätzliche Beispiele für ein Wehr mit Einzelfundierung:

Nachweis der Kippsicherheit eines Pfeilers. Der maßgebliche Belastungsfall für den Nachweis der Kippsicherheit ist ein Revisionszustand, d. h. eingesetzte Damm-balken in der einen Wehröffnung und Hochwasserabfluss in der anderen Öffnung.

Als Kräfte wirken der Wasserdruck, der Auftrieb, das Pfeilergewicht und das Schützensgewicht an der Wehrkonstruktion (s. Abb. 4.60).

Mit Rücksicht auf die Bodenpressungen soll die Resultierende durch den Kern der Standfläche gehen. Bezogen auf den Fußpunkt F ergibt sich die *Kippsicherheit* n_k zu:

$$n_k = \frac{\text{rückhaltende Momente}}{\text{kippende Momente}} [-]$$

Nachweis der Auftriebssicherheit einer Schwelle. Beim gleichen Belastungsfall bestehen die vertikalen Kräfte auf eine Schwelle aus dem Gewicht der Damm-balken, dem Gewicht der Schwelle, den Wasserauflasten und dem Auftrieb (Abb. 4.61). Für die *Auftriebssicherheit* n_A gilt:

$$n_A = \frac{\text{Wasserauflasten} + \text{Gewicht}}{\text{Auftrieb}} \geq 1,2 [-]$$

Nachweis der Gleitsicherheit eines Pfeilers. Als maßgebender Belastungsfall wird ein Betriebszustand bei Niedrigwasserständen (NW) sowie bei zwei benachbarten geschlossenen Schützen betrachtet (Abb. 4.62).

Abb. 4.61 Horizontalschnitt und Längsschnitt durch eine Wehröffnung im Revisionszustand. Wirkende Kräfte beim Belastungsfall Hochwasser (HW)

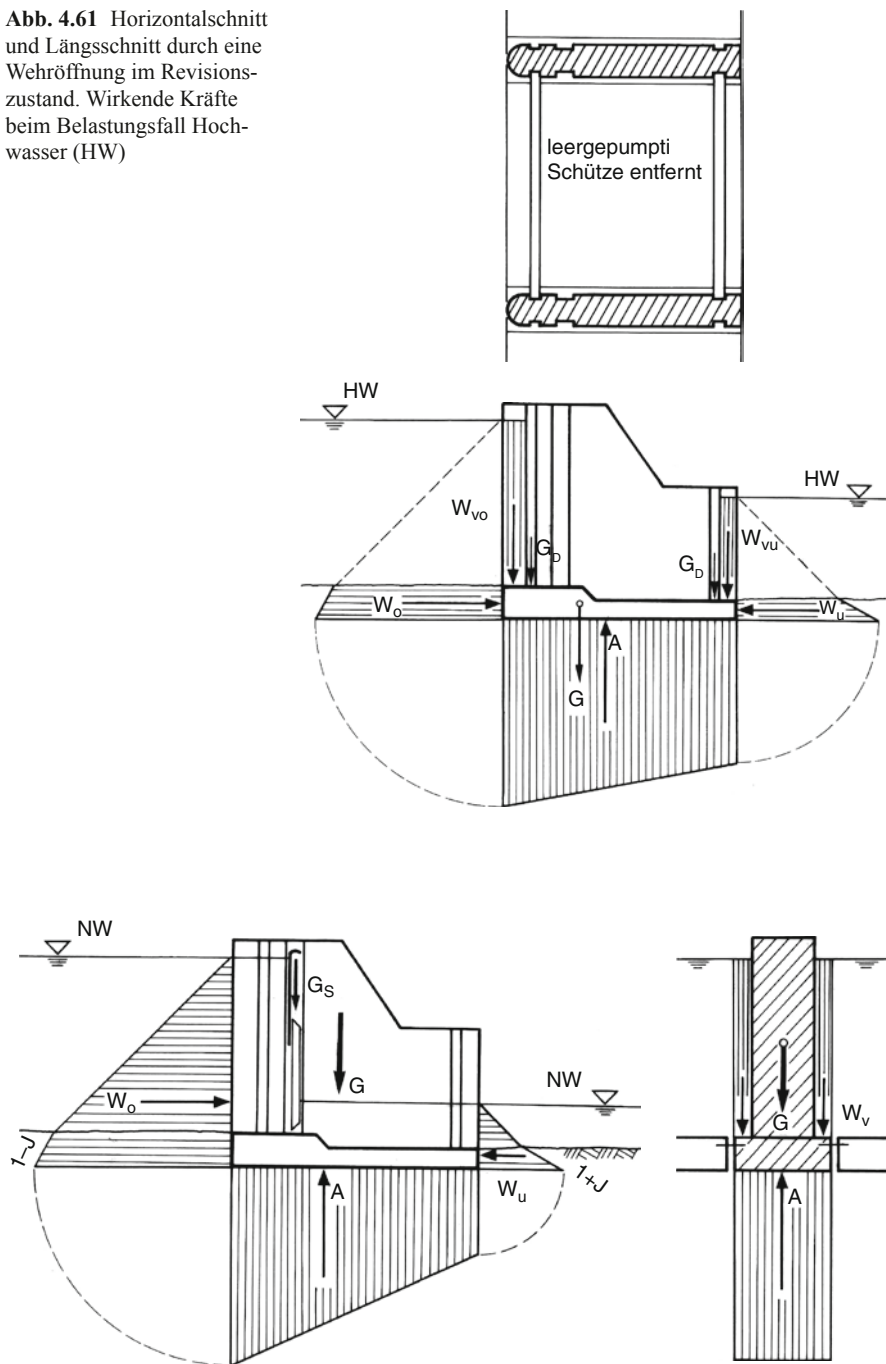


Abb. 4.62 Ansicht und Querschnitt eines Pfeilers im Betriebszustand bei geschlossenen Schützen und Niedrigwasserständen (NW)

Die am Pfeiler angreifenden *horizontalen Kräfte* sind die Wasserdrücke auf den Pfeiler und auf die halben Schützen (links und rechts) und ggf. Erddrücke (meist vernachlässigt).

Die entsprechenden *vertikalen Kräfte* bestehen aus dem Gewicht des Pfeilers G sowie der halben Hakenschützen (links und rechts) G_S , den Wasserauflasten W_A auf den Pfeilersockel und dem Auftrieb A .

Die *Gleitsicherheit* n_g in der Fundamentfläche F ergibt sich deshalb für nicht-kohäsives Material zu

$$n_g = \frac{\text{Scherwiderstand}}{\text{Scherkraft}} = \frac{N \cdot \tan \phi}{H} \geq 2 \dots 3 \text{ (oder weniger) [-]}$$

bzw. für kohäsives Material zu:

$$n_g = \frac{N \cdot \tan \phi + \tau_s \cdot F}{H} \geq 3,5 \text{ [-]}$$

mit

N	vertikal wirkende Normalkraft (entspricht bei horizontaler Gleitfläche dem Gewicht $G + G_S$ minus dem Auftrieb A) [N]
$\tan \phi$	Reibungszahl Beton/Boden oder Boden/Boden [-]
τ_s	Kohäsion Beton/Boden oder Boden/Boden [N/m ²]
F	Aufstandsfläche bzw. Fundamentfläche [m ²]

Die *Scherkraft* entspricht der Summe der Horizontalkräfte H und der *Scherwiderstand* der Reibung plus Kohäsion, d. h. also dem Term (s. Abb. 4.62):

$$(G + G_S + W_V - A) \tan \phi + \tau_s \cdot F \text{ [N]}$$

Selbstverständlich muss man die Gleitsicherheit auch in anderen potenziellen Gleitflächen, u. a. tiefer liegenden, nachweisen.

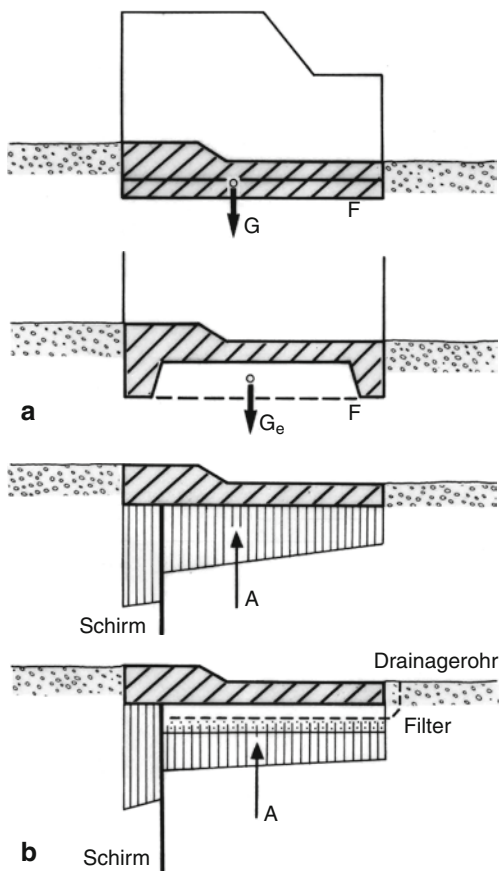
Maßnahmen zur Erhöhung der Gleitsicherheit. Die Möglichkeit zur Verbesserung der *Gleitsicherheit* n_G ergibt sich aus der Beziehung:

$$n_g = \frac{N \cdot \tan \phi}{H} \text{ [-]}$$

Infrage kommt eine Erhöhung der vertikal wirkenden Normalkraft N durch die Verstärkung der Pfeiler und der Schwelle sowie eine Tieferlegung der Fundamente und damit der möglichen Gleitfläche, oder eine Erhöhung von N durch Sporne mit dem gleichen Effekt (Abb. 4.63a).

Als Alternative bietet sich die Erhöhung von N durch Verminderung des Auftriebs mit einem Dichtungsschirm und allenfalls einer zusätzlichen Drainage unter der Fundamentfläche an (Abb. 4.63b). Bei der Drainage ist aber auf die Grundbruchgefahr zu achten.

Abb. 4.63 Möglichkeiten zur Erhöhung der Gleitsicherheit eines Wehrs. **a** durch Erhöhung des Gewichts, **b** durch Verminderung des Auftriebs



4.2.6 Fischpässe

Die Wehre beeinflussen das Ökosystem eines Fließgewässers u. a. auch in Bezug auf die Durchgängigkeit für Wanderfische. Für Wanderfische stellen Querbauwerke (u. a. Wehranlagen) ein meist nicht zu überwindendes Hindernis dar.

Die Bereitstellung von funktionstüchtigen *Fischwanderhilfen* für den Auf- und Abstieg von Fischen ist daher ein wichtiges Teilziel bei der Verbesserung der ökologischen Verhältnisse an unseren Fließgewässern (u. a. DWA 2006b, 2010c; Schneider u. Korte 2005) und dient auf diese Weise auch der Erfüllung der Umweltziele der EG-Wasserrahmenrichtlinie. Im Vorfeld einer Maßnahme ist daher auch zu prüfen, ob nicht auch ein vollständiger Rückbau einer Wehranlage in Frage kommt (Winkler 2009).

Die *abwärts* wandernden Fische (Fischabstieg) können derartige Hindernisse oft durchschwimmen, wenn genügend Rest- oder Überschusswasser vorhanden ist. Allerdings ist nicht auszuschließen, dass sie sich bei einem Sturz in ein Tosbecken oder beim Durchgang durch eine Turbine verletzen.

Ein Hindernis besonderer Art bilden die *Tiroler*-Wehre (s. Abschn. 4.2.1). Sie kommen deshalb für Fischgewässer nicht in Betracht.

Die *aufwärts* wandernden Fische (Fischaufstieg) können ein Stauwehr im Allgemeinen nicht überwinden. Daher werden Wehre oft mit Fischwanderhilfen versehen. Zu diesen zählen u. a. Fischpässe, Fischschleusen und Fischaufzüge (DWA 2005, 2006b, 2010c; Land Salzburg 2002; Patt et al. 2010).

Bisher wurden in Europa vor allem *Fischpässe* gebaut. Weit verbreitet sind Beckenpässe, Rampen, Gleiten und Umleitungsgerinne (u. a. Städtler u. Patt 2003; DWA 2010c). Eine Spezialform sind die *Aal-Leitern*.

Fischwanderhilfen müssen derart bemessen werden, dass sie von Fischen durch eigene Kraft überwunden werden können. Da die entsprechenden Voraussetzungen von vielen Faktoren abhängen, ist es besonders wichtig die Funktionstüchtigkeit einer Anlage anschließend zu überprüfen (u. a. DWA 2010c; BWK 2006; DWA 2006b; Heimerl et al. 2005; Heimerl u. Ittel 2002). Es hat sich gezeigt, dass viele der älteren Anlagen von den Fischen nicht angenommen worden sind.

Beckenpässe. Bei den *Beckenpässen* wird ein vom Unter- zum Oberwasser führender Kanal durch Zwischenwände in eine Abfolge von kleinen Becken aufgeteilt. Der Zufluss vom Oberwasser wird über oder durch die Zwischenwände geleitet.

Die *Strömungsgeschwindigkeiten* in den Beckenpässen dürfen einen Grenzwert von etwa 1,8 m/s – was einem Stufengefälle von 0,15 m entspricht – nicht überschreiten. Weiterhin soll die Strömung in den Becken soweit beruhigt werden, dass der Fisch sich dort aufhalten kann, um Kräfte zu sammeln.

Die Beckenpässe stellen gleichsam eine Abstraktion der in Wildbächen oft zu beobachtenden Abfolge von natürlichen Becken und Stufen dar (sog. „*step-pool systems*“ oder „*Kaskaden*“) (Weichert et al. 2007).

Die *Trassierung eines Beckenpasses* im Grundriss kann beliebig gewählt werden. Beim Längsprofil wird man meist ein gleichförmiges Gefälle von 5 bis 15 % einhalten. Damit das Bauwerk nicht zu lang wird, ist man bestrebt den Pass möglichst steil zu bauen. Die erwähnten beiden Strömungsbedingungen führen aber zu einer Begrenzung.

Für die *Zwischenwände* im Beckenpass gibt es unterschiedliche Gestaltungsmöglichkeiten. Die einfachste Lösung besteht darin, Platten zu verwenden, die überströmt werden. Die zugehörigen Becken können aber mit der Zeit durch Feststoffe verfüllt werden. Deshalb werden die Zwischenwände oft mit einer Art Spülloch versehen, das die kleineren Feststoffe weiterleitet. Diese Öffnungen dienen den Fischen auch als Schlupfloch. Eine etwas aufwendigere Lösung sieht Zwischenwände vor, die sowohl eine Kronenöffnung als auch ein Schlupfloch aufweisen (Abb. 4.64a).

Eine andere Konstruktionsform, die sog. *Schlitzpässe*, bewirkt, dass die Zwischenwände weder unter- noch überströmt werden, sondern seitlich durch einen Schlitz umströmt werden (Heimerl u. Ittel 2002) (Abb. 4.64b).

Manche Konstruktionen sind derart komplex gestaltet, dass sich der Fisch vielerlei unterschiedlichen Strömungen ausgesetzt sieht (Hintermann 2000).

Rampen, Gleiten. Bei Rampen wird der vom Unter- zum Oberwasser führende Kanal an der Sohle und/oder an den Seitenwänden derart mit Störkörpern bestückt,

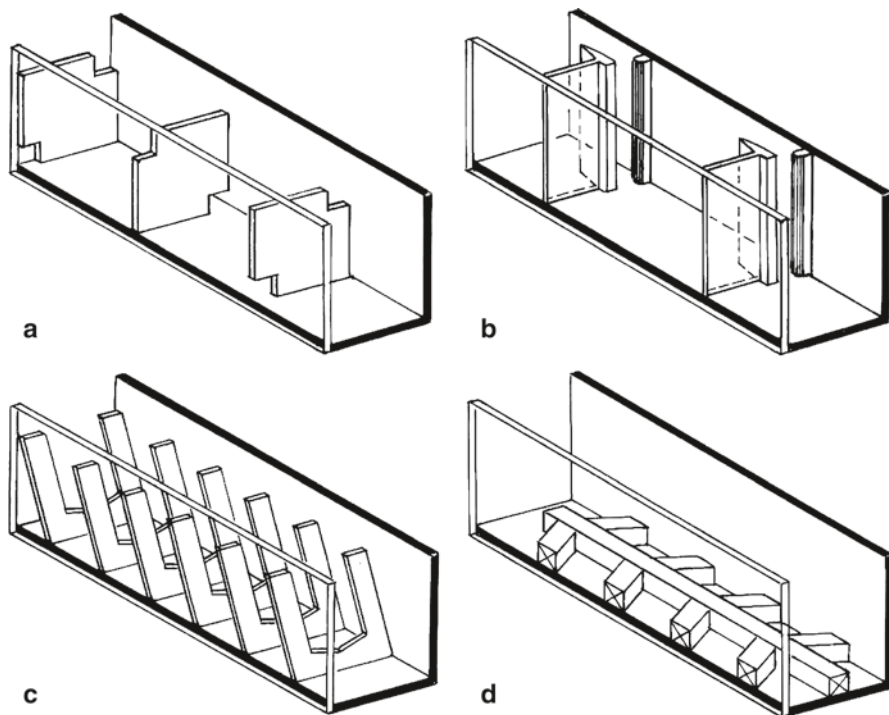


Abb. 4.64 Fischpässe. **a** Beckenpass mit Kronenöffnungen und Schlupflöchern in den Zwischenwänden, **b** Alternative mit seitlichen Schlitzten, **c** Rampe nach *Denil* (s. auch Abb. 4.65b), **d** alternatives Raugerinne

dass er eine hochturbulente, zum Teil auch rückläufige Strömung erhält (s. Abb. 4.65b). Es handelt sich gleichsam um die Abstraktion einer Stromschnelle in einem natürlichen Fließgewässer.

Eine weit verbreitete Bauart ist der sog. Denil-Fischpass (Städler u. Patt 2003) (Abb. 4.65a). Seine Trasse ist meist gerade; sein Längsgefälle liegt zwischen 5 und 35 %, vorzugsweise aber zwischen 15 und 20 %. Abbildung 4.64c zeigt dessen ursprüngliche, aufwändige Konstruktionsweise sowie eine vereinfachte Bauform (Abb. 4.64d).

Während ein Beckenpass ohne Weiteres ein paar hundert Meter lang sein kann, wird der Denil-Fischpass wesentlich kürzer gebaut, damit der Fisch die Anlage in einem Zug durchschwimmen kann. Bei der Überwindung von Stauhöhen >2 m müssen auf jeden Fall Zwischenbecken mit beruhigter Strömung zwischengeschaltet werden.

Anstelle von *Denil-Rampen* oder Alternativen mit waschbrettartigen Sohlenstrukturen, werden vermehrt auch *Block- bzw. Kaskadenrampen* gebaut (DWA 2010c; Whittaker u. Jäggi 1986). Es gibt Lösungen, bei denen die Blöcke in einer Betonunterschicht eingebunden sind, und solche, bei denen lediglich ein Blockwurf



Abb. 4.65 Bauweisen von Fischpässe. **a** Denil-Fischpass (Foto: E. Städtler), **b** Rampe mit gesetzten Steinreihen (ältere Bauweise) im Mittelgebirge (Foto: H. Patt), **c** Umleitungsgerinne mit einzelnen Becken im Voralpenland. (Foto: H. Patt)

eingebraucht wird, beispielsweise mit einer Neigung von 10 %. Auch hier gilt, dass die naturnahe Ausführung länger wird und mehr Wasser benötigt. Eine derartige Bauform lässt sich aber wesentlich leichter in die Umgebung einfügen.

Sonderformen sehen vor, dass diese auch von Freizeitsportlern (z. B. Kanuten) passiert werden können (u. a. Hassinger 2002; Siering 2004; Maier u. Lehmann 2006; Hiekel u. Hassinger 2008).

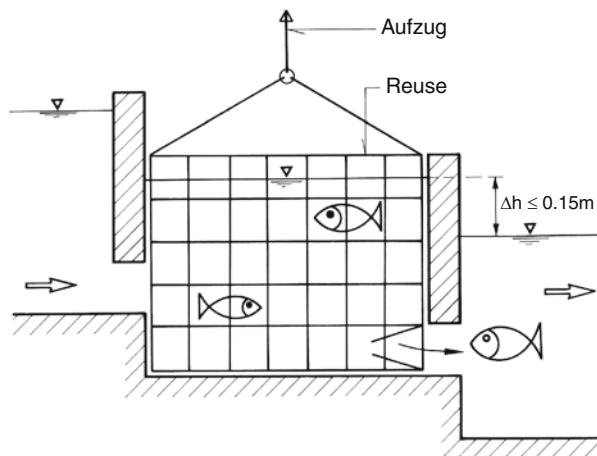


Abb. 4.66 Fischzählung mittels Reuse in einem Beckenpass. Im Zählbecken werden die Kronenöffnungen weggelassen. Die Reusenöffnung ist auf das untere Schlupfloch ausgerichtet



Abb. 4.67 Wehranlage mit Fischkontrollstation an der Sieg. **a** Gesamtübersicht der Wehranlage. Absturzwehr, Sohlenrampe und Fischkontrollstation (am linken Bildrand) – Blick gegen die Strömungsrichtung (Foto: E. Städtler). **b** Öffnung zur Fangeinrichtung. Der Fisch schwimmt gegen die Strömung an (Fischaufstieg) und wird durch die Lockströmung in Fangkammer geleitet – Blick gegen die Strömungsrichtung. (Foto: H. Patt)

Aal-Leitern. Für Aale werden besondere Fischpässe, sog. *Aal-Leitern*, gebaut. Diese werden als Rohre ausgebildet, die mit Reisig gefüllt und stark geneigt vom Unter- zum Oberwasser geführt werden. Sie genügen für den Aufstieg der Glasaale (junge Aale).

Umleitungsbäche. Wie bereits angedeutet, handelt es sich bei vielen Fischwanderhilfen (Fischlauf- und –abstiegsanlagen) um Nachbildungen von natürlichen Gerinnen. Dementsprechend eignen sich naturnah gestaltete Gerinnestrecken meist auch als Fischwanderwege. So werden zum Beispiel Beckenpässe mit natürlicher Sohle gebaut, damit auch den leistungsschwachen Fischen und den Wirbellosen eine Aufstiegsmöglichkeit geboten wird. Zudem werden manchmal die Zwischenwände statt aus Betonplatten, aus einer Reihe von groben Steinen hergestellt, was variablen Strömungsverhältnisse schafft.

Eine weitere Variante ist der künstliche *Umleitungsbach* (s. Abb. 4.65c). Er gleicht einem abgetrepten oder gar natürlichen Wildbach, der um das Wehr herum fließt. Wichtig ist, dass er die schon erwähnte Abfolge von natürlichen Becken und Stufen tatsächlicher Wildwasser aufweist und vom aufsteigenden Fisch bewältigt werden kann. Da sein Gefälle meist erheblich kleiner gewählt wird als beim Beckenpass, ist er um ein Mehrfaches länger als dieser. Er benötigt zudem, weil er unregelmäßiger gestaltet ist, mehr Wasser.

Der Einstieg zum Fischpass. Der *flussaufwärts* wandernde Fisch orientiert sich in erster Linie an der Strömung. Es muss deshalb sichergestellt werden, dass er die aus Fischpässen austretende Strömung wahrnimmt. Die Lage des Einstiegs ist daher entscheidend für die Funktionstüchtigkeit eines Fischpasses.

Hat der Fisch den Einstieg in die Anlage gefunden, ist die Wahrscheinlichkeit groß, dass er den Fischpass nutzt und auch durchschwimmen kann. Wie schon erwähnt, dürfen die maximalen Strömungsgeschwindigkeiten dort allerdings gewisse Grenzen nicht überschreiten (u. a. DWA 2010c).

Funktionsprüfung. Die Wirksamkeit der Fischpässe wird geprüft, indem Fischzählungen durchgeführt werden (u. a. DWA 2010c; BWK 2006; DWA 2006b). Bei Beckenpässen und Umleitungsbächen besteht beispielsweise die Möglichkeit, am oberen Ende zeitweise eine Reuse einzusetzen, mit der alle aufsteigenden Fische gefangen und gezählt werden (Abb. 4.66).

Diese Zählung kann aber auf einer gut ausgeleuchteten Strecke auch visuell – oder dann aufwendiger – an eigens hierfür erstellten Messstellen mit Lichtschranken und Fotozellen oder mit Ultraschallsendern (Sonarstrahlen) erfolgen. Besonders verlässliche Zählergebnisse werden mit Kontrollbefischungen oder Fischkontrollstationen, wie zum Beispiel an der Sieg, erreicht (s. Abb. 4.67).

Kapitel 5

Technischer Hochwasserschutz – Bauvorsorge

Hochwasser sind Naturereignisse und ein wichtiger Bestandteil des natürlichen Wasserkreislaufs. Dass weltweit Tausende von Menschen durch Hochwasser bedroht werden und Sachschäden in Milliardenhöhe entstehen, ist in den meisten Fällen darauf zurückzuführen, dass Menschen in den gewässernahen Bereichen siedeln und große Sachwerte dorthin verbracht wurden.

Bis in die 1970iger Jahre des vorigen Jahrhunderts hinein, war es eine unausgesprochene, planerische Vorgabe des Wasserbaus mit einem möglichst geringen Flächenbedarf, die Voraussetzungen für Ansiedlungen und Infrastrukturanlagen in Gewässernähe zu schaffen und zu sichern. Gebaut wurden dazu in der Mehrzahl Hochwasserschutzdeiche und -mauern.

Zu Beginn der 1980iger Jahre wurden die negativen Auswirkungen dieser einseitigen Verfahrensweise immer deutlicher. Das Versagen der Schutzeinrichtungen häufte sich, da mittlerweile ein Großteil der natürlichen Überschwemmungsflächen von den Fließgewässern abgeschnitten waren und dadurch für den Wasserrückhalt nicht mehr zur Verfügung standen. Hinzu kommt noch die Beschleunigung der Hochwasserwellen durch die fortschreitende Versiegelung der Landschaft. Trotz hoher Ausgaben für den Hochwasserschutz entstanden insbesondere in den 1990iger Jahren weiterhin hohe Schäden. Eine bittere Erkenntnis, die ein Umdenken zwingend erforderlich machte (u. a. Patt 2001).

Die großen Hochwasser in den 1990er-Jahren führten zur Verabschiedung von bundeseinheitlichen Leitlinien für einen „Zukunftsweisenden Hochwasserschutz“ durch die Länderarbeitsgemeinschaft Wasser – LAWa (LAWa 1995), die in den folgenden Jahren fortgeschrieben (LAWa 2000b) und zusätzlich durch eigene Hochwasserschutzkonzepte der Bundesländer an die regionalen Besonderheiten angepasst wurden.

Die neue Europäische Hochwasserrichtlinie (u. a. Nacken 2008; Elgeti u. Schmalz 2008) und das darauf aufbauende „Gesetz zur Verbesserung des vorbeugenden Hochwasserschutzes“ (Munk 2005a, b) sowie die Einführung von Hochwassergefahren- und Risikokarten (LAWa 2007; Spanknebel 2009) werden mit Sicherheit weitere Fehler vermeiden helfen.

In den folgenden Abschnitten werden in der Hauptsache Aspekte des Technischen Hochwasserschutzes (sog. Bauvorsorge) behandelt.

5.1 LAWA-Leitlinien Hochwasserschutz

Die ersten Schritte zu einer länderübergreifenden Verbesserung des Hochwasserschutzes wurden von der Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) durch die Veröffentlichung der „*Leitlinien für einen zukunftsweisenden Hochwasserschutz*“ bewirkt (LAWA 1995, 2000b sowie BWG 2001b). Bestätigt und bestärkt wurden diese Leitlinien durch die in Abb. 5.1 dargestellten Leitsätze für eine ökologisch ausgerichtete Hochwasservorsorge durch das Bundeskabinett aus dem Jahre 2002.

Zur Minimierung von Hochwasserschäden sollen drei Teilstrategien beitragen (s. auch Abb. 5.2):

- natürlicher Wasserrückhalt
- technischer Hochwasserschutz
- weitergehende Hochwasservorsorge

Die o. a. Teilstrategien sollen sich, den jeweiligen Gegebenheiten bestmöglichst angepasst, zu einem Gesamtschutzkonzept zusammenfügen.

1. Hochwasserereignisse müssen wieder als Naturereignis begriffen werden, denen der Mensch immer ausgesetzt sein wird.
2. Menschliche Eingriffe in den Naturhaushalt haben zu einer Verschärfung der Hochwassergefahr geführt. Diese Eingriffe sollen so weit wie möglich rückgängig gemacht, ausgeglichen und künftig vermieden werden.
3. Langfristige Hochwasservorsorge muss sich auf die gesamte Fläche von Flusseinzugsgebieten, auch grenzüberschreitend, erstrecken. Das Vorsorgeprinzip muss auch für Hochwasserprävention gelten.
4. Technischer Hochwasserschutz wird auch in Zukunft notwendig sein. Er soll sich allerdings vorrangig auf den Schutz von Menschenleben und hochwertiger Sachgüter beschränken. Belange von Naturschutz und Landschaftspflege sind zu beachten.
5. Jeder, der vom Hochwasser betroffen werden kann, muss auch eigene Vorsorge treffen. Hierzu muss ein entsprechendes Informations- und Vorhersagesystem eingerichtet werden.
6. Die menschlichen Nutzungen in Überschwemmungsgebieten sind den Gefährdungen anzupassen. Entsprechende Instrumente zur Verminderung des Gefährdungspotenziales sind zu entwickeln.
7. In überschwemmungsgefährdeten Gebieten ist Vorsorge gegen mögliche ökologisch negative Folgewirkungen, wie Gewässer- und Bodenverunreinigung zu treffen.

Abb. 5.1 Leitsätze für eine ökologisch ausgerichtete Hochwasservorsorge. (Quelle: Perspektiven für eine ökologisch ausgerichtete Hochwasservorsorge; vom Bundeskabinett beschlossen am 17.04.2002)

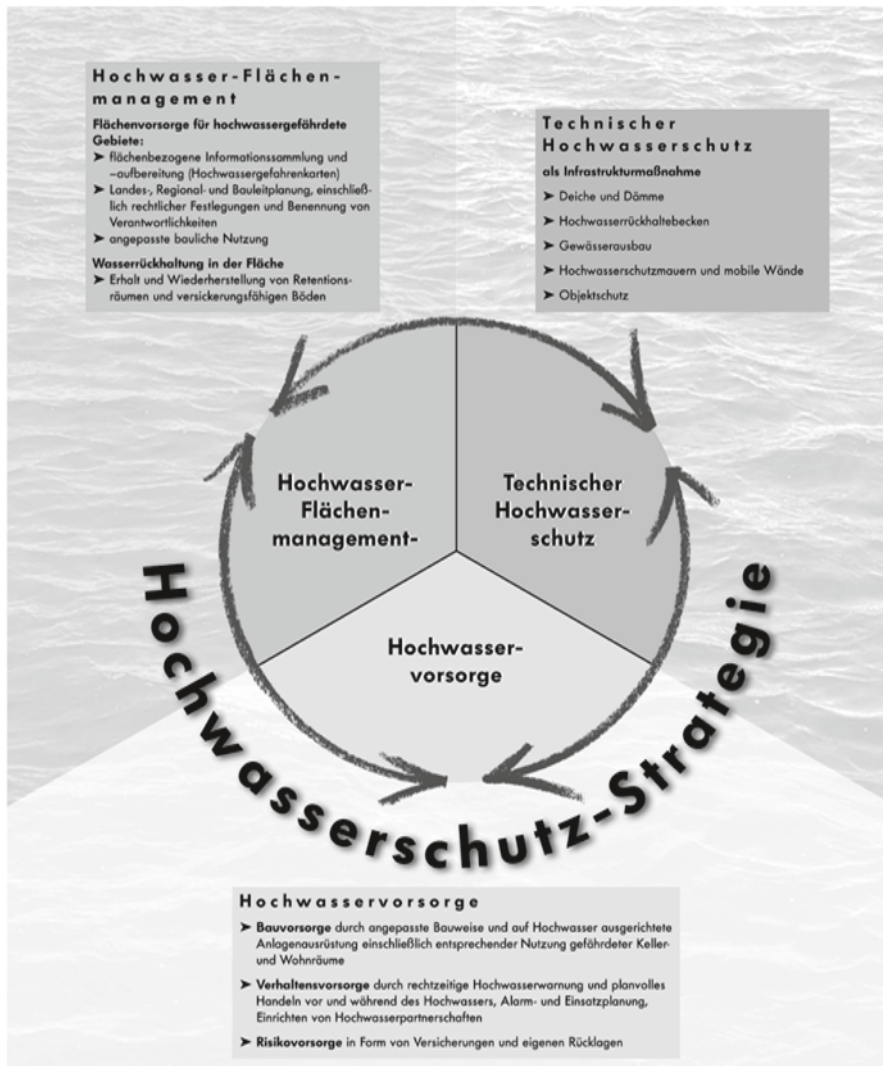


Abb. 5.2 Hochwasserschutzstrategien – Teilstrategien zur Zielerreichung. (Quelle: Faltblatt „Hochwasservorsorge – Alle sind gefordert“ des Ministeriums für Umwelt und Verkehr des Landes Baden-Württemberg aus dem Jahr 2003)

5.2 Risikoanalyse, Hochwasserschadenspotenziale

Die Erarbeitung einer *Risikoanalyse* ist eine Grundvoraussetzung für eine wirtschaftlich ausgewogene Hochwasserschutzplanung (u. a. Grünewald 2009). Bedeutsam für die Risikoanalyse sind die bestehende Gefährdung und die Empfindlichkeit (sog. *Vulnerabilität*) der gefährdeten Nutzungen.



Abb. 5.3 Die Hochwasserschadenspotenziale in urbanen Bereichen hängen von der Nutzung der gefährdeten Bereiche ab (Foto: E. Städtler)

Hochwasserschadenspotenziale ergeben sich aus der Hochwassergefahr und den durch diese Ereignisse gefährdeten materiellen und immateriellen Güter. Das bedeutet, dass zwei verschiedene Gewässerabschnitte zwar das gleiche Hochwasserrisiko, aber unterschiedliche Schadenspotenziale haben können. Dies hängt mit der unterschiedlichen Nutzung der betroffenen Flächen zusammen (s. Abb. 5.3 und 5.4). Insbesondere in urbanen Bereichen ist das Risiko hoher Schäden sehr groß (u. a. Patt 2001, 2007).

5.3 Strategien und Maßnahmen

Der Hochwasserschutz hat sich in den letzten Jahren erheblich verbessert. Dazu beigetragen haben insbesondere die gestiegene Sensibilität der Bevölkerung und das Wissen, dass eine Reduzierung der Nutzungen in den gewässernahen Bereichen dringend erforderlich ist.

Wesentlich für die Durchführung von Hochwasserschutzmaßnahmen sind die rechtlichen Vorgaben. Das Wasserhaushaltsgesetz (WHG) und das Hochwasserschutzgesetz, zahlreiche Verordnungen, Erlasse und Gemeindesatzungen sowie zahlreiche Konzepte zur Rückgewinnung bzw. Wiederanbindung von Überschwem-



Abb. 5.4 Obwohl die Überschwemmungen flächendeckend sind, treten keine Schäden auf (Foto: H. Patt)

mungsgebieten der Bundesländer lassen den Willen erkennen, diesbezüglich neue Wege zu gehen. Diese Willensbildung und die Erkenntnis, dass lange Jahre eine falsche Strategie verfolgt worden ist, sind wesentlich für die Durchsetzung der erforderlichen Maßnahmen.

5.3.1 Übersicht

Der Schutz der natürlichen Überschwemmungsgebiete und die Bereitstellung von Flächen für den Wasserrückhalt sind heute die wesentlichen Bestandteile einer Schutzstrategie (u. a. DWA 2006c).

In Abb. 5.5 (s. Zeile 2: Rückhaltung; natürliche Retention) sind diese Maßnahmen durch die Reduzierung der Wasserstände bzw. Abflüsse gekennzeichnet (s. Wasserspiegelverlauf im Längsschnitt). An der Form der Hochwasserwelle (s. Spalte 4 in Abb. 5.5) ist zu erkennen, wie die Spitzenabflüsse reduziert werden. Dort wo diese Maßnahmen nicht ausreichen bzw. vor Ort nicht realisierbar bzw. durchsetzbar sind, greifen die Maßnahmen des technischen Hochwasserschutzes.

In Abb. 5.5 sind daher auch technische Hochwasserschutzmaßnahmen und deren Auswirkungen auf eine gedachte Schutzstrecke (zwischen A und E) sowie auf die

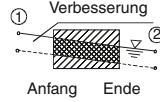
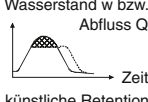
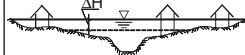
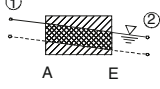
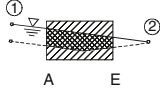
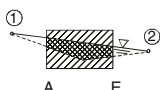
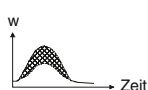
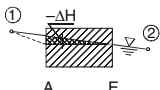
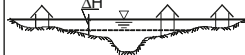
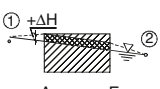
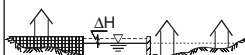
Lage zur Schutzstrecke		Bezeichnung der Maßnahme	Wirkung der Maßnahmen, (schematisch) bezüglich:		
			Wasserspiegelverlauf im Längsschnitt	Form der Hochwasserwelle im Punkt A	Wasserspiegellage im Querschnitt
oberhalb	Rückhaltung	Natürliche Retention			 Teilweiser HW - Schutz
		Künstliche Retention			
	Gerinneentlastung	Ableitung Überleitung			
Umleitung					
unterhalb	Verbesserung der Abflussleistung				
innerhalb	Regulierung	Veränderungen am vorhandenen Gerinnesystem:			 — Ist - Zustand --- Veränderung durch Maßnahme
		Vergrößerung des Abflussquerschnittes Verbesserung der Linienführung Glättung des Gerinnes Entlastung durch zusätzliche Gerinne Optimierung der Abflussaufteilung			
	Eindeichung	unmittelbarer Schutz durch und/oder			 Vollständiger HW - Schutz
Deiche, Binnenentwässerung, Auffüllungen					

Abb. 5.5 Auswirkungen von baulichen Maßnahmen im Hochwasserschutz. (aus Patt 2001)

ober- und unterhalb liegenden Gewässerabschnitte aufgeführt. Manche der Maßnahmen sollte man ausschließen (z. B. die Glättung des Gerinnes), andere haben sich wiederum als zielführend erwiesen (z. B. die Gerinneaufweitung).

Gezeigt werden jeweils die Wasserspiegelverläufe *vor* (— durchgezogene Linie) und *nach* (--- gestrichelte Linie) Realisierung einer Maßnahme. Zusätzlich sind die Auswirkungen der jeweiligen Maßnahme auf die Hochwasserwelle für den Punkt A, d. h. am Beginn der Schutzstrecke, dargestellt.

Es ist erkennbar, dass alle *oberhalb der Ausbaustrecke* durchgeführten Maßnahmen (d. h. Rückhaltung, Entlastung) zu einer Reduzierung der Wasserstände in der Schutzstrecke führen. Entlastungsmaßnahmen (d. h. Ableitung und Umleitung) bewirken in den entlasteten Gerinnestrecken eine Senkung der Wasserstände, mindern das Risiko für eine Überschwemmung und schaffen dadurch Spielraum für die Gestaltung der zu schützenden Gewässerstrecke (s. Abb. 5.5).

Alle abflussfördernden Maßnahmen, die *unterhalb der Schutzstrecke* durchgeführt werden, führen zu einer Reduzierung der Wasserstände in der Schutzstrecke, sind aber gleichzeitig mit steigenden Wasserständen für die darauf folgenden Fließabschnitte verbunden. Die Vor- und Nachteile derartiger Maßnahmen müssen daher bei der Planung sorgfältig gegeneinander abgewogen werden.

Die in Abb. 5.5 aufgezeigten Maßnahmen *innerhalb einer Schutzstrecke* sind typisch für den Hochwasserschutz in urbanen Bereichen. Die Entlastung der Schutzstrecke ist eine Alternative zum Ausbau des Gerinnes. Durch die Vergrößerung des Abflussquerschnitts, Erhöhung des Gefälles und Glättung des Gerinnes wird die Abflussleistung gesteigert. Vorteilhaft für die unterstrom befindlichen Gerinnestrecken ist jedoch lediglich die Vergrößerung des Abflussquerschnittes, da dadurch der Wasserrückhalt tendenziell verbessert wird.

Der Schutz der genutzten Bereiche durch Hochwasserschutzdeiche, Hochwasserschutzmauern o. ä. führt zu einem Wasserspiegelanstieg in der Schutzstrecke selbst, aber auch ober- und unterhalb. Dieser Wasserspiegelanstieg und die damit verbundene Steigerung der Abflussleistung erfordern nicht nur entsprechend höhere Schutzanlagen, sondern können auch zu einer Eintiefung der Gewässersohle führen.

Die quantitativen Auswirkungen auf den Wasserrückhalt und die Auswirkungen auf die Wasserstände sind sehr unterschiedlich. Wichtige Einflussparameter sind der maximale Abfluss (Scheitelwert) und Verlauf der Hochwasserganglinie. Aus beiden lässt sich die Hochwasserfülle, d. h. das Wasservolumen in der Hochwasserwelle, berechnen.

Wichtig sind zudem die Größe der Rückhalteflächen und deren Lage im Gewässerverlauf. Das Bereitstellen ausreichend großer Rückhalteflächen an geeigneter Stelle ist heute ein großes Problem, da die bestehenden Nutzungen dies oft verhindern.

Von den in Abb. 5.5 dargestellten technischen Maßnahmen sollen der Hochwasserrückhalt, der Gerinneausbau sowie die Hochwasserentlastung näher erläutert werden. Eine umfangreiche, geschlossene Darstellung der Thematik „Hochwasserschutz“ enthält u. a. Patt (2001).

5.3.2 Technischer Hochwasserrückhalt

Das Ausuferen von Fließgewässern in Abhängigkeit von der Wasserführung ist ein Bestandteil des Wasserhaushalts und daher nicht unmittelbar mit Hochwasserschäden gleichzusetzen.

Dort, wo der natürliche Rückhalt im Einzugsgebiet eines Flusses nicht mehr gewährleistet ist, d. h. große Schäden bei Ausuferungen zu erwarten oder gar Menschenleben bedroht sind, müssen die fehlenden Rückhaltekapazitäten (Speichervolumina) durch technische Anlagen sichergestellt werden.

Ziel des technischen Hochwasserrückhalts (Abb. 5.6) ist es, die Hochwasserwellen (d. h. die Abflüsse) derart zu „dämpfen“, dass es in den genutzten Gewässerabschnitten nicht mehr zu Schäden kommt (u. a. Patt 2001; DWA 2006c).

Wird gemäß Abb. 5.7 der das Gerinne auffüllende Abfluss als bordvolles Hochwasser oder Grenzhochwasser HQ_{Grenz} bezeichnet, so müssen die Spitzen HQ_g der gedämpften Hochwasserwellen offensichtlich der Bedingung $HQ_g < HQ_{\text{Grenz}}$ genügen.

Das erforderliche Rückhaltevolumen V ergibt sich aus der Differenzfläche zwischen der Zuflussganglinie Q_Z und der Ausflussganglinie Q_A (Abb. 5.8). Das Verhältnis HQ_g/HQ entspricht dem Dämpfungsfaktor.

Der erforderliche Rückhalteraum lässt sich durch die Regulierung natürlicher Seen, die Erschließung von Überflutungsflächen und durch den Bau von Hochwasserrückhaltebecken realisieren. Bevor diese Möglichkeiten näher beschrieben werden, sei der Rückhaltvorgang hier kurz erläutert.

Abb. 5.6 Hochwasserschutz durch Hochwasserrückhalt. Anstelle des Überschwemmungsgebiets übernimmt ein künstliches Becken den Hochwasserrückhalt

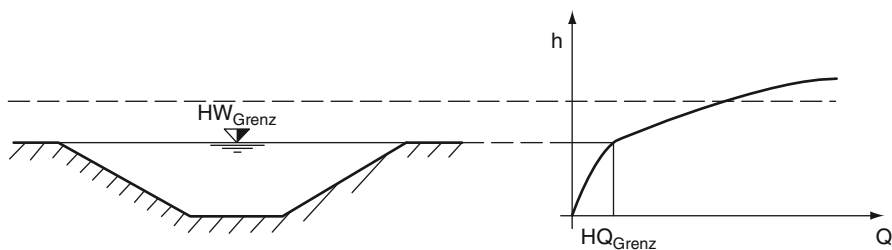
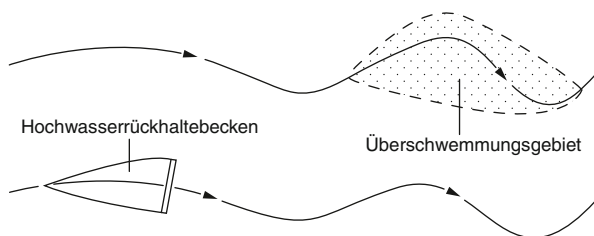


Abb. 5.7 Abflusskurve eines Fließgewässers. Steigt der Abfluss über das Grenzabfluss HQ_{Grenz} führen die Ausuferungen (Überschwemmungen) zu Schäden

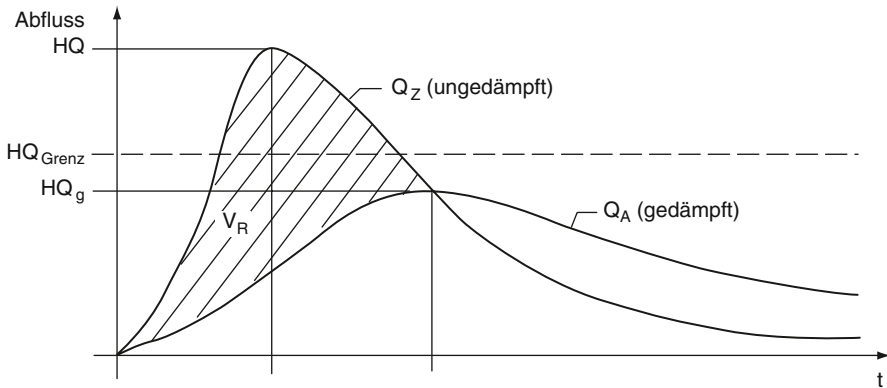


Abb. 5.8 Hochwasserganglinien. Das Rückhaltevolumen V_R bewirkt eine Dämpfung der Hochwasserwelle von HQ auf $HQ_g < HQ_{Grenz}$

Rückhaltevorgang. Der Rückhaltevorgang oder Retentionsvorgang lässt sich durch die Ganglinien veranschaulichen (Abb. 5.9). Diese zeigen, wie ein rasch an- und abschwellender Hochwasserzufluss Q_Z durch einen Rückhalt in einen stark gedämpften und zeitlich verzögerten Abfluss Q_A verwandelt wird. Die Differenz

$$Q_R = Q_Z - Q_A \text{ [m}^3/\text{s]}$$

wird als Speichergröße Q_R bezeichnet, die den Rückhaltespeicher zuerst auffüllt und ihn anschließend wieder entleert. Grundlage der Retentionsberechnung eines Sees ist die Kontinuitätsgleichung:

$$Q_R = Q_Z - Q_A = A \cdot \frac{dh}{dt} \text{ [m}^3/\text{s]}$$

mit

- Q_R zurückgehaltener Abfluss [m³/s]
- Q_Z Zufluss zum Becken [m³/s]
- Q_A Abfluss vom Becken [m³/s]
- A Oberfläche des Rückhaltebeckens [m²]
- h Wasserstand [m]

Die Speichergröße Q_R ist eng mit dem Wasserstand im Rückhaltebecken verknüpft. Ihren Nullpunkt erreicht sie bei maximalem Seestand. Die größten Werte liegen zeitlich dort, wo die Ganglinie des Seewasserstands ihre Wendepunkte hat. Die Speicherungsgröße wird zu Null, wenn Zu- und Abfluss gleich sind.

Ist der See nicht reguliert, ist der Abfluss Q_A aus dem See ausschließlich vom Seestand h abhängig. Der Seeabfluss hat sein Maximum dort, wo sich die beiden Ganglinien schneiden.

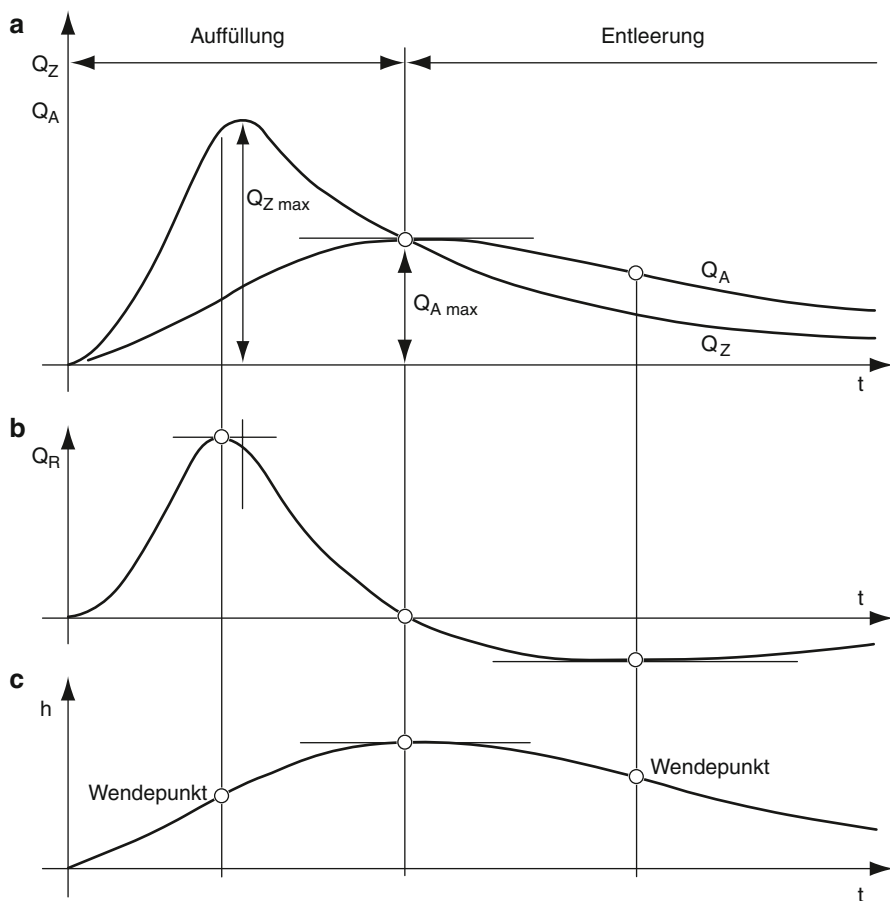


Abb. 5.9 Rückhaltevorgang in einem See. **a** Ganglinien des Zu- (Q_Z) und des Abflusses (Q_A), **b** der Speicherungsgröße (Q_R) sowie **c** des Wasserstands h

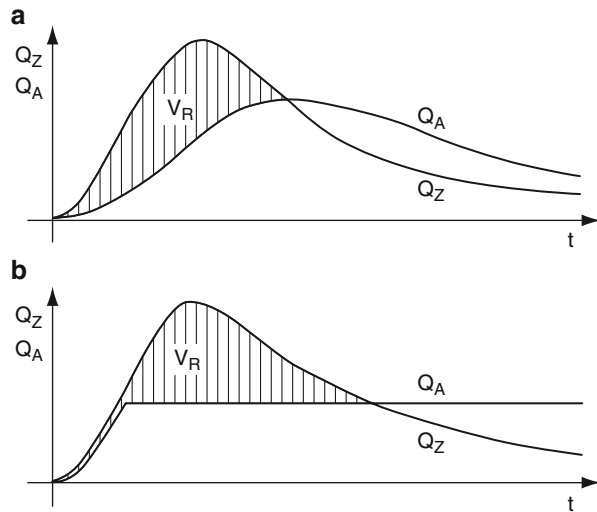
Regulierung natürlicher Seen. Ein natürlicher See kann als zusätzlicher Rückhalteraum wirken, wenn er in das Abflussregime des betrachteten Fließgewässers einbezogen werden kann. Dies gilt insbesondere dann, wenn sich das Gewässer in diesen See umleiten lässt.

Ein See, der bereits durchflossen wird und damit bereits einen gewissen Rückhalt erbringt (s. Abb. 5.10a), kann nur dann einen zusätzlichen Rückhalt erzielen, wenn der Seespeicher bewirtschaftet bzw. reguliert wird.

Wird der Rückhaltevorgang gesteuert (s. Abb. 5.10b), wird das vorhandene Rückhaltevolumen bestmöglich ausgenutzt: die Hochwasserwelle also am stärksten gedämpft. Allerdings setzt diese Art der Regulierung die Kenntnis der zufließenden Hochwasserwelle voraus.

Moderne Regulierwehre sind mit mehreren leicht verstellbaren Schützen ausgerüstet. Da beim Seeausfluss kein Geschiebe anfällt und sich die Seespiegel-

Abb. 5.10 Einfluss eines gegebenen Rückhaltevolumens V_R auf die Dämpfung der aus einem See abfließenden Hochwasserwelle.
a ohne Regulierung hängt der Abfluss in der Hauptsache von der Form der einfließenden Hochwasserwelle ab, **b** bei einer Steuerung des Rückhalterums kann der Seerrückhalt optimal an die Zu- und Abflüsse angepasst werden



schwankungen in engen Grenzen bewegen, eignen sich einfache, umströmbare Regulierwehre. Häufig werden Stauklappen und Dachwehre, vereinzelt auch Schlauchwehre verwendet (s. auch Abschn. 4.2.2 und 4.2.3).

Die Regulierwehre haben dabei gewöhnlich hinsichtlich des Abflusses zwei Grenzen zu beachten:

- Der Minimalabfluss wird u. a. durch die Schifffahrt (Sicherstellung eines Mindestwasserstands), Wasserkraft (Wirtschaftlichkeit der Anlagen) und Ökologie (Mindestwassermenge für die Organismen) bestimmt.
- Die Maximalabflüsse werden durch die Leistungsfähigkeit der unterstrom liegenden Gewässerstrecken limitiert (Hochwasserschutz).

Die Herstellung des guten ökologischen Zustands erfordert zudem noch eine Anpassung der Abflüsse an das natürliche Abflussregime. Dazu müssen die natürlichen Abflussschwankungen durch entsprechende Steuerschritte nachgestellt werden. Die Abflussregulierung durch Wehre ist dabei immer ein Kompromiss zwischen Nutzen und ökologischen Anforderungen.

Bereitstellung von Überschwemmungsflächen. Die Bereitstellung von ausreichend großen Überschwemmungsflächen ist eine Grundvoraussetzung für den Wasserrückhalt. Ein wichtiges Kriterium bei der Auswahl geeigneter Flächen ist das Hochwasserschadenspotenzial.

So entstehen beispielsweise bei der Überschwemmung ungenutzter Flächen keine Schäden und bei der Überflutung landwirtschaftlicher Flächen wesentlich geringere Schäden als bei der Überschwemmung von innerstädtischen Bereichen. Dieses scheinbar so simple Auswahlkriterium ist oft mit erheblichen Umsetzungsproblemen verbunden. Gleiches gilt auch, wenn Schutzmaßnahmen reduziert werden, um „höherwertige“ Nutzungen vor Überschwemmungen zu schützen. Dazu zählen insbesondere Maßnahmen, die bewirken, dass ausgewählte Flächen bei Hochwasser

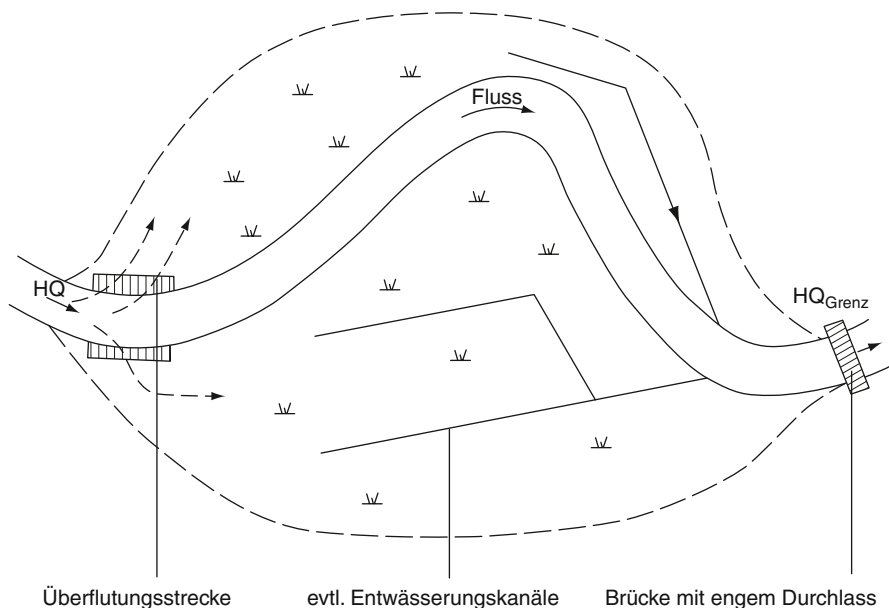


Abb. 5.11 Gesteuerte Flutung eines Rückhalteraums durch Drosselung des Hochwasserabflusses an einem Brückendurchlass

im Rahmen eines Hochwasserschutzkonzepts geflutet werden, um schadensintensive Bereiche vor eben diesen Überschwemmungen zu schützen.

Ein Beispiel dafür ist das Ableiten von Hochwasserspitzen auf landwirtschaftlich genutzte Flächen, um diese als Rückräume zu nutzen (Abb. 5.11). Es ist leicht nachzuvollziehen, dass derartige Maßnahmen nicht immer auf die ungeteilte Zustimmung der betroffenen Grundstückseigentümer trifft.

Auf derart beaufschlagten Überschwemmungsflächen wird ein Teil des Hochwasserabflusses zurückgehalten, wodurch die Abflussspitzen reduziert werden. Nach Durchlauf der Hochwasserwelle strömt der zurückgehaltene Abfluss verzögert in das Gewässer zurück, andere Teile versickern oder verdunsten.

Hochwasserrückhaltebecken. Der Wasserrückhalt kann durch den Bau von Hochwasserrückhaltebecken an geeigneten Stellen künstlich geschaffen werden. Derartige Anlagen bestehen in der Regel aus einem Absperrbauwerk (z. B. Erd- oder Steinschüttdamm, Staumauer) und den Betriebseinrichtungen, bestehend aus Betriebsauslass und Hochwasserentlastung.

Hochwasserrückhaltebecken sind umso wirksamer, je größer diese sind und je näher diese beim zu schützenden Überschwemmungsgebiet liegen. Ein Becken mit dem Standort unmittelbar oberhalb des zu schützenden Bereiches hat als Zufluss den Abfluss des gesamten Einzugsgebiets E_1 , ein weiter flussaufwärts befindliches kontrolliert hingegen nur ein Teileinzugsgebiet E_2 (Abb. 5.12).

Ungesteuerte Becken. In ungesteuerten Becken hängt der Abfluss lediglich vom Beckenwasserstand ab. Die Betriebseinrichtungen sind unbeweglich, damit war-

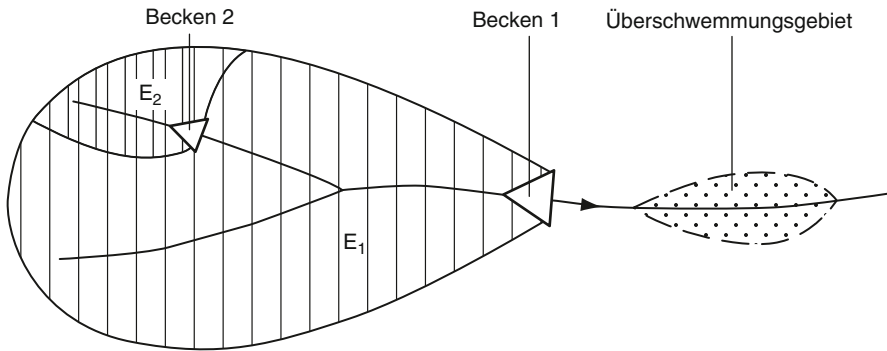


Abb. 5.12 Wirkung von Hochwasserrückhaltebecken an unterschiedlichen Stellen im Einzugsgebiet. Becken 1 kontrolliert das gesamte Einzugsgebiet E_1 , Becken 2 nur den Teil E_2 davon

tungsfreundlich und sicher. Sie bestehen aus einem Betriebsauslass oder Grundablass mit festem Durchflussquerschnitt und einer Hochwasserentlastung mit der Überfallkote entsprechend dem maximalen Stauziel.

Ziel der Hochwasserentlastung ist es, über das Stauziel hinausgehende Wasserspiegelanstiege derart zu verringern, dass ein vorgegebener Maximalstau nicht überschritten wird und das Sperrenbauwerk auf keinem Fall überflutet wird.

Es wird unterschieden zwischen *überlastbaren* (d. h. überströmbaren) und *nicht überlastbaren* (d. h. nicht überströmbaren) Hochwasserentlastungen.

Zu den „überlastbaren“ Anlagen gehören Überfallbauwerke mit anschließendem Freispiegelgerinne (u. a. Trogüberfall im Talhang, festes Wehr im Damm, Stirnüberfall über der Mauer).

Zu den „nicht überlastbaren“ Entlastungsanlagen zählen insbesondere Überfälle, die in ein geschlossenes Leitungssystem übergehen (u. a. Schachtüberfall, gedeckte oder unterirdische Schussrinnen) (Abb. 5.13).

Hinsichtlich der Abflusscharakteristik können drei Bereiche unterschieden werden (s. Abb. 5.14):

- Kleinere Zuflüsse werden unmittelbar durch den Beckenausfluss abgeführt. Der Beckenzufluss Q_Z entspricht dem Abfluss Q_A aus dem Rückhaltebecken. Im Abflussbauwerk (Durchlass) herrscht Freispiegelabfluss.
- Bei größeren Zuflüssen läuft der Durchlass voll und der Beckenwasserspiegel wird aufgestaut, d. h. Wasservolumen gespeichert ($Q_Z = Q_A + Q_R$).
- Treten sehr große Zuflüsse auf, so wird der Rückhalteraum voll beansprucht und die Hochwasserentlastung tritt in Funktion ($Q_Z = Q_A + Q_R + Q_E$).

Gesteuerte Becken. Gesteuerte Hochwasserrückhaltebecken benötigen bei gleicher Reduzierung der Hochwasserwelle ein kleineres Rückhaltevolumen als ungesteuerte Becken. Diesem Vorteil steht aber der Nachteil gegenüber, dass die Steuerung und die beweglichen Regulierorgane die Anlage verteuern und diese auch im Hochwasserfall versagen können.

Abb. 5.13 Ungesteuerte Hochwasserrückhaltebecken. **a** Grünes Becken mit Absperrdamm, Betriebsauslass mit Drosselquerschnitt und Tosbecken, Schachtüberfall als Hochwasserentlastung, **b** Betriebsauslass und Hochwasserentlastung in einem mönchartigen Bauwerk in der wasserseitigen Dammböschung vereinigt, **c** Becken mit Dauerstau, erzeugt durch die Stauwand im mönchartigen Bauwerk, **d** Becken mit Bogenmauer und Betriebsauslass, Hochwasserentlastung mit Trogüberfall, anschließender Sammelrinne und Entlastungsstollen

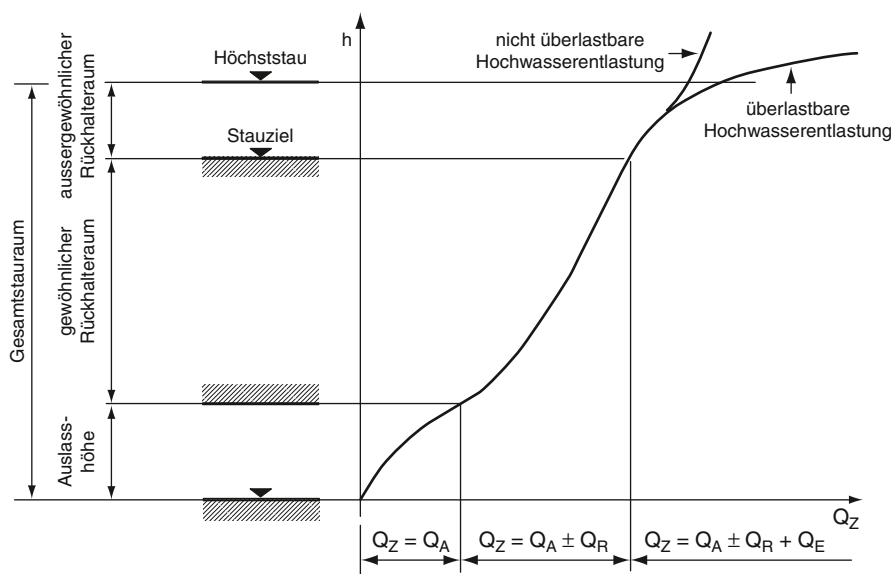
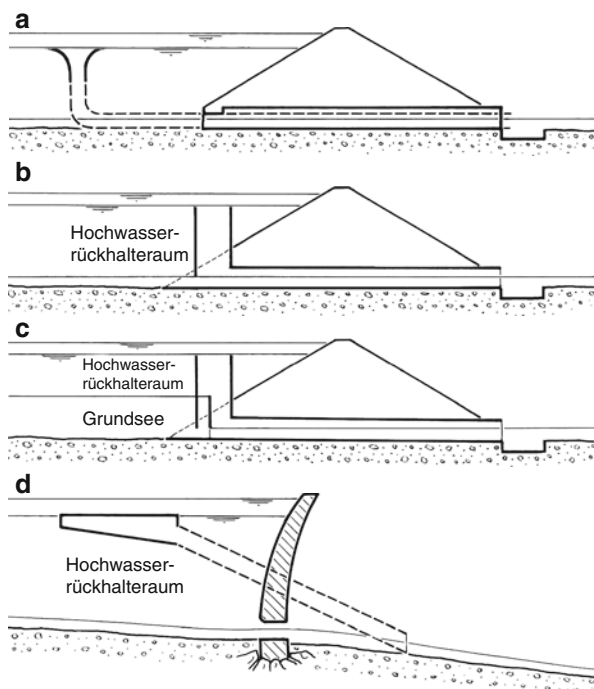
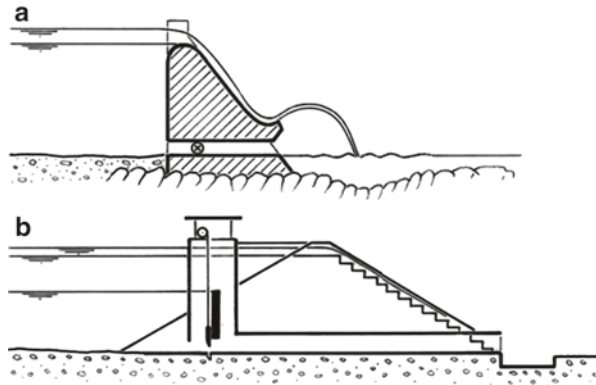


Abb. 5.14 Hydraulische Charakteristik der Betriebseinrichtungen eines Hochwasserrückhaltebeckens mit ungesteuertem Betriebsauslass

Abb. 5.15 Gesteuerte Hochwasserrückhaltebecken.

a Klassische Talsperrenvariante mit Betriebsauslass (Grundablass) und Mauerüberfall als Hochwasserentlastung, **b** Becken mit Dauerstau; Steuerung des Rückhalts mit Hubschütze im mönchartigen Auslassbauwerk; Hochwasserentlastung als eingetieftes Raugerinne auf der Luftseite des Damms



Der Beckenausfluss wird am Betriebsauslass von einem Kontrollbauwerk reguliert (z. B. einem Schütz oder einem Schieber) (Abb. 5.15). Die Hochwasserentlastung einer derartigen Anlage sollte aus Sicherheitsgründen aus einem festen Überfall bestehen, um ein Versagen der Anlage auszuschließen.

5.3.3 Gerinneausbau

Unter einem Gerinneausbau werden wasserbauliche Maßnahmen verstanden, welche die Abflussleistung des bestehenden Gerinnes erhöhen und auf diese Weise eine schadlose Ableitung der Hochwasserwellen durch das Überschwemmungsgebiet ermöglichen sollen (s. auch Abb. 5.1). Dazu gehören:

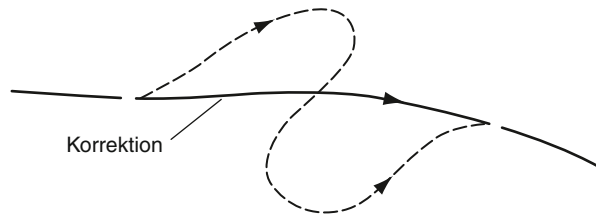
- Vergrößerung des Abflussprofils durch die Errichtung von Schutzdämmen, Gerinneverbreiterungen und -vertiefungen (Abb. 5.16)
- Entfernung abflusshemmender Hindernisse wie Einbauten, Ufergehölze, tiefliegende Brücken und zu enge Durchlässe.
- Steigerung des Abflussvermögens durch Laufverkürzungen bei gleichzeitiger Gefälleerhöhung (u. a. Begradigungen, Mäanderdurchstiche – s. Abb. 5.17)
- Verringerung der Gerinnerrauheit
- Sicherung von Sohle und Böschungsfuß gegen Erosion (u. a. durch Abpflasterung)

Gerinneaufweitungen. Die einfachste und beste Möglichkeit die Abflussleistung eines Gewässerabschnittes zu steigern, sind entsprechende *Gerinneaufweitungen*.



Abb. 5.16 Vergrößerung des Abflussprofils durch **a** Errichtung von Schutzdämmen, **b** Ausbaggung, **c** Gerinneverbreiterung bzw. Gerinneaufweitung

Abb. 5.17 Laufverkürzung durch Mäanderdurchstich



In *innerstädtischen Bereichen* sind Aufweitungen wegen der begrenzten Flächenverfügbarkeit jedoch oft nur im eingeschränkten Maße realisierbar. Mitunter können aber durch eine Verkleinerung von genutzten Bereichen (z. B. Rückbau oder Verkleinerung von Verkehrsflächen, Einbeziehung von städtischen Grünflächen) zusätzliche Flächen für eine Ausbaumaßnahme gewonnen werden.

Vielfach ist es erst im Rahmen eines geschlossenen Gesamtkonzepts möglich, eine allgemeine Akzeptanz für Ausbaumaßnahmen im Bestand herbeizuführen. Dabei spielt der Interessenausgleich und nicht zuletzt der finanzielle Ausgleich eine wichtige Rolle.

Bei ökologischen Umgestaltungen (Renaturierungen) ist zu beachten, dass Vegetationsstrukturen die Abflussleistung reduzieren. Ob diese Minderung planungsrelevant ist, kann nur eine hydraulische Berechnung klären.

Beseitigung von Abflusshindernissen. In einem Gerinne können *lokale Abflusshindernisse* einen Aufstau bewirken, der dann zu einem mehr oder weniger weit nach oberstrom reichenden Anstieg des Wasserspiegels führt.

An *Strömungshindernissen* im Gewässerbett können sich sowohl Kolke als auch Anlandungen ausbilden. Entstehen Kolke in der Nähe von Fundamenten kann deren Standfestigkeit beeinträchtigt werden. Durch die stärkere Beanspruchung der Gewässersohle neigt eine ungeschützte Sohle zur Eintiefung.

Typische Entstehungsursachen von lokalen Veränderungen an der Gewässersohle sind u. a.:

- zu kleine Abflussquerschnitte, Einengungen des Abflussquerschnitts durch Brückenwiderlager und -pfeiler, enge Durchlässe, Verrohrungen.
- abrupte Richtungswechsel in der Linienführung
- im Abflussquerschnitt befindliche Versorgungs- und Entsorgungsleitungen
- seitliche Zuflüsse (z. B. Einmündungen von Nebengewässern, Ausläufe von Regenentlastungsbauwerken)
- Einflüsse durch bestehende Wasserbauwerke (z. B. Wehr- und Stauanlagen, Wasserentnahme- oder Rückgabebauwerke)
- Reduzierung des Fließquerschnitts durch Schwimmstoffe (Verklausungen oder Versetzungen)
- Auf- und Anlandungszonen von Feststoffen

Lokale Fließwiderstände. können reduziert werden, indem zum Beispiel Abflussquerschnitte an Brücken und Durchlässen vergrößert werden oder Versorgungsleitungen aus dem Abflussquerschnitt entfernt werden.

Gerinneglättung. Kontinuierliche Fließwiderstände (Verluste) können durch den Ausbau des Gerinnes (d. h. durch eine Glättung) reduziert werden. Im Ergebnis führen derartige Maßnahmen zu einer Steigerung der Abflussleistung, aber auch zu einer größeren Belastung der Gewässersohle.

Typische Ausbauformen sind gepflasterte Sohlen und Böschungen, gemauerte oder betonierte Seitenwände und die Streckung der Linienführung (d. h. Reduzierung der Krümmungswiderstände).

Ein derartiger Gerinneausbau hat jedoch sehr negative Auswirkungen auf die ökologischen Strukturen und sollte daher möglichst vermieden werden.

Etwas anders liegt der Fall, wenn stark durchströmte Bereiche eines Abflussquerschnitts bewusst von Bewuchs freigehalten werden, um dort möglichst große Wassermengen abführen zu können. Die Gestaltung von Flutmulden ist zwar auch eine Form der Gerinneglättung, jedoch können dadurch hydraulische Erfordernisse und ökologische Ansprüche besser in Einklang gebracht werden (s. auch Gerinneentlastungen – s. Abschn. 5.3.4).

Erhöhung des Sohlengefälles. Durch die Erhöhung des Sohlengefälles kann die Leistungsfähigkeit einer vorhandenen Gewässerstrecke ebenfalls gesteigert werden. Dieser Verfahrensweise sind jedoch enge Grenzen gesetzt, da eine Veränderung der Sohlenhöhen folgende Auswirkungen haben kann:

- Veränderung der Sohlenhöhen benachbarter Gewässerstrecken
- Gefährdung der Gründungen der Gewässerberandungen (z. B. Deiche, Dämme, Mauern, Böschungen)
- Gefährdung von ufernahen Bauwerken, Brückenpfeilern, Widerlagern u. a.
- Negative Auswirkungen auf den Feststofftransport bzw. die Geschiebebilanz

Um eine Gefälleerhöhung realisieren zu können, sind meist Veränderungen am Gewässerbett erforderlich. Diese sind in der Regel kostspielig und aufgrund der Randbedingungen oft nicht realisierbar.

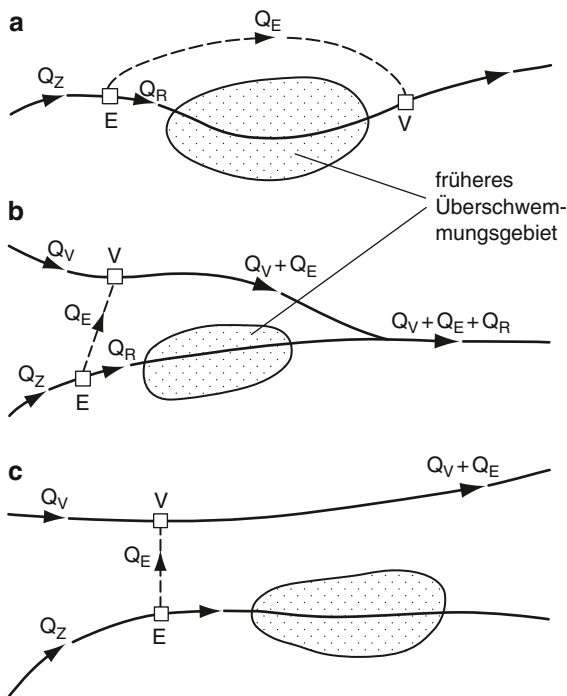
5.3.4 Gerinneentlastungen

Zur Hochwasserentlastung zählen Umleitungen und Überleitungen. Aufgeteilt wird der Abfluss an sog. Verzweigungsbauwerken. Von dort gehen Entlastungsgerinne, meist Stollen oder Kanäle ab (Abb. 5.18). Dadurch wird ein Fließabschnitt von Spitzenabflüssen entlastet.

Gestaltungsmöglichkeiten. Zur Entlastung einer Gewässerstrecke (Gerinne) stehen folgende Gestaltungen zur Verfügung (s. Abb. 5.18):

- Umleitungen (Bau von Entlastungsgerinnen, wie z. B. Bypässe, Flutgräben, Entlastungskanäle, Flutmulden) (Abb. 5.18a)
- Optimierung der Abflussaufteilung durch Umverteilung der Abflüsse (s. Abb. 5.18b)
- Ab- bzw. Überleitung in ein benachbartes Fließgewässer bzw. Einzugsgebiet (s. Abb. 5.18c).

Abb. 5.18 Möglichkeiten zur Entlastung von Fließgewässern. **a** Bypass, **b** Umverteilung der Abflüsse, **c** Überleitung



Bei einer Umleitung werden die kritischen Abflüsse um die gefährdeten Bereiche herumgeführt. Im Schutzgebiet selbst können durch eine geschickte Aufteilung der Abflüsse unter Ausnutzung vorhandener oder ggf. neu zu schaffender Gerinnekapazitäten oft kritische Bereiche entschärft werden.

Steuerung der Entlastung. Die Abflussaufteilung kann durch unbewegliche (feste) und bewegliche Wehre (Kontrollbauwerke) gesteuert werden. Feste Wehre (Stauanlagen) wirken entsprechend ihrer baulichen Auslegung.

Maßgebende Größen sind die Höhe der Wehrschwelle sowie Länge und Form der Wehrkrone. Der Abfluss über das Wehr steigt mit zunehmendem Wasserstand über der Wehrkrone.

Günstig für die Steuerung des Entlastungssystems sind bewegliche Wehre. Je nach Bauart des Kontrollbauwerks (Wehranlage) wird dieses über- oder unterströmt. Durch Auf- und Zufahren der Verschlüsse ist es möglich, den gesamten Abflussquerschnitt freizugeben oder vollständig zu verschließen. Da bei der Regulierung beliebige Zwischenstellungen angefahren werden können, ist bei Bedarf jederzeit eine Anpassung an veränderte Abflussbedingungen möglich.

Planung einer Gerinneentlastung. Die Verhältnisse vor Ort sind ausschlaggebend bei der Planung der Ausleitungsstrecke und für die optimale Position des Kontrollbauwerks. Mögliche Entscheidungskriterien können zum Beispiel sein:

- Verfügbarkeit von entsprechend geeigneten Flächen
- Städtebauliche und kulturhistorische Aspekte

- Möglicher Verlauf einer Schutzlinie
- Schadenspotenziale, Schadensrisiken
- Erhaltung oder Wiederherstellbarkeit der Durchgängigkeit eines Fließgewässers
- Auswirkungen der Maßnahme nach ober- bzw. unterstrom
- hydraulische und hydraulisch-sedimentologische Machbarkeit (u. a. Abflussleistung einzelner Gerinneabschnitte, Stabilität der Gewässersohle, Feststofftransportvorgänge in Hauptarm und Ausleitungsstrecke)
- Wirtschaftlichkeitsaspekte, Kosten-Nutzen-Verhältnis
- Steuerungsmöglichkeiten, Betriebsablauf
- Wohnumfeld, Naherholung, Integration von Freizeit- und Erholung

Bei der Planung muss sichergestellt werden, dass die vorhandene Abflusssituation durch die geplanten Maßnahmen nicht negativ beeinflusst wird. Auch hier kann nur bei Kenntnis aller Einflussfaktoren im Einzelfall entschieden werden.

Kapitel 6

Wasserkraftnutzung

Die Erzeugung elektrischer Energie aus Wasserkraft gehört zu den regenerativen Energieformen. Durch die schnelle Zuschaltung von Wasserkraftanlagen können Spitzenlasten bedient werden, für deren Abdeckung normalerweise in thermischen Anlagen Überkapazitäten erzeugt werden müssten.

In diesem Kapitel sollen die wasserbaulichen Aspekte der Wasserkraft beschrieben werden. Dazu zählen die Beschreibung der unterschiedlichen Anlagentypen, die Gestaltung der Wasserfassung und der Zulaufkanäle, die Speicherung von Wasser sowie die Arbeitsweise von Turbinen und Pumpen.

6.1 Das Prinzip der Wasserkraftnutzung

Die Wasserkraftnutzung dient der Nutzbarmachung der hydromechanischen Energie des Wassers. Im Vordergrund dieser Nutzung steht die Umwandlung der hydromechanischen Energie von Fließgewässern in *elektrische Energie* (u. a. Giesecke u. Mosonyi 2009; Bauhaus-Universität Weimar 2007; Strobl u. Zunic 2006; Lattermann 2010).

Bei stationären Fließbedingungen gilt für die beiden Kontrollquerschnitte o und u (s. Abb. 6.1a) der erweiterte Satz von Bernoulli:

$$z_o + h_o + \frac{v_o^2}{2g} = z_u + h_u + \frac{v_u^2}{2g} + h_{vB} \text{ [m]}$$

und bei $v_o \cong v_u$ bzw. bei Vernachlässigung der Geschwindigkeitshöhen:

$$(z_o + h_o) - (z_u + h_u) = h_{vB} = H \text{ [m]}$$

mit

$z + h$	Wasserspiegelhöhe (Sohlenhöhe plus Wassertiefe) [m]
v	mittlere Fließgeschwindigkeit [m/s]
g	Erdbeschleunigung [m/s ²]

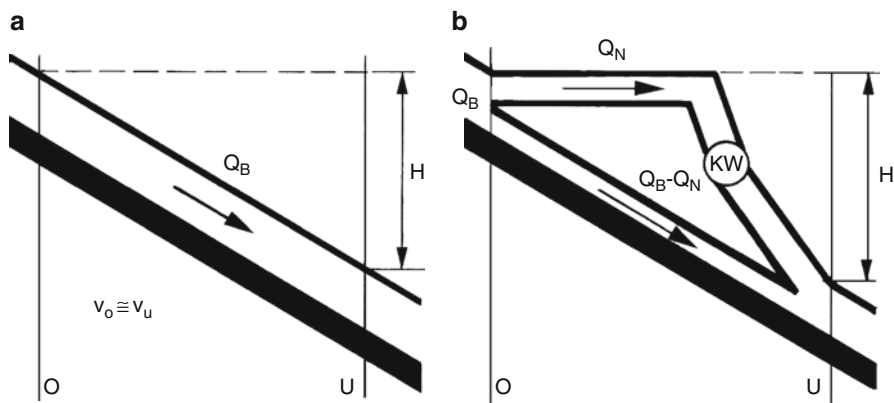


Abb. 6.1 Gegenüberstellung der **a** ungenutzten Gewässerstrecke und der **b** genutzten Gewässerstrecke zwischen den Kontrollquerschnitten o und u

$h_{v,B}$ Verlusthöhe infolge Reibung, Krümmung, Querschnittsveränderung im Fließgewässer [m]

H Wasserspiegeldifferenz oder Fallhöhe [m]

Die Verlusthöhe $h_{v,B}$ ist mit der Wasserspiegeldifferenz H identisch. Die zwischen den beiden Kontrollabschnitten verbrauchte hydromechanische Leistung N_B beträgt:

$$N_B = \rho \cdot g \cdot Q_B \cdot H \text{ [W]}$$

mit

ρ Dichte des Wassers [kg/m^3]

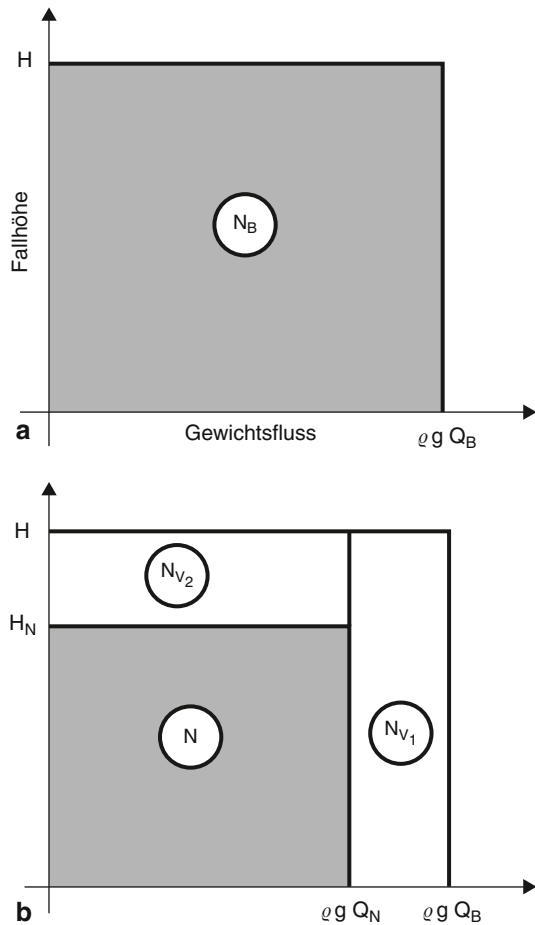
Q_B Abfluss [m^3/s]

Anmerkung: Im Buch wird für die Leistung die Grundeinheit Watt [W] verwendet. In Verbindung mit der Wasserkraftnutzung wird die Leistung üblicherweise in Kilowatt [$1 \text{ kW} = 1.000 \text{ W}$] oder Megawatt [$1 \text{ MW} = 1.000.000 \text{ W}$] angegeben.

Die *hydromechanische Leistung* N_B wird in einem naturbelassenen Fließgewässer vollständig in Wärme umgewandelt, die sich auf das Wasser und dessen Umgebung überträgt (s. Abb. 6.2a).

Betrachtet man dagegen ein Fließgewässer mit einer Wasserkraftanlage (s. Abb. 6.1b), so wird nur der Anteil N_v der hydromechanischen Leistung in Wärme umgewandelt. Der Anteil N wird im Kraftwerk (KW) bzw. im Generator in elektrische Energie umgewandelt (s. Abb. 6.2b).

Abb. 6.2 Leistungsbilanz einer Wasserkraftanlage. **a** im ungenutzten Gewässer wird N_B in Wärme umgewandelt, **b** im genutzten Gewässer kann N genutzt werden, während N_{V1} und N_{V2} als lokale Verluste bezeichnet werden können



Für die *hydromechanische Nutzleistung* N gilt:

$$N = \rho \cdot g \cdot Q_N \cdot (H - h_v) = \rho \cdot g \cdot Q_N \cdot H_N \text{ [W]}$$

mit

- N hydromechanische Nutzleistung [W]
- Q_N genutzter bzw. nutzbarer Abfluss [m^3/s]
- h_v Verlusthöhe in den Triebwasserleitungen und -kanälen [m]
- H_N $H - h_v$ = Nutz- oder Nettofallhöhe [m]

Die *hydromechanische Nutzleistung* N ist umso größer, je kleiner die Verlustleistung N_v gehalten werden kann. Es ist:

$$N_v = N_B - N = \rho \cdot g \cdot (Q_B - Q_N) = \rho \cdot g \cdot Q_N \cdot H_N \text{ [W]}$$

oder

$$N_v = N_{v1} + N_{v2} \text{ [W]}$$

Der Parameter N_{v1} repräsentiert den nicht gefassten Wasserabfluss

$$N_{v1} = \rho \cdot g \cdot (Q_B - Q_N) \cdot H \text{ [W]}$$

und N_{v2} die Verluste in den Triebwasserleitungen und -kanälen; für die gilt:

$$N_{v2} = \rho \cdot g \cdot Q_N \cdot h_v \text{ [W]}$$

Aus der Sicht der Wasserkraftnutzung betrachtet, ist der Anteil N_v eine nicht realisierte Leistung, eine sog. *Verlustleistung*. Der Anteil N_{v1} ergibt sich aus dem Umstand, dass ein Teil des Abflusses im Gewässer, nämlich $Q_B - Q_N$, nicht gefasst wird. Der Anteil N_{v2} ist das Ergebnis der unvermeidlichen *hydraulischen Verlusthöhe* h_v in den Nutzwasserleitungen.

Abbildung 6.2 zeigt die Leistungsbilanzen für Gewässer *ohne* Wasserkraftnutzung (Abb. 6.2a) und mit Wasserkraftanlage (Abb. 6.2b).

Im Kraftwerk (KW) wird die *hydromechanische Nutzleistung* N durch die Turbinen in die *mechanische Leistung* N_T und anschließend in den Generatoren in elektrische Leistung N_G umgewandelt. Meist wird die *Generatorspannung* noch auf eine höhere *Übertragungsspannung* transformiert. Dadurch geht die Leistung N_G in die Kraftwerksleistung N_{KW} über (Abb. 6.3).

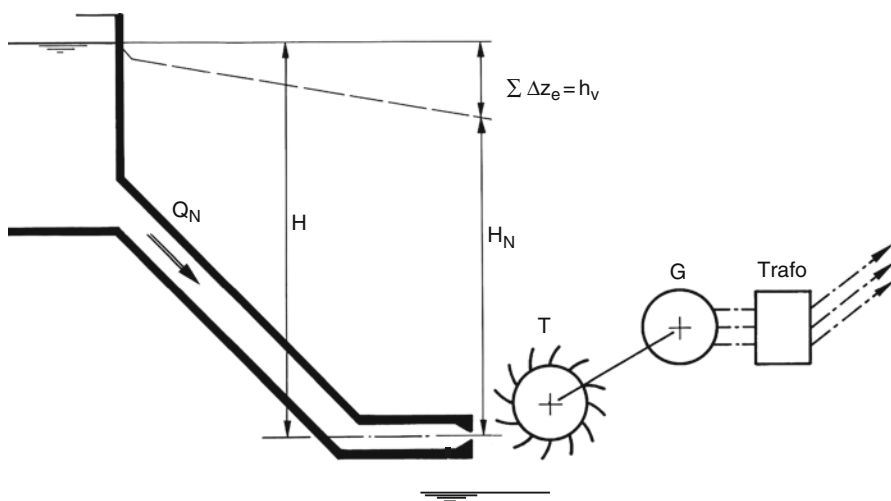


Abb. 6.3 Schematische Darstellung eines Kraftwerks mit Pelton-turbine T , Generator G und Transformator (Trafo)

Die auftretenden *Umwandlungsverluste* werden in den Wirkungsgraden η_T (Turbine), η_G (Generator) und η_{Trafo} (Transformatoren) berücksichtigt.

Für die *Turbinenleistung* N_T an der Turbinenwelle gilt:

$$N_T = \eta_T \cdot N = \eta_T \cdot \rho \cdot g \cdot Q_N \cdot H_N \text{ [W]}$$

und für die an den Generatorklemmen gemessene *Generatorleistung* N_G :

$$N_G = \eta_G \cdot N_T = \eta_T \cdot \eta_G \cdot \rho \cdot g \cdot Q_N \cdot H_N \text{ [W]}$$

Sowie für die abgegebene *Transformator-* bzw. *Kraftwerkleistung* N_{KW} , gemessen an den Transformatorklemmen,

$$N_{KW} = \eta_{\text{Trafo}} \cdot N_G = \eta_T \cdot \eta_G \cdot \eta_{\text{Trafo}} \cdot \rho \cdot g \cdot Q_N \cdot H_N \text{ [W]}$$

Das Produkt der drei Wirkungsgrade $\eta_T \cdot \eta_G \cdot \eta_{\text{Trafo}}$ kann als Kraftwerkswirkungsgrad η_{KW} bezeichnet werden. Er liegt bei neueren Anlagen zwischen 80 und 88 %.

Die *Kraftwerksproduktion* E für eine bestimmte Zeitdauer T folgt aus der Energieformel:

$$E = \int_0^T N \cdot dt \text{ [Wh]}$$

6.2 Anlagentypen

Die *nutzbare hydromechanische Leistung*

$$N = \rho \cdot g \cdot Q_N \cdot H_N \text{ [W]}$$

ist umso größer, je kleiner die Verlustleistung N_V gehalten werden kann, beziehungsweise je größer der nutzbare Abfluss Q_N und die Nutzfallhöhe H_N sind.

Der nutzbare Abfluss Q_N wird dabei durch den *Abfluss* des Fließgewässers, die *Restwasserabgabe* und den *Bemessungsabfluss* begrenzt.

Die *Nutzfallhöhe* $H_N = H - h_v$ setzt sich aus der *Bruttofallhöhe* H und der *Verlusthöhe* h_v zusammen.

Die *Bruttofallhöhe* H ist bei gegebenem Gefälle des Fließgewässers von der Wahl der Nutzungsstrecke abhängig. Ist diese einmal festgelegt, so kann nur noch die *Verlusthöhe* h_v beeinflusst werden.

Aus wirtschaftlichen Gründen müssen die *Nutzwasserleitungen* einer Wasserkraftanlage (u. a. Triebwasserleitungen und -kanäle) derart ausgelegt werden, dass die *Verlusthöhe* h_v möglichst gering ausfällt. Die Verlusthöhe h_v umfasst in der Hauptsache die *Reibungsverlusthöhe* h_{vR} .

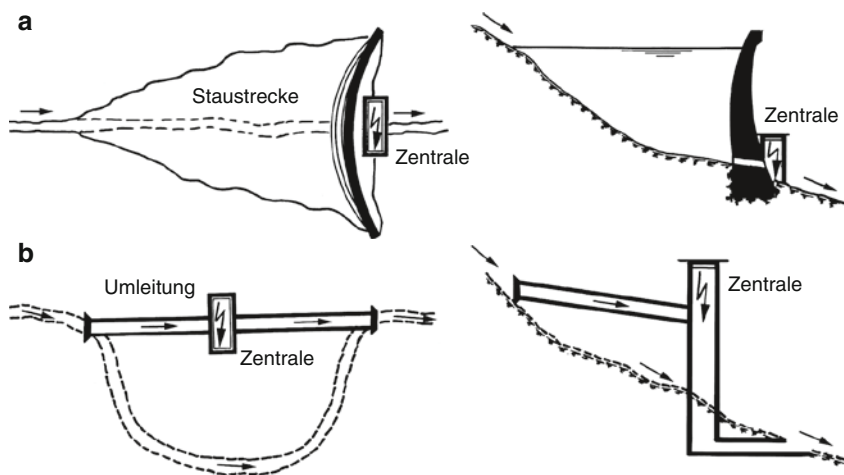


Abb. 6.4 Typen von Wasserkraftanlagen. **a** Stauwerk, **b** Umleitwerk

Nach der Gleichung von Manning-Strickler ergibt sich:

$$h_{v,R} = \frac{l \cdot v_m^2}{k_{Str}^2 \cdot r_{hy}^{4/3}} \quad [m]$$

mit

$h_{v,R}$	Reibungsverlusthöhe [m]
l	Länge der Nutzwasserleitungen [m]
v_m	mittlere Fließgeschwindigkeit [m/s]
k_{Str}	Rauheitsbeiwert nach Manning-Strickler [$m^{1/3}/s$]
r_{hy}	hydraulischer Radius [m]

Bei *Stauwerken* (Abb. 6.4a) wird die Reibungsverlusthöhe dadurch klein gehalten, dass ein Fließgewässer aufgestaut wird. Auf diese Weise wird die Fließgeschwindigkeit v herab- und der hydraulische Radius r_{hy} auf der Staustrecke (die man im weitesten Sinne auch als Nutzwasserleitung betrachten kann) hinaufgesetzt.

Anders ist es bei den *Umleitwerken* (Abb. 6.4b). Dort wird die Reibungsverlusthöhe vermindert, indem das Nutzwasser in besonderen Leitungen mit kleiner Rauheit, also großem k_{Str} -Wert, geführt wird. Durch Abschneiden von Fluss- oder Bachschleifen kann dabei oft auch die Länge l der Nutzwasserleitungen herabgesetzt werden.

Stau- und *Umleitwerke* sind also bezüglich der Reduzierung der Reibungsverlusthöhe zwei grundsätzlich verschiedene Typen von Wasserkraftanlagen. Dies schließt allerdings nicht aus, dass auch Kombinationen beider Anlagentypen gebaut werden.

Eine weitere Möglichkeit, Wasserkraftanlagen zu kennzeichnen, besteht darin, dass man *Speicherfähigkeit* und *Nutzfallhöhe* als Merkmale hervorhebt. Als Typen unterscheidet man dann:

- Speicherkraftwerke (mit Speicher)
- Laufkraftwerke (ohne Speicher)

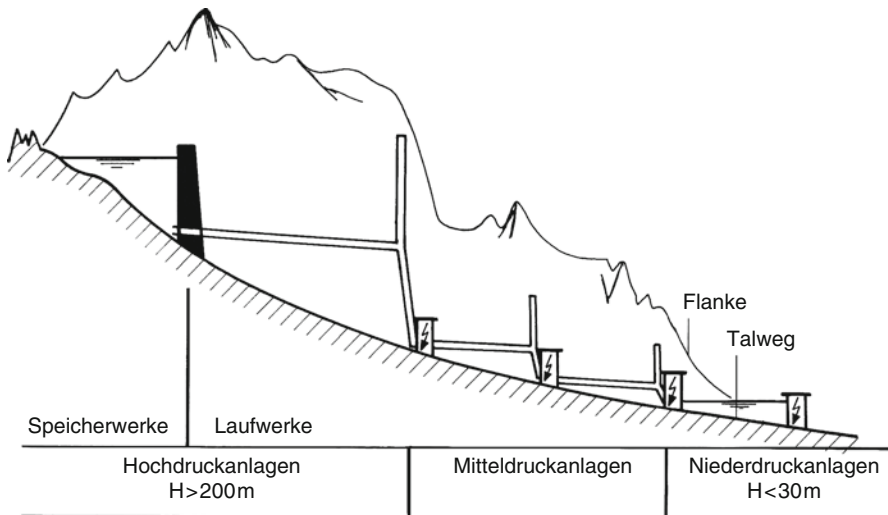


Abb. 6.5 Systematik eines Flussausbaus von der Quelle bis zur Mündung (oder bis zu allzu flachen Flussstrecken)

oder

- Hochdruckanlagen (für $H_N > 200$ m),
- Mitteldruckanlagen (für $30 < H_N < 200$ m)
- Niederdruckanlagen (für $H_N < 30$ m)

Als Kombinationen sind beispielsweise die *Hochdruckspeicherwerke* und *Niederdrucklaufwerke* sehr verbreitet.

Bei einem lückenlosen Flussausbau, wie er in Abb. 6.5 skizziert ist, werden in alpinen Gegenden am Oberlauf meistens *Hochdruckspeicherwerke* bzw. *Hochdrucklaufwerke* in Form von Kombinationen aus Stau- und Umleitwerken errichtet. Dann folgen im Mittellauf *Mitteldrucklaufwerke* und im Unterlauf *Niederdrucklaufwerke*, die sowohl als Stau- als auch als Umleitwerke gebaut werden.

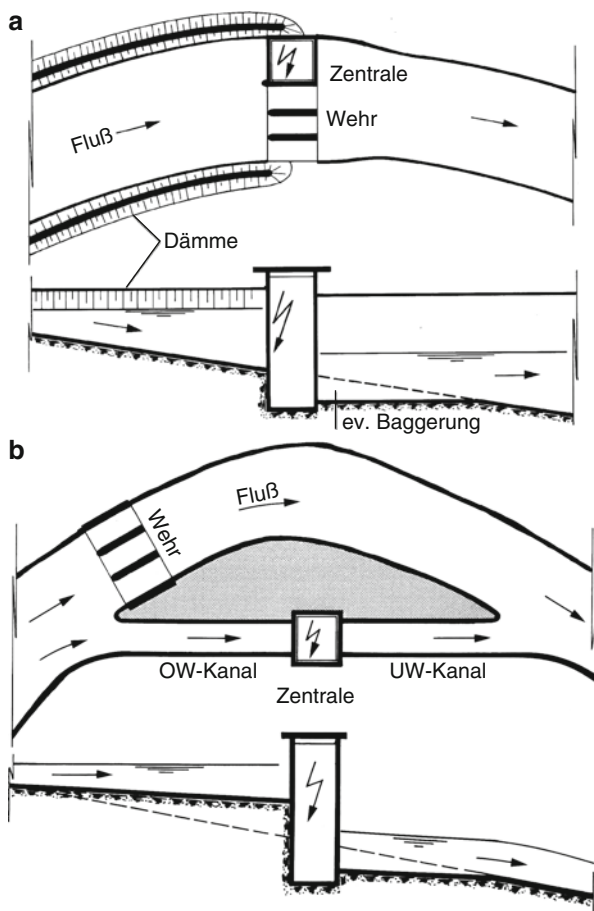
6.2.1 Niederdruckanlagen

Die Stauwerke unter den Niederdruckanlagen werden gewöhnlich als *Flusskraftwerke* bezeichnet (s. Abb. 6.6a) und die Umleitwerke als *Kanalkraftwerke* (s. Abb. 6.6b).

Bei den *Flusskraftwerken* wird der Fluss durch eine Sperre aufgestaut, die aus einem Wehr und einer Zentrale (u. a. Krafthaus, Maschinenhaus, Turbinenhaus) besteht.

Im Regelfall liegen *Wehr* und Kraftwerkszentrale (sog. Zentrale) nebeneinander im Fluss (s. Abb. 6.6a). Der Aufstau durch die Wehranlage erfordert oberwasserseitig der Zentrale entsprechend hohe Dämme, um ein Umströmen der Anlage zu

Abb. 6.6 Typen von Niederdruckanlagen in Situation und Längsschnitt. **a** Flusskraftwerk, **b** Kanalkraftwerk



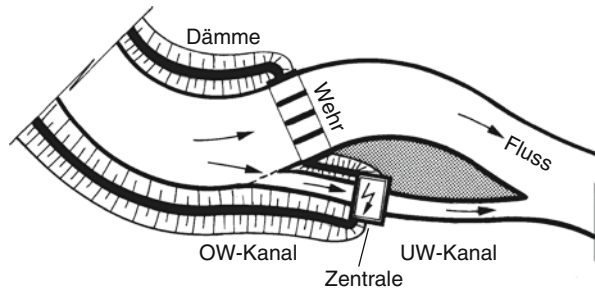
vermeiden. Zuweilen wird die *Fallhöhe* noch durch unterwasserseitige Baggerungen vergrößert.

Bei *Kanalkraftwerken* sind Wehr und Zentrale getrennt. Das Wehr staut den Fluss auf, der Abfluss wird mittels eines Kanals der Zentrale zugeführt. Die Zentrale steht an einer günstigen Stelle im Kanal (s. Abb. 6.6b).

Abbildung 6.7 zeigt, wie *Stau-* und *Umleitwerk* bei einer Niederdruckanlage kombiniert werden können. Das Wehr staut den Fluss auf. Es bildet sich eine *Stau-strecke*, die oberwasserseitig mit Seitendämmen eingefasst ist. Die durch den Aufstau geschaffene *Nutzfallhöhe* wird vergrößert, indem das Wasser aus dem Flussbett in einen Kanal geleitet wird.

Die Zentren der *Niederdruckanlagen* mittlerer und großer Leistungen enthalten heute ausnahmslos *Kaplanturbinen*. Bei Fallhöhen über 15 m handelt es sich vorwiegend um *vertikalachsige Kaplanturbinen*. Sind die Fallhöhen geringer als 15 m, kommen *horizontalachsige Kaplanturbinen* oder solche mit leicht geneigten Achsen zum Einsatz (s. Abb. 6.8).

Abb. 6.7 Niederdruckanlage als Kombination eines Stau- und eines Umleitwerks



Niederdruckanlagen von *Kleinkraftwerken* sind oft auch mit Francisturbinen oder Durchström-Turbinen ausgerüstet (vgl. Abschn. 6.7).

Die Abmessungen der *Kraftwerkszentralen* werden in ihrem Unterbau weitgehend durch die Anzahl der Turbinen und durch deren *hydraulisches Profil* bestimmt. Unter dem hydraulischen Profil versteht man die Form der Nutzwasserleitung vom Einlauf bis zum Auslauf der Zentrale.

Auch haben *Fallhöhe* und *Laufraddurchmesser* Einfluss auf die Hauptabmessungen einer Wasserkraftanlage. Der Unterbau (Gründung, Fundament) muss in der

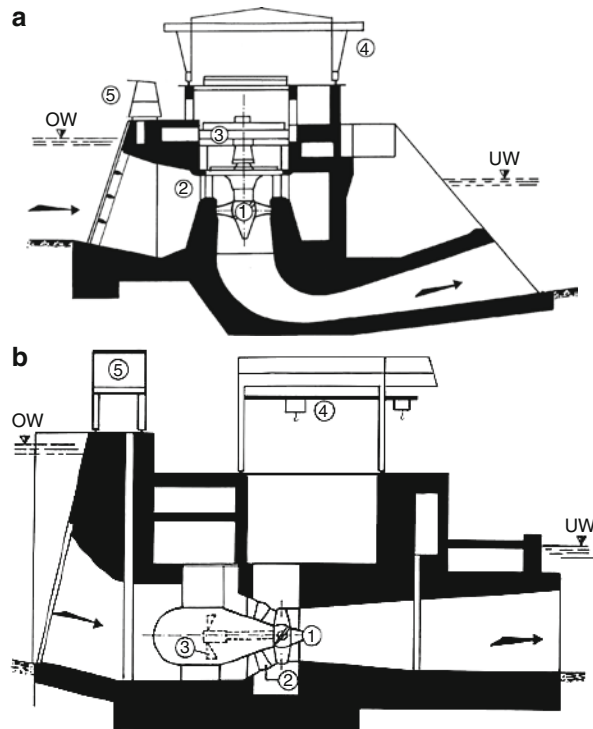


Abb. 6.8 Beispiel einer Zentrale. **a** mit vertikalachsigen Kaplanturbinen (z. B. Säcking am Hochrhein), **b** mit horizontalachsigen Rohrturbinen (z. B. Bannwil an der Aare). Anlagenbestandteile sind: 1. Kaplanlauf- oder Francisrad, 2. Leitapparat, 3. Generator, 4. Kran, 5. Rechenreinigungsmaschine

Lage sein, die *Generatoren* und ggf. noch die *Transformatoren* zu tragen. Weitere wichtige Anlagenteile sind:

- Rechen mit Reinigungsgeräten
- Notverschlussmöglichkeiten (u. a. Oberwasser-Dammbalken, Nadeln)
- Leitapparat
- Laufrad
- Notverschlussmöglichkeiten (u. a. Unterwasser-Dammbalken, Nadeln).

Über den *Turbinen* und *Generatoren* wird meist ein *Maschinenhaus* angeordnet, das den Maschinensaal mit einem oder zwei Brückenkranen für Montage- und Revisionszwecke enthält (sog. *Hochbauweise*). Es gibt aber auch andere Bauweisen.

6.2.2 Mittel- und Hochdruckanlagen

Die als *Stauwerke* ausgebildeten *Mitteldruckanlagen* werden oft als *Talsperrenkraftwerke* bezeichnet. Sie bestehen im Wesentlichen aus einer *Talsperre* und einer am Fuß der Stauanlage platzierten Kraftwerkszentrale. Derartige Anlagen nutzen die durch die Staumauer geschaffene Fallhöhe (s. Abb. 6.9).

Die *Umleitwerke* unter den *Mittel-* und *Hochdruckanlagen* haben in der Regel den in Abb. 6.10 dargestellten Längsschnitt. Sie fassen das Wasser von einem oder mehreren Fließgewässern und führen es durch *Kanäle* oder *Freilaufstollen* zu einem *Ausgleichsbecken* oder *Speicher*. Von dort strömt es dann in einem *Druckstollen* oder *Druckschacht* zur Zentrale.

Es wird grundsätzlich angestrebt, die unter hohem Innendruck stehenden Nutzleitungen möglichst kurz zu halten, weil solche Gerinne, insbesondere bei Hochdruckanlagen, sehr teuer sind. Die daraus entwickelten Bautypen werden als *alpine* und *skandinavische Bauweisen* bezeichnet.

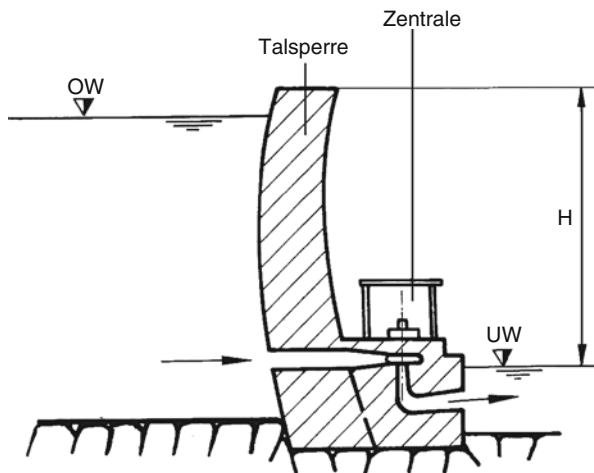
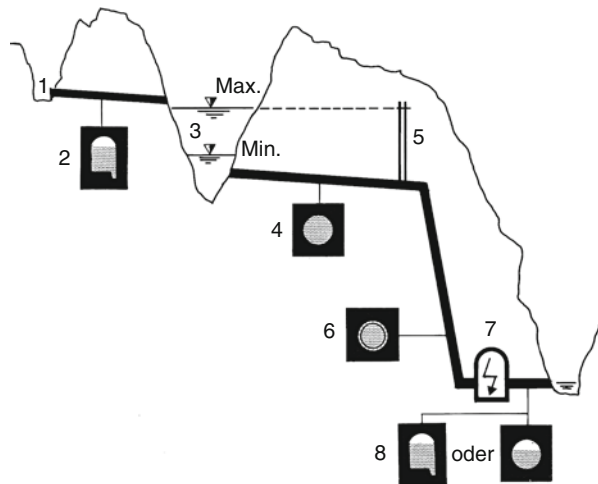


Abb. 6.9 Schema einer als See- oder Talsperrenkraftwerk ausgeführten Mitteldruckanlage

Abb. 6.10 Längsschnitt (überhöht) durch ein Hochdruckspeicherwerk. Derartige Anlagen bestehen aus folgenden Anlagenteilen:

1. Fassung in einem Nebeneinzugsgebiet,
2. Überleitungsstollen als Freilaufstollen,
3. Stausee,
4. Druckstollen,
5. Wasserschloss,
6. Druckschacht,
7. Kavernenzentrale,
8. Unterwasserstollen; entweder als Freilaufstollen oder als Druckstollen



Das Drucksystem der *alpinen Bauweise* ist in den Abb. 6.11a–c in Längsschnitten dargestellt. Das Nutzwasser wird vom Speicher aus in einem langen *Druckstollen* (Oberwasserstollen) zum *Oberwasserschloss* geführt und von dort in einem möglichst kurzen *Druckschacht* oder in einer *Druckleitung* zur unter- oder oberirdischen Zentrale. Der anschließende *Unterwasserstollen* oder *Unterwasserkanal* ist gegenüber dem Oberwasserstollen meist kurz.

Die *skandinavische Bauweise* wurde unter den topografischen und geologischen Bedingungen Skandinaviens entwickelt (s. Abb. 6.11d). Das Nutzwasser wird vom Speicher über einen *Vertikal-* oder *Schrägschacht* zur unterirdischen Zentrale abgeleitet. Die Rückgabe erfolgt durch einen langen Unterwasserstollen, der als Druck- oder Freilaufstollen ausgebildet ist. Bei einem Unterwasserstollen *unter Druck*, ist im Anschluss an die Kraftwerkszentrale ein *Unterwasserschloss*, bei einem Stollen mit freiem Wasserspiegel, eine *Schwallkammer* erforderlich.

Eine Alternative zu den beiden Bauweisen bildet die *norwegische Bauweise* mit geneigtem Druckstollen und Druckluftwasserschloss gemäß Abb. 6.11e. Mit Rücksicht auf die Schutterung beim Ausbruch, darf der Druckstollen allerdings nicht zu stark geneigt werden; in der Regel nicht mehr als 8 %.

Die Zentralen der *Mitteldruckanlagen* mit mittleren und großen Kraftwerksleistungen sind überwiegend mit *Francisturbinen* ausgerüstet. Bei Fallhöhen unter 60 m gelangen aber auch *Kaplanturbinen* zur Anwendung.

Die entsprechenden Kraftwerkszentralen der *Hochdruckanlagen* enthalten je nach Fallhöhe *Pelton-* oder *Francisturbinen*.

Bei Neubauten werden heute bei Fallhöhen über 600 bis 700 m *Peltonturbinen* installiert und bei kleineren Fallhöhen *Francisturbinen*. Die Anwendungsgrenze bei den *Francisturbinen* hat sich im Verlauf der Turbinenentwicklung aber immer weiter zu größeren Fallhöhen verschoben. Bei *Kleinkraftwerken* werden Peltonurbinen aber schon ab Fallhöhen von 50 m eingesetzt.

Die *Gestaltung der Zentralen* hängen stark vom Turbinentyp und von der Lage der Turbinenachse ab. Je nachdem, ob diese *Achse vertikal* oder *horizontal*

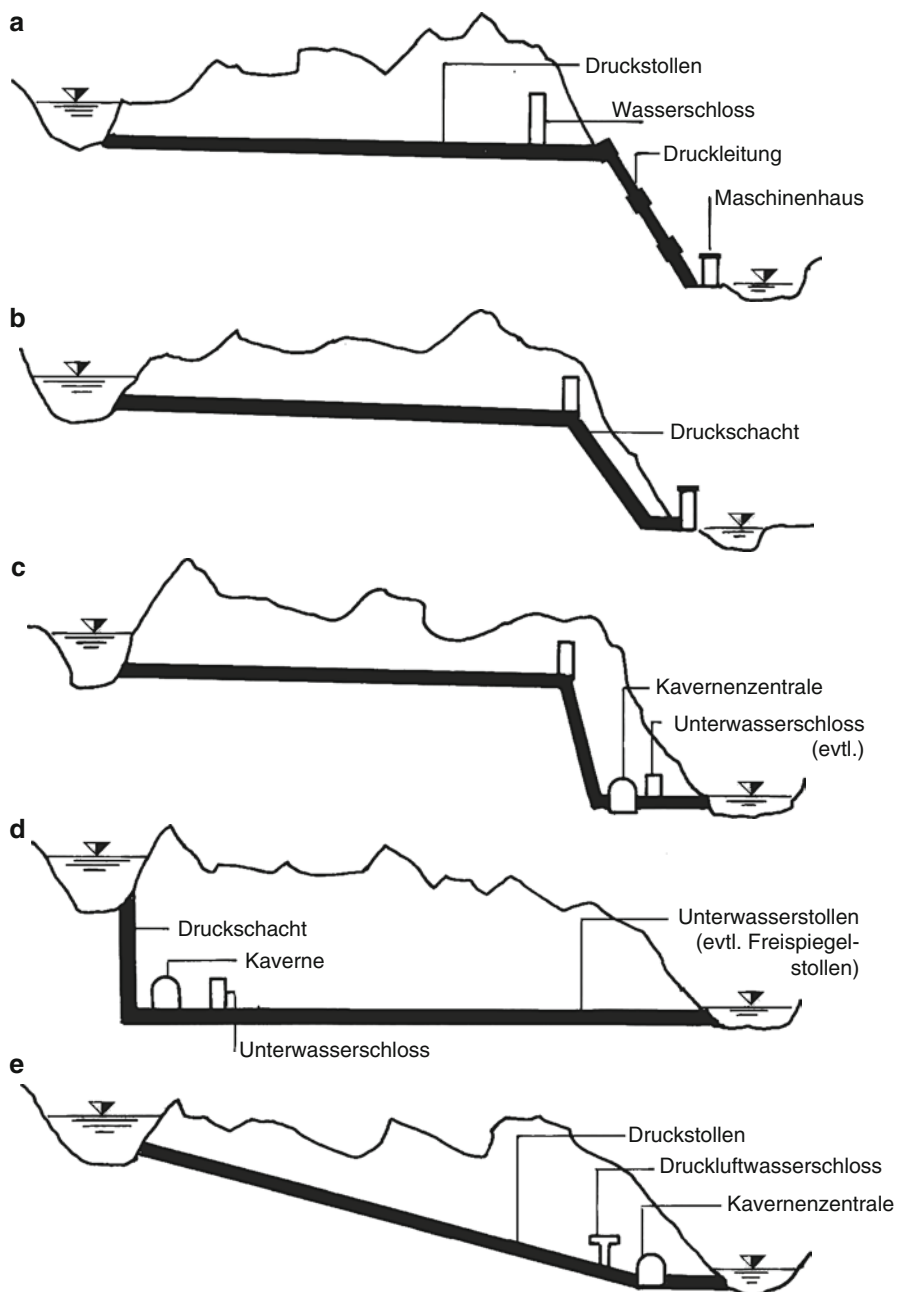
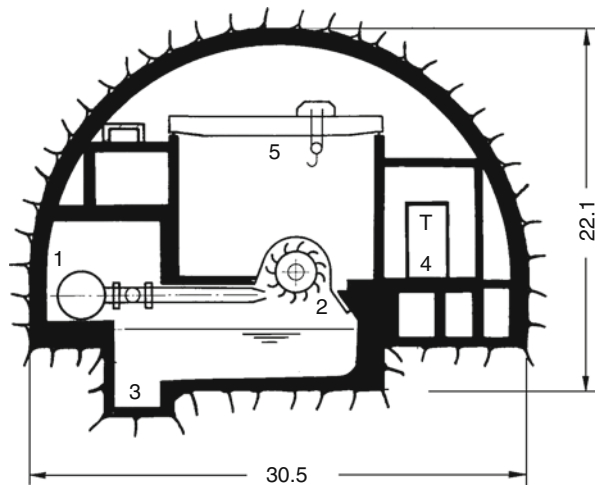


Abb. 6.11 Typen von Hochdruckspeicherwerken. **a–c** alpine Bauweisen, **d** skandinavische Bauweise, **e** norwegische Bauweise

Abb. 6.12 Querschnitt durch die unterirdische Zentrale einer Hochdruckanlage. Horizontalachsige Peltonturbinen (Biasca im Bleniotal). Anlagenteile sind: 1. Schieberkammer mit Verteilleitung und Kugelschiebern in jedem Abzweiger, 2. Peltonturbine, 3. Unterwasser-Sammelkanal, 4. Transformator, 5. Maschinensaal mit Brückenkran



ausgerichtet ist, spricht man von einer *horizontalachsigen* oder *vertikalachsigen Maschine*, Gruppe oder Einheit. Letztere Bezeichnungen sind Synonyme für eine Turbine mit zugehörigem Generator.

Bei einer *Peltonturbine* muss darauf geachtet werden, dass sie immer einen genügenden *Freihang* aufweist. Dieser erfordert, dass die Turbine um 1 bis 2 m über dem höchsten Unterwasserspiegel angeordnet wird. Falls der Unterwasserspiegel im Bereich des Turbinengehäuses durch Druckluft reduziert wird, liegt die Turbine etwa auf gleicher Höhe mit dem Unterwasserspiegel.

Zentralen mit Peltonturbinen liegen deshalb im Hinblick auf den Unterwasserspiegel verhältnismäßig hoch. Anders ist es bei der Francisturbine, die in der Regel vom Unterwasser eingestaut wird und deren Lage damit in Bezug auf den tiefsten Unterwasserspiegel festgelegt werden muss. Zentralen mit Francisturbinen liegen deshalb bezüglich des Unterwasserspiegels tiefer als solche mit Peltonturbinen.

Abbildung 6.12 zeigt eine unterirdische Zentrale (sog. Kavernenzentrale) mit *horizontalachsigen, eindüsig beaufschlagten Peltonturbinen* und Abb. 6.13 eine *oberirdische Zentrale mit vertikalachsigen Francisturbinen*.

Die Verteilung des Wassers vom Druckschacht bzw. von der Druckleitung auf die einzelnen Turbinen geschieht mittels einer *Verteilleitung*. Die entsprechenden Abzweiger werden mit einem Schieber als *Notverschluss* ausgestattet. Bei den *Francisturbinen* wird auch unterwasserseitig ein Notverschluss angebracht, um jede Gruppe für sich stilllegen und revidieren (warten) zu können.

6.2.3 Pumpspeicherwerke

Reine *Pumpspeicherwerke*, die häufig auch als *Umwälzwerke* bezeichnet werden, bestehen im Wesentlichen aus einem *Ober-* und einem *Unterbecken* sowie einem dazwischen angeordneten *Druckleitungssystem* mit einer Kraftwerkszentrale (s. u. a. Giesecke u. Mosonyi 2009) (Abb. 6.14).

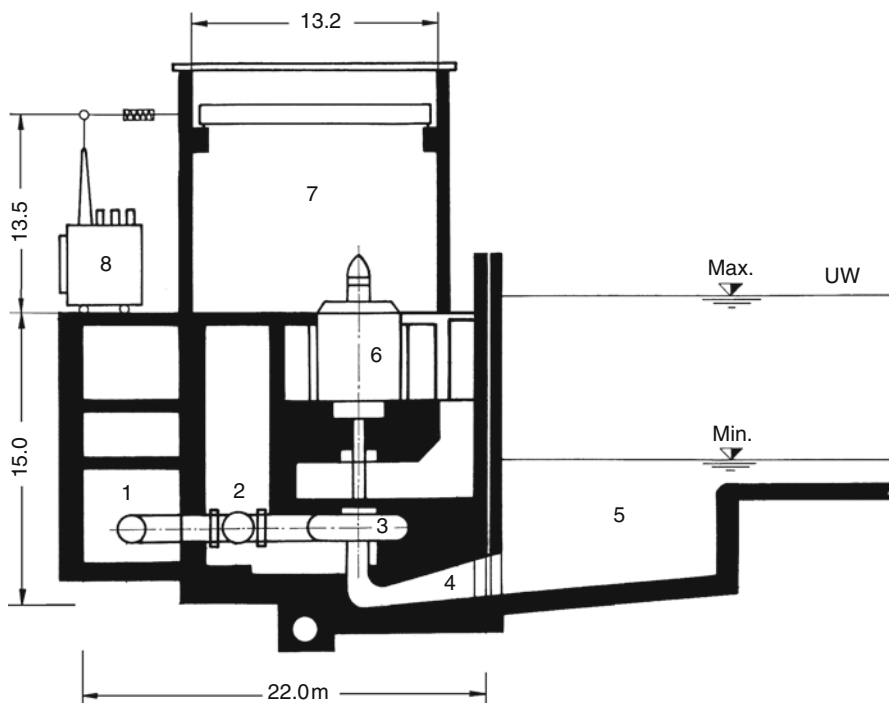


Abb. 6.13 Querschnitt durch die oberirdische Zentrale einer Hochdruckanlage. Vertikalachsige Francis-Turbine. Anlagenbestandteile sind: 1. Verteilleitung, 2. Kugelschieber, 3. Francis-Turbine, 4. Saugrohr mit Abschlussmöglichkeit (Schütze), 5. Schwallbecken, 6. Generator, 7. Maschinen-saal mit Brückenkran, 8. Transformator

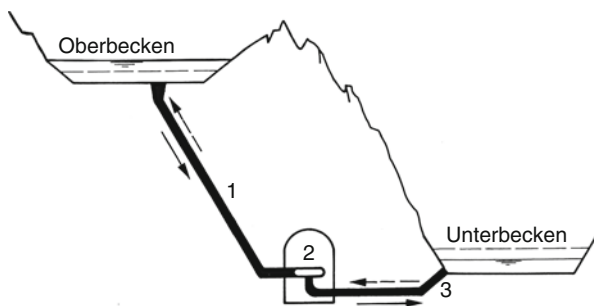


Abb. 6.14 Längsschnitt durch ein Pumpspeicherwerk bzw. Umwälzwerk. Anlagenteile sind: 1. Oberwasser-Druck-leitung (Druckstollen oder/-schacht), 2. Zentrale mit Pum-pen- und Turbineneinheiten, 3. Unterwasser-Druckstollen

Das *Nutzwasser* wird anfangs vom Unter- in das Oberbecken gepumpt. Auf dem Rückweg zum Unterbecken wird es den Turbinen zugeleitet (turbinert), dort in *mechanische Energie* umgewandelt und anschließend in den Generatoren in *elektrische Energie* (Strom) verwandelt.

Die Kraftwerkszentrale ist folglich sowohl mit *Pumpen* als auch mit *Turbinen* ausgerüstet. Selbstverständlich ist dieser Umwälzbetrieb mit Verlusten verbunden.

Wegen der Umwälzung des Wassers entspricht das gepumpte Wasservolumen V_P dem Wasservolumen V_T , dass den Turbinen zugeführt wird:

$$V_P = V_T = V \text{ [m}^3\text{]}$$

Die erforderliche Leistung zum Betrieb der Pumpen N_P bzw. die Leistungsabgabe der Turbinen N_T lässt sich mit Hilfe der folgenden Gleichungen berechnen (s. auch Abschn. 6.8):

- Leistung zum Betrieb der Pumpen:

$$N_P = \rho \cdot g \cdot Q \cdot (H + h_{vP}) \cdot \frac{1}{\eta_P \cdot \eta_M} \text{ [W]}$$

- Leistungsabgabe der Turbinen:

$$N_T = \rho \cdot g \cdot Q \cdot (H - h_{vT}) \cdot \eta_T \cdot \eta_G \text{ [W]}$$

Der Betrieb der Pumpen erfordert eine Energiezuführung:

$$E_P = \frac{1}{3,6 \cdot 10^6} \cdot \rho \cdot g \cdot V \cdot (H + h_{vP}) \cdot \frac{1}{\eta_P \cdot \eta_M} \text{ [kWh]}$$

bzw. beträgt die Energieabgabe der Turbinen:

$$E_T = \frac{1}{3,6 \cdot 10^6} \cdot \rho \cdot g \cdot V \cdot (H - h_{vT}) \cdot \eta_T \cdot \eta_G \text{ [kWh]}$$

mit

H Bruttofallhöhe der Turbinen bzw. geodätische Förderhöhe der Pumpen (nur bei Verwendung von Francisturbinen identisch) [m]

h_{vP} repräsentative Druckverlusthöhe beim Pumpbetrieb

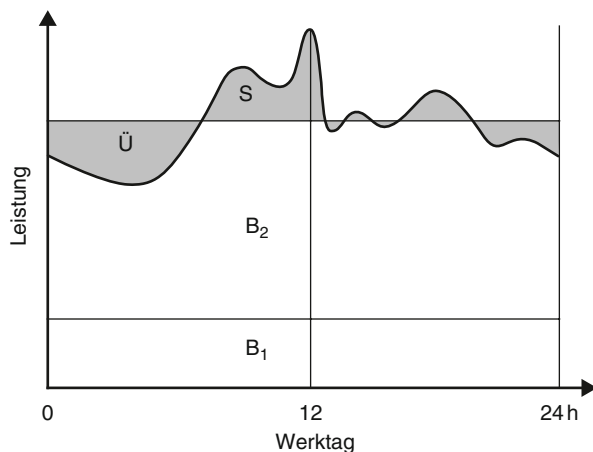
Der Quotient E_T/E_P kennzeichnet den *Anlagewirkungsgrad* η_{PSW} :

$$\eta_{PSW} = \frac{E_T}{E_P} = \frac{(H - h_{vT})}{(H + h_{vP})} \cdot \eta_T \cdot \eta_G \cdot \eta_P \cdot \eta_M \text{ [-]}$$

Der *Anlagewirkungsgrad* erreicht im besten Fall einen Wert von 78 %. Der *Wirkungsgrad* η_{PSW} wird besser, wenn das Pumpspeicherwerk konzentriert angeordnet, also das Drucksystem im Verhältnis zur Fallhöhe kurz ist und die Verlusthöhe klein gehalten wird.

Ebenso aufschlussreich wie der *Anlagewirkungsgrad* ist das umgekehrte Verhältnis E_P/E_T . Es gibt an, wie viele Kilowattstunden (kWh) beim Pumpbetrieb aufgewendet werden müssen, um 1,0 Kilowattstunden im Turbinenbetrieb zu er-

Abb. 6.15 Strombedarf an einem typischen Werktag und dessen Deckung durch unterschiedliche Kraftwerkstypen. Der Strombedarf wird durch folgende Anlagen gedeckt: B_1 = Strom aus Laufwerken, B_2 = Strom aus thermischen Kraftwerken, $\ddot{U}$ = Überschussenergie für den Betrieb der Pumpen in den Pumpspeicherkwerken, S = Versorgung mit Spitzenenergie aus Pumpspeicherkwerken



zeugen. Mit einem Anlagewirkungsgrad von 78 % werden also im besten Fall mindestens 1,3 Kilowattstunden an *Pumpenenergie* benötigt, um 1 Kilowattstunde an *Turbinenenergie* zu erzeugen.

Als *reine Pumpspeicherkwerke* werden solche bezeichnet, bei denen dem Oberbecken keine natürlichen Zuflüsse zufließen; abgesehen von den meist vernachlässigbaren Niederschlägen.

Pumpspeicherkwerke produzieren also im Endeffekt keine Energie. Im Gegenteil, sie verbrauchen sogar Energie, wie die o. a. Berechnungen zeigen. Ihr Einsatz ist aber im Verbund mit Laufkraftwerken und thermischen Kraftwerken dennoch sinnvoll, weil sie überschüssigen Nacht- und Wochenendstrom speichern können, der dann in *Spitzenbedarfszeiten* zur Verfügung steht (Abb. 6.15).

Die reinen Pumpspeicherkwerke dienen daher vorrangig der Bevorratung von überschüssigem Strom. Ihre Pumpen sind vorzugsweise nachts und am Wochenende in Betrieb, wenn die Stromkosten geringer sind. Demgegenüber produzieren die Turbinen eines Pumpspeicherkwerks tagsüber Strom, wenn Spitzenbedarf abzudecken ist und der Strom teuer zu verkaufen ist.

Neben den reinen Pumpspeicherkwerken gibt es auch solche, die außer dem gepumpten Wasser noch Zuflüsse zum Oberbecken nutzen.

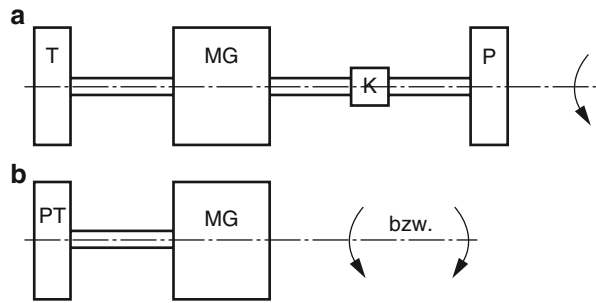
In der Praxis kommen diesbezüglich auch sämtliche Übergänge zu einer normalen Wasserkraftanlage vor. Der wesentliche Unterschied ist jedoch, dass in Pumpspeicherkwerken sowohl Pumpen als auch Turbinen im Einsatz sind.

Turbinen und Pumpen können getrennt aufgestellt werden. Gewöhnlich werden sie aber kombiniert. Wie diese angeordnet werden können, zeigt Abb. 6.16.

Abbildung 6.16a zeigt eine sog. *dreiteilige Maschine*. Bei ihr sitzen die Turbine und die Pumpe auf der gleichen Achse. Der Generator kann bei dieser Anordnung auch als Motor eingesetzt werden. Mit der Kupplung wird erreicht, dass die Pumpe nicht entleert werden muss, wenn vom Pumpen- auf Turbinenbetrieb übergegangen wird.

Eine sog. *zweiteilige Maschine* zeigt Abb. 6.16b. Bei dieser Anordnung sitzen ein Motorgenerator (MG) und eine Pumpenturbine (PT) auf der gleichen Achse. Die Pumpenturbine ist im Wesentlichen eine *Radialpumpe*, die im umgekehrten Dreh-

Abb. 6.16 Einheiten von Pumpspeicherwerken. Schema **a** einer dreiteiligen Maschine mit Pelton-turbine, **b** einer zweiteiligen bzw. reversiblen Maschine (P = Pumpe, T = Turbine, MG = Motorgenerator, K = Kupplung)



sinn als Francisturbine arbeitet. Deshalb wird diese zweiteilige Maschine etwa auch als *reversible Maschine* bezeichnet.

Die Wahl der einen oder anderen Möglichkeit hängt von der Fallhöhe, der Wassermenge und betrieblichen Anforderungen ab.

Wird beispielsweise ein rascher Übergang von Pumpen- auf Turbinenbetrieb und umgekehrt verlangt, so spricht dies eher gegen eine reversible Maschine.

Die Maschinenachsen können, wie bei den normalen Kraftwerken, horizontal oder vertikal angeordnet werden.

Als Beispiel eines Pumpspeicherwerks diene das Hotzenwaldwerk bei Säckingen (s. Abb. 6.17). Es weist bei einer Bruttofallhöhe von 411 m folgende Ausbaugrößen auf:

im Turbinenbetrieb: $Q_T = 96 \text{ m}^3/\text{s}$
 $N_T = 360 \text{ MW}$

im Pumpenbetrieb: $Q_P = 64 \text{ m}^3/\text{s}$
 $N_P = 280 \text{ MW}$

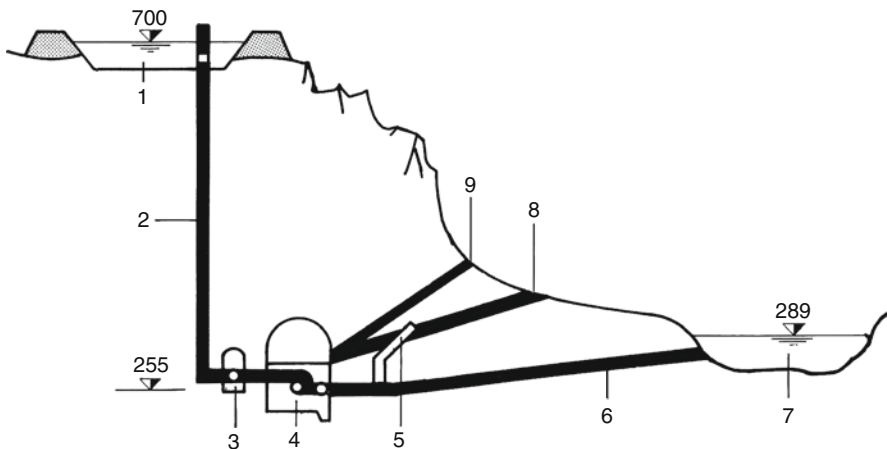
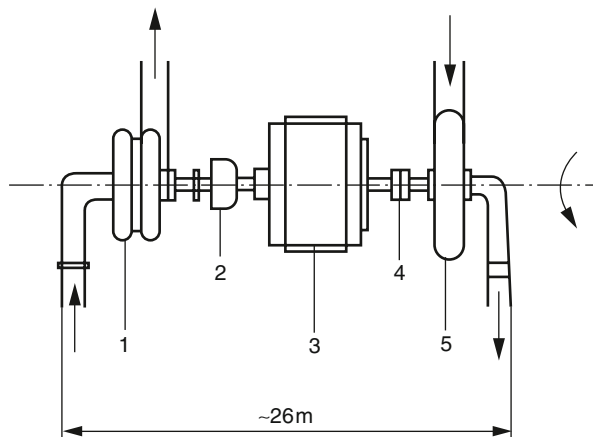


Abb. 6.17 Längsschnitt durch das Pumpspeicherwerk Hotzenwald im Schwarzwald. Anlagenteile sind: 1. Eggerbecken mit 2 Mio. m^3 Inhalt, 2. Druckschacht von 400 m Länge und 4,3 m Durchmesser, 3. Schieberkammer, 4. Kaverne $160 \times 23 \times 30 \text{ m}$, 5. Unterwasserschloss, 6. Unterwasserstollen von 2.000 m Länge und 5,6 m Durchmesser, 7. Hochrhein, 8. Zufahrtsstollen, 9. Kabel- und Belüftungsstollen

Abb. 6.18 Dreiteilige Maschine des Pumpspeichers Hotzenwald bei Säcking am Hochrhein. Anlagenteile sind: 1. zweistufige Pumpe, 2. Freilaufkupplung, 3. Motor-Generator, 4. Kupplung, 5. Francis-turbine



Die Turbinenleistung ist größer als die Pumpenleistung, weil die für das Turbinieren (= Erzeugen mechanischer Energie in den Turbinen) verfügbare Zeit kleiner ist als diejenige für das Pumpen. Als Unterbecken dient der gestaute Hochrhein. Abbildung 6.18 hält eine der vier eingebauten dreiteiligen Maschinen fest.

6.3 Wasserfassungen

Nutzwasserbauten, insbesondere solche für die Wasserversorgung, die Bewässerung, die Wasserkraftnutzung und die Kanalschifffahrt bestehen in der Regel aus folgenden Anlagenteilen (s. Abb. 6.19):

- Wasserfassung
- Zuleitungen
- eventuell Speicher
- Nutzungsanlagen
- Ableitungen
- Rückgabebauwerk

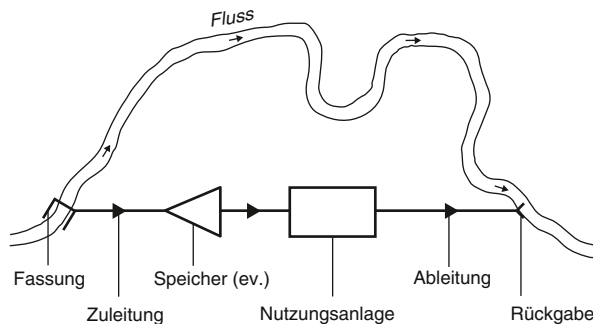


Abb. 6.19 Anlagenteile einer Wasserkraftanlage

Die *Wasserfassung* ist die Gewinnungsstelle des „Rohstoffs Wasser“. Dem Fassungsort entsprechend unterscheidet man *Bach-* und *Flusswasserfassungen* sowie *Seewasser* und *Grundwasserfassungen*. Grundwasserfassungen werden hier nicht behandelt.

6.3.1 Fassbare Wassermengen

An einer Wasserfassung kann in der Regel nicht der gesamte Abfluss aus dem Gewässer entnommen werden. Bei der Festlegung der Entnahmemenge bzw. Bemessung einer Wasserfassung sind Restwasser, Spülwasser und Verlustwasseranteile zu berücksichtigen.

Entnahmemengen. Der Abfluss an der Fassungsstelle wird gewöhnlich gemäß Abb. 6.20 anhand der Dauerkurve in einen fassbaren und einen nicht fassbaren Teil unterteilt.

Der *fassbare Abfluss* ist gleich dem Abfluss minus dem Restwasser, Spülwasser und Verlustwasser; er ist überdies auch durch den Bemessungsabfluss der Fassung begrenzt.

Es kann vorkommen, dass der tatsächlich gefasste Abfluss kleiner ist als der fassbare Abfluss, beispielsweise bei einem bedarfsbedingtem Teillastbetrieb der Nutzungsanlage.

Restwasserabfluss. Der Wasserentzug macht sich stromabwärts einer Fassung im Allgemeinen ungünstig bemerkbar. Um die Nachteile in zulässigen Grenzen zu

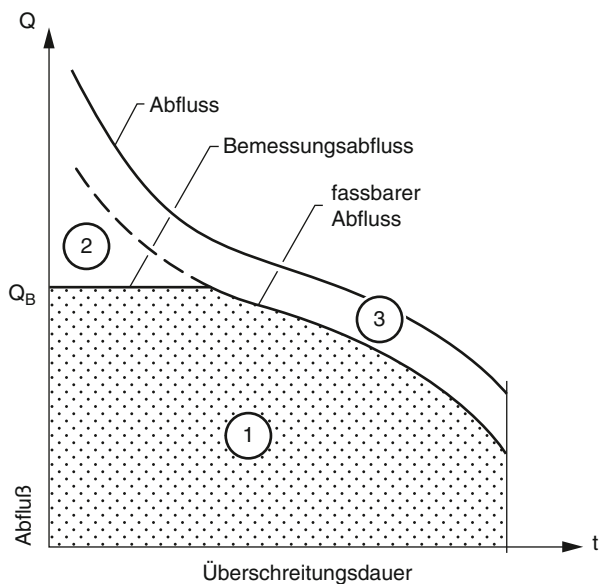


Abb. 6.20 Dauerkurve des Abflusses und des fassbaren Abflusses bei geringer Geschiebeführung. Die Flächen entsprechen dem fassbaren Abfluss (1), dem Überschusswasser (2), dem Rest-, Spül- und dem Verlustwasser (3)

halten, wird ein *Restwasserabfluss* (auch Pflicht- oder Dotierwasser oder ökologischer Mindestabfluss) im Fluss belassen (u. a. LAWA 2001).

Bei der Festlegung des Restwasserabflusses ist auch auf Bedürfnisse der übrigen Nutzungen und auf die naturschutzfachlichen Belange Rücksicht zu nehmen.

In diesem Zusammenhang geht es u. a. ...

- um die Gewährleistung des Wasserdargebots für die Fassungen der Unterlieger (u. a. für die Wasserversorgung, Bewässerung, Kraftwerke),
- um die Ausgeglichenheit der Feststoffbilanz (u. a. Geschiebe, Schweb, Geschwemmsel, Eis),
- die genügende Verdünnung eingeleiteter Abwässer (u. a. Gewässerschutz),
- die Sicherstellung der Wasserversorgung einer Schifffahrtsstraße (u. a. Wasserversorgung der Kanäle, Schleusen, Scheitelhaltungen),
- die Sicherung der angrenzenden Grundwasservorkommen (u. a. Wasserversorgung, Landwirtschaft) und
- um den Schutz der Fließgewässer- und Auenlandschaften (u. a. Erholung, Erhaltung der biologischen Vielfalt, Biotopvernetzung, biologische Durchgängigkeit und naturschutzfachliche Belange) (u. a. LAWA 2001).

Abbildung 6.20 zeigt mögliche Kriterien für eine Festlegung des fassbaren Abflusses. Der gewählte Bemessungsabfluss berücksichtigt sowohl einen Mindestabfluss im Fluss (der fassbare Abfluss ist geringer als der Abfluss – s. Position 3) als auch einen Maximalwert für die Entnahme im Hochwasserfall (Begrenzung auf den Bemessungsabfluss Q_B (s. Position 2).

Spülwasser: Gewöhnlich wird danach getrachtet, die Feststoffe nicht zu fassen, sondern im Fluss zu belassen. Dies bedingt, dass bisweilen Spülungen in und vor der Fassung durchgeführt werden und damit Spülwasserverluste zu berücksichtigen sind.

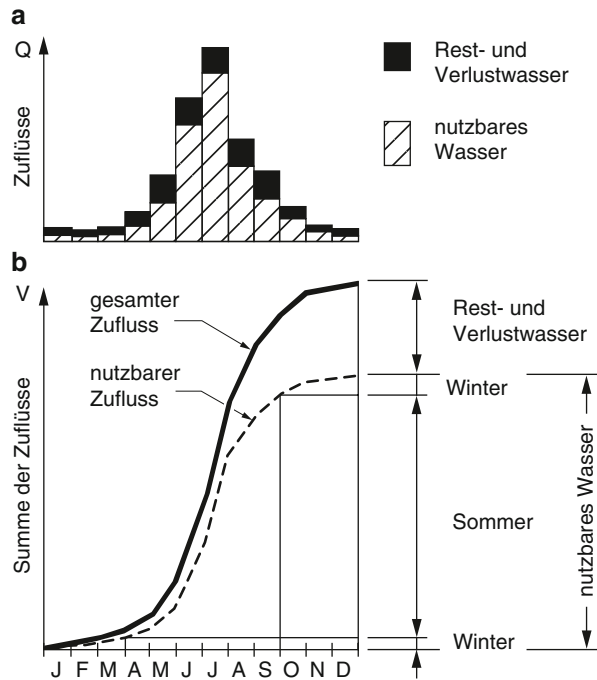
Verlustwasser: Bei undichten Stellen des Fassungsbauwerks und aus dem aufgestauten Flussbett geht Sickerwasser verloren.

Bemessungsabfluss. Der Abfluss, auf den die Fassung bemessen wird, heißt *Bemessungsabfluss* oder *Bemessungsdurchfluss* (Abb. 6.20). Er entspricht der *Kapazität* einer Wasserfassung (dem sog. *Schluckvermögen*) und begrenzt den fassbaren Abfluss in Zeiten überschüssigen Wasserdargebots.

Wie alle Bemessungsgrößen eines Projekts wird der Bemessungsabfluss auf der Basis einer *Wirtschaftlichkeitsrechnung* festgelegt. Dazu wird zunächst ein bestimmtes Wassernutzungsprojekt unter Annahme verschiedener Bemessungsabflüsse ausgearbeitet und veranschlagt. Dann wird der Barwert des Ertrags demjenigen des Aufwands gegenübergestellt. Die größte Differenz, also der größte Barwert des Gewinns, weist auf den *wirtschaftlichsten Bemessungsabfluss* hin.

Entnahme von Seewasser. Seewasserfassungen werden meist nicht auf der Basis der Dauerkurve bemessen, sondern mittels Ganglinie und Summenkurve (s. auch Abschn. 2.9.4). Der Grund liegt darin, dass dem See gewöhnlich eine Speicherfunktion zugeschrieben wird. Folglich korreliert der gefasste Abfluss nicht mit dem Zufluss.

Abb. 6.21 Ermittlung der nutzbaren Zuflüsse. **a** Ganglinie der Monatsmittel der gesamten und der nutzbaren Zuflüsse. **b** Summenkurve zur Sichtbarmachung der Jahresbilanz



Grundsätzlich gilt, dass das nutzbare Wasser (z. B. eines Durchschnittsjahrs) gleich dem zufließenden Wasser minus dem Rest- und Verlustwasser ist. Abbildung 6.21 hält eine entsprechende Darstellung für einen alpinen Stausee fest. Die Speicherbemessung ist Inhalt von Abschn. 6.5.1.

Zuflüsse zum See. Gewöhnlich geht man bei der Bestimmung der *Zuflüsse* zu einem See von den Abflüssen der einmündenden Bäche und Flüsse aus. Zusätzlich berücksichtigt werden die unterirdischen Zu- und Abflüsse, die auf den See fallenden Niederschläge, die Verdunstung auf der Seeoberfläche und die vorübergehende Bindung von Wasser durch Vereisung.

Restwasser. Das Ausflussgerinne eines natürlichen oder künstlichen Sees muss einen *Restwasserabfluss* aufweisen. Die Kriterien sind ähnlich wie bei den Bach- und Flusswasserfassungen.

Verlustwasser. Die *Spülwasserverluste* sind gewöhnlich sehr klein, weil eine Seewasserfassung, wenn sie nicht gerade in der Nähe eines einmündenden Flusses oder Bachs angeordnet ist, nur wenig durch Feststoffe beeinträchtigt wird.

6.3.2 Fluss- oder Bachwasserfassungen

Ein Fassungsbauwerk ist eine Gewinnungsstelle für den Rohstoff Wasser. Demzufolge können die im Wasser enthaltenen Feststoffe als Verschmutzung dieses

Rohstoffe betrachtet werden (s. Scheuerlein 1984). Es stellt sich deshalb die Frage, welche Maßnahmen erforderlich sind, um die Verschmutzung des Wassers möglichst gering zu halten.

Die Antwort hängt von der Empfindlichkeit der vom gefassten Wasser durchströmten Anlageteile (u. a. Turbinen, Pumpen, Filter, Verschluss- und Regulierorgane) hinsichtlich Geschiebe, Schwebstoffe und Geschwemmssel ab. Da die Belastungen von Anlagenteilen insbesondere vom Geschiebe ausgehen, sind die Fassungskonzepte vor allem auf eine *geschiebefreie Wasserentnahme* ausgerichtet.

Ein wichtiges Ziel bei der Gestaltung von Wasserfassungen ist es deshalb, die Entnahme derart zu gestalten, dass die unerwünschten Feststoffe möglichst im Fluss verbleiben. Die anfallenden Materialien sollen möglichst durch das *Überschusswasser* (= nicht fassbarer Abfluss im Hochwasserfall) ins Unterwasser befördert werden.

Wasserentnahmen (und die ggf. erforderlichen *Spülungen*) können Wasserorganismen, insbesondere Fische gefährden. Meistens wird der Fischaufstieg durch die Entnahme behindert. Etwaigen Behinderungen ist durch bauliche und betriebliche Maßnahmen Rechnung zu tragen. Erwähnt seien der Bau von Fischpässen, die Gewährleistung ausreichend tiefer Wasserpolster unterhalb der Überfallwehre, Uferverbauungen mit Fischunterschläufen und die Begrenzung der Schwebstoffkonzentrationen im Falle einer Spülung.

Soll ein großer Teil des Abflusses gefasst werden, muss das Fassungsbauwerk mit einem Wehr (s. auch Abschn. 4.2) kombiniert werden. Die beiden häufigsten Fassungsarten arbeiten nach dem Prinzip der *Seiten-* oder der *Sohlenentnahme*. Geht es nur um einen kleinen Teil des Abflusses, genügt eine Entnahme mittels der sog. *Saugentnahme*.

Seitenentnahme. Abbildung 6.22 zeigt zwei gängige Typen von *Seitenentnahmen*; eine Variante mit *spülbarem Vorbecken* (Abb. 6.22a) und eine Bauweise mit *Geschiebeabzugkanälen* (Abb. 6.22b).

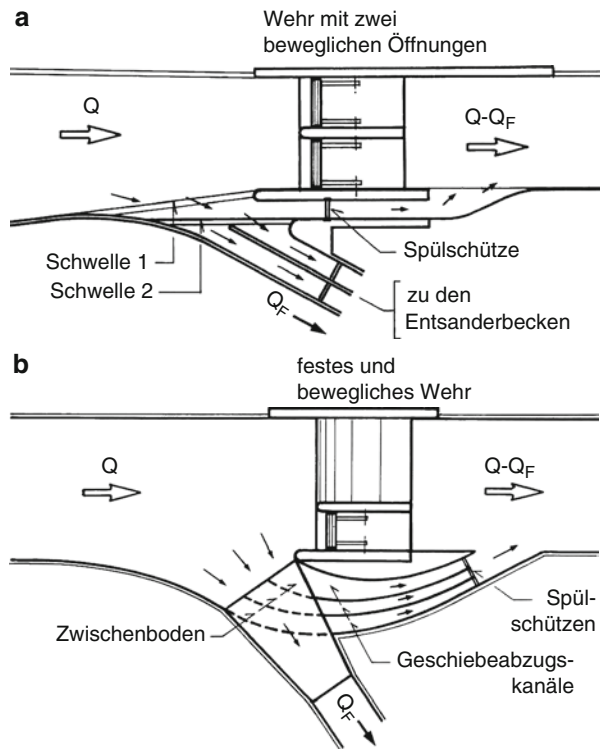
Bei der ersten Variante wird das Geschiebe mit Hilfe zweier Schwellen abgewiesen. Die vordere Schwelle bildet eine Leitwand, die das Geschiebe zum Wehr hin ablenkt. Die hintere Schwelle begrenzt das Vorbecken, welches mittels einer Spülschütze periodisch über einen Spülkanal in Richtung Unterwasser gespült werden kann.

Im Unterschied dazu weist der zweite Bautyp das Geschiebe nicht ab, sondern lässt es in den jetzt zweistöckigen Einlauf eindringen. Das Geschiebe verlegt nur den unteren Teil des Einlaufs, der sich aber mittels Geschiebeabzügen kontinuierlich in Richtung Unterwasser spülen lässt. Die obere Ebene, wo die Wasserentnahme stattfindet, bleibt geschiebefrei.

Damit dem Fluss genügend Wasser entnommen werden kann, ist bei geringeren Zuflüssen ein Aufstau durch das Wehr erforderlich. Die Eintrittsgeschwindigkeit in die Fassung sollte nicht über 1 m/s liegen, was mit einem genügend großen Einlaufquerschnitt erreicht werden kann.

Wo starker Geschiebetrieb vorkommt, werden die *Seitenentnahmen* vorzugsweise an die Außenseiten von Fluss- oder Bachkrümmungen gelegt. Auf diese Weise

Abb. 6.22 Seitenentnahme.
a mit Geschiebeschwel-
 len (Kiesswellen) und Vorbecken, **b** mit
 Geschiebeabzugskanälen



kann die *Geschiebeabweisung* unter Zuhilfenahme des sog. Umlenkeffekts verbessert werden.

Der *Umlenkeffekt* einer Krümmung bewirkt eine erhöhte Anströmung und damit eine höhere Turbulenz an der Außenseite. Deshalb entstehen dort ein Steilufer und eine größere Wassertiefe. Das Geschiebe lagert sich dort weniger oder gar nicht ab, sondern wird weiter befördert. Eine Fassung an der Außenseite ist dem Geschiebe folglich weniger ausgesetzt als eine Fassung an der Innenseite (s. Abb. 6.23).

Sind die Zuflüsse gering, so arbeitet die Fassung als *Staufassung*. Bei größeren Zuflüssen mit Geschiebetrieb verhält sich die gleiche Anlage als *Umlenkfassung*.

Abbildung 6.23 zeigt die für einen schlängelnden Fluss typische Sequenz von Krümmungs- und Furtstrecken beziehungsweise von Tiefwasserpartien (mit meist markantem Talweg) und Geschiebebänken.

Es ist zu beachten, dass die Seitenentnahme an einem geraden Fluss die Strömung samt Geschiebe in Richtung Entnahme ablenkt. Die Entnahme schafft eine Krümmung, bei der die Strömung zur Innenseite gelenkt wird. Eine dort befindliche Fassung kann wegen dieser Anströmung nicht geschiebefrei sein (s. Abb. 6.24a). Versuche an einer geraden Flussstrecke mit Geschiebetrieb haben gezeigt, wie groß der in die Fassung eindringende Geschiebeanteil ist. Erreicht die Wasserentnahme 25 % des Zuflusses, so dringen etwa 50 % des zugeführten Geschiebes in die

Abb. 6.23 Situation eines schlängelnden Flusses mit drei typischen Querprofilen. Eine Fassung mittels Seitenentnahme wird vorzugsweise an der Krümmungsaußenseite angeordnet

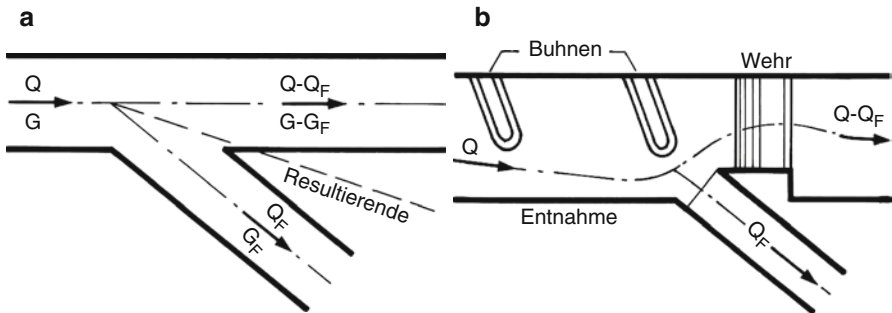
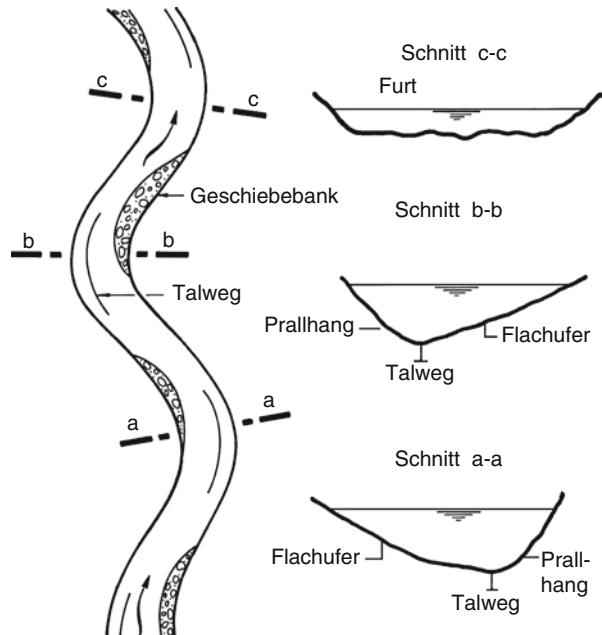


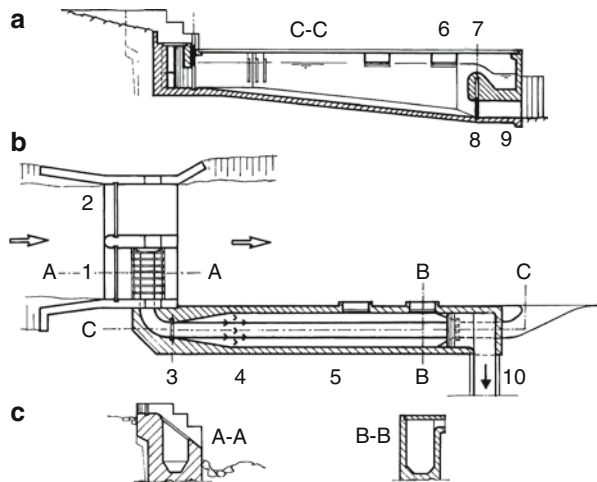
Abb. 6.24 Die Seitenentnahme erzeugt in einer geraden Flussstrecke eine Gerinnekrümmung. (Resultierende in Abb. 6.24a). Als Gegenmaßnahme empfiehlt sich die Schaffung einer starken Gegenkrümmung durch den Einbau von Buhnen gemäß Abb. 6.24b

Fassung ein. Wird die Wasserentnahme auf 60 % des Zuflusses erhöht, so dringt praktisch alles Geschiebe in die Fassung ein.

Falls der Fluss oder Bach keine Krümmungen aufweist, können diese durch flussbauliche Maßnahmen künstlich erzeugt werden, beispielsweise durch den Einbau von Buhnen (s. Abb. 6.24b).

Sohlenentnahme (Tiroler-Wehr). Abbildung 6.25 zeigt einen weit verbreiteten Typ einer *Sohlenentnahme* in Form eines Tiroler-Wehrs. Die Fassung selbst besteht aus dem *Grundrechen* und dem *Tiroler-Wehr*.

Abb. 6.25 Tiroler-Wehr. **a** Längsschnitt, **b** Situation und **c** Querschnitte. Anlagenteile sind: 1. Wehrfeld mit Grundrechen, 2. festes Wehr, etwas höher liegend, 3. Regulierschütze, 4. Beruhigungsstäbe, 5. Entsander- und Entkieserbecken, 6. Entlastungsüberfall, 7. Entsand-erüberfall, 8. Spülschütze, 9. Spülkanal, 10. Überleitung



Dieser Wehrtyp eignet sich vor allem für Wildbäche im Gebirge. Da seine wesentlichen Teile im Untergrund liegen, ist er dem Angriff durch feststoffreiche Hochwasserabflüsse oder gar der Murgänge und Lawinen weniger ausgesetzt.

Beim *Tiroler-Wehr* wird ein Teil des Wehrrückens als Rechen ausgebildet, der einen seitwärts abgehenden Kanal überdeckt. Die Rechenöffnung ist auf den Bemessungsabfluss der Fassung ausgelegt (s. auch Abschn. 4.2.1). Bringt der Wildbach weniger Wasser, so fällt dieses durch den Rechen in den Kanal. Bringt er mehr, so wird der Überschuss ins Unterwasser abgeleitet (entlastet).

Die Aufgabe des Rechens ist es, das Geschiebe und das Geschwemmsel ins Unterwasser weiterzuleiten. Demzufolge weist der Rechen eine größere Neigung und einen engeren Stababstand auf. Er wird stark durch Schläge und Abrasion (Abschliff) beansprucht. Die Rechenstäbe bestehen aus kräftigen Stahlprofilen.

Das durch den Rechen fallende feinere Geschiebe gelangt in den Rechenschacht und von dort seitwärts durch einen Kanal in ein längliches Absetzbecken (sog. Entkieser bzw. Entsander). Über eine stark geneigte Sohle (Sohlengefälle $i_s \geq 3\%$) mit Trapezprofil und eine Spülschütze sind die Ablagerungen mit einem schießenden Abfluss nach dem Unterwasser spülbar.

Um die Wasserentnahme im Hochwasserfall auf den Bemessungsabfluss zu begrenzen, ist im Kanal eine *Drosselschütze* untergebracht. Seitlich des Absetzbeckens ist ein Entlastungsüberfall angeordnet. Das gefasste Wasser fällt am Ende des Beckens über einen Überfall in die Ausleitung und gelangt schließlich zur Nutzung.

Saugentnahme. Sollen einem Fluss nur kleine Wassermengen entnommen werden, genügt eine Anordnung gemäß Abb. 6.26. Der Saugkorb am Beginn der Saugleitung soll verhindern, dass Feststoffe in die Leitung eindringen.

Eine etwas größere und stabilere Ausführung zeigt Abb. 6.27. Die Saugkraft wird durch ein Schöpfwerk oder durch Schwerkraft (u. U. mittels Heber) aufgebracht.

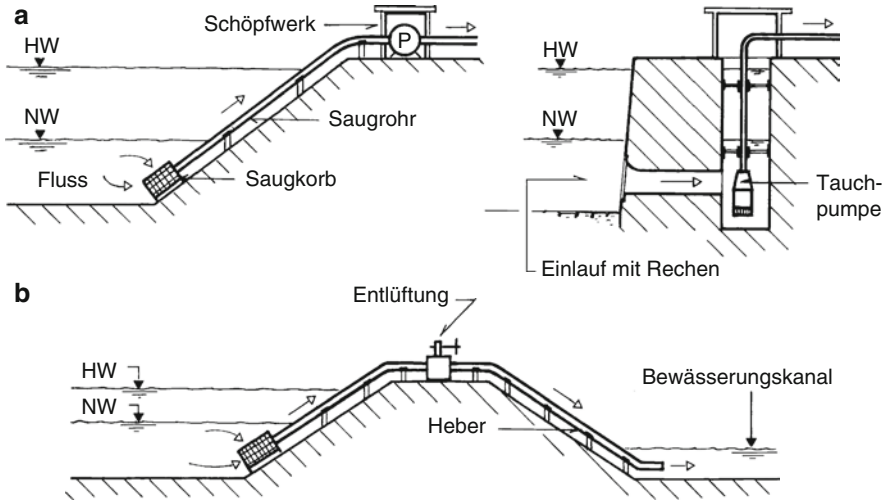


Abb. 6.26 Saugentnahmen mit **a** Schöpfwerk und **b** Heber

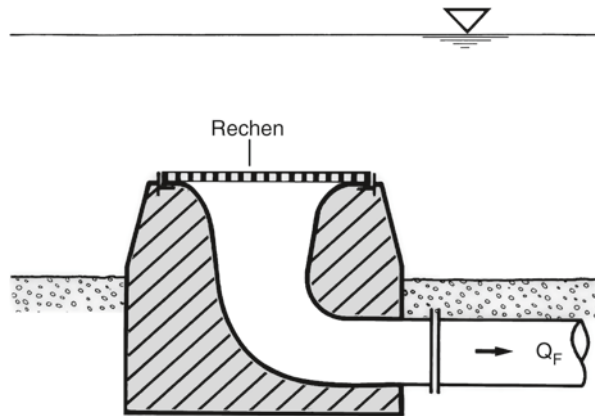


Abb. 6.27 Versenkte Fassung. Betonierter Saugkorb mit leicht demontierbarem Rechen oder Gitter

Für größere Brauchwasserentnahmen wird oft eine Mittellösung zwischen einer Seiten- und einer Saugentnahme gewählt. Für Kühlwasserentnahmen von thermischen Kraftwerken ist die Anordnung gemäß Abb. 6.28 typisch.

6.3.3 Geschiebeabweisung und -spülung

Es wurde bereits erwähnt, dass die Seitenentnahmen so zu platzieren sind, dass sie nur wenig Geschiebe fassen. Liegt ihr Bemessungsabfluss über dem Grenzabfluss für Geschiebetrieb, so ist ein Eindringen von Geschiebe in den Einlauf nicht zu vermeiden. Derartige Fassungen brauchen daher eine Spüleinrichtung.

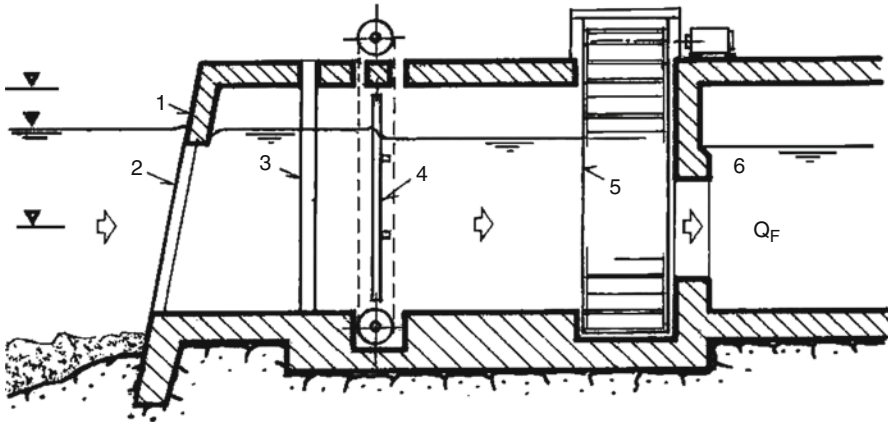


Abb. 6.28 Schematischer Längsschnitt durch eine Kühlwasserfassung. Anlagenteile sind: 1. Tauchwand, 2. Grobrechen, 3. Notverschluss, 4. ev. Feinrechen, 5. umlaufende Siebbänder oder Siebtrommeln, 6. Pumpenvorbecken oder Kanal

Abbildung 6.29 zeigt den Längsschnitt für eine Seitenentnahme mit zweifacher Schwelle. Die wesentlichen Anlagenteile sind in den Abb. 6.28 und 6.29 dargestellt.

Falls der Wasserspiegel durch ein bewegliches Wehr konstant gehalten wird, kann auf eine Einlaufschütze verzichtet werden. Bei einem festen Wehr schwankt der Flusspiegel derart, dass eine Einlaufschütze nötig wird. Eine Alternative oder Ergänzung zur Einlaufschütze bietet ein *Streichwehr*, welches das *Überschusswasser* aus dem Vorbecken oder dem anschließenden Kanal seitlich abführt (s. auch Abschn. 4.2.1).

Durchfluss durch das Wehr. Um den Geschiebetrieb durch das Wehr und die Spülkanäle zu gewährleisten, braucht es sowohl bei Seiten- wie bei Sohlenentnahmen ausreichend Spülwasser. So muss beispielsweise für eine Seitenentnahme an einem Gebirgsfluss erfahrungsgemäß der geschiebeführende Abfluss Q_w über das Wehr und durch die Spülkanäle mindestens dem halben Zufluss entsprechen. Es wird aber nur dann gespült, wenn Geschiebetrieb herrscht, d. h. wenn der Zufluss Q über dem Grenzafluss Q_{Gr} liegt. Damit ergeben sich (unter der Annahme eines Restwasserabflusses Q_R) die in den einzelnen Betriebsphasen fassbaren Abflüsse Q_F (s. Tab. 6.1).

Die *Spülwasserverluste* fallen nur während der Phase 3 an, dann allerdings stark (s. Q_S in Abb. 6.30).

Geschiebekontinuität unterhalb des Wehrs. Der Wehrdurchfluss Q_w sollte in der Lage sein, das Geschiebe durch die Restwasserstrecke abzuführen. Das gilt sowohl für Seiten- als auch Sohlenentnahmen.

In Flüssen und Bächen, die sich vor dem Bau der Fassung im Zustand der latenten Erosion befanden, wo also das Geschiebetransportvermögen wegen einer

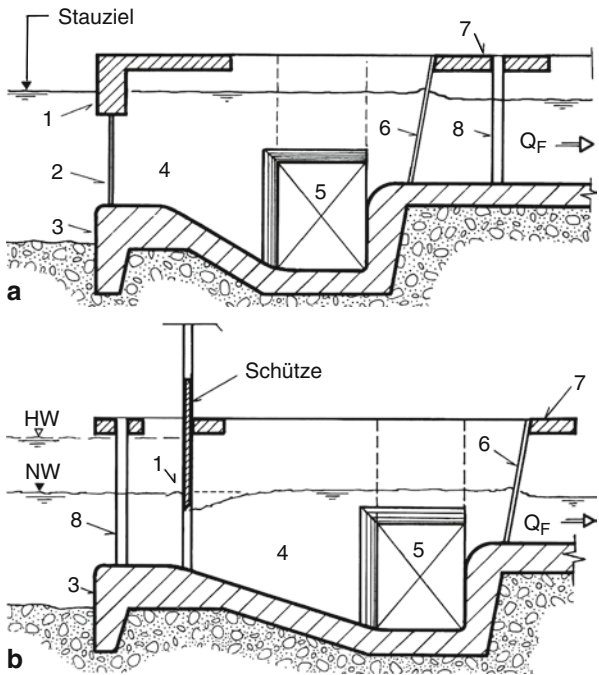


Abb. 6.29 Schematischer Längsschnitt durch eine Seitenentnahme mit zwei Geschiebeschwellen (Kiesschwellen). **a** Anordnung bei beweglichem Wehr und **b** bei festem Wehr. Anlagenteile sind: 1. Dienststeg mit Tauchwand zur Abweisung des Geschwemmsels (s. Abb. 6.29a) oder Einlaufschütze die 0,8 bis 1,0 m eintaucht (s. Abb. 6.29b), 2. Grobrechen, 3. Kiesschwelle (ca. 1,0 bis 1,5 m hoch), 4. Vorboden und Vorbecken (Einlaufgeschwindigkeit: 0,5 bis 0,8 m/s; Gefälle: 5 %), 5. Spülkanal mit Schieber (Gefälle $\geq 3 \%$; Bedingung für eine wirksame Spülung ist ein schießender Spülstrom ohne Rückstau durch Verengungen und hydraulische Verluste), 6. Feinrechen, 7. Rechenboden mit Möglichkeit zur Rechenreinigung, 8. Notverschlussmöglichkeit

groben Abpflasterung oder einem Felsbett nicht ausgenutzt wird (beispielsweise in Wildbächen im Gebirge), ergibt sich dies oft problemlos.

Dort hingegen, wo sich die Sohle im Beharrungszustand befindet, sind Auflandungen und somit Sohlenanhebungen möglich und erfordern in der Regel flussbauliche Gegenmaßnahmen. Entsprechende rechnerische Grundlagen liefert die Geschiebetheorie (s. auch Abschn. 3.1).

Tab. 6.1 Fassbarer Abfluss Q_F bei verschiedenen Zuflüssen Q

Phase	Zufluss Q	fassbarer Abfluss Q_F	Wehrdurchfluss Q_W
1	$Q \leq Q_R$	0	Q_R
2	$Q_R \leq Q \leq Q_{Gr}$	$Q \cdot Q_R$	Q_R
3	$Q_{Gr} \leq Q \leq 2 \cdot Q_B$	$Q/2$	$Q/2$
4	$2 \cdot Q_B \leq Q$	Q_B	$\geq Q_B$

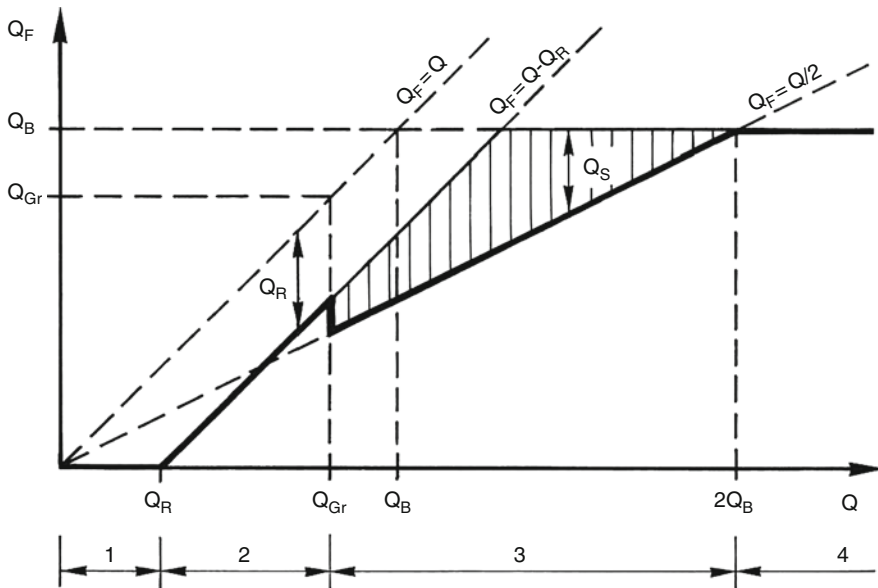


Abb. 6.30 Abhängigkeit des gefassten Abflusses Q_F vom Zufluss Q , wenn der Bemessungsdurchfluss Q_B der Fassung größer als der Grenzabfluss Q_{Gr} ist

6.3.4 Schwebstoffverminderung durch Entsander

Schwebstoffe können durch die Bildung von *Ablagerungen* in strömungsarmen Zonen von Kanälen und Speichern und durch *Abschliff* (sog. *Abrasion*) von Schussrinnen oder anderen schnell durchströmten Anlageteilen (u. a. Pumpen, Turbinen, Schiebern, Regnern) zu Schäden führen.

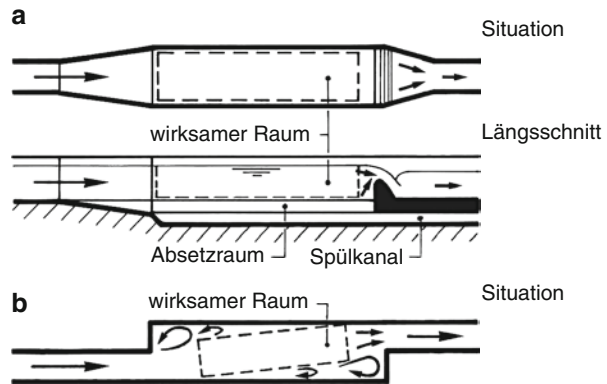
Der *Abschliff* ist naturgemäß auf die harten, kantigen Schwebstoffanteile, wie zum Beispiel Quarz, zurückzuführen. Ihre Wirkung steigt mit der Fließgeschwindigkeit und dem Kornvolumen. Als Gegenmaßnahme empfiehlt sich eine mechanische Klärung, die durch entsprechende Bemessung dem gewünschten Reinigungsgrad angepasst werden kann.

Für die Entnahme von Kühlwasser für thermische Kraftwerke wurde in Abschn. 6.3.2 (s. auch Abb. 6.28) bereits eine Lösung aufgezeigt.

Für Wasserfassungen von Wasserkraft- und Bewässerungsanlagen werden *Entsander* verwendet. Das sind langsam durchströmte Absetzbecken, in denen sich die größeren Feststoffe absetzen können. Der gebräuchlichste Typ ist der *Langsandfang*, der im Wesentlichen aus einer Kanalaufweitung unmittelbar im Anschluss an die Fassung besteht.

Wirksamer Raum des Entsanders. Vergegenwärtigt man sich, dass der Fluss oder Bach die Schwebstoffkörner aufgrund seiner Turbulenz transportiert, ist es naheliegend, diesen Transport durch Abminderung der Turbulenz zu unterbinden.

Abb. 6.31 Schema des Beckens eines Längsandfangs. **a** bei guter Anströmung ist der wirksame Raum groß, **b** bei schlechter Anströmung klein



Im Längsandfang geschieht dies durch eine Verlangsamung und Beruhigung der Strömung. Es ist deshalb wichtig, den Längsandfang strömungstechnisch entsprechend zu gestalten, d. h. mit einem günstigen Ein- und Auslauf zu versehen. Kritisch ist vor allem die Einlaufstrecke, weil sie, wenn zu abrupt gestaltet, Ablösungswirbel erzeugen kann.

Abbildung 6.31 zeigt, wie in einem Längsandfang ein für den Absetzvorgang *wirksamer Raum* ausgewiesen werden kann. Im Fall der üblichen Konstruktion gemäß Abb. 6.31a ist dieser Raum groß, während die Ausführung gemäß Abb. 6.31b die Bildung von Ablösungswirbeln fördert. Der wirksame Raum ist deshalb kleiner. Die tatsächlichen Abmessungen eines Längsandfangs sind also größer als sein wirksamer Raum. Weitere Einflüsse auf das Absetzverhalten haben die Ein- und Auslaufstrecken sowie die Spüleinrichtungen bzw. Spülsysteme.

Bei größeren Durchflüssen werden aus betrieblichen Gründen, und weil die Durchströmung bei zu großer Beckenbreite zu ungleichförmig wird, oft mehrere Sandfänge parallel angeordnet. Während der Spülung eines Beckens bleiben die übrigen Anlagen weiter in Betrieb.

Spülsysteme. Unter dem wirksamen Raum des *Entsanderbeckens* liegt der *Absetzraum* mit Trapezquerschnitt. Damit die seitlichen Ablagerungen in die Spülrinne gelangen, ist eine Böschungsneigung von mindestens 4:5 erforderlich.

Die *Spülung* der ausgeschiedenen Schwebstoffe ins Unterwasser kann *kontinuierlich* oder *in Intervallen* erfolgen. Als Beispiele sollen die Spülsysteme von Büchi, Bieri und Dufour etwas näher erläutert werden:

- Im Sandfang nach *Büchi* wird nach Drosselung des Zuflusses mittels der Regulierschütze und Öffnen der Spülschütze das Becken entleert, bis ein schießender Spülstrom die Ablagerungen auf der geneigten Sohle (Neigung der Sandfangssohle: $I \geq 1\%$) ins Unterwasser befördert (Abb. 6.32a).
- Der *Bieri*-Sandfang weist über der Spülrinne eine Abdeckung aus festen und verschiebbaren Blechlamellen auf. Ist im Absetzraum die zulässige Ablagerungshöhe erreicht, was mit Hilfe von Sonden (u. a. Sandtaster, Sohlenmembran) festgestellt werden kann, so werden die beweglichen Lamellen durch einen ölhdraulischen Antrieb verschoben. In den entstandenen Bodenöffnungen ent-

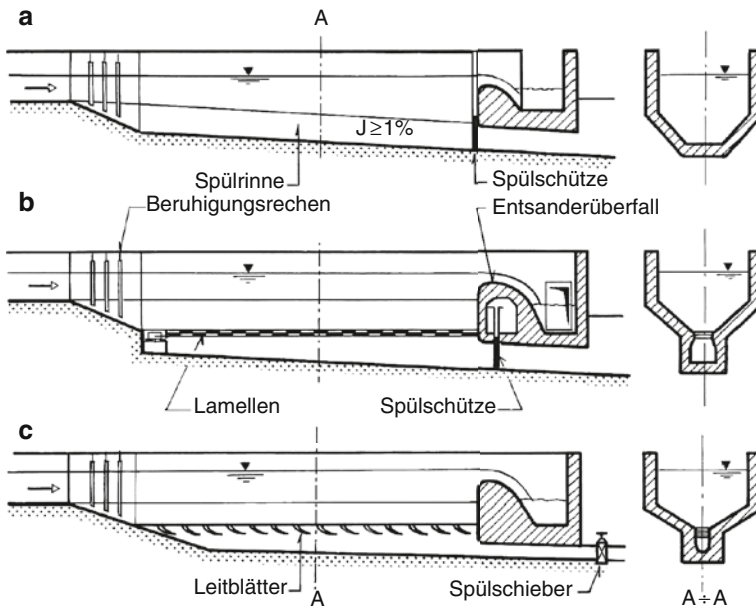


Abb. 6.32 Sandfänge mit verschiedenen Spülsystemen. **a** Büchi-Sandfang, **b** Bieri-Sandfang, **c** Dufour-Sandfang

steht eine wirksame Spülströmung zum Spülkanal, ohne dass das Becken entleert werden muss (Abb. 6.32b).

- Beim System *Dufour* geht die Sandspülung ständig vor sich, indem mittels einer regulierbaren Spüleleitung eine absaugende Strömung im Spülkanal erzeugt wird. Leitblätter verbessern die Abströmverhältnisse (Abb. 6.32c).

Hydraulische Bemessung. Die Bemessung des Langsandfangs berücksichtigt den wirksamen Raum (s. Gujer 2007). Gegeben ist im Allgemeinen lediglich der Bemessungsdurchfluss Q_B eines einzelnen Beckens.

Diese Vorgabe muss durch die Wahl eines *Bemessungskorns* d_B ergänzt werden. Alle Körner, deren Durchmesser d größer oder gleich d_B sind, sollen sich absetzen, die kleineren Körner jedoch nur zum Teil.

Daraus folgt, dass die *Aufenthaltszeit* T des Bemessungskorns im wirksamen Raum mit seiner *Absinkzeit* T_{SB} übereinstimmen muss, d. h.

$$T = T_{SB} \text{ [s]}$$

Der einfachste Rechenansatz ergibt sich aus einer Mittelwertbetrachtung.

Die mittlere Aufenthaltszeit T des Wassers im wirksamen Raum beträgt:

$$T = V/Q_B \text{ [s]}$$

mit

V Volumen des Sandfangs ($V = B \cdot h \cdot L$) [m^3]

Die mittlere Absinkzeit eines Bemessungskorns, das gerade an der Wasseroberfläche in den wirksamen Raum eingetragen wird und dann gleichmäßig absinkt, beläuft sich auf:

$$T_{SB} = h/w_B \text{ [s]}$$

mit

w_B mittlere Sinkgeschwindigkeit des Bemessungskorns d_B im wirksamen Raum
[m/s]

Die Gleichsetzung dieser mittleren Zeiten $T = T_{SB}$ liefert die Beziehungen:

$$\frac{B \cdot h \cdot L}{Q_B} = \frac{h}{w} \text{ [s]} \quad \text{bzw.} \quad \frac{L}{v} = \frac{h}{w} \text{ [s]} \quad \text{bzw.} \quad w = \frac{Q_B}{B \cdot L} \text{ [m/s]}$$

mit

v mittlere Strömungsgeschwindigkeit im Sandfang $v = Q_B/(B \cdot h)$ [m/s]

B Sandfangbreite [m]

L Sandfanglänge [m]

h Wassertiefe [m]

Der Quotient $Q_B/(B \cdot L)$ wird in der Abwassertechnik als *Oberflächenbelastung* bzw. *Oberflächenbeschickung* bezeichnet (u. a. Hager 2010; Gujer 2007).

Fast noch anschaulicher ist ein Rechenansatz, der von der Situation gemäß Abb. 6.33 ausgeht. Dort sind die mittleren Absetzbahnen der Körner in Form von Geraden (gleichsam als linearisierte Partikelbahnen) angegeben.

Aus der Bahn eines an der Wasseroberfläche befindlichen Korns (s. Abb. 6.33) folgt aus einer einfachen Relation zwischen den auftretenden Geschwindigkeiten

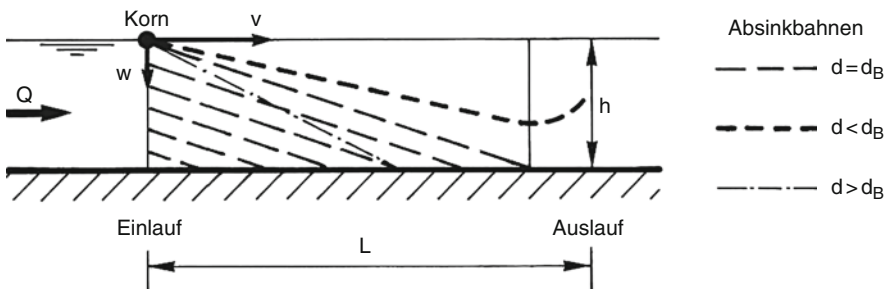


Abb. 6.33 Längsschnitt durch den wirksamen Raum eines Sandfangs. Linearisierte mittlere Bahnkurven für verschieden große Körner

(Strömungsgeschwindigkeit v und Sinkgeschwindigkeit w) und den Längen (Sandfanglänge L und Wassertiefe h) die Bemessungsgleichung:

$$\frac{L}{v} = \frac{h}{w} \text{ [s]}$$

Im Sinne der Mittelwertbetrachtung deutet Abb. 6.33 auch an, dass sich in einem Langsandfang die größeren Körner zum großen Teil, die kleineren Körner dagegen nur zu einem kleinen Teil absetzen. Feinstteile, wie etwa Gletscherschluff, setzen sich überhaupt nicht ab.

Es ist jedoch zu beachten, dass mit diesen vereinfachten Ansätzen ein sehr komplexes Strömungsproblem stark vereinfacht wird.

Sinkgeschwindigkeit der Körner. Die Sinkgeschwindigkeit w_0 eines Korns im ruhenden Wasser könnte eigentlich aus dem Gleichgewicht der angreifenden Kräfte bestimmt werden. Gemäß Abschn. 3.1.1 gilt $W = G - A$, woraus sich die sog. Formel von Newton oder Prandtl ableiten lässt:

$$w_0 = \left[\frac{4}{3 \cdot C_D} \cdot g \cdot d \cdot \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) \right]^{1/2} \text{ [mm/s]}$$

Nun ist aber die Widerstandszahl des Korns C_D im interessierenden Bereich von $d = 0,1$ bis $1,0$ mm stark von der Reynoldszahl des Korns Re_k

$$Re_k = \frac{w_0 \cdot d}{\nu} \text{ [-]}$$

abhängig und damit von der Sinkgeschwindigkeit w_0 selbst.

Die *kinematische Zähigkeit* ν von *reinem* Wasser wird von der Temperatur beeinflusst. Die Größenordnung von ν zeigen die folgenden Zahlen:

- $\nu = 1,79 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ bei 0° Celsius,
- $\nu = 1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ bei 10° Celsius und
- $\nu = 1,01 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ bei 20° Celsius.

Bei $Re_k < 0,5$, d. h. für feine Körner von $d < 0,08$ mm, darf $C_D = 24/Re_k$ angenommen werden, was, in die Formel von Newton eingesetzt, zur Formel von Stokes führt:

$$w_0 = \frac{1}{18 \cdot \nu} \cdot g \cdot d^2 \cdot \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) \text{ [mm/s]}$$

Die gängigen Werte für die Widerstandszahl C_D wurden vor allem an *kugelförmigen Einzelkörnern* im Wassertank bestimmt.

Im Falle von *Feststoffkörnern*, die eine andere Form haben (ggf. mit einem Formfaktor zu berücksichtigen), sich im Schwebstoffwolken mit lokal unterschiedlichen Konzentrationen bewegen, von Gewässerrändern (u. a. Wände, Sohle) beeinflusst

werden und definitionsgemäß nicht in reinem, sondern in schmutzigem Wasser absinken, ist die Bestimmung der Sinkgeschwindigkeit sehr viel schwieriger.

Aufwändiger, aber sehr präzise, sind insbesondere Messungen in sog. *Sedimentationssäulen*. Dort werden die Sinkgeschwindigkeiten bestimmt, in dem sich die Feststoffkörner unter kontrollierten Bedingungen absetzen (bekannt sind u. a. die physikalische Eigenschaften des Wassers und wichtige kornspezifische Parameter wie Feststoffdichte und Kornform). Die im unteren Teil der Säule befindliche Präzisionswaage registriert die Gewichtszunahme in Abhängigkeit von der Zeit.

Zanke (2002) schlägt für die Berechnung der Sinkgeschwindigkeit eine empirische Formel vor. Diese lautet für Sandkörner mit $(\rho_s/\rho - 1) = 1,65$ und Wasser von 20° Celsius:

$$w_0 = \frac{100}{9 \cdot d} \cdot \left[(1 + 1,57 \cdot 10^2 \cdot d^3)^{1/2} - 1 \right] \text{ [mm/s]}$$

mit

w_0 Sinkgeschwindigkeit eines Kornes in ruhendem Wasser [mm/s]

d Korndurchmesser [mm]

Die zugehörige Kurve zeigt Abb. 6.34.

Im fließenden Wasser ist die Sinkgeschwindigkeit infolge der größeren Turbulenz geringer oder gar Null (was ja der Grund für den Schwebstofftransport ist). Diese Abminderung wird näherungsweise mit dem Ansatz

$$w = w_0 - \alpha \cdot v \geq 0 \text{ [mm/s]}$$

mit

w Sinkgeschwindigkeit des Kornes im fließenden Wasser [mm/s]

v mittlere horizontale Fließgeschwindigkeit [mm/s]

α Abminderungsfaktor [-]

erfasst. Nach Mosonyi kann der Abminderungsfaktor mit $\alpha = 0,132/h^{1/2}$ abgeschätzt werden, wobei die Wassertiefe h in m eingesetzt wird.

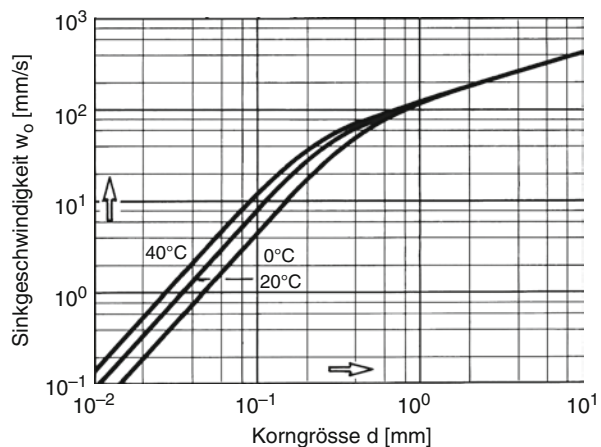


Abb. 6.34 Abhängigkeit der Sinkgeschwindigkeit w_0 vom Korndurchmesser d und der kinematischen Zähigkeit ν . (Zanke 2002)

Grenzgeschwindigkeit im Sandfang. Damit sich die Körner absetzen, muss $w > 0$ sein. Sobald die Körner aber den Sandfangboden erreichen, werden sie dort ggf. als Geschiebe weiter befördert. Möglicherweise führt die vorhandene Turbulenz aber auch dazu, dass die Materialien wieder in Suspension übergehen und in Form von Schwebstoff transportiert werden.

Soll dies nicht geschehen, darf die Fließgeschwindigkeit v im Sandfang die Grenzgeschwindigkeit v_{Gr} nicht überschreiten. Diese ergibt sich nach der Geschiebetheorie (s. auch Abschn. 3.1) aus der Bedingung:

$$\tau_R = \tau_{Gr}$$

mit

- τ_R Schubspannung $\tau_R = \rho \cdot g \cdot r_{hy} \cdot I_E$ [N/m²]
 r_{hy} hydraulischer Radius des Sandfangs [m]
 I_E Energieliniengefälle der Strömung im Sandfang [-]
 τ_{Gr} Grenzspannung für Ruhe $\tau_{Gr} = 0,03 \cdot (\rho_s - \rho) \cdot g \cdot d$ [N/m²]

Kann man für die Strömungsverhältnisse im Sandfang Normalabfluss voraussetzen, lässt sich das Energieliniengefälle I_e mit dem Ansatz von Manning-Strickler ausdrücken. Dann wird die Grenzgeschwindigkeit:

$$v_{Gr} = k_{Str} \cdot r_{hy}^{1/6} \left[0,03 \cdot \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) \cdot d \right]^{1/2} \text{ [m/s]}$$

mit

- k_{Str} Rauheitsbeiwert im Sandfang nach Manning-Strickler [m^{1/3}/s]
 d Korndurchmesser [m]

Mit $k_{Str} = 60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ und $(\rho_s/\rho - 1) = 1,65$ vereinfacht sich die Formel zu:

$$v_{Gr} = 13 \cdot r_{hy}^{1/6} \cdot d^{1/2} \text{ [m/s]}$$

Bemessung der Absetzbecken. Aus der mittleren horizontalen Fließgeschwindigkeit v und dem Bemessungsdurchfluss Q_B ergibt sich der erforderliche Durchströmquerschnitt im wirksamen Raum zu:

$$A = \frac{Q_B}{v} \text{ [m}^2\text{]}$$

Die größte Beckentiefe und damit auch die Höhe h des wirksamen Raums sind aus topografischen Gründen (u. a. Ausmündung des Spülkanals ins Unterwasser) meistens vorgegeben.

Die Beckenbreite wird somit $B = A/h$ und sollte nicht größer als $1/8$ der Beckenlänge L gemäß

$$L = h \cdot \frac{v}{w} \text{ [m]}$$

sein, um eine gleichmäßige Durchströmung zu gewährleisten. Bei großen Durchflüssen werden darum oft mehrere parallele Becken kleinerer Breite gebaut.

Die Übergangsstrecke zwischen Zuflusskanal und wirksamem Raum enthält oft mehrere Reihen von Beruhigungsrechen und ist etwa $2 \times B$ lang, so dass ein Entsanderbecken mindestens die Länge L

$$L = L + 2 \cdot B \text{ [m]}$$

aufweisen sollte.

6.3.5 Geschwemmselbeseitigung

Um empfindliche Anlageteile, wie zum Beispiel Pumpen, Turbinen, Schieber, gegen das Geschwemmsel abzuschirmen sowie Wassertiere von gefährlichen Anlageteilen fernzuhalten, werden Rechen eingesetzt.

Die Spaltweite eines Rechens a (der lichte Abstand zwischen den Rechenstäben) muss auf diesen Zweck ausgerichtet werden. Man unterscheidet *Grobrechen* mit $a = 100$ bis 300 mm und *Feinrechen* mit $a = 5$ bis 50 mm.

Beispiel: Ein Langsandfang wird von $Q_B = 5,0 \text{ m}^3/\text{s}$ durchflossen und soll alle Feststoffkörner $d > 0,2 \text{ mm}$ (Bemessungskorn) ausscheiden. Die Dichte des Feststoffkorns ist $\rho_s = 2.650 \text{ kg/m}^3$, die Dichte des Wassers $\rho = 1.000 \text{ kg/m}^3$, die Zähigkeit beträgt bei einer Wassertemperatur von 20° Celsius $\nu = 1,01 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Lösung:

Aus der Formel von Zanke (2002) folgt:

$$\begin{aligned} w_0 &= \frac{100}{9 \cdot d} \cdot \left[(1 + 1,57 \cdot 10^2 \cdot d^3)^{1/2} - 1 \right] \\ &= \frac{100}{9 \cdot 0,2} \cdot \left[(1 + 1,57 \cdot 10^2 \cdot 0,2^3)^{1/2} - 1 \right] = 28 \text{ mm/s} \end{aligned}$$

bzw. $w_0 = 0,028 \text{ m/s}$.

Für die weitere Berechnung wird die Wassertiefe mit $h = 5,0 \text{ m}$ angenommen und die mittlere Fließgeschwindigkeit mit $v = 0,2 \text{ m/s}$. Das führt über die Kontinuitätsgleichung $Q_B = B \cdot h \cdot v$ zu

$$B = \frac{Q_B}{h \cdot v} = \frac{5,0 \text{ m}^3/\text{s}}{5,0 \text{ m} \cdot 0,2 \text{ m/s}} = 5,0 \text{ m}$$

sowie

$$\alpha = \frac{0,132}{\sqrt{h}} = \frac{0,132}{\sqrt{5,0}} = 0,059 [-]$$

und damit zu:

$$w_B = w_0 - \alpha \cdot v = 0,028 \text{ m/s} - 0,059 \cdot 0,2 \text{ m/s} = 0,016 \text{ m/s}$$

Aus der Bemessungsformel für den Sandfang folgt:

$$\frac{L}{0,2 \text{ m/s}} = \frac{5,0 \text{ m}}{0,016 \text{ m/s}} [\text{s}] \quad \text{oder} \quad L = \frac{5,0 \text{ m} \cdot 0,2 \text{ m/s}}{0,016 \text{ m/s}} = 62,5 \cong 63 \text{ m}$$

Die Kontrolle der Berechnung ergibt Folgendes:

Die Breite ist mit $B = 5,0 \text{ m}$ kleiner als $L/8 = 7,9 \text{ m}$, weshalb nur ein Becken benötigt wird. Der benetzte Querschnitt ist $A = B \cdot h = 5,0 \text{ m} \times 5,0 \text{ m} = 25,0 \text{ m}^2$, der benetzte Umfang $U = 5,0 \text{ m} + 2 \times 5,0 \text{ m} = 15,0 \text{ m}$, der hydraulische Radius $r_{hy} = 25 \text{ m}^2/15 \text{ m} = 1,67 \text{ m}$. Folglich wird:

$$v_{Gr} = 13 \cdot r_{hy}^{1/6} \cdot d^{1/2} = 13 \cdot 1,67^{1/6} \cdot 0,0002^{1/2} = 0,2 \text{ m/s}$$

Die gewählte Fließgeschwindigkeit liegt mit $v = 0,2 \text{ m/s}$ also gerade bei der Grenzgeschwindigkeit v_{Gr} . Die mittlere Aufenthaltszeit T des Wassers im wirksamen Raum beträgt beim Bemessungsdurchfluss Q_B :

$$T = \frac{25,0 \text{ m}^2 \cdot 63,0 \text{ m}}{5,0 \text{ m}^3/\text{s}} = 315 \text{ s} = 5,25 \text{ min}$$

Rechenverluste. Rechen stellen ein Hindernis in der Strömung dar und erzeugen Fallhöhenverluste. Bei starkem *Geschwemmselanfall* oder ungenügender Reinigung können sie sogar verstopfen.

Im Falle eines sauberen Rechens lässt sich der Rechenverlust Δz_r nach Kirschmer u. Mosonyi wie folgt berechnen (Abb. 6.35):

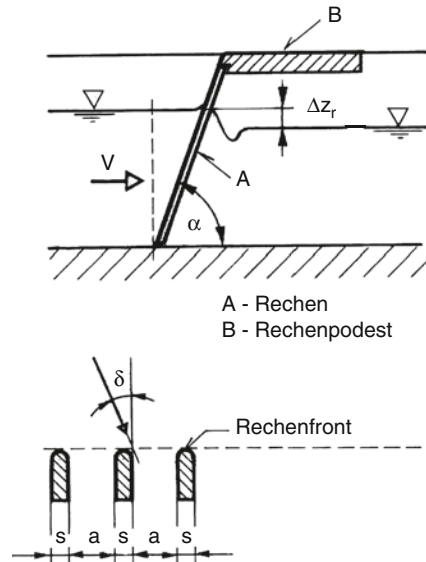
$$\Delta z_r = \xi_r \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} [\text{m}]$$

mit

v mittlere Zuflussgeschwindigkeit (maximal 0,5 bis 1,0 m/s) [m/s]

ξ_r Verlustbeiwert [-]

Abb. 6.35 Längsschnitt durch einen Einlauf mit Rechen. Querschnitt der Rechenstäbe mit Vermassung und Anströmwinkel δ



Der Verlustbeiwert ξ_r ist folgendermaßen definiert:

$$\xi_r = \kappa \cdot \varphi \cdot \left(\frac{s}{a} \right)^{4/3} \cdot \sin \alpha \quad [-]$$

mit

- κ Faktor zur Berücksichtigung des Anströmwinkels δ gemäß Tab. 6.2 [-]
- φ Formbeiwert für Rechenstäbe nach Kirschmer gemäß Abb. 6.36 [-]
- s Stabdurchmesser [m]
- a lichter Stababstand [m]
- α Rechenneigung nach Abb. 6.35 [-]

Beispiel: Ein Rechen mit Stäben aus Flacheisen wird durch die Parameter $s = 16 \text{ mm}$, $a = 20 \text{ mm}$, $\alpha = 75^\circ$ beschrieben. Er wird im Mittel mit $v = 1,0 \text{ m/s}$ unter $\delta = 20^\circ$ angeströmt.

Lösung:

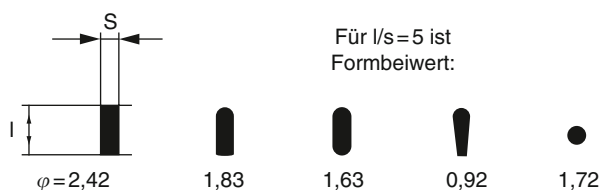
Aus Abb. 6.36 folgt $\varphi = 2,42$ und aus Tab. 6.2 mit $s/a = 0,8$ ergibt sich $\kappa = 1,14$. Damit wird:

$$\xi_r = \kappa \cdot \varphi \cdot \left(\frac{s}{a} \right)^{4/3} \cdot \sin \alpha = 1,14 \cdot 2,42 \cdot (0,8)^{4/3} \cdot \sin 75^\circ = 2,0$$

$$\Delta z_r = \xi \cdot \frac{v^2}{2g} = 2,0 \cdot \frac{1,0^2}{2 \cdot 9,81} = 1,0 \text{ m}$$

Tab. 6.2 Abhängigkeit zwischen κ und δ nach Mosonyi

$s/a =$	1,0	0,8	0,6	0,4	0,2
$\delta = 0^\circ$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
20°	1,14	1,18	1,24	1,31	2,24
40°	1,43	1,55	1,75	2,10	5,70
60°	2,25	2,62	3,26	4,40	–

Abb. 6.36 Formbeiwerte für verschiedene Rechenstäbe nach Kirschmer

Beim verlegten Rechen können natürlich erheblich größere Strömungsverluste auftreten. Je kleiner der lichte Stababstand a ist, umso mehr und schneller machen sich diese Verluste bemerkbar.

Statische Berechnung. Für die Bemessung der Rechen wird entweder eine vollständige Verlegung des Rechens (z. B. infolge von Schwebeis) oder ein Rechenverlust von 2 m (infolge von starkem Geschwemmselanfall) angenommen (Abb. 6.37).

Die auftretenden Wasserdrücke sind im Verhältnis zur leichten Konstruktion der Rechen groß und verlangen eine Aussteifung mit Längs- und Querträgern.

Große Rechen werden in einzelne Rechenfelder aufgeteilt, wobei die Rechenstäbe häufig mit Querstäben aus Rundeseisen verbunden werden. Diese Rechenfelder stützen sich dann auf ein grobes Netz von stromlinienförmigen Trägern (s. Abb. 6.37).

Eine weitere Beanspruchung der Rechen ergibt sich durch strömungsinduzierte Schwingungen, die durch Strömungsablösungen an den Rechenstäben entstehen.

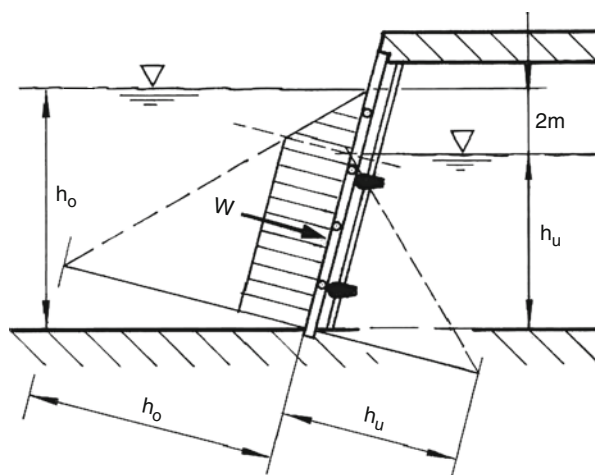
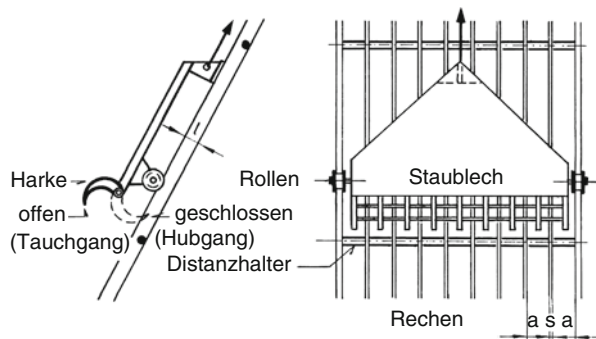
**Abb. 6.37** Wasserdruck auf einen Rechen. **a** Druckdreieck mit h_0 bei vollständiger Verstopfung und **b** reduziertem Wasserdruck (schraffierte Fläche) bei einem Rechenverlust von 2 m. Aussteifung der Rechenfelder mit stromlinienförmigen Trägern

Abb. 6.38 Beispiel eines Putzwagens mit schwenkbarer Harke



Die Ablösungen erfolgen periodisch, und ihre Frequenz liegt für Zuflussgeschwindigkeiten von 0,5 bis 1 m/s in der Größenordnung von 10 bis 20 Hz.

Die Aussteifung der Rechen wird derart gestaltet, dass sich deren Eigenfrequenzen von der Eigenfrequenz der Konstruktion unterscheidet; vorzugsweise höher liegt. Wie zahlreiche Rechenbrüche zeigen, wird dieser Grundsatz häufig zu wenig beachtet.

Schließlich sind noch die Beanspruchungen zu erwähnen, die die Rechen während ihrer Reinigung durch die Arbeit einer Rechenreinigungsmaschine erfahren.

Rechenreinigung. Die Rechenreinigung geschieht bei kleinen Rechen durch *Herausnehmen des Rechens* und bei mittleren bis großen Rechen durch Bergen des Rechenguts *von Hand* oder mit *Rechenreinigungsmaschinen*.

Das *Bergen* erfolgt mittels Harken, deren Zähne zwischen die Rechenstäbe greifen. Gewöhnlich wird das Rechengut von unten nach oben abgestreift und auf dem Rechenboden in eine Geschwemmselrinne oder eine Mulde befördert.

Die Harken sind entweder an einem langen Stiel befestigt und werden von Hand geführt, oder sie sind mit einem Putzwagen verbunden, der durch eine Winde bewegt wird. Dabei bilden Windwerk und Putzwagen zusammen die Rechenreinigungsmaschine (Abb. 6.38).

Es gibt ortsfeste Anlagen, die immer das gleiche Rechenfeld bestreichen, aber auch auf Gleisen seitlich verschiebbare Anlagen, die mehrere Rechenfelder reinigen können. Für grobes Geschwemmsel werden neben den Harken oft auch Mehrzangengreifer eingesetzt.

In Ländern, in denen das Geschwemmsel stark mit Abfall durchsetzt ist, wird meist eine Entsorgung des Rechenguts vorgeschrieben. Anderenorts wird das Rechengut dem Fluss oder Bach zurückgegeben.

6.3.6 Eisprobleme

Die Eisprobleme werden hier nur kurz gestreift. Treibeis kann ähnlich abgehalten werden wie Geschwemmsel.

Bewährt haben sich vor allem *Tauchwände* am Einlauf zur Fassung. Diesen vorgelagert, oder sogar anstelle der Wände, werden manchmal schwimmende *Abweissvorrichtungen* (sog. *Schwimmbalken* oder *Eisbäume*) angebracht. Jedoch werden diese bei Hochwasser oft beschädigt.

Bildet sich vor der Fassung und im Vorbecken eine geschlossene Eisdecke, so ist dies meist unbedenklich. Diese Eisdecke schirmt die Fassung sogar ab. Gefürchtet ist hingegen das Eindringen von Schwebeis, das den Rechen verlegen und die Einlaufschütze blockieren kann (s. auch Abschn. 4.2.3).

Eine Möglichkeit die Einlaufrechen vor der Vereisung zu bewahren, ist die elektrische Beheizung der Stäbe.

Die Einstromung von Schwebeis in eine Fassung kann durch die Erzeugung von Druckluftschleiern (Blasenschleier) im langsam strömenden Wasser verhindert werden.

Bei der Projektierung der Einlaufbauwerke, ist auf einen guten Zugang für Räumungsgeräte zu achten.

6.3.7 Seewasserfassungen

Seefassungen unterscheiden sich aufgrund der andersartigen Anströmbedingungen von Flusswasserfassungen. Während Flusswasserfassungen das Wasser aus der fließenden Welle entnehmen, sind in einem See oder Speicher die Strömungsgeschwindigkeiten nahezu Null.

Bauweisen, Gestaltung des Einlaufs. Weist der See größere Wasserspiegelschwankungen auf, muss die Fassung unter der tiefsten Seewasserspiegelkote (Seewasserspiegel) angeordnet werden.

Der Einlauf wird trompetenförmig mit maximalen Eintrittsgeschwindigkeiten von $v = 0,5$ bis $1,0$ m/s ausgebildet (Abb. 6.39).

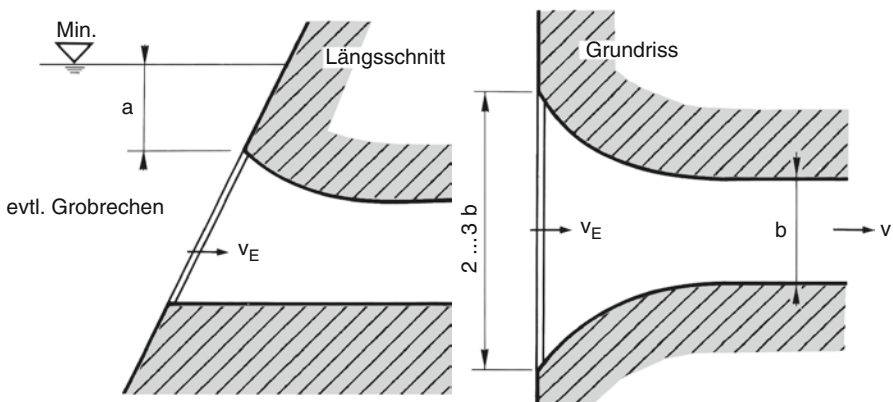


Abb. 6.39 Vertikal- und Horizontalschnitt durch den Einlauf einer Seewasserfassung

Der Eintrittsverlust $\zeta_E \times v^2/2 g$ wird dann mit $\zeta_E \approx 0,1$ gering. Im Allgemeinen ist der Einlaufquerschnitt rechteckig, der Querschnitt der Entnahmeleitung (Stollen, Rohr) aber rund, was eine entsprechende Übergangsstrecke erfordert.

Die versenkte Anordnung der Fassung schützt diese vor Geschwemmsel und insbesondere vor Vereisung.

Für die Mindestüberdeckung sind Werte zwischen $a=1$ und 3 m üblich (s. Abb. 6.39). Zur Verhinderung lufteinziehender Wirbel sowie von Geschwemmselansammlungen braucht es eventuell mehr. Falls mit Treibgut (Wurzelstöcke, aber auch Wohlstandsmüll usw.) gerechnet werden muss, ist ein Grobrechen erforderlich.

Zur Abweisung von Fischen kann ein Feinrechen dienen, wobei jedoch darauf zu achten ist, dass die ggf. starke Anströmung nicht zu einer Falle für die Fische wird.

Je nach Anordnung wird zwischen einer Fassung am Ufer oder einer solchen im See unterschieden. Bei einem Stausee ergibt sich noch die Möglichkeit der Kombination mit der Talsperre.

Fassung am Ufer. Die Fassung am Ufer wird an einer topografisch und geologisch günstigen Stelle angeordnet. Je nachdem, ob die Abschlussorgane als *Notverschluss* oder als *Regulierorgan* dienen sollen, kommen verschiedene Schieber- und Schützentypen in Frage (s. auch Abschn. 4.2.3).

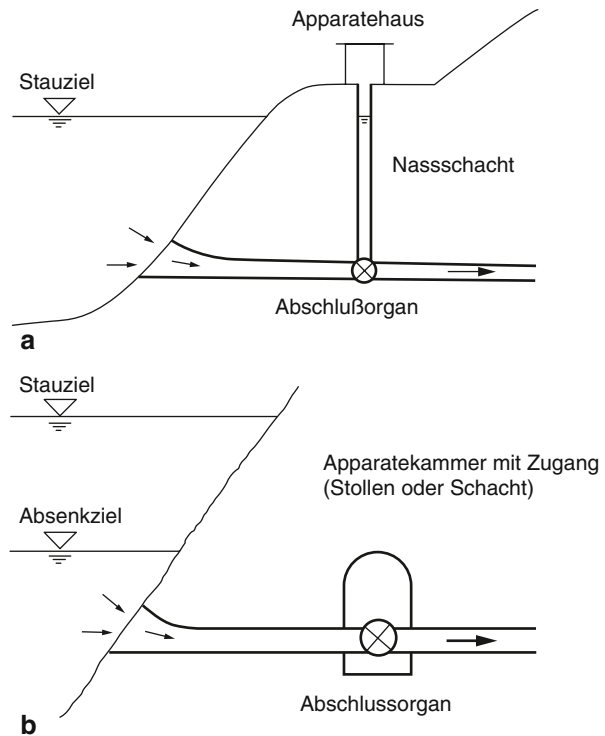


Abb. 6.40 Seewasserfassung am Ufer. **a** Abschlussorgane im Nassschacht oder in der Apparatkammer

Die Abschlussorgane werden von einem *Apparatehaus* oder einer unterirdischen *Apparatekammer* aus gesteuert. Entweder sitzt das Apparatehaus über dem maximalen Seewasserspiegel und ist mit den Abschlussorganen durch einen mit dem See kommunizierenden Schacht (sog. *Nassschacht*) verbunden (Abb. 6.40a) oder die Apparatekammer enthält auch die Abschlussorgane, ist also unter dem minimalen Seespiegel angeordnet (Abb. 6.40b).

Meist bietet die Gewährleistung der Rechenreinigung – sofern diese überhaupt vorgesehen wird – gewisse Schwierigkeiten. Eine einfache Lösung besteht darin, den Einlaufrechen nur bei minimalem Seespiegel von Hand zu reinigen.

Fassung im See. Die Fassung im See besteht entweder aus einem *Entnahmeturm*, dessen Spitze zugänglich ist und der die Winde für einen Notverschluss beherbergt (z. B. für eine Zylinderschütze) (s. Abb. 6.41a), oder aus einem versenkten Entnahmebauwerk, in dem sich gewöhnlich kein Abschlussorgan befindet (Abb. 6.41b).

In beiden Fällen liegen die Entnahmen unter dem Absenkziel (Senkziel).

Entnahmen in der Talsperre. Bei Staumauern ist es naheliegend, die für die Fassung erforderlichen Öffnungen im Beton auszusparen. Ähnlich wie bei Fassungen am Ufer kann hier ebenfalls zwischen einer Lösung mit Nassschacht und einer solchen mit Apparatekammer unterschieden werden (s. Varianten in Abb. 6.42).

Bei Staudämmen verzichtet man im Allgemeinen auf eine solche Kombination und sieht eine Fassung am benachbarten Ufer vor.

Probleme mit Feststoffen. Durch eine versenkte Anordnung der Seewasserfassungen können die Probleme mit Geschwemmsel und schwimmendem Eis klein

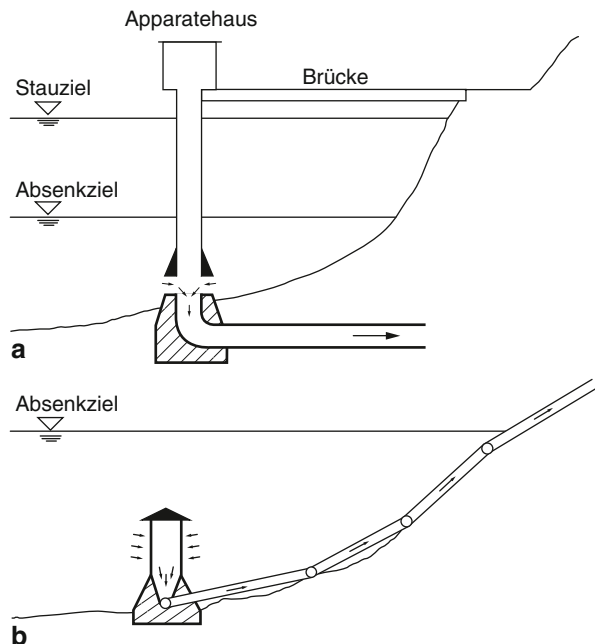
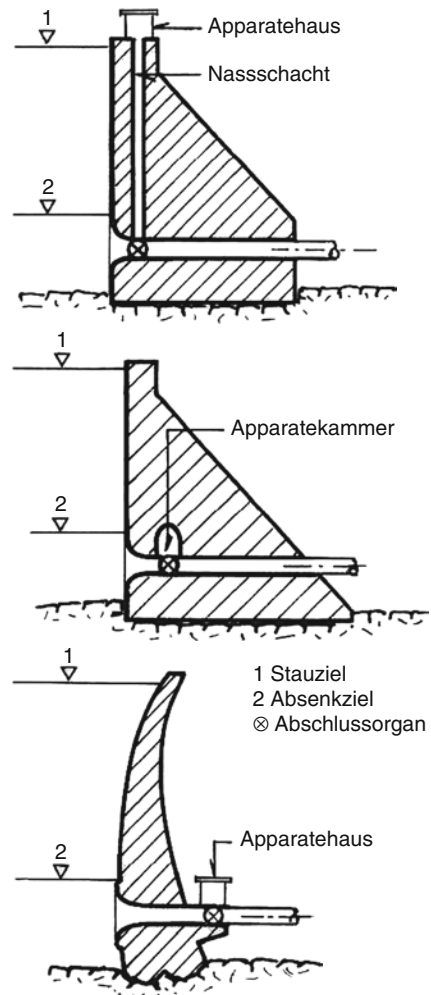


Abb. 6.41 Seewasserfassung mit **a** Entnahmeturm und **b** versenktem Entnahmebauwerk

Abb. 6.42 Fassungen in Staumauern. Varianten zur Anordnung und Bedienung der Abschlussorgane



gehalten werden. Das mit den Zuflüssen in den See verfrachtete *Geschiebe* lagert sich im Delta dieser Zuflüsse ab (Abb. 6.43). Solange sich die Wasserrfassung nicht im Deltabereich befindet, bleibt sie geschiebefrei.

In Abhängigkeit von den Strömungsverhältnissen und den Konturen des Sees können sich die *Schwefstoffe* jedoch ggf. auch weitab vom Delta bemerkbar machen (u. a. Dichteströme).

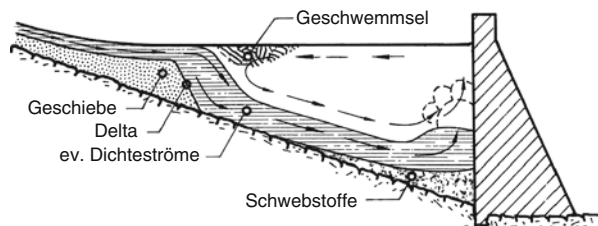
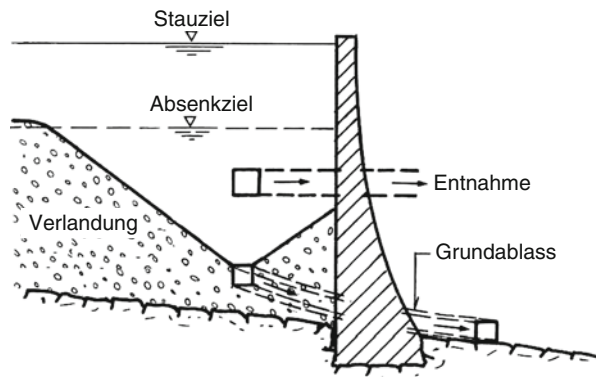


Abb. 6.43 Typische Verlandungserscheinungen in einem Stausee mit geringen Wasserspiegelschwankungen

Abb. 6.44 Freihaltung einer Wasserfassung (Entnahme) am Ufer durch periodische Spülungen mittels des Grundablasses



Grundsätzlich ist ein See wegen der geringen Strömungsgeschwindigkeiten immer ein ausgezeichneter „Entsander“.

In kleineren Seen und insbesondere in kleinen Stauseen kann es vorkommen, dass das Delta bis zur Fassung vorrückt und diese beeinträchtigt. Bei Stauseen besteht dann die Möglichkeit der zeitweiligen Seespülung bei offenem Grundablass und mit möglichst abgesenktem Stauspiegel (Abb. 6.44).

6.4 Kanäle

Kanäle sind *künstliche Gewässer*. Unterschieden wird zwischen *offenen* und *geschlossenen* Bauweisen (Abb. 6.45). Bei starken Neigungen spricht man auch von *Schussrinnen* oder *Rampen*.

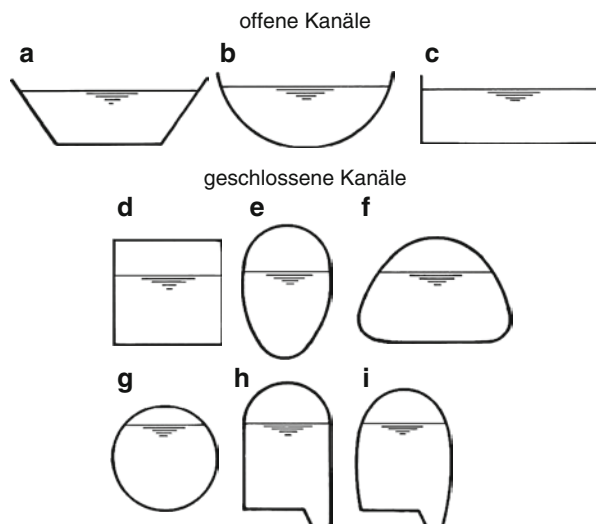


Abb. 6.45 Offene Kanäle. **a** mit Trapezprofil, **b** Halbkreisprofil, **c** Rechteckprofil. Geschlossene Kanäle: **d** mit Rechteckprofil, **e** Eiprofil, **f** Maulprofil, **g** Kreisprofil (Rohr), **h** Freilaufstollen mit Torbogenprofil, **i** Hufeisenprofil

6.4.1 Offene Kanäle

Haben Kanäle eine freie Wasseroberfläche (d. h. an der Wasseroberfläche herrscht Atmosphärendruck) fallen diese unter die Oberbegriffe „*Offene Gerinne*“ oder „*Freispiegelgerinne*“.

Es ist zu beachten, dass der Begriff „*Gerinne*“ sowohl *künstliche* als auch *natürliche Fließgewässer* umfasst. Hier sollen jedoch nur offene Kanäle, d. h. künstliche Fließgewässer, betrachtet werden.

Hydraulische Bemessung. Offene Kanäle werden in der Regel für einen stationären Durchfluss bemessen. Dieser weicht meist vom Normalabfluss ab, doch wird bei längeren Kanalstrecken dennoch ein solcher vorausgesetzt. Angesichts der Unsicherheiten bei der Schätzung der Rauheiten, lässt sich diese Annahme im Allgemeinen rechtfertigen.

Zur Berücksichtigung der Rauheit wird hier die Formel von Manning-Strickler verwendet. In der Fachliteratur finden sich jedoch auch noch Formeln (u. a. Hager 1988; Naudascher 1992; Schröder et al. 1999; Martin et al. 2000).

Bemessung bei Normalabfluss. Für längere Strecken ohne Gefälle- und/oder ohne Querschnittsänderungen sowie bei gleich bleibender Rauheit kann Normalabfluss vorausgesetzt werden. Es gilt:

$$I_E = I_W = I_S = I \text{ [-]}$$

mit

I_E Energieliniengefälle [-]
 I_W Wasserspiegelgefälle [-]
 I_S Sohlengefälle [-]

Für eine vereinfachte hydraulische Berechnung von offenen Gerinnen kann u. a. die weit verbreitete empirische Gleichung von Manning-Strickler

$$v = k_{Str} \cdot r_{hy}^{2/3} \cdot I_S^{1/2} \text{ [m/s]}$$

mit

v mittlere Fließgeschwindigkeit [m/s]
 k_{Str} Rauheitswert nach Manning-Strickler [$m^{1/3}/s$]
 r_{hy} $r_{hy} = A/U$ – hydraulischer Radius [m]
 I_S Sohlengefälle [-]
 A Fließquerschnittsfläche [m^2]
 U benetzter Umfang [m]

genutzt werden. In Verbindung mit der Kontinuitätsgleichung

$$Q = v \cdot A \text{ [m}^3/\text{s]}$$

ergibt sich dann

$$Q = k_{\text{Str}} \cdot I_S^{1/2} \cdot \frac{A^{5/3}}{U^{2/3}} \text{ [m}^3\text{/s]}$$

Die Rauheit (bzw. der Rauheitsbeiwert k_{Str}) und das Sohlengefälle I_S kennzeichnen die Kanalkonstruktion, während die Fließquerschnittsfläche A und der benetzte Umfang U die geometrischen Abmessungen beschreiben.

In den beiden zuletzt genannten Größen ist auch die Wassertiefe h und die Gerinnebreite b enthalten. So gilt zum Beispiel für die Fläche A eines Rechteckquerschnitts:

$$A = h \cdot b \text{ [m}^2\text{]}$$

mit

h Wassertiefe [m]

b Gerinnebreite [m]

Und für den benetzten Umfang U :

$$U = b + 2 \cdot h \text{ [m]}$$

Die häufigste Fragestellung ist die Ausbildung des Kanals bei bekanntem Abfluss Q bzw. vorgegebenem Bemessungsabfluss Q_B .

Je nach Fragestellung müssen neben dem Abfluss drei weitere Größen bekannt sein bzw. vorgegeben werden. Die Frage nach der Wassertiefe h , ist nur durch Iteration zu beantworten.

Hydraulisch günstigste Querschnittsform. Die Abflussleistung Q eines Gerinnes wird bei Normalabfluss durch

$$Q = k_{\text{Str}} \cdot I_S^{1/2} \cdot \frac{A^{5/3}}{U^{2/3}} \text{ [m}^3\text{/s]}$$

beschrieben. Die Abflussleistung ist für gegebene Werte von k_{Str} , I und A offensichtlich am größten, wenn der benetzte Umfang U am kleinsten ist. Die entsprechenden Querschnitte, die auch als *hydraulisch günstige Querschnitte* bezeichnet werden, besitzen die Eigenschaft, dass ihnen ein Halbkreis eingeschrieben werden kann. Abbildung 6.46 zeigt als Beispiel das Halbkreisprofil als hydraulisch günstigste Form sowie ebenfalls günstige Dreieck-, Trapez- und Rechteckprofile.

Dieses Optimierungsproblem ist auch dadurch lösbar, dass ein dimensionsloser hydraulischer Radius oder ein *Formfaktor* r_F eingeführt wird:

$$r_F = \frac{r_{\text{hy}}}{\sqrt{A}} = \frac{\sqrt{A}}{U} \text{ [-]}$$

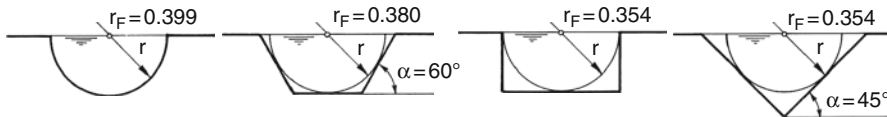


Abb. 6.46 Hydraulisch günstige Profile. Das Halbkreisprofil ist das absolut günstigste Profil. Trapez-, Rechteck- und Dreieckprofil mit „eingeschriebenem“ Halbkreis nähern sich dem Halbkreisprofil an und sind daher auch als optimal einzustufen

Damit wird

$$Q = k_{\text{Str}} \cdot I_S^{1/2} \cdot A^{4/3} \cdot r_F^{2/3} \text{ [m}^3\text{/s]}$$

Die Abflussleistung Q ist für vorgegebene Werte von Rauigkeit k_{Str} , Sohlengefälle I_S und Querschnittsfläche A am größten, wenn der Formfaktor r_F sein Maximum hat.

Entsprechende Werte sind in Abb. 6.46 eingetragen und werden in Tab. 6.3 hinsichtlich ihrer Auswirkungen auf die Abflussleistung (Abflusskapazität) verglichen.

Rechteck- und Dreiecksprofil sind hinsichtlich der Abflussleistung gleichwertig; das Trapezprofil ist nur um drei Prozent schlechter als das Halbkreisprofil.

Die hydraulisch günstigsten Kanalquerschnitte sind jedoch nicht immer die wirtschaftlichsten Profile, da in die entsprechenden Kostenberechnungen auch Belange des Baus, des Betriebs und der Unterhaltung eingehen (s. auch Abschn. 6.6.1).

Bemessung bei verzögertem oder beschleunigtem Abfluss. In kürzeren Strecken oder bei Gefälleknicken und Querschnittsänderungen kann kein Normalabfluss vorausgesetzt werden:

$$I_E \neq I_W \neq I_S \neq I \text{ [-]}$$

Unter diesen Bedingungen erfolgt die hydraulische Berechnung mit der Gleichung von Bernoulli und der Kontinuitätsgleichung (s. Abb. 6.47):

- *Bernoulli-Gleichung:*

$$\frac{v_o^2}{2g} + z_o + h_o = \frac{v_u^2}{2g} + z_u + h_u + h_v \text{ [m]}$$

mit

Q Abfluss [m³/s]

$\frac{v_o^2}{2g}$ Geschwindigkeitshöhe an den Kontrollquerschnitten o bzw. u [m]

z geodätische Höhe an den Kontrollquerschnitten o bzw. u [m]

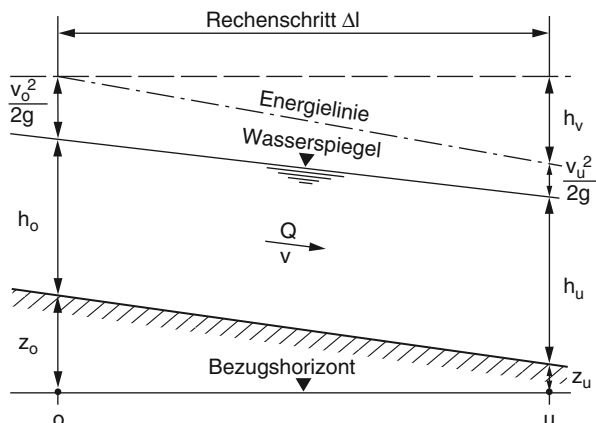
h Wassertiefe an den Kontrollquerschnitten o bzw. u [m]

h_v Verlusthöhe (u. a. durch Reibung, Krümmung oder/und Querschnittsveränderungen bewirkt) [m]

Tab. 6.3 Abflussleistung von Kanälen (in Prozent) gemäß Abb. 6.46 bei gleicher Fläche und bezogen auf das Halbkreisprofil

Profil	r_F	Kapazität in Prozent
Halbkreis	0,399	100
Trapez	0,380	97
Rechteck	0,354	92
Dreieck	0,354	92

Abb. 6.47 Anwendung der Gleichung von Bernoulli auf das Freispiegelgerinne. Bezeichnung der Kontrollquerschnitte: o = oben; u = unten



- *Kontinuitätsgleichung:*

$$Q = v_o \cdot A_o = v_u \cdot A_u \text{ [m}^3\text{/s]}$$

mit

Q Abfluss [m³/s]

v Strömungsgeschwindigkeit an den Kontrollquerschnitten o bzw. u [m/s]

A Fließquerschnitt an den Kontrollquerschnitten o bzw. u [m²]

Korrekterweise müssten die Geschwindigkeitshöhen $v^2/2g$ noch mit dem Faktor α multipliziert werden, um die über den Querschnitt ungleichförmige Geschwindigkeitsverteilung zu berücksichtigen. Im Regelfall ist α aber nur unwesentlich größer als 1, so dass näherungsweise mit $\alpha \approx 1$ gerechnet werden kann.

Die Bemessung setzt eine schrittweise Wasserspiegellagenberechnung voraus (Rechenschritt Δl in Abb. 6.47), bei der kontrolliert wird, ob der gewählte Kanal den Bemessungsabfluss Q_B abzuleiten vermag.

Bei *strömendem Abfluss* muss von einem vorgegebenen Wasserspiegel am unteren Ende der Kanalstrecke ausgegangen werden und gegen die Strömungsrichtung gerechnet werden. Häufig ist diese Vorgabe ein konstanter bzw. einzuhaltender Wasserstand (z. B. ein Seewasserspiegel, der Betriebswasserspiegel einer Stauhaltung oder die kritische Abflusstiefe bei einem Fließwechsel über einem Gefälleknick).

Bei *schießendem Abfluss* wird die Berechnung an einem bekannten Wasserspiegel am oberen Ende der Kanalstrecke begonnen und in Strömungsrichtung durchgeführt.

Ob der Fließzustand *Schießen* oder der Fließzustand *Strömen* herrscht, lässt sich mit Hilfe der Froude-Zahl Fr feststellen:

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot h}} \quad [-] \quad \text{Strömen: } Fr < 1, \quad \text{Schießen: } Fr > 1$$

Übergang Schießen – Strömen, Hydraulische Stabilität. Der Übergang von *Schießen* zu *Strömen* bewirkt einen *Wechselsprung* (Wassersprung – s. Abschn. 4.2.1 – *Tosbecken*). Im Wechselsprung wird überschüssige Strömungsenergie in Wärme- und Schallenergie umgewandelt.

Der Übergang von *Strömen* zu *Schießen* (etwa infolge eines Gefälleknicks) erfolgt dagegen meist störungsfrei in Form einer stabilen Senkungskurve (s. Abschn. 4.2.1 – *Wehrschwelle*).

Ein Abfluss im *Grenzbereich* zwischen Schießen und Strömen wird als *gewellter Abfluss* bezeichnet. An der Stelle des Fließwechsels entstehen Oberflächenwellen, die sich stromabwärts fortpflanzen. Da der gewellte Abfluss zu sehr instabilen Strömungsbedingungen führt, wird diese Fließart nach Möglichkeit vermieden. Der zu vermeidende Wertebereich kann wie folgt umschrieben werden:

$$0,65 < Fr < 1,7.$$

Freibord. Die endgültige Bemessung des Kanalquerschnitts muss vom höchsten stationären Spiegel ausgehen und zusätzlich noch instationäre Erscheinungen berücksichtigen. Dabei ist zu beachten, dass der höchste Wasserspiegel nicht unbedingt bei voller Beaufschlagung des Kanals (*Volllast*) auftritt, sondern ggf. bei Teilbeaufschlagung (*Teillast*) oder gar Stillstand.

Wenn beispielsweise ein Kanal Wasser von einer Fassung zu einem Kraftwerk (Abb. 6.48) leitet, ist die Verlusthöhe auf dieser Fließstrecke bei Volllast größer als bei Teillast oder Stillstand. Wird also der Wasserspiegel bei der Fassung konstant gehalten, weist der Kanal bei Volllast, beziehungsweise beim Bemessungsdurchfluss, den niedrigsten Spiegel auf. Entsprechend nimmt er die höchste Spiegellage

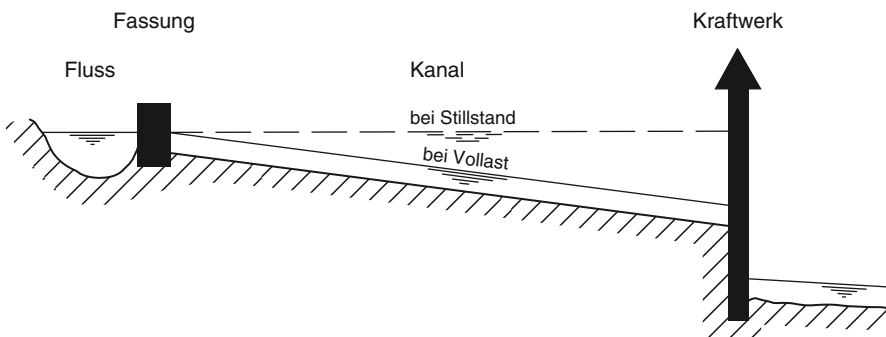


Abb. 6.48 Überhöhter Längsschnitt durch ein Kanalkraftwerk. Darstellung der Wasserspiegellagen im Oberwasser

bei Stillstand ein, wenn das Kraftwerk nicht arbeitet und auch keinen Bypass (sog. *Leerschuss*) in Betrieb hat.

Zu den instationären Erscheinungen gehören Schwall- und Sunkwellen, Windwellen und ggf. Schiffswellen.

Die *Schwallwellen* entstehen bei verhältnismäßig raschen Veränderungen des Abflusses, also etwa bei einem Übergang von Stillstand oder Teillast auf Volllast (s. auch Abschn. 6.4.1 – *Schwall-* und *Sunkwellen*).

Schwall- und Sunkwellen werden bei der Kanalbemessung berücksichtigt, in dem ein zusätzlicher Zuschlag, der sog. *Freibord*, berücksichtigt wird (Abb. 6.49). Für die Höhe des Freibords f gilt:

$$f = h_w + s \text{ [m]}$$

mit

- f Freibord [m]
 h_w maximale Wellenhöhe [m]
 s Sicherheitszuschlag [m]

Die maximale Wellenhöhe h_w ergibt sich aus einer möglichen Überlagerung der oben erwähnten Wellen. Dabei ist ggf. auch noch der Auflaufeffekt an den Böschungen zu berücksichtigen.

Der *Sicherheitszuschlag* s deckt u. a. die Unzulänglichkeiten der hydraulischen Berechnung ab (u. a. unsichere Annahmen bezüglich Rauheit, stehende Wellen). Bei Kanälen, die durch Dämme eingefasst sind, soll der Freibord ein Überschwappen bzw. Ausufern ausschließen.

Schwall- und Sunkwellen. Bei zeitlich veränderlichen (instationären) Abflüssen können Schwall- und Sunkwellen auftreten. Diese entstehen, wenn ein Regulierungsvorgang (z. B. Öffnen oder Schließen eines Schiebers) eine, im Vergleich zur Reaktionszeit des Kanals, rasche Abflussänderung verursacht (Schweizer et al. 2009).

So entstehen zum Beispiel beim schnellen Schließen eines Schiebers *Sunkwellen*, während beim schnellen Öffnen *Schwallwellen* entstehen. Unterschieden werden vier unterschiedliche Arten von Schwall- und Sunkwellen:

- Absperrschwall und Absperrsunk
- Füllschwall und Entnahmesunk

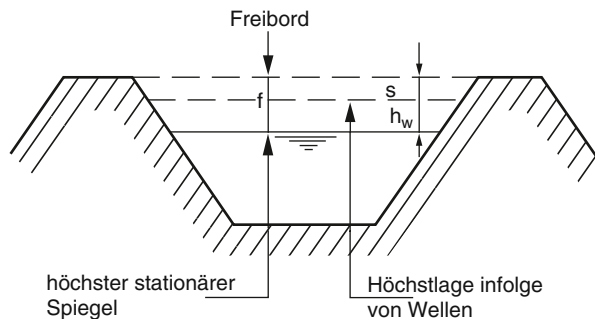
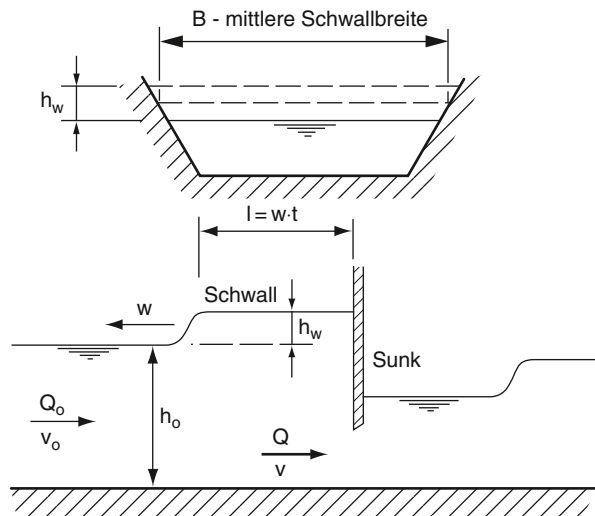


Abb. 6.49 Bemessungsgrößen für den Freibord an einem Kanalquerschnitt

Abb. 6.50 Absperrschwall.
Definition Schwallhöhe h_w
und Schwallbreite B



Absperrschwall. In Abb. 6.50 ist ein *Absperrschwall* in einem durch eine Schütze kontrollierten Trapezkanal dargestellt.

Für diesen Fall kann in erster Näherung die relative Schwallgeschwindigkeit gleich der Geschwindigkeit einer Oberflächenwelle geringer Höhe

$$v_o = \sqrt{g \cdot h_o} \text{ [m/s]}$$

angenommen und die Schwallhöhe h_w aus der Kontinuitätsbedingung abgeleitet werden. Die *absolute Schwallgeschwindigkeit* w ergibt sich dann zu:

$$w = \sqrt{g \cdot h_o} - v_o \text{ [m/s]}$$

Ferner folgt aus der Kontinuitätsgleichung

$$\frac{h_w}{B} = (Q_o - Q) \cdot t \text{ [-]}$$

die Schwallhöhe h_w

$$h_w = \frac{Q_o - Q}{w \cdot B} \text{ [m]}$$

mit

- Q_o Abfluss vor der Änderung [m^3/s]
- Q Abfluss nach der Änderung [m^3/s]
- B mittlere Schwallbreite [m]
- h_o Wassertiefe vor der Änderung [m]
- v_o Fließgeschwindigkeit vor der Änderung [m/s]

und die Schwalllänge l

$$l = w \cdot t$$

mit

- l Schwalllänge [m]
- w absolute Schwallgeschwindigkeit [m/s]
- t Laufzeit der Schwallwelle [s]

Absperrschwung, Füllschwung und Entnahmeschwung. In den anderen Fällen werden die entsprechenden Formeln analog zum Absperrschwung hergeleitet. Sie sind in der Übersicht von Abb. 6.51 festgehalten.

Die auf diese Weise berechneten Werte sind als Schätzwerte anzusehen, weil die Voraussetzung einer kleinen Welle (= geringe Höhe) nicht völlig zutrifft. Anhand des Impulssatzes (Stützkraftsatz) kann die relative Schwallgeschwindigkeit noch etwas genauer bestimmt werden.

Um die wirklichen Verhältnisse einwandfrei zu erfassen, müssten zudem die Schließ- und Öffnungsgesetze des Regulierorgans, die Reibungseinflüsse im Kanal sowie die Reflexionen bei Querschnittsänderungen, insbesondere an den Kanälen, berücksichtigt werden.

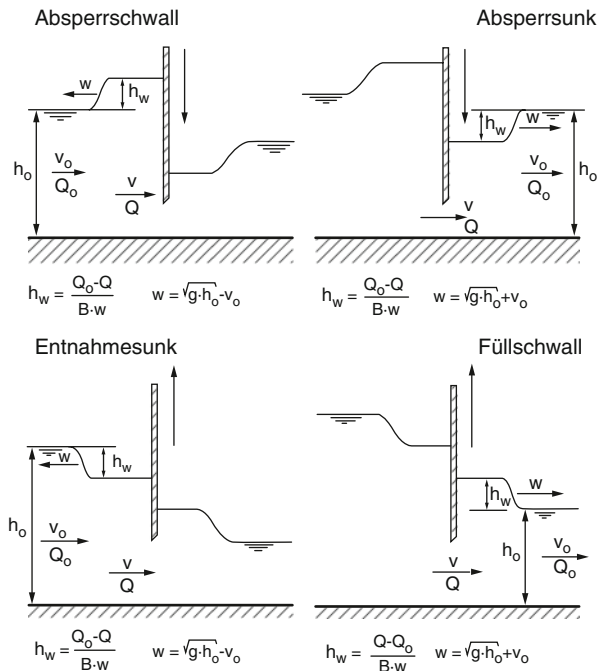


Abb. 6.51 Schwall- und Sunkerscheinungen infolge von Abflussregulierungen

Beispiel: In einem Rechteckkanal mit $B = 25,0 \text{ m}$, $h_0 = 4,0 \text{ m}$ und $v_0 = 1,0 \text{ m/s}$ drosselt ein Regulierorgan den Durchfluss von $Q_0 = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$. – Zu ermitteln sind die Geschwindigkeiten und Höhen von Absperschwall und Abspersunk.

Lösung:

Die absolute Schwallgeschwindigkeit w_{Schwall} beträgt:

$$w = \sqrt{g \cdot h_0} - v_0 = \sqrt{g \cdot 4,0} - 1,0 = 6,25 \text{ m/s} - 1,0 \text{ m/s} = 5,25 \text{ m/s}$$

Daraus folgt eine Schwallhöhe $h_{w,\text{Schwall}}$:

$$h_{w,\text{Schwall}} = \frac{Q_0 - Q}{w \cdot B} = \frac{100 \text{ m}^3/\text{s} - 50,0 \text{ m}^3/\text{s}}{5,25 \text{ m/s} \cdot 25,0 \text{ m}} = 0,38 \text{ m}$$

Die absolute Sunkgeschwindigkeit w_{Sunk} beträgt:

$$w = \sqrt{g \cdot h_0} + v_0 = \sqrt{g \cdot 4,0} + 1,0 = 6,25 \text{ m/s} + 1,0 \text{ m/s} = 7,25 \text{ m/s}$$

und die Sunkhöhe $h_{w,\text{Sunk}}$:

$$h_{w,\text{Sunk}} = \frac{Q_0 - Q}{w \cdot B} = \frac{100 \text{ m}^3/\text{s} - 50,0 \text{ m}^3/\text{s}}{7,25 \text{ m/s} \cdot 25,0 \text{ m}} = 0,28 \text{ m}$$

Die Reibungseinflüsse haben zur Folge, dass die Wellenbewegungen, sofern keine weiteren Abflussänderungen erfolgen, schließlich gedämpft werden. Es stellt sich zuletzt ein dem neuen Abfluss angepasster stationärer Kanalwasserspiegel ein.

Schwall- und Sunkwellen können auch in natürlichen Gerinnen auftreten, insbesondere als Folge von Wehrregulierungen. Oft erzeugt auch ein rasch ansteigendes Hochwasser einen typischen Füllschwall.

Wirtschaftliche Bemessung. In Abschn. 6.4.1 wurde mehrfach angedeutet, dass ein Kanal nicht alleine aufgrund von hydraulischen Kriterien bemessen werden darf. Diese Feststellung ergibt sich bei Normalabfluss aus der Manning-Strickler-Gleichung:

$$Q = k_{\text{Str}} \cdot I_S^{1/2} \cdot A^{4/3} \cdot i_F^{2/3} \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

mit

- k_{Str} Manning-Strickler-Beiwert [$\text{m}^{1/3}/\text{s}$]
- I_S Sohlengefälle [-]
- A benetzte Querschnittsfläche [m^2]

Für den Formfaktor r_F gilt:

$$r_F = \frac{\sqrt{A}}{U} = \frac{r_{hy}}{\sqrt{A}} [-]$$

mit

A benetzte Querschnittsfläche [m^2]

U benetzter Umfang [m]

r_{hy} hydraulischer Radius [m]

Nach Umformung erhält man die Gleichung:

$$Q = k_{Str} \left(\frac{\Delta z}{L} \right)^{1/2} \cdot A^{4/3} \cdot r_F^{2/3} [m^3/s]$$

mit

L Kanallänge [m]

Δz Wasserspiegeldifferenz auf der Fließlänge L [m]

Vorgegeben sind meist nur der Bemessungsdurchfluss Q_B sowie der Anfangs- und der Endpunkt des Kanals.

Alleine mit diesen Angaben lassen sich die insgesamt fünf Kanalparameter, Rauigkeit k_{Str} , Höhendifferenz Δz , Kanallänge L , Querschnittsfläche A und Formfaktor für hydraulisch günstige Profilformen r_F , nicht bestimmen. Zur Lösung sind noch Zusatzbedingungen in Form von Restriktionen (einschließlich ökologischer) erforderlich.

Auch ist die Wirtschaftlichkeit der Anlage zu berücksichtigen. Hierbei wird im Allgemeinen eine Kostenminimierung verlangt:

$$K = K(k_{Str}, \Delta z, L, A, r_F) = \text{Min! [Währung]}$$

mit

K Kosten [Währung]

Ein Kanal ist also derart zu bemessen, dass seine Kosten (beispielsweise die Summe aus dem Barwert der Anlage- und der Betriebskosten) minimal werden. In der Praxis wird dieses Optimierungsproblem meist aufgrund eines Variantenstudiums, ggf. auch durch Probieren, gelöst.

Wenn beispielsweise der Anfangs- und der Endpunkt eines geraden Kraftwerkkanals (Abb. 6.48) durch die Lage der Wasserfassung und den Kraftwerkstandort vorgegeben sind, als Profilform ein Trapez mit dem Formfaktor $r_F = 0,36$ gewählt wurde und die vorgesehene Auskleidung des Kanals sicherstellt, dass ein Rauheitsbeiwert $k_{Str} = 70$ erreicht wird, dann reduziert sich die Zielfunktion des Optimierungsproblems auf zwei Variablen:

$$K = K(\Delta z, A) [\text{Währung}]$$

Eine dieser Variablen kann mittels der Bernoulli-Gleichung in die andere Größe übergeführt werden. Wird Δz durch F ersetzt, lautet die Zielfunktion:

$$K = K(A) = \text{Min! [Währung]}$$

mit

A benetzte Querschnittsfläche [m^2]

Mit zunehmender Querschnittsfläche A steigen die Anlage- und Unterhaltskosten K_{AU} , dafür nehmen die Fallhöhenverluste Δz ab. Die Fallhöhenverluste führen zu einer Reduzierung der erzeugten Leistung und können als Betriebskosten K_v bewertet werden. Folglich gibt es, wie Abb. 6.52 verdeutlicht, einen optimalen Kanalquerschnitt A_{opt} .

Weitere Anregungen für ähnliche Wirtschaftlichkeitsberechnungen finden sich in den Abschn. 6.4.2 und 6.6.2. Ökologische Aspekte und deren wirtschaftliche Folgen sind in diesen Betrachtungen jedoch noch nicht berücksichtigt.

Begrenzung der Fließgeschwindigkeit. Bei hohen Fließgeschwindigkeiten können in einem Kanal Erosionsschäden entstehen. Umgekehrt können sich bei zu geringen Geschwindigkeiten Ablagerungen und Auflandungen bilden.

Derartige Auswirkungen lassen sich in der oben geschilderten Wirtschaftlichkeitstrachtung berücksichtigen, indem die Behebung der Erosionsschäden oder die Beseitigung der Auflandungen (oder die wirtschaftlichen Folgen daraus) in der Berechnung berücksichtigt werden. Sie sind dann ein Bestandteil der Bemessungskriterien.

Erosionsschäden in einem Kanal lassen sich auf folgende Ursachen zurückführen:

- Abtransport loser Sohlen- und Uferbestandteile durch die Strömung
- Abschleiß (Abrasion) von losen oder festen Bestandteilen durch Schwebstoffkörner
- Kavitation an festen Bestandteilen infolge lokaler Unterdrücke.

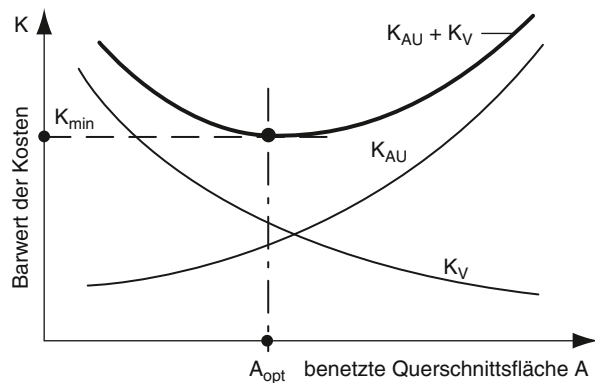


Abb. 6.52 Abhängigkeit der benetzten Querschnittsfläche A von den Anlagekosten und dem Barwert der Unterhaltskosten K_{AU} sowie dem Barwert des Minderertrags K_v infolge von Energieeinbußen

Ein anderes, in der Praxis viel häufiger gewähltes Verfahren besteht deshalb darin, für die Fließgeschwindigkeiten Grenzen einzuführen und diese (in Form von zulässigen Fließgeschwindigkeiten) als Restriktionen explizit zu beachten.

Die Ursache für allfällige Auflandungen besteht in der Sedimentation von Schwebstoffen.

Höchstzulässige Geschwindigkeit für lose Sohlen- und Uferbestandteile. Lose Sohlen- und Uferbestandteile müssen der angreifenden Schubspannung τ_R (sog. aktuelle Schubspannung) standhalten. Der Mittelwert dieser Schubspannung über den Gerinnequerschnitt lässt sich wie folgt formulieren (s. auch Abschn. 3.1.3):

$$\tau_R = \rho \cdot g \cdot r_{hy} \cdot I_E \text{ [N/m}^2\text{]}$$

mit

τ_R	aktuelle Schubspannung [N/m ²]
ρ	Dichte von Wasser [kg/m ³]
g	Erdbeschleunigung [m/s ²]
r_{hy}	hydraulischer Radius [m]
I_E	Energieliniengefälle (bei Normalabfluss identisch mit dem Sohlengefälle I_s) [-]

Bei einem Kanal kann eine ebene Sohle vorausgesetzt werden.

Von besonderem Interesse ist die *kritische Schubspannung* τ_{Gr} (sog. *Grenzschubspannung*), bei welcher der Feststofftransport gerade beginnt. Für unverkleidete Kanäle in kiesigem Lockergestein lässt sich die Grenzschubspannung τ_{Gr} nach Meyer-Peter u. Müller wie folgt berechnen (s. auch Abschn. 3.1.3):

$$\tau_{Gr} = 0,03 \cdot (\rho_s - \rho) \cdot g \cdot d_m \text{ [N/m}^2\text{]}$$

mit

τ_{Gr}	kritische Schubspannung [N/m ²]
ρ_s	Dichte des Feststoffs [kg/m ³]
ρ	Dichte des Wassers [kg/m ³]
d_m	mittlerer Korndurchmesser des Sohlenmaterials [m]

Die Bedingung für die Sohlenstabilität (d. h. kein Feststofftransport – s. auch Abschn. 3.1.3) lautet demnach:

$$\tau_R < \tau_{Gr} \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Wird Normalabfluss vorausgesetzt, so kann diese Bedingung mit Hilfe der Formel von Manning-Strickler u. Müller wie folgt umgewandelt werden:

$$v < 5,7 \cdot d_m^{1/3} \cdot r_{hy}^{1/6} = v_{Gr} \text{ [m/s]}$$

mit

- v Strömungsgeschwindigkeit [m/s]
 d_m mittlerer Korndurchmesser des Sohlenmaterials [m]
 r_{hy} hydraulischer Radius [m]
 v_{Gr} Grenzggeschwindigkeit [m/s]

Die Gesteinsdichte wurde mit $\rho_s = 2.600 \text{ kg/m}^3$ angenommen. Diese Formel liefert für $d_m > 0,1 \text{ mm}$ zuverlässige Werte (Tab. 6.4).

In Kanälen mit bindigem Ufer- und Sohlenmaterial gelten andere Gesetze für die kritische Schubspannung (u. a. Hoffmans u. Verheij 1997). Die höchstzulässigen Geschwindigkeiten liegen dort bei 0,5 bis 1,4 m/s, also in der gleichen Größenordnung wie bei grobem Sand.

Höchstzulässige Geschwindigkeit für den Abschleiß fester Bestandteile. Der Abschleiß hängt naturgemäß nicht nur von der Fließgeschwindigkeit, sondern auch von der Zusammensetzung und Menge der Sedimente ab. Bei einer entsprechenden Konstruktion der Wasserfassung kann das Eindringen von Geschiebe in den Kanal ausgeschlossen werden (s. auch Abschn. 6.3.2).

Hingegen ist der Kanal dem Angriff der Schwebstoffe ausgesetzt. Für betonierte Kanäle gelten in etwa Grenzggeschwindigkeiten v_{Gr} in der Größenordnung zwischen 4 und 10 m/s.

Kavitationserosion fester Bestandteile. Die Entstehung der Kavitation (Kochen des Wassers bei normalen Temperaturen) setzt lokale Unterdrücke in der Größenordnung des Dampfdrucks voraus. In betonierten Kanälen können solche Unterdrücke bei Fließgeschwindigkeiten ab

$$v_{Gr} = 20 \text{ bis } 30 \text{ m/s}$$

auftreten. Deshalb werden nur lange, betonierte Schussrinnen davon betroffen.

Die *Kavitationserosion* äußert sich in einem „Anfressen“ des Betons. Sie beginnt an kleinen Unebenheiten der Sohle (Fugen, Gräte, Löcher von Schalungsbefestigungen, Verletzungen) und breitet sich dann stromabwärts aus.

Schwebstoffablagerungen. In den Kanal eindringende Schwebstoffe haben die Tendenz, sich bevorzugt in strömungsarmen Bereichen abzusetzen. Derartige Strömungsverhältnisse sind deshalb zu vermeiden. Aber auch in normal durchströmten Fließstrecken können sich Schwebstoffe ablagern.

Bei einer *Wasserfassung mit Sandfang* sind die Verhältnisse überschaubar. Ein Sandfang scheidet alle Körner aus, die größer als das Bemessungskorn sind.

Tab. 6.4 Grenzggeschwindigkeiten v_{Gr} in m/s für kiesige Kanalsohlen

	d_m [mm]	0,1	1	10	100
für $r_{hy} =$	1 m	0,27	0,57	1,23	2,65
	2 m	0,30	0,64	1,28	2,97
	3 m	0,32	0,68	1,47	3,18

Tab. 6.5 Grenzggeschwindigkeiten v_{Gr} in m/s, die erreicht oder überschritten werden müssen, damit sich Schwebstoffkörner von $d < 0,2$ mm nicht absetzen

h [m]	α	v_{Gr} [m/s]
1	0,132	0,21
2	0,093	0,30
3	0,076	0,37

Folglich dringen nur kleinere Körner in den Kanal ein. Damit sie sich dort nicht ablagern, muss deren Sinkgeschwindigkeit $w = 0$ sein. Nach der Sandfangtheorie (s. auch Abschn. 6.3.4) gilt:

$$w = w_0 - \alpha \cdot v = 0 \text{ [m/s]}$$

mit

- w Sinkgeschwindigkeit [m/s]
- w_0 Sinkgeschwindigkeit in ruhendem Wasser [m/s]
- α Faktor $0,132/\sqrt{h}$ [-]
- v mittlere Strömungsgeschwindigkeit [m/s]

Für das in den Kanal eindringende Bemessungskorn d_B gilt hinsichtlich der Grenzggeschwindigkeit v_{Gr} :

$$v_{Gr} = \frac{w_{0B}}{\alpha} \text{ [m/s]}$$

In Tab. 6.5 sind die zugehörigen Grenzggeschwindigkeiten v_{Gr} in Abhängigkeit von der Wassertiefe h dargestellt.

Ein anderer Ansatz geht davon aus, dass sich die groben Feststoffkörner zwar auf der Kanalsole absetzen dürfen, von dort aber weiter transportiert werden sollen.

Für die kritische Schubspannung τ_{Gr} für regelmäßigen Geschiebetransport auf loser Sohle gilt dann (s. auch Abschn. 3.1.3):

$$\tau_{Gr} = 0,047(\rho_s - \rho) \cdot g \cdot d_m \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Wird von einer Gesteinsdichte $\rho_s = 2.700 \text{ kg/m}^3$ ausgegangen, so ergibt sich die zugehörige Grenzggeschwindigkeit:

$$v_{Gr} = 7,3 \cdot d_m^{1/3} \cdot r_{hy}^{1/6} \text{ [m/s]}$$

Beispiel: Bei einem Bemessungskorn von $d_B = 0,2$ mm wird das mittlere Korn zu $d_m = d_B/2$ geschätzt. – Wie groß ist die Grenzggeschwindigkeit für $r_{hy} = 1$ m?

Lösung:

$$v_{Gr} = 7,3 \cdot d_m^{1/3} \cdot r_{hy}^{1/6} = 7,3 \cdot (0,0001)^{1/3} \cdot 1^{1/6} = 0,35 \text{ m/s}$$

Anmerkung:

In einem Kanal ist die Wassertiefe h im Allgemeinen zwei- bis dreimal so groß wie der hydraulische Radius r_{hy} . Folglich gehört die errechnete Grenzgeschwindigkeit v_{Gr} zu einer Wassertiefe von 2 bis 3 m und liegt in der gleichen Größenordnung wie die entsprechenden Werte für die Grenzgeschwindigkeiten gemäß Tab. 6.4.

Die Bedingung $v > v_{Gr}$ ist aus der Sicht der *Geschiebetheorie* allerdings nicht hinreichend. Es muss auch noch die Kontinuität der Geschiebeführung

$$G_S = G_{SO}$$

mit

G_S pro Zeiteinheit abtransportierte Geschiebefracht [kg/s]

G_{SO} pro Zeiteinheit antransportierte Geschiebefracht [kg/s]

erfüllt sein.

Ob allerdings die Sandfangformeln für derartige Betrachtungen verwendet werden dürfen, ist fraglich. Es ist beispielsweise zu beachten, dass die Geschiebeformel von Meyer-Peter u. Müller nur bis zu Korndurchmessern $d = 0,5$ m belegt ist.

Bei einer *Wasserfassung ohne Sandfang* sind die Verhältnisse noch komplizierter. Dort wird man die Grenzgeschwindigkeit auf gröbere Körner ausrichten müssen und deshalb höhere Werte erhalten.

Auf die Darstellung weiterer Formeln und Theorien zum Transportbeginn wird hier jedoch verzichtet und auf die Literatur verwiesen.

Kanäle mit geböschten Ufern (Trapezkanäle). Aus wirtschaftlichen Gründen werden offene Kanäle meist mit geböschten Ufern und daher als Trapezkanäle ausgeführt. Abbildung 6.53 zeigt einige Ausführungsformen im Lockergestein.

Derartige Trapezkanäle können aber auch im Fels ausgebrochen werden. Zu den konstruktiven Problemen gehören die Gewährleistung der Uferstabilität, die Erosionsbeständigkeit und eine ausreichende Dichtigkeit der Kanalberandungen.

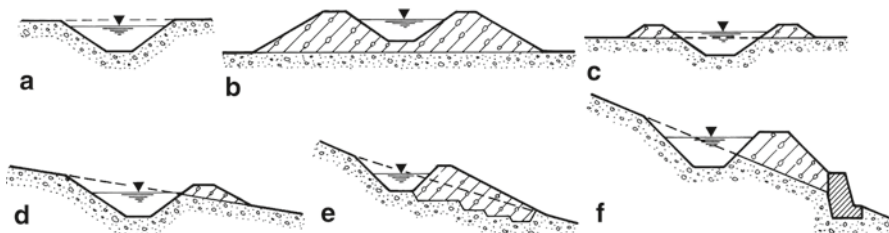


Abb. 6.53 Kanäle mit geböschten Ufern (Trapezkanäle). **a** im Aushub, **b** geschüttet, **c** mit Masenausgleich, **d** auf schwach geneigtem Gelände, **e** auf stark geneigtem Gelände, **f** Alternative zu **e** mit Stützmauer

Uferstabilität, Böschungsstabilität. Die Stabilität der Ufer trapezförmiger Kanalformen (s. Abb. 6.53) ist abhängig von der *Stabilität der Böschungen* (oder im Fall von begleitenden Dämmen, der Dammstabilität).

Die *Böschungsstabilität* wird durch grundbautechnische Untersuchungsmethoden sichergestellt. Dabei werden mögliche Rutschungen (Gleitungen) entlang potenzieller Gleitflächen untersucht.

Die *Gleitsicherheit* ist gewährleistet, wenn der Sicherheitsquotient s zwischen *rückhaltenden* (u. a. Scherwiderstände) und *treibenden* Kräften (u. a. Scherkräfte) bzw. den entsprechenden Momenten größer als 1 ist ($s > 1$). Dazu kommt noch ein entsprechender Sicherheitszuschlag, so dass die Sicherheiten im Regelfall größer als 1,5 sind.

Bei *undichten Kanälen* ist zu beachten, dass die Ufer ggf. durchnässt sind, was die Gleitgefahr grundsätzlich erhöht. Unter gewöhnlichen Bedingungen erweisen sich aber folgende Böschungen als stabil:

- Feinsand 1:3 und flacher
- grober Sand 1:2 bis 1:2,5
- grober Kies 1:1,5 bis 1:2
- standfester Fels 10:1 bis 5:1

Uferschutz, Böschungsschutz. Wie in Abschn. 6.4.1 erläutert, kann der Schutz gegen Erosion dadurch gewährleistet werden, dass die Fließgeschwindigkeit unter einem bestimmten Grenzwert (höchstzulässige Fließgeschwindigkeit) gehalten wird. Man kann aber auch Kanalufer und -sohle erosionsfest gestalten.

Neben stationären Strömungen müssen auf jeden Fall auch instationäre Effekte berücksichtigt werden (u. a. Schwall- und Sunkwellen infolge rascher Durchflussänderungen, Schiffs- und Windwellen) (s. auch Abschn. 6.4.1).

Als Uferschutz im Lockergestein kann ein Lebendverbau dienen. Er besteht beispielsweise aus einer Uferbepflanzung mit Gras, Weiden, Weidengeflechten o. a. austriebsfähigen Materialien.

Fachlich einwandfrei ausgeführt und gepflegt, sind mit den sog. ingenieurbio-logischen Bauweisen erstaunliche Stabilitäten erreichbar (u. a. Schiechl u. Stern 2002; Gebler 2005; Patt et al. 2011). Allerdings erhöhen Weiden- und andere Bäume den Strömungswiderstand und bewirken auf diese Weise auch eine Minderung der Abflussleistung.

Vor- und Nachteile der einzelnen Bauweisen müssen auch diesbezüglich sorgfältig gegeneinander abgewogen werden.

Als weitere Bauweisen für den Ufer- bzw. Sohlenschutz kommen in Frage:

- Blockwurf
- Schroppenlage (Blockmaterial)
- Pflasterung und
- Verkleidung

Sowohl der *Blockwurf* als auch die *Schroppenlage* stellen eine *künstliche Deckschicht* dar. Damit sie den Angriffen der Strömung auf die Sohle widerstehen können, werden diese entsprechend bemessen.

Die *bauweisenspezifische Grenzschubspannung* τ_{Gr} muss mindestens so groß sein wie die *größte auftretende (aktuelle) Schubspannung* τ_R (s. auch Abschn. 3.1.3) (Patt et al. 2011). Daraus folgt für ihren mittleren Korndurchmesser d_m :

$$d_m \geq \frac{\rho \cdot r_{hy} \cdot I_E}{0,04(\rho_s - \rho)} \text{ [m]}$$

mit

- ρ Dichte des Wassers [kg/m³]
- r_{hy} hydraulischer Radius [m]
- I_e Energieliniengefälle (bei Normalabfluss das Wasserspiegelgefälle I) [-]
- ρ_s Dichte des Gesteins [kg/m³]

Infolge der geringeren Wassertiefe ist die *Schubspannung* in den Uferbereichen kleiner; gleiches gilt dann auch für die *Grenzschubspannung*. Damit ein Blockwurf oder eine Schroppenlage auch im Uferbereich stabil ist, muss die Berechnung etwas modifiziert werden. Entsprechende Überlegungen führen zu:

$$d_m \geq \frac{\rho \cdot h_{max} \cdot I_E}{0,04 \cdot m \cdot \cos \beta \cdot (\rho_s - \rho)} \text{ [m]}$$

mit

- ρ Dichte des Wassers [kg/m³]
- ρ_s Korndichte [kg/m³]
- h_{max} Wasserstand über dem Böschungsfuß [m]
- β Böschungsneigung [°]
- φ Ruhewinkel des Böschungsmaterials (Schroppenlage) ohne Strömungsangriff [°]

Der Wert m ergibt sich auf der Formel:

$$m = \sqrt{1 - \left(\frac{\tan \beta}{\tan \varphi} \right)^2} \text{ [-]}$$

Bei feinkörnigem Untergrund ist zwischen dem *Blockwurf* (oder der *Schroppenlage*) und dem Untergrund eine *Filterschicht* vorzusehen. Oft kommen auch Kombinationen von *Filterschichten* und *Geotextilien* (u. a. Gewebematten) zum Einsatz. Fehlt ein Filter, muss mit Ausspülungen gerechnet werden.

Bei hohen aktuellen Schubspannungen wird eine Abpflasterung mit Kunst- oder Natursteinen; eventuell unter Vergießen der Fugen mit Mörtel oder Bitumen, eingebracht.

Als Alternative bietet sich eine Verkleidung aus Betonplatten oder ein bituminöser Belag an. Dadurch wird die Gerinnerrauheit verringert, was insbesondere bei

kleinem Kanalprofil und geringem Gefälle die Abflussleistung erhöht. Bei kleineren Kanälen gelangen häufig vorgefertigte Betonelemente zum Einsatz.

Diese Bauweisen sind jedoch auch im Hinblick auf ihre ökologischen Auswirkungen zu überprüfen und sollten nur in Ausnahmefällen realisiert werden. Ein Ufer- und Sohlenschutz im Festgestein (Fels) ist im Allgemeinen nicht nötig.

Beispiel – Bemessung einer Schroppenlage: Die Böschungsneigung an der Einbaustelle beträgt 1:1,5 ($\beta = 33,7^\circ$; $\cos \beta = 0,83$). Der Böschungsfuß befindet sich $h_{\max} = 3,0$ m unter dem Wasserspiegel.

Die Dichte der Schroppen soll 2.650 kg/m^3 betragen; die Dichte des Wassers $= 1.000 \text{ kg/m}^3$. Das Kanalgefälle beträgt 2 ‰, d. h. $I_E = 0,002$. Das Verhältnis $\tan \varphi / \tan \beta$ (eine Art Sicherheitsquotient der Schroppenlage gegen Abgleiten) soll 1,5 betragen. – Wie gross muss der mittlere Durchmesser der Schroppenlage sein?

Lösung:

Mit den o. a. Vorgaben folgt zunächst für m:

$$m = \sqrt{1 - \left(\frac{\tan \beta}{\tan \varphi} \right)^2} = \sqrt{1 - (1/1,5)^2} = 0,75$$

Daraus folgt für den mittleren Durchmesser der Schroppenlage:

$$d_m \geq \frac{\rho \cdot h_{\max} \cdot I_E}{0,04 \cdot m \cdot \cos \beta \cdot (\rho_s - \rho)}$$

$$d_m \geq \frac{1.000 \text{ kg/m}^3 \cdot 3,0 \text{ m} \cdot 0,002}{0,04 \cdot 0,75 \cdot \cos 33,7^\circ \cdot (2.650 \text{ kg/m}^3 - 1.000 \text{ kg/m}^3)} = 0,15 \text{ m}$$

Der mittlere Durchmesser muss also mindestens $d_m = 150 \text{ mm}$ betragen.

Dichtung des Kanals. Die Dichtigkeit eines Kanals hängt wesentlich vom Zusammenspiel zwischen dem Kanalwasser und dem angrenzenden Grundwasser ab. Grundsätzlich sind zwei Fälle zu unterscheiden:

- Fall 1: Der Kanalwasserspiegel ist höher als die Grundwasserdruckfläche
- Fall 2: Die Grundwasserdruckfläche ist höher als der Kanalwasserspiegel

Dass beide Wasserspiegellagen übereinstimmen, ist die Ausnahme und entspricht meist nur einem kurzen Übergangsstadium.

Im ersten Fall versickert, sofern keine Dichtung vorhanden ist, Kanalwasser in den Untergrund. Diesbezüglich typische Strömungsbilder zeigt Abb. 6.54. Werden durch die Strömung feinkörnige Feststoffe ausgespült (sog. *Suffosion*), so kann die

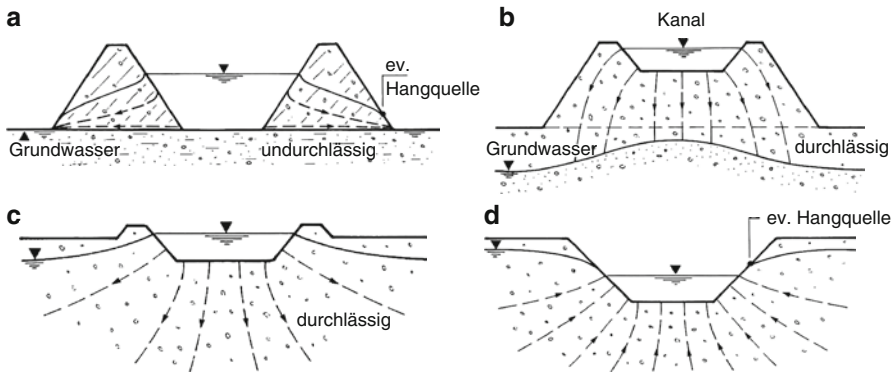


Abb. 6.54 Sickerströmungen bei ungedichteten Kanälen. **a, b** und **c** bei tiefer liegender Grundwasserdruckfläche, **d** bei höher liegendem Grundwasserspiegel

Standfestigkeit und Dichtigkeit der Dämme mit der Zeit gefährdet werden (u. a. Patt 2001).

Auch werden durch das zuströmende Wasser die Grundwasserspiegellagen lokal angehoben. Dadurch können Grundwasseraustritte entstehen, die Feuchtigkeitsschäden an Bauten oder Vernässungen von landwirtschaftlich genutzten Flächen bewirken. Eingetragene Verschmutzungen können die Qualität des Grundwassers nachhaltig negativ verändern.

Als Gegenmaßnahme empfiehlt sich der Einbau einer Dichtung, eventuell in Kombination mit einem Entwässerungskanal (Drainage), der am landseitigen Dammfuß entlang verläuft. Mögliche Dichtungskonzepte zeigen die Abb. 6.55a–d.

Als Dichtungen kommen in Frage:

- eine Lehmschicht (sog. Lehmschlag) mit einem wasserseitigen Erosionsschutz durch eine Schroppenlage
- Betonplatten mit Netzaufbewehrung (Zementdosierung: 200 bis 300 kg/m³; Fugenabstände bis 8 m; Fugen gedichtet)
- Bitumenlagen (s. auch Abschn. 6.5.3).

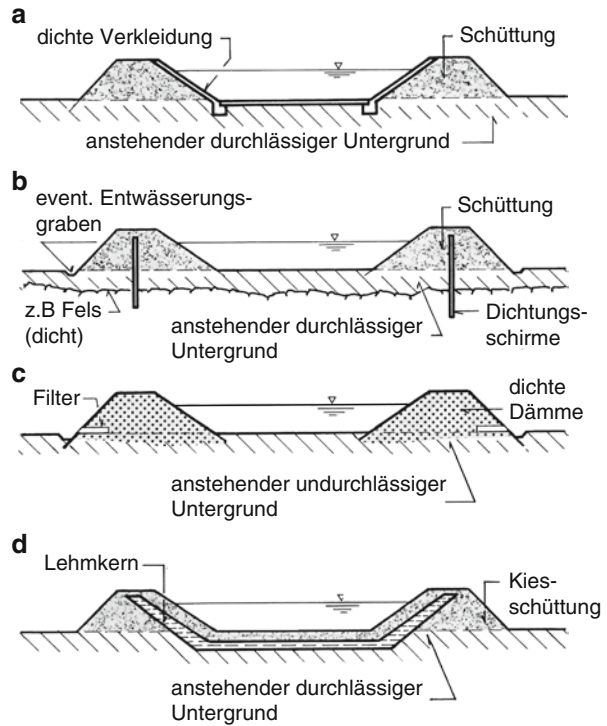
Als Alternative zur Verkleidung können die Ufer und insbesondere die Dämme auch durch Dichtungsschirme abgedichtet werden. Diese werden als Spundwände, Schlitzwände, Injektionen und im weiteren Sinne auch als Kern aus bindigem Lockergestein ausgeführt.

Im Fall, dass der Kanalspiegel tiefer liegt als die Grundwasserdruckfläche (Abb. 6.55d), und wenn keine Gegenmaßnahmen ergriffen werden, strömt das Grundwasser in den Kanal. Der Kanal wirkt dann als Entwässerungskanal für die angrenzenden Flächen.

Die Folgen sind vielschichtig. – Zunächst besteht die Gefahr, dass die Ufer durch Ausspülung (innere Erosion) oder durch Hangquellen beschädigt werden.

Auch bewirkt die Absenkung der Grundwasserspiegel eine Reduzierung der Ergiebigkeit der betroffenen Grundwasserleiter. Weiterhin ist insgesamt mit einer

Abb. 6.55 Dichtungs-konzepte. **a** Dichte Verklei-dung, **b** Dichtungsschirme, **c** dichtes Dammmaterial auf dichten Untergrund geschüt-tet oder **d** Damm mit Kern



Absenkung des Geländes und, speziell im Bereich von Bauwerken, mit erhöhten Fundamentsetzungen zu rechnen (sog. Konsolidierungsprozess).

Als Gegenmaßnahme kommt, analog zu Abb. 6.55b, der Einbau eines Dichtungsschirms in Frage. Außer Betracht bleibt dagegen eine Verkleidung, weil diese als verhältnismäßig leichtes Bauelement dem Auftrieb nicht standhalten könnte.

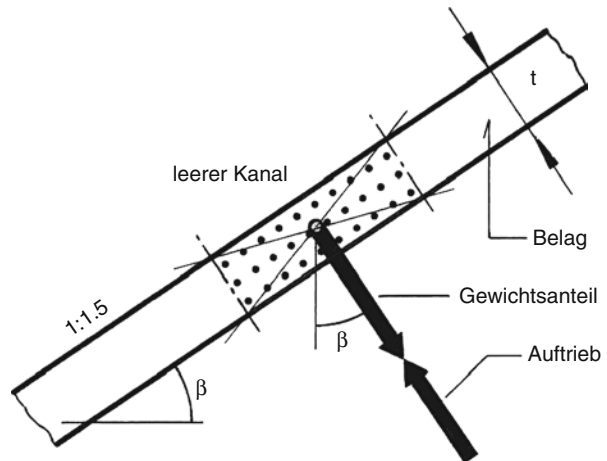


Abb. 6.56 Element einer dichten Uferverkleidung. Kräfte normal zur Böschung bei leerem Kanal

Beispiel: Eine Kanalverkleidung besteht aus einem 100 mm starken bituminösen Belag (Asphaltbeton auf Sandasphalt). Welchem Auftrieb vermag sie bei leerem Kanal standzuhalten?

Lösung:

Sieht man von der Verbundwirkung in der Verkleidung ab, lässt sich die Gleichgewichtsbedingung für eine Platte der Fläche 1 m^2 bestimmen (s. Abb. 6.56):

$$\rho_B \cdot g \cdot t \cdot \cos \beta = \rho \cdot g \cdot a \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Daraus folgt:

$$a = \frac{\rho_B}{\rho} \cdot t \cdot \cos \beta = \frac{2.300 \text{ kg/m}^3}{1.000 \text{ kg/m}^3} \cdot 0,1 \text{ m} \cdot 0,83 = 0,19 \text{ m}$$

mit

- ρ_B Dichte des Belagmaterials (2.300 kg/m^3)
- g Erdbeschleunigung (m/s^2)
- t Stärke des Belags ($0,1 \text{ m}$)
- β Böschungsneigung ($\cos \beta = 0,83$)
- ρ Dichte des Wassers (1.000 kg/m^3)
- a Auftriebsdruckhöhe (m Wassersäule)

Die Verkleidung ist also nur bis $0,19 \text{ m}$ Wassersäule sicher. Bei höherem Auftrieb ist ihre Auftriebssicherheit nicht mehr gegeben.

Kanäle mit biegesteifen Wänden. Falls es nicht möglich ist, Kanäle mit geböschten Ufern zu bauen, kommen Kanäle mit biegesteifen Wänden in Betracht (s. Abb. 6.57). Es handelt sich im Allgemeinen um Trapezprofile mit steilen Wänden oder um Rechteckprofile. Für kleinere Ausführungen werden bisweilen auch vorgefertigte Betonelemente mit Halbkreisprofil sowie Stahl- und Holztröge eingesetzt.

Zu den konstruktiven Erfordernissen gehört die Stabilität der Kanalwände und der Sohle sowie deren Erosionsbeständigkeit und Dichtigkeit. Der Stabilitätsnachweis der einzelnen Kanalelemente (Stützmauern, Trog) wird ähnlich durchgeführt wie bei Wehrelementen (s. auch Abschn. 4.2.5).

Die Erosionsbeständigkeit hängt vom Material ab. Hinweise auf die maximal zulässigen Fließgeschwindigkeiten für Beton finden sich in Abschn. 6.4.1. Die Dichtung des Kanals lässt sich bei Betonwänden verhältnismäßig leicht verwirklichen. In der Hauptsache gilt es Risse zu vermeiden und die Fugen lückenlos zu dichten. Spundwände sind nie absolut, aber in vielen Fällen doch genügend dicht.

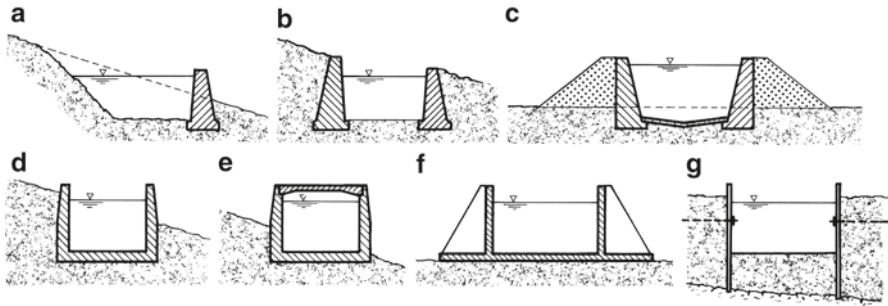


Abb. 6.57 Kanäle mit biegesteifen Wänden. **a** einseitige Stützmauer, **b** beidseitige Stützmauern, **c** beidseitige Stützmauern mit Sohlenverkleidung zwecks Glättung, **d** Trog, **e** Trog mit Querriegeln, **f** Kombination Trog/Winkelstützmauern, **g** Spundwände oder Pfahlreihen; eventuell rückwärts verankert oder mit Querriegeln

6.4.2 Geschlossene Kanäle und Freilaufstollen

Die geschlossenen Kanäle und Freilaufstollen sind typische Bauwerke, mit deren Hilfe Wasser an den Ort der Nutzung transportiert wird. Typisch ist u. a. die Zuleitung zu den Turbinen einer Wasserkraftanlage oder eines Wasserspeichers.

Hydraulische Bemessung. Wie die offenen Kanäle, so werden auch die geschlossenen Kanäle (s. Abb. 6.45d–i) in der Regel für stationären Abfluss bemessen (u. a. Hager 2010). Hierbei wird vorausgesetzt, dass der Luftdruck über dem freien Wasserspiegel im Wesentlichen dem Atmosphärendruck entspricht. Dies trifft bei gut belüfteten, d. h. mit vielen, oben offenen Einstiegschächten versehenen und nicht sehr schnell durchströmten Konstruktionen ($Fr < 4$), im Regelfall zu.

Bemessung bei Normalabfluss. In längeren Strecken ohne Gefälle- und/oder Querschnittsänderungen (prismatische, beziehungsweise zylindrische Gerinne) stellt sich der Normalabfluss ein. Die Berechnung der Wasserspiegellage erfolgt nach dem gleichen Verfahren wie bei einem offenen Kanal bzw. Gerinne (s. auch Abschn. 6.4.1).

Eine Besonderheit bildet der Effekt, dass die Abflusskurve in ihrem oberen Bereich zweideutig ist. Für einen bestimmten Abfluss Q_{voll} gibt es bei geschlossenen Systemen zwei mögliche Wasserspiegellagen (s. Abb. 6.58).

Gewöhnlich versucht man dieser Zweideutigkeit auszuweichen, weil nicht ganz klar ist, welche der beiden Spiegellagen sich einstellt. So will man insbesondere einen sprunghaften Übergang von der einen in die andere Lage vermeiden. Ein derartiges Zu- oder Aufschlagen des Kanals lässt sich bei hohen Füllungsgraden (große Verhältnisse von h/D im Kreisprofil) manchmal beobachten.

Dementsprechend wird der Kanalquerschnitt so bemessen, dass der Bemessungsabfluss Q_B kleiner oder höchstens gleich dem Durchfluss Q_{voll} ist, bei dem der Kanal vollläuft ($h/D = 1$).

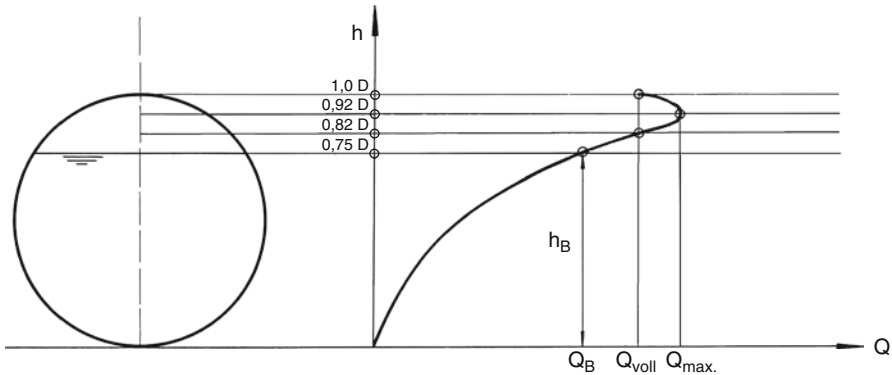


Abb. 6.58 Abflusskurve im Kreisprofil (Rohr) mit der charakteristischen Zweideutigkeit bei hohen Füllungsgraden

Für kleine, vorfabrizierte Rohre wird meist $Q_B = Q_{\text{voll}}$ gewählt. Für große Rohre und andere Profile dagegen $Q_B = Q_{\text{prakt}} < Q_{\text{voll}}$, entsprechend der sog. „praktischen Bemessungstiefe“ h_B (s. Abb. 6.59).

Hydraulisch günstigste Querschnittsformen. Die hydraulisch günstigsten Querschnittsformen von Freispiegelgerinnen sind im Allgemeinen diejenigen Profile, in die ein Halbkreis eingeschrieben werden kann (s. auch Abschn. 6.4.1).

Fragt man hingegen nach der hydraulisch günstigsten Querschnittsform von geschlossenen Kanälen, bei denen der Wasserspiegel (gemäß der Bemessungsansatz $Q_B = Q_{\text{voll}}$) gerade die Decke berührt, so muss die Antwort modifiziert werden. Hydraulisch günstig sind jetzt diejenigen Profilformen, in die ein Kreis eingeschrieben werden kann.

Von Interesse ist der Vergleich der Abflussleistung von Freispiegelgerinnen und geschlossenen Kanälen. Dazu wird die Formel

$$Q = k_{\text{Str}} \cdot I_S^{1/2} \cdot A^{4/3} \cdot r_F^{2/3} \text{ [m}^3/\text{s]}$$

bei gleichen Werten von Rauheit k_{Str} , Sohlengefälle I_S und benetzter Querschnittsfläche A ausgewertet.

Als Ergebnis ist festzuhalten, dass die geschlossenen Kanäle den Freispiegelgerinnen in Bezug auf die Abflussleistung wesentlich unterlegen sind (s. Tab. 6.6).

Für die Wahl eines geschlossenen anstelle eines offenen Kanals, sind demnach nicht die Abflussleistung, sondern andere Gründe maßgebend. Bei tief liegender Trasse können beispielsweise der Flächenbedarf und die Aushubkosten des offenen Kanals sehr hoch werden und somit die Wahl eines geschlossenen Kanals rechtfertigen.

Fragen der Leistungsreserve. Bei Kanälen für Nutzwasserbauten lässt sich der Bemessungsabfluss Q_B verhältnismäßig genau definieren. Bei der Festlegung des Bemessungsabflusses für Schutzwasserbauten (u. a. im Hochwasserschutz) wird Q_B aber oft als statistische Größe eingeführt und ist deshalb unsicher.

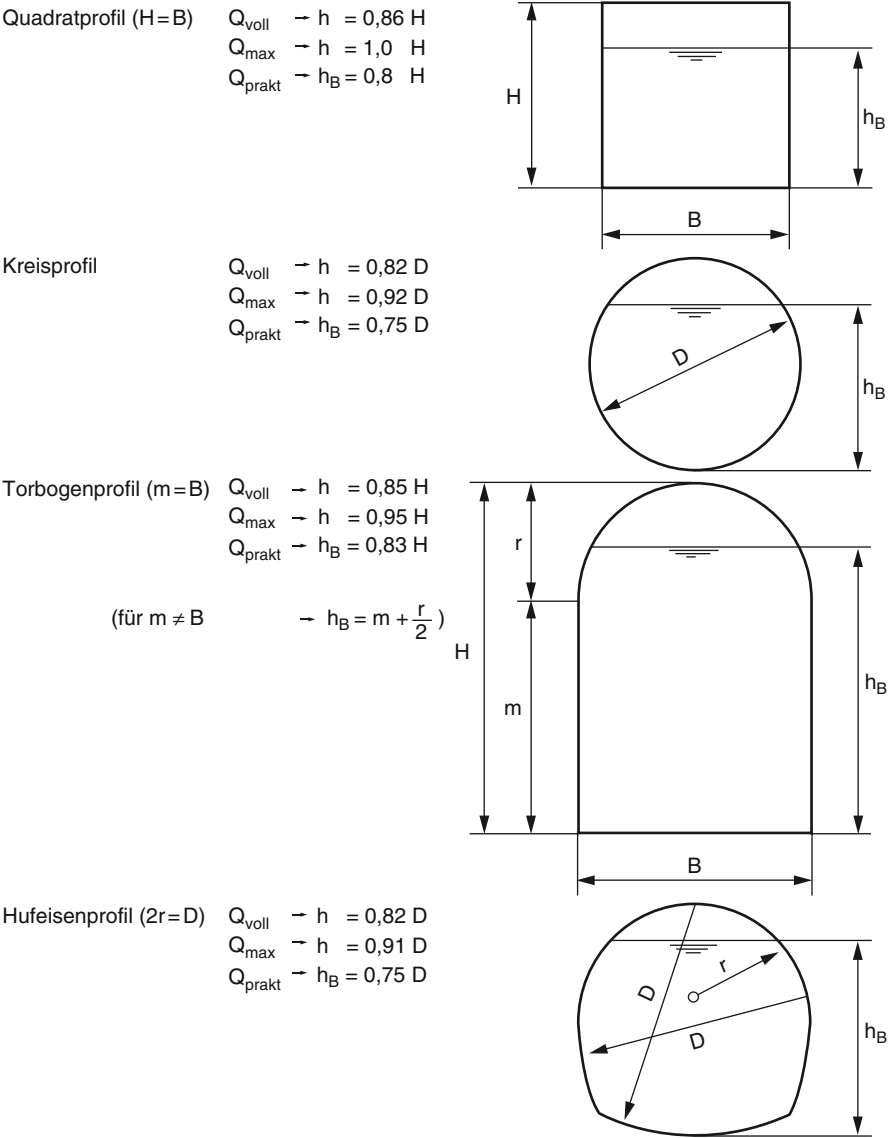
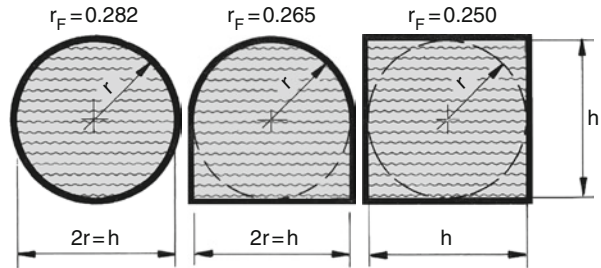


Abb. 6.59 Abflusstiefen in geschlossenen Kanälen bei hohen Füllungsgraden h/D . Für die Bemessung kann $Q_B = Q_{\text{prakt}}$ angenommen werden

Profil	Formfaktor r_F	Abflussleistung in %
Halbkreis	0,399	100
Kreis	0,282	79
Torbogen	0,265	76
Quadrat	0,250	73

Abb. 6.60 Hydraulisch günstigste Profile von geschlossenen Kanälen bei Vollfüllung. Das Kreisprofil ist das absolut günstigste Profil. Torbogen- und Rechteckprofile mit eingeschriebenem Kreis sind ebenfalls günstige Profilformen



Der Abfluss kann durchaus höher werden, so dass sich oft die Frage nach den Abflussreserven stellt. Wie die Praxis zeigt, werden diese Reserven bei geschlossenen Kanälen häufig überschätzt; sie sind grundsätzlich geringer als bei offenen Gerinnen.

Abbildung 6.61 zeigt zum Beispiel einen geschlossenen Rechteck- und einen vergleichbaren offenen Trapezkanal. Beide bestehen aus Beton ($k_{\text{Str}} = 80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$), sind auf $Q_B = 48 \text{ m}^3/\text{s}$ bemessen, weisen ein Freibord von 1 m auf und werden im Normalabfluss bei einem Gefälle von $I_S = 2 \text{ ‰}$ durchflossen.

Berechnet man für den geschlossenen und den offenen Kanal die Abflussreserve bei voller Beanspruchung des Freibords, erhält man für den Rechteckkanal $Q_B = 57 \text{ m}^3/\text{s}$ und für den Trapezkanal $Q_B = 110 \text{ m}^3/\text{s}$; also fast das Doppelte. Der offene Trapezkanal besitzt demnach eine erheblich größere Reserve!

Dieser Umstand macht sich bei der Überbauung von Fließgewässern oft verhängnisvoll bemerkbar.

Das freie Zulaufgerinne ist in der Lage ein außerordentliches Hochwasser abzuleiten, ohne auszufernen. Die anschließende, geschlossene Kanalstrecke hat eine zu geringe Abflussleistung, so dass ein Rückstau in das Zulaufgerinne entsteht und es dadurch zu Ausuferungen kommt. Deshalb muss der Übergang vom freien Zulaufgerinne zum geschlossenen Kanal besonders sorgfältig geplant werden. Die Voraussetzung des Normalabflusses gilt dort selbstverständlich nicht mehr.

Bemessung bei beschleunigtem oder verzögertem Abfluss. Die Wasserspiegellagenberechnungen werden in geschlossenen Kanälen gleich durchgeführt, wie in

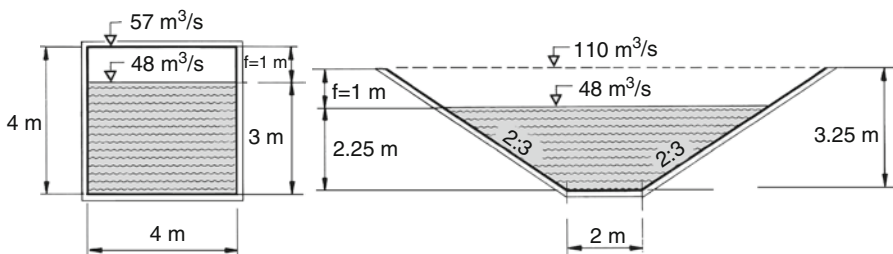
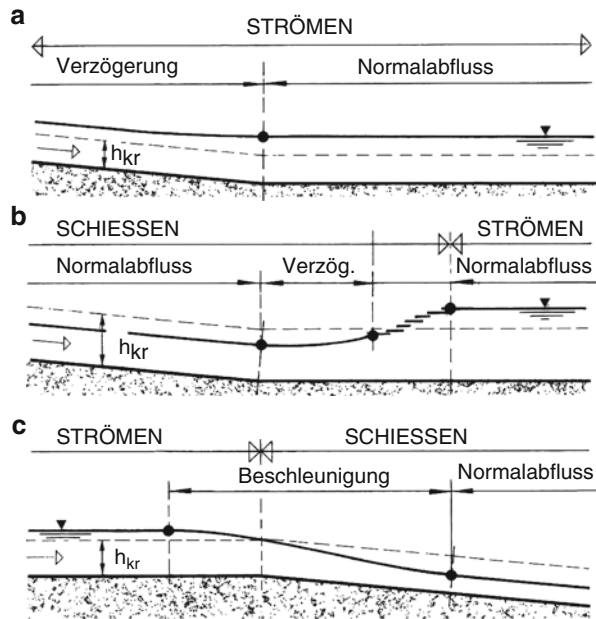


Abb. 6.61 Vergleich eines geschlossenen Rechteckkanals mit einem offenen Trapezkanal. Beide sind für den gleichen Bemessungsabfluss $Q_B = 48 \text{ m}^3/\text{s}$ bei einem Freibord von $f = 1,0 \text{ m}$ bemessen. Doch weist der Rechteckkanal mit $57 - 48 = 9 \text{ m}^3/\text{s}$ eine bedeutend geringere Reserve auf als der Trapezkanal mit $110 - 48 = 62 \text{ m}^3/\text{s}$

Abb. 6.62 Auswirkungen eines Gefälleknicks auf die Wasserspiegellage in einem Rechteckkanal (h_{kr} = kritische Wassertiefe). **a** Abflachung im strömenden Bereich verursacht stromaufwärts eine lange Verzögerungsstrecke (Stau-strecke), **b** die Abflachung mit Übergang von Schießen zu Strömen verursacht einen Wassersprung, **c** das steiler werdende Gerinne mit Übergang von Strömen zu Schießen verursacht eine lange Beschleunigungsstrecke



offenen Gerinnen. Die Übergänge von Schießen zu Strömen und umgekehrt, sowie die damit verbundenen Stabilitätsfragen, sind für die Bemessung von erheblicher Bedeutung (u. a. Naudascher 1992).

Abbildung 6.62 illustriert die Konsequenzen einiger Fälle für die Wahl der Kanalabmessungen; hier insbesondere im Hinblick auf die Wassertiefe. Gleiches gilt bei einem Kreisprofil für den Rohrdurchmesser.

Schwall- und Sunkwellen. Die bei raschen Abflussänderungen entstehenden Schwall- und Sunkwellen können, so lange diese nicht die Kanaldecke berühren, den offenen Kanälen entsprechend abgeschätzt werden. Sobald die Wellen jedoch die Decke berühren, pflanzen sie sich schneller fort.

Schwall- und Sunkwellen sind bei den geschlossenen Kanälen weniger relevant, da sie kein Ausufern bewirken. Sie werden deshalb hier nicht näher behandelt.

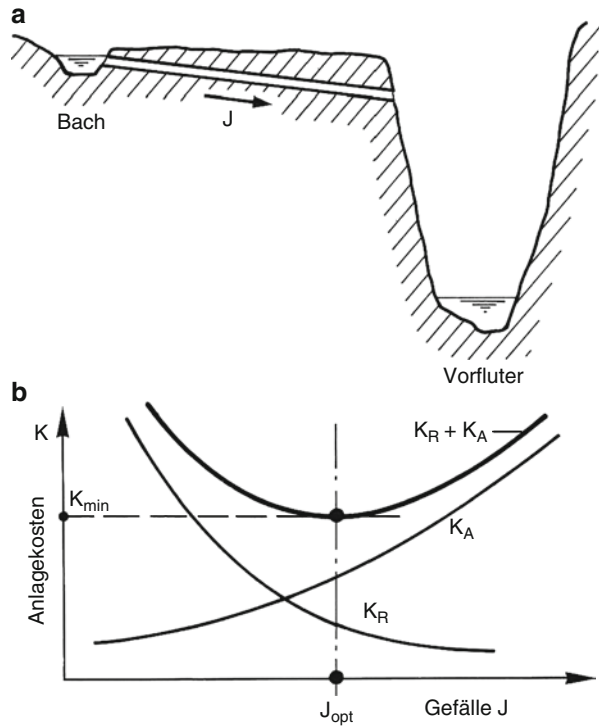
Die von Zeit zu Zeit entstehenden großen Luftblasen können beim Austritt aus Schächten oder am Ende eines Kanals zu unangenehmen Störungen führen.

Wirtschaftliche Bemessung. In Ergänzung zu den Ausführungen in Abschn. 6.4.1 wird hier ein weiteres Optimierungsbeispiel behandelt.

Gemäß den Vorgaben von Abb. 6.63a soll ein kleiner, eingedeckter Bach der in einem Geländeeinschnitt verläuft, auf dem kürzesten Weg einem Vorfluter zugeführt werden. Je steiler die Rohrstrecke ist, desto kleiner ist der erforderliche Rohrdurchmesser; dafür nimmt jedoch der Aushub zu.

Als Ergebnis der gegenläufigen Kostenfunktionen ergibt sich folglich ein wirtschaftlich optimales Gefälle, das sowohl die optimale Trasse im Längsprofil als auch den optimalen Rohrdurchmesser festlegt (s. Abb. 6.63b).

Abb. 6.63 Rohrtrasse im Längsprofil. Das optimale Gefälle J bedingt minimale Anlagekosten K als Summe der Rohrkosten K_R und der Aushubkosten K_A



Die Zielfunktion lautet:

$$K(J) = K_R + K_A = \text{Min! [Währung]}$$

mit

K Anlagekosten (vom Gefälle J abhängig) [Währung]

K_R Rohrkosten [Währung]

K_A Aushubkosten [Währung]

Falls man bei dieser Betrachtungsweise zu einer Lösung mit allzu kleinen oder zu hohen Fließgeschwindigkeiten gelangt, muss man entweder die in Abschn. 6.4.1 beschriebenen Grenzggeschwindigkeiten als Restriktionen einführen oder den Kostenansatz durch die zu erwartenden Unterhaltungskosten ergänzen.

Kanäle im Lockergestein. Geschlossene Kanäle werden entweder vorgefertigt oder vor Ort erstellt. Die Vorfabrikation ist vor allem bei kleinen und mittleren Profilen die Regel. Die dabei bevorzugten Profilformen sind in erster Linie das Kreisprofil, aber auch das Ei- und das Rechteckprofil. Als Baustoffe kommen Beton, Faserzement, Kunststoffe, Keramik und Metall in Frage.

Bei einer Herstellung vor Ort wird fast ausschließlich Beton verwendet. Es werden aber auch große Kreis- oder Maulprofile aus Wellblechen zusammengeschaubt.

Im Unterschied zum *Ausbruch* von Freilaufstollen im Fels, geschieht die Verlegung oder der Bau von geschlossenen Kanälen im Tagbau (sog. offene Bauweise), d. h. über dem Boden oder in einem ausgehobenen Graben.

Bei großen Verlegungstiefen, in stark besiedelten Gebieten oder unter wichtigen Verkehrsträgern gelangt oft der Pressvortrieb zur Anwendung. Von Vortriebs-schächten werden die Rohre mittels hydraulischer Pressen durch den lockeren Boden geschoben.

Zu den konstruktiven Problemen gehören die Sicherstellung der Stabilität und die Dichtheit der Rohrstrecke.

Sicherstellung der Stabilität. Die geschlossenen Kanäle sind gewöhnlich kontinuierlich gelagert und in regelmäßigen Abständen durch Bewegungsfugen (sog. Dilatationsfugen) unterteilt. Deshalb sind die in Längsrichtung wirkenden Kräfte meist gering.

Die Hauptbeanspruchung herrscht in Querrichtung. Je nachdem, ob die Kanäle ober- oder unterirdisch geführt werden, bestehen die angreifenden Kräfte aus Eigengewicht, Innenwasserdruck, Bodenpressungen und Temperaturspannungen bzw. Eigengewicht, Erddruck (einschließlich eventuell auftretender Verkehrslasten), Außenwasserdruck, Innenwasserdruck und ggf. Temperaturspannungen.

Selbstverständlich sind alle extremen Belastungszustände des Baus, des Betriebs sowie ggf. notwendiger Unterhaltungs- oder Revisionsphasen bei der Bemessung zu berücksichtigen.

Abbildung 6.64 zeigt beispielsweise einen eingedeckten Rechteckkanal im Grundwasser in einer Betriebs- und in einer Revisionsphase. Nachzuweisen sind gemäß den üblichen Verfahren die Stabilität des gesamten Kanals bezüglich Aufschwimmen (bei Hangkanälen auch des Gleitens) sowie die Bruchsicherheit der Wandungen.

Bruchsicherheit eingedeckter Rohre. Für kleine und mittlere genormte Rohre, die relativ steif sind (Beton, Faserzement, Keramik), erfolgt der *Nachweis der Bruchsicherheit* nach einem Standardverfahren. Ein derartiges Verfahren zielt auf die

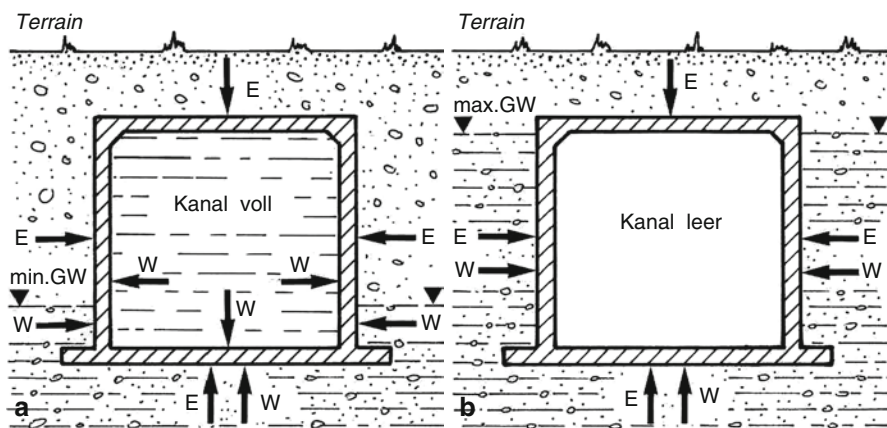


Abb. 6.64 Betonkanal **a** in einer Betriebsphase (vollgeschlagen) und **b** in einer Unterhaltsphase (leer). Als Kräfte wirken außer dem Kanalgewicht unterschiedliche Erd- und Wasserdrücke, deren Resultierenden mit E und W angedeutet sind

Gewährleistung eines Sicherheitsquotienten s zwischen zwei Kräften (hier beispielsweise Bruchlast und Auflast) pro laufenden Meter ab.

$$s = \frac{\text{Bruchlast}}{\text{Auflast}} = \frac{F}{F_{\text{vorh}}} > 1,8 \text{ bis } 2,0$$

Die *Bruchlast* F ergibt sich aus dem Produkt der *Einbauziffer* m und der versuchsbedingten *Bruchlast* F_S :

$$F = m \cdot F_S$$

Die Bruchlast wird aus einem standardisierten Scheiteldruckversuch im Labor gewonnen, bei dem das Rohr gemäß Abb. 6.65a gelagert ist. Da es in der Praxis besser gelagert wird, kann es höher belastet werden, was durch die Einbauziffer m berücksichtigt wird.

Typische Lagerungsarten und die entsprechenden Einbauziffern m zeigt die Abb. 6.65b–f. Die *Auflast* F_{vorh} ergibt sich als Summe der Erdauflast G_e und der entsprechenden Verkehrslast G_v :

$$F_{\text{vorh}} = G_e + G_v \text{ [N]}$$

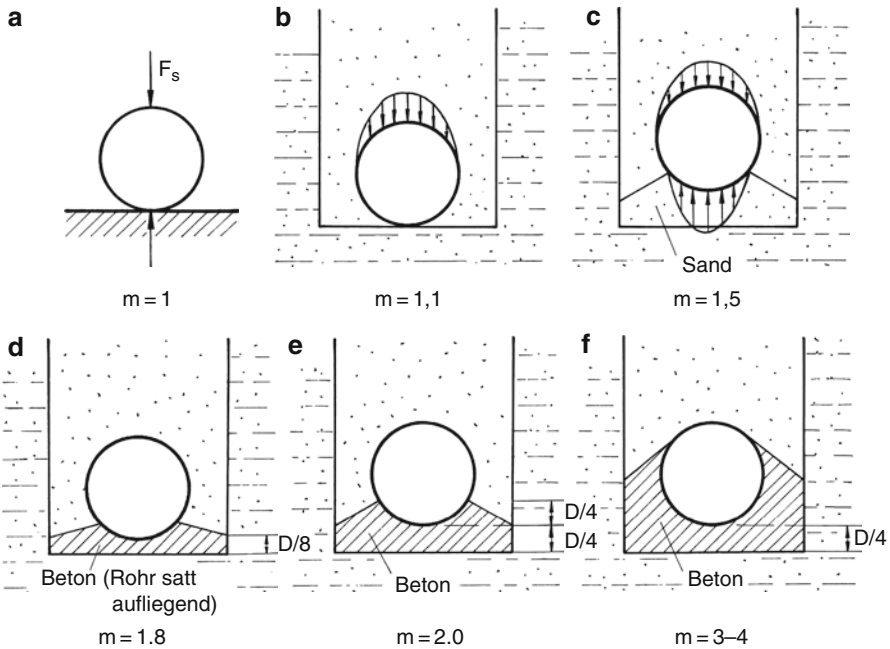


Abb. 6.65 Einbauziffern m , Lagerungsarten und Beanspruchungen von Rohren. Für **a** den Scheiteldruckversuch und **b** bis **f** für eingedeckte Grabenrohre

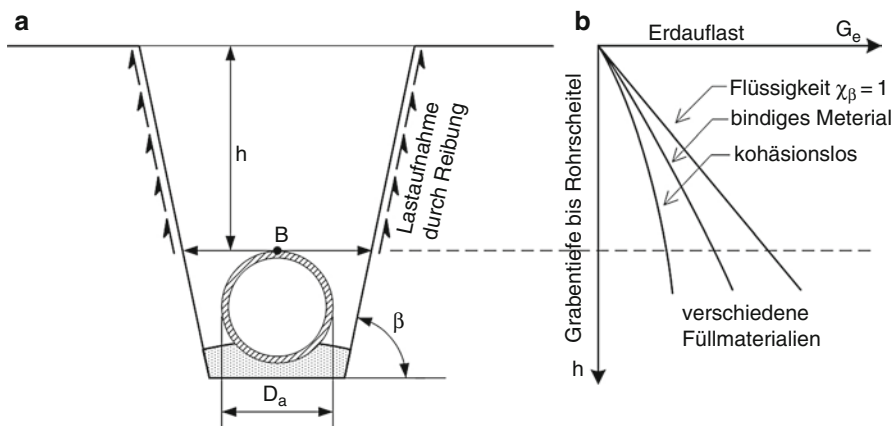


Abb. 6.66 Im Graben verlegte Rohre. **a** Bezeichnungen, **b** Zunahme der Erdauflast mit der Grabentiefe h

Für die *Erdauflast* G_e ist von Bedeutung, dass diese nur ausnahmsweise proportional mit der Überdeckungstiefe h zunimmt.

Für den Fall des Grabenrohrs wächst die Belastung wegen der abmindernden Wirkung der Grabenwandung (sog. *Silotheorie*) unterproportional (s. Abb. 6.66). Es gilt die Beziehung:

$$G_e = \kappa_\beta \cdot \rho_e \cdot g \cdot h \cdot \lambda \cdot D_a \text{ [N/m]}$$

mit

G_e	Erdauflast [N/m]
κ_β	Abminderungsfaktor in der Funktion von h/B und β sowie den Parametern des Füll- und Wandmaterials [-]
ρ_e	Dichte des Füllmaterials [kg/m^3]
h	Grabentiefe bis zum Rohrscheitel [m]
$\rho_e \cdot g \cdot h$	Gewicht der Erdsäule über dem Rohr [N/m^2]
λ	Konzentrationsfaktor [-]
D_a	Außendurchmesser des Rohrs [m]

Ältere Bemessungsformeln, beispielsweise für enge Gräben, enthalten den Konzentrationsfaktor λ implizit, u. a. in der Form:

$$\lambda = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{B}{D_a} \right) \text{ [-]}$$

Neuere Bemessungsformeln berücksichtigen bei der Bestimmung des Konzentrationsfaktors u. a. die Grabenform, spezielle Eigenschaften des Füllbodens (u. a. Schneider 2008). Im Allgemeinen gilt für senkrechte Grabenwände:

$$\kappa_{90} = \frac{1 - e^{-n}}{n} \text{ [-]}$$

Tab. 6.7 Wandreibungswinkel δ für verschiedene Grabenfüllungen in Funktion des inneren Reibungswinkels φ'

Art der Grabenfüllung	δ
Gegen gewachsenen Boden verdichtete Füllung	$2/3 \varphi'$ bis φ'
Unverdichtete Füllung	$1/3 \varphi'$
Senkrechter Einbau mit Spundwänden, Platten usw.	0 bis $1/3 \varphi'$

und für schiefe (schräge) Grabenwände:

$$\kappa_{\beta} = (\kappa_{90} - 1) \frac{\beta}{90^{\circ}} + 1 [-]$$

mit

$$n = 2 \cdot (h/B) \cdot \tan \delta \cdot \kappa [-]$$

δ Wandreibungswinkel gemäß Tab. 6.7 [°]

β Wandneigung [°]

Hinsichtlich der Berücksichtigung einer Verkehrslast mit Stoßzuschlag muss hier auf die Literatur verwiesen werden.

Dichtung geschlossener Kanäle. Das Zusammenspiel zwischen einem geschlossenen Kanal und dem Grundwasser ist ähnlich wie beim offenen Kanal.

Im Allgemeinen ist ein aus Beton gebauter geschlossener Kanal, sofern er keine Risse hat, praktisch dicht. Jedoch können bei der Verwendung von Ortsbeton die Dehnungsfugen und bei vorgefertigten Elementen die Montagestöße mehr oder weniger durchlässig ausgebildet werden, um die Kanäle den örtlichen Erfordernissen anzupassen. Hier kann es dann zu Undichtigkeiten (sog. *Leckagen*) kommen.

Freilaufstollen. Die Profilformen von Freispiegelstollen hängen u. a. von der Art des Vortriebs bei der Herstellung einer Rohrtrasse ab.

Bei *konventionellem Vortrieb* (Bohren, Laden, Sprengen) werden gewöhnlich das Torbogen- und das Hufeisenprofil bevorzugt. Nur im druckhaften Fels wird auf das Kreisprofil übergegangen.

Beim *maschinellen Vortrieb* (Tunnelbohrmaschine) ergibt sich naturgemäß immer ein Kreisprofil.

Die *Auskleidung der Profile* wird mit Rücksicht auf die vorhandenen Felsverhältnisse und die gewünschte Wandrauhigkeit gewählt. Abbildung 6.67 zeigt als

Tab. 6.8 Innere Reibungswinkel φ' verschiedener Grabenfüllungen mit einer Dichte von $\rho_e = 2.000 \text{ kg/m}^3$

Bodenart	φ' [°]
Kohäsionsloser Boden	35°
Schwach bindiger Boden	30°
Bindiger Mischboden, Schluff	25°
Bindiger Boden	20°

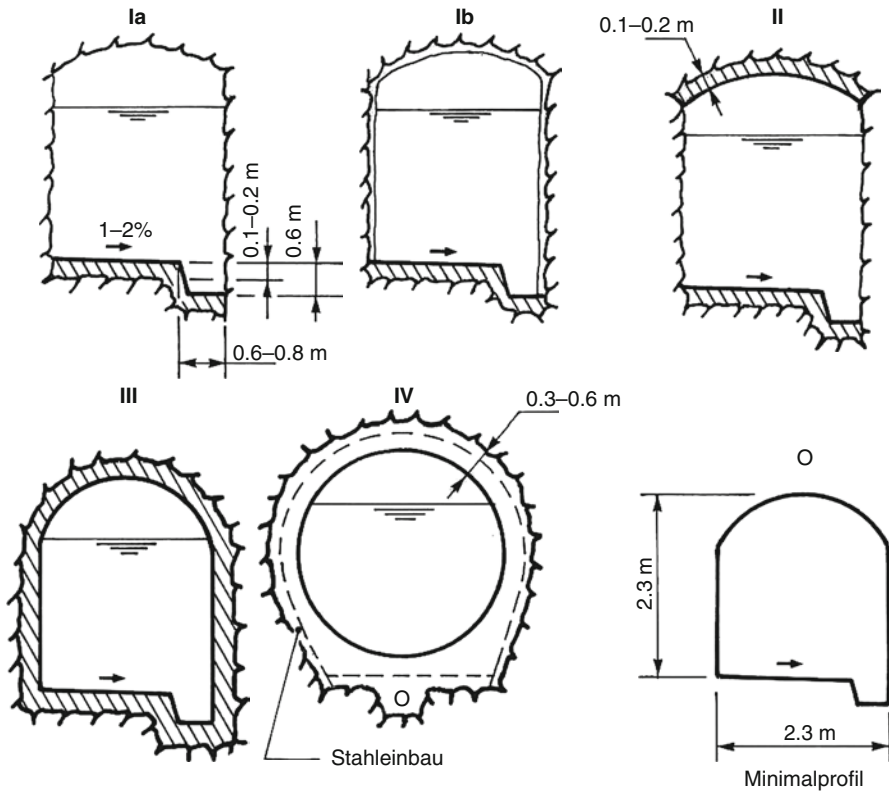


Abb. 6.67 Ausbautypen eines Freispiegelstollens

Beispiel die üblichen Ausbautypen eines Torbogenprofils. Sie unterscheiden sich wie folgt:

- *Typ Ia im standfesten Fels*
Unverkleidet mit betonierter Sohle und Rigole. Die Rigole dient der Ableitung des Wassers während des Baus und bei entleertem Stollen. Der Rauheitsbeiwert k_{Str} liegt zwischen 25 und 35 $m^{1/3}/s$.
- *Typ Ib*
Wie bei Typ Ia, aber eventuell mit Gunitaufspritz von 2 bis 3 cm Stärke als leichte Sicherung und Ausglättung.
- *Typ II im leicht gebrächnen Fels*
Teilweise verkleidet, zum Beispiel mit einem Gewölbe aus Spritzbeton (Zementgehalt: 250 bis 300 kg/m^3)
- *Typ III im leicht druckhaften Fels*
Vollständig verkleidet; Zementgehalt: 250 bis 300 kg/m^3 ; Rauheitsbeiwert $k_{Str} = 75$ bis 85 $m^{1/3}/s$ (je nach Schalung).
- *Typ IV im druckhaften Fels*
Übergang auf ein vollständig verkleidetes Kreisprofil (statisch günstiger als Hufeisen- oder Torbogenprofil); Ausbruch der Sohle horizontal.

Mit Rücksicht auf den Ausbruch, die Schutterung und die Begehbarkeit bei längeren Stollen, wird selbst bei kleinem Bemessungsabfluss ein Minimalprofil ausgebrochen (s. Abb. 6.67o).

Die Stabilität von Freilaufstollen während des Vortriebs wird durch die Hohlraumsicherungen sichergestellt (u. a. Felsanker, Gunit mit Armierungsnetzen, Stahlprofile, Verzugsbleche).

Bei einem befahrbaren Stollen beträgt die minimale Sohlenbreite 2,3 m. Kommt eine *bemannte Tunnelbohrmaschine* zum Einsatz, beträgt der minimale Ausbruchdurchmesser im standfesten Fels 2,8 bzw. 3,0 m im leicht gebräunen bis leicht druckhaften Fels. Damit steht ein Freiraum für die Hohlraumsicherung zur Verfügung.

Bei einer *unbemannten Bohrung* sind Durchmesser von 0,5 m möglich (sog. *Mikrostollen*).

Für Abdichtungszwecke genügt eine gute Verkleidung längs des benetzten Umfangs.

6.4.3 Sonderbauwerke

Die Kanäle sind so zu gestalten, dass Revisions- und Reinigungsarbeiten möglich sind. Bei geschlossenen Kanälen wird dieser Zugang durch *Kontrollschächte* sichergestellt. Diese werden meist in regelmäßigen Abständen, und zusätzlich bei Krümmern, Gefälleknicken, Querschnittsänderungen, Einmündungen und Abzweigungen, sowie bei Einbauten angeordnet.

Schussrinnen, Raugerinne und Steilleitungen. Lokale Höhenunterschiede werden bei offenen Kanälen durch Schussrinnen oder durch Raugerinne überwunden.

Schussrinnen werden glatt ausgebildet und enden gewöhnlich in einem Tosbecken. Übersteigt die Froude-Zahl Fr den Wert von 4, so ist mit Lufteintrag zu rechnen (s. auch Abschn. 6.4.1). Der Abfluss wird dann zu einem Wasser-Luft-Gemisch und beansprucht entsprechend mehr Durchflussfläche. Bei Kanalprofilen, die vom Rechteck abweichen, ist Fr wie folgt definiert:

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot A/B}} \quad [-]$$

mit

Fr Froude-Zahl [-]

v mittlere Fließgeschwindigkeit [m/s]

A benetzter Querschnitt [m²]

B zugehörige Spiegelbreite [m]

Ein besonderes Merkmal von Schussrinnen sind *Stoßwellen*; auch *Kreuzwellen* genannt. Es handelt sich um stehende Wellen, die bei Querschnittsveränderungen und Krümmungen entstehen.

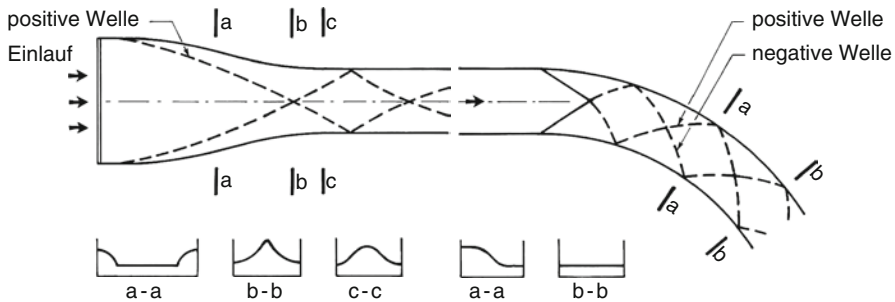


Abb. 6.68 Typische Muster von Stoßwellen im Einlauf und im Krümmer einer Schussrinne

Abbildung 6.68 zeigt zwei typische Muster. Sie bewirken, dass der Wasserspiegel im Kanalquerschnitt nicht eben ist. Dort, wo „positive“ Wellen auf die Kanalwand treffen, muss ein entsprechend höherer Freibord vorgesehen werden.

Rauhgerinne sind steile Kanäle, deren Sohlen mit Schikanen in Form von Höckern, Schwellen, Treppenstufen usw. versehen werden. Dadurch lässt sich ihre Rauhgkeit erheblich erhöhen. Das Ziel besteht darin, dass die Strömungsenergie bereits im Gerinne und nicht erst im Tosbecken umgewandelt wird. Das Tosbecken kann dann entsprechend kleiner gebaut werden. Diese Schikanen führen dazu, dass der Lufteintrag bereits bei Froude-Zahlen $Fr < 4$ einsetzt.

Steilleitungen sind, hydraulisch gesehen, abgedeckte Schussrinnen. Bei ihnen hat die Frage, ob ein Lufteintrag erfolgt, noch weiter reichende Konsequenzen. Die Grenzggeschwindigkeit dafür liegt, wie bei den Schussrinnen, bei einer Froude-Zahl $Fr = 4$.

Die zur Bildung des Wasser-Luft-Gemisches benötigte Luft muss von oben (Einlauf, Schacht usw.) nachströmen. Wird die Luft daran gehindert, entsteht über der Strömung, dort wo sich die Luft befindet, ein Unterdruck, der die Leitung zum Vollschiagen bringen kann.

Eine volle Leitung, die von einem Wasser-Luft-Gemisch durchflossen wird, bildet eine Form von Wasserstrahlpumpe. Die damit meist verbundenen Unannehmlichkeiten (u. a. Pulsationen, Druckstöße im System) können vermieden werden, wenn die Leitung ausreichend groß bemessen und eine ausreichende Luftzufuhr gewährleistet wird.

Schächte. Bei kleineren Fallhöhen und Abflüssen kann der Abfluss über einen *Schachtüberfall* mit anschließend freiem Fall abgeleitet werden. Die Erosionswirkung und die Luftaufnahme halten sich dann in erträglichen Grenzen. Bei größeren Höhen drängen sich spezielle Maßnahmen zur Energieumwandlung auf.

Eine mögliche Ausführungsform bei größeren Höhendifferenzen ist der *Wirbelfallschacht* (s. Abb. 6.69) (s. Hager 2010). Sein spiralförmiger Einlauf bewirkt ein Anpressen der Strömung an die runde Schachtwand. Damit wird erreicht, dass der Strahl nicht „frei“ fällt, sondern längs der Schachtwand abfließt (Anpressdruck = Fliehkraft plus Luftdruck). Ein Teil seiner hydraulischen Energie wird folglich durch Reibung aufgezehrt und beansprucht deshalb den Schachtfuß nicht.

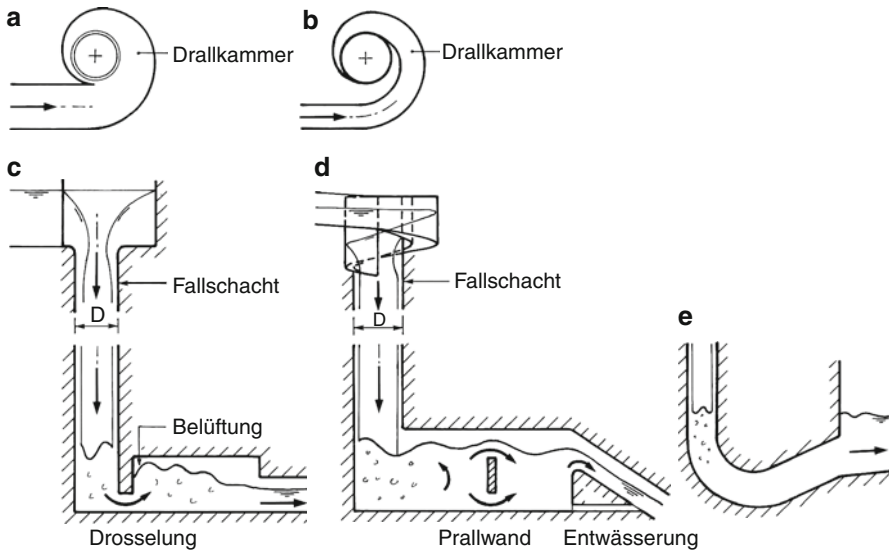


Abb. 6.69 Wirbelfallschacht mit Spiraleinlauf für **a** strömenden Zufluss, **b** schießenden Zufluss, **c** Toskammer am Schachtfuß, **d** mit Prallwänden, **e** Siphon

Die Bemessung der *Drallkammer* richtet sich nach den hydraulischen Zuflussbedingungen.

Im Falle des *strömenden Zuflusses* genügt eine horizontale Sohle (Abb. 6.69a). *Schießende Zuflüsse* erfordern eine *längere Leitwand* und die Sohle hat die Form einer *Spirale* (Abb. 6.69b).

Der *Schachtdurchmesser D* lässt sich aufgrund des Bemessungsdurchflusses Q_B mittels folgender Formel berechnen:

$$D = 1,25 \cdot \sqrt[5]{\frac{Q_B^2}{g}} \text{ [m]}$$

Dank der durchgehenden Luftsäule in der Schachtachse ist überall eine gleichmäßige Belüftung gewährleistet.

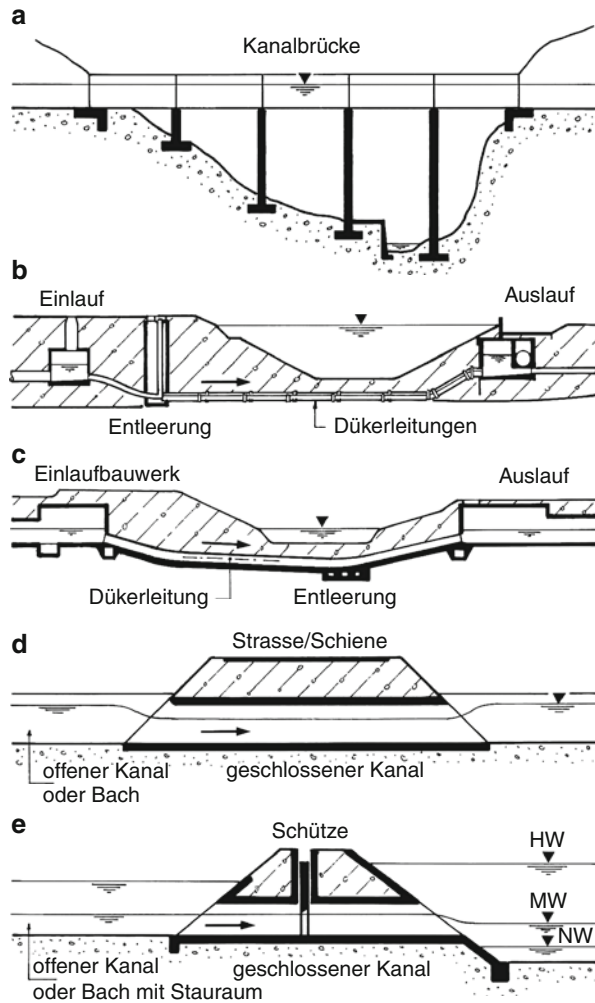
Am *Schachtfuß* muss die überschüssige hydraulische Energie in einer Toskammer umgewandelt werden. Dort trifft der Strahl im Allgemeinen auf ein Wasserpelster und wird in diesem verwirbelt.

Die Gestaltung des Wirbelfallschachtes hängt auch davon ab, ob das Wasser Feststoffe enthält, deren Durchgang gewährleistet werden muss, und ob die im Fallschacht aufgenommene Luft in der Toskammer wieder ausgeschieden werden soll. Abbildung 6.69 zeigt einige Gestaltungsmöglichkeiten.

Kreuzungs- und Mündungsbauwerke. Bei Kreuzungen von Kanälen mit Verkehrswegen aller Art sind drei Lösungen möglich, nämlich die Kanalbrücke, der Düker und der Durchlass (s. Abb. 6.70a–e). Auf Einzelheiten soll hier nicht eingegangen werden. Es seien lediglich einige wesentliche Probleme aufgezeigt.

Abb. 6.70 Kreuzungs- und Mündungsbauwerke.

a Kanalbrücke oder Aquädukt, **b** und **c** Düker, **d** Durchlass und **e** Siel



Bei der *Kanalbrücke* (s. Abb. 6.70a) stehen Dichtungsprobleme im Vordergrund. Leckstellen können an den Fugen der Auf- und Widerlager entstehen oder bei Rissen in der Betonkonstruktion.

Bei *Dükern* (s. Abb. 6.70b, c) entsteht grundsätzlich eine Diskontinuität in der Feststoffführung. Daher muss das Geschwemmsel notfalls an einem Rechen und das Geschiebe in einem Kiesfang vor dem Einlauf in den Düker zurückgehalten werden.

Bei *Durchlässen* (s. Abb. 6.70d) unter Verkehrsanlagen, die für stark variable Durchflüsse erstellt werden, ist die in Abschn. 6.4.2 näher erläuterte Frage der Abflussleistung beim Übergang von einem offenen zu einem geschlossenen Querschnitt zu beachten.

Dort, wo Kanäle in einen Vorfluter münden, sind unter Umständen Absturzbauwerke, Siele und Schöpfwerke vorzusehen. Sie werden gebaut, wenn die Energie der einmündenden Strömung reduziert werden muss, damit keine unerwünschten Erosionserscheinungen (z. B. am Gegenufer des Vorfluters) auftreten. Solche Bauwerke gleichen einem festen Wehr (s. auch Abschn. 4.1.2).

Ein *Siel* ist erforderlich, wenn das Kanalwasser nur bei Nieder- und Mittelwasser in den Vorfluter fließen kann, bei Hochwasser dagegen nicht. Dementsprechend ist das Siel ein abschließbarer Durchlass (Abb. 6.70e). Bei Niedrig- und Mittelwasser ist es geöffnet; bei Hochwasser jedoch geschlossen.

Während der Hochwasserzeit muss das Kanalwasser zurückgehalten werden, beispielsweise in einem Auffangbecken. Wenn dies nicht möglich ist, oder wenn der Vorfluterspiegel auch bei Nieder- und Mittelwasser über dem Kanalspiegel liegt, ist ein *Schöpfwerk* (beispielsweise gemäß Abb. 6.26) die einzig mögliche Lösung.

Hier sei nochmals erwähnt, dass alle in diesem Abschnitt genannten Bauwerke auch im Hinblick auf die Durchgängigkeit für Fische (Fischauf- und Fischabstieg) und die Wanderwege anderer Wasserorganismen zu überprüfen sind. Dies ergibt sich nicht zuletzt aus den Umweltzielen der Europäischen Wasserrahmenrichtlinie (EG-WRRL).

6.5 Speicher

Speicher dienen dem Ausgleich zwischen dem Wasserdargebot und dem Wasserbedarf. Sie schaffen einen künstlichen, zeitlich begrenzten Rückhalt des Wassers. Dieser Rückhalt wird auch als Retention bezeichnet.

6.5.1 Speicherbemessung

Grundlage der Speicherbemessung ist die Retentionsgleichung, die die Wasserbilanz zwischen den instationären (zeitabhängigen) Zu- und Abflüssen nutzt, um die zeitliche Veränderung des Speichervolumens zu bestimmen.

Retentionsgleichung. Der zeitliche Ablauf der Speicherung erfolgt mit Hilfe der *Retentionsgleichung*. Sie drückt die Wasserbilanz (Kontinuitätsbedingung) für den Zeitschritt dt aus (s. Abb. 6.71):

$$Q_z - Q_a = A \cdot \frac{dz}{dt} = \frac{dJ}{dt} \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

mit

$A = A(z)$ Spiegelfläche als Funktion des Wasserstands z [m^2]

$z = z(t)$ Spiegelkote als Funktion der Zeit t [m]

$J = J(z)$ Speichereinhalt als Funktion des Wasserstands z [m^3]

$Q_z = Q_z(t)$ Zufluss als Funktion der Zeit t [m^3/s]

$Q_a = Q_a(t)$ Abfluss als Funktion der Zeit t [m^3/s]

Wie schon in Abschn. 6.3.1 angedeutet, sind in dieser Wasserbilanz neben dem oberirdischen Zufluss und dem Abfluss (Entnahme) grundsätzlich auch die Einflüsse aus der Infiltration und Exfiltration des Seebeckens sowie Niederschläge und Verdunstung zu berücksichtigen. Auch ist ggf. zu berücksichtigen, dass ein Teil des Seewassers vorübergehend in einer Eiskecke gebunden ist.

Bemessung anhand der Summenkurven. Bemessungsaufgaben an Speichern werden in der Praxis meist anhand der Summenkurven gelöst. Wird die Retentionsgleichung über eine Zeitperiode T integriert, so erhält man:

$$\int_T Q_z \cdot dt - \int_T Q_a \cdot dt = \Delta J \text{ [m}^3\text{]}$$

$$V_z - V_a = D \text{ [m}^3\text{]}$$

mit

V_z Summe der Zuflüsse $= + \int_T Q_z \cdot dt \text{ [m}^3\text{]}$

V_a Summe der Abflüsse $= - \int_T Q_a \cdot dt \text{ [m}^3\text{]}$

D Differenz $= \Delta J \text{ [m}^3\text{]}$

Der Speicher muss die Differenz D jederzeit aufnehmen bzw. abgeben können. Die Extremalstellen dieser Differenz liegen dort, wo

$$\frac{dD}{dt} = \frac{dV_z}{dt} - \frac{dV_a}{dt} = Q_z - Q_a = 0 \text{ [m}^3/\text{s}\text{]}$$

ist, also bei $Q_a = Q_z$ bzw. $\tan \alpha_a = \tan \alpha_z$ (s. die parallelen Tangenten in Abb. 6.72 bzw. Abb. 6.73).

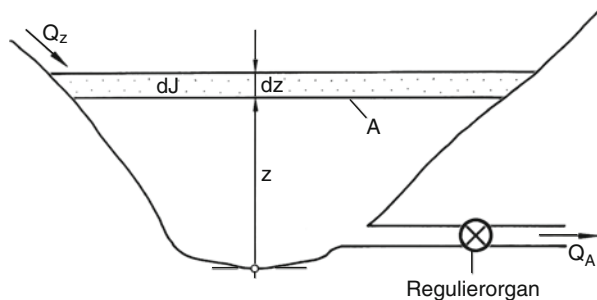


Abb. 6.71 Schematischer Vertikalschnitt durch einen Speicher mit reguliertem Ausfluss

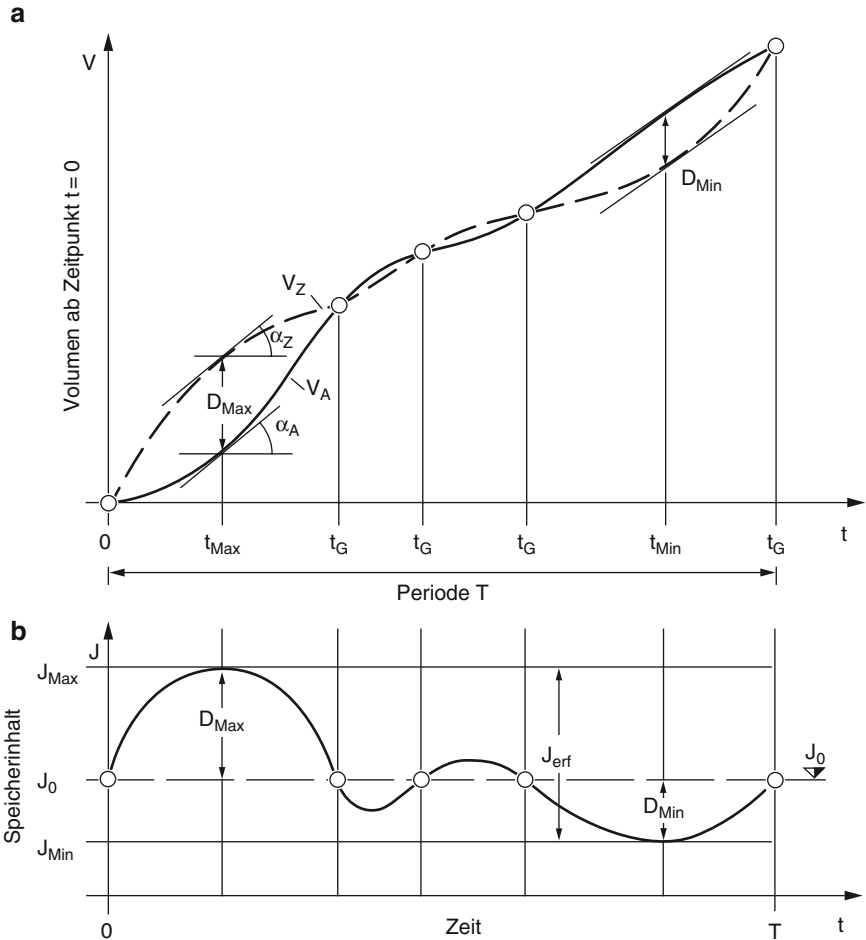
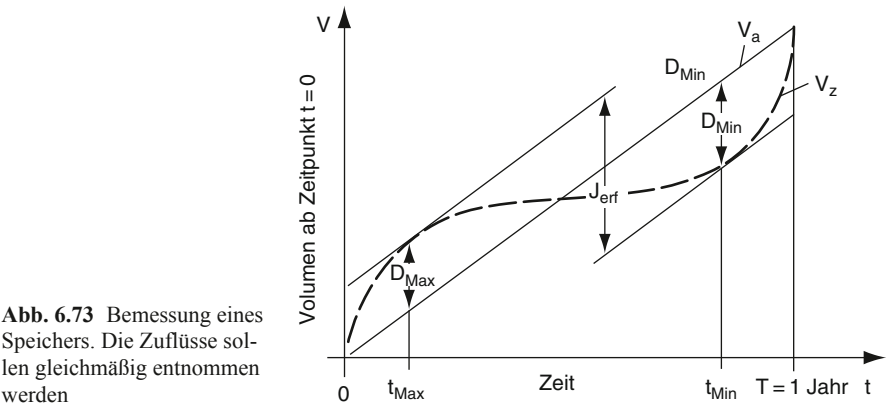


Abb. 6.72 Summenkurve der Zu- und Abflüsse V_z und V_a zu einem Speicher. **a** Ganglinie des Speicherinhalts J , **b** Speicherinhaltskurve zur Veranschaulichung des Speicherbetriebs



Insbesondere ergibt sich zum Zeitpunkt t_{Max} das größte positive Maximum D_{Max} sowie zum Zeitpunkt t_{Min} das größte negative Maximum (Minimum) D_{Min} . Der Speicher muss also mindestens den Inhalt

$$J_{\text{erf}} = D_{\text{Max}} + |D_{\text{Min}}| \text{ [m}^3\text{]}$$

aufweisen.

Die in Abb. 6.72a dargestellte Summenkurve der Zu- und Abflüsse und die zugehörige Speicherinhaltslinie (Volumenganglinie des Speichers) verdeutlichen diese Zusammenhänge (Abb. 6.72b).

Zu den mit t_G gekennzeichneten Zeitpunkten sind die zu- bzw. abgeflossenen Wasserfrachten gerade gleich groß, nicht aber die Zu- Q_z und Abflüsse Q_a .

Bemessungsvarianten: Stauseen mit natürlichem Zufluss. Die folgenden Varianten zeigen mögliche Bewirtschaftungsstrategien eines Speichers. Die aufgezeigten Varianten dienen mehr dem Verständnis und sind nicht immer praxisnah.

Variante 1:

Ein Stausee soll derart bemessen werden, dass er während eines Durchschnittsjahrs eine gleichmäßige Entnahme ermöglicht. Eine solche Bewirtschaftungsstrategie kommt in der Praxis kaum vor, doch wird sie hier aus didaktischen Gründen beschrieben.

Abbildung 6.73 zeigt die vorgegebene Summenkurve der Zuflüsse sowie die entsprechende gerade Summenkurve der Abflüsse, die sich aus der gleichmäßigen Entnahme ergibt.

Der erforderliche Speicherinhalt ergibt sich aus der Beziehung:

$$J_{\text{erf}} = D_{\text{Max}} + |D_{\text{Min}}| \text{ [m}^3\text{]}$$

Variante 2:

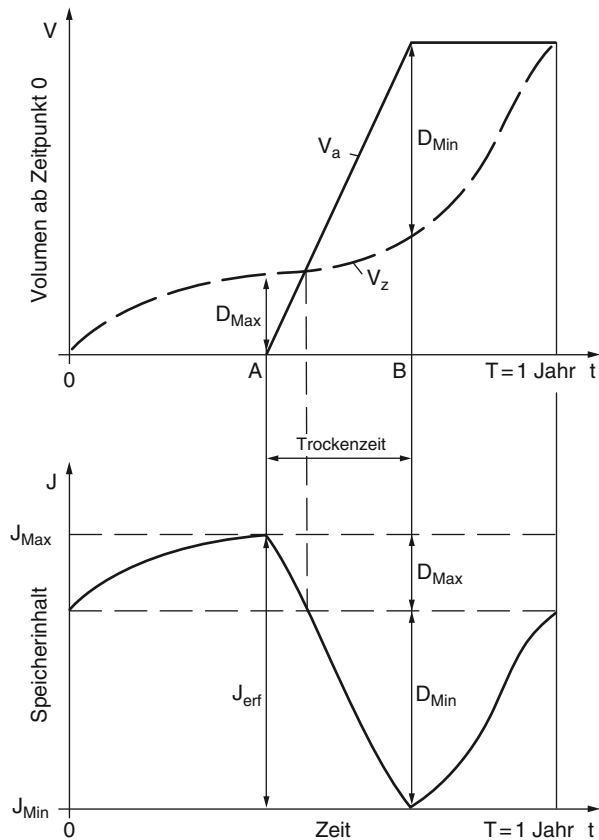
Ein Stausee soll derart bemessen werden, dass sämtliche Zuflüsse in der Trockenzeit (wasserarme Zeit) entnommen werden können. Es wird von einem wasserarmen Jahr ausgegangen.

Abbildung 6.74 zeigt die vorgegebene Summenkurve der Zuflüsse und die gewünschte Summenkurve der Entnahme bzw. der Abflüsse. Der erforderliche Speicherinhalt $J_{\text{erf}} = D_{\text{Max}} + |D_{\text{Min}}|$ lässt sich wiederum leicht bestimmen.

Zur Veranschaulichung wird in Abb. 6.74 auch die Ganglinie des Speicherinhalts dargestellt. Sie zeigt erwartungsgemäß, dass der Speicher zu Beginn der Trockenzeit voll und am Ende leer ist.

Das gleiche Beispiel wird oft auch so behandelt, dass im Jahresgang zwischen einer Regen- und einer Trockenzeit (wasserreiche und wasserarme Zeit) unterschieden wird. Das erleichtert, wie Abb. 6.75 zeigt, die Übersicht, ändert aber nichts am erforderlichen Speichervolumen ($J_{\text{erf}} = D_{\text{Max}}$).

Abb. 6.74 Bemessung eines Speichers. Sämtliche Zuflüsse sollen in der Trockenzeit gleichmäßig abgegeben werden (Darstellung analog zu Abb. 6.72)



Variante 3:

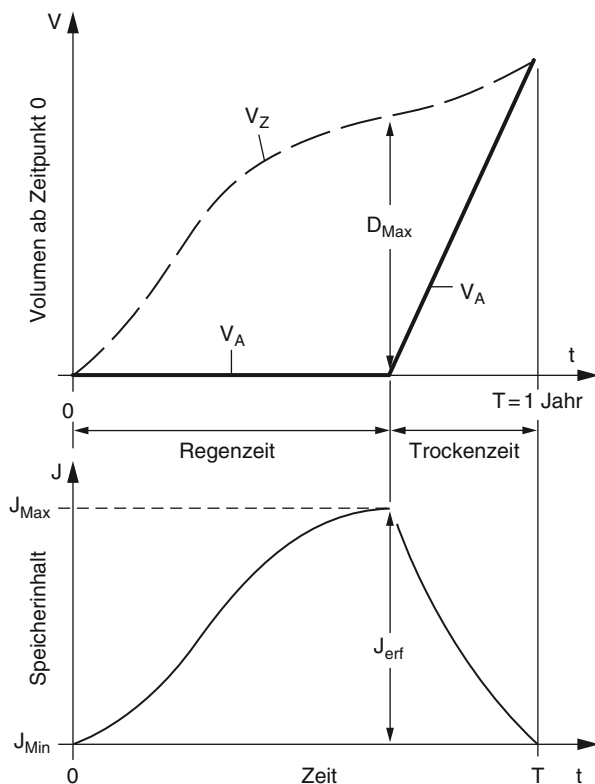
Der Stausee gemäß Variante 2 ist für das wasserarme Jahr bemessen worden. Sein Speichervolumen ist folglich vorgegeben (J_{vorh}). – Wie funktioniert er sinngemäß im Durchschnittsjahr?

Abbildung 6.76 zeigt die Summenkurve der Zuflüsse, die zugehörige Summenkurve der Abflüsse sowie die entsprechende Ganglinie des Speicherinhalts. Der Speicher ist nicht in der Lage, den gesamten Zufluss der Regenzeit zu fassen. Er ist vor dem Ende der Regenzeit voll und muss Wasser abgeben (sei es zu Nutzungszwecken oder als Überschusswasser über die Hochwasserentlastung).

Der Berechnungsablauf für Variante 3 gilt natürlich auch für Fälle, bei denen das Speichervolumen nicht gesucht, sondern infolge äußerer Umstände vorgegeben ist.

Bei den Varianten 2 und 3 wurde davon ausgegangen, dass in gewissen Zeiten des Jahrs kein Wasser aus dem Speicher abfließt. Im Allgemeinen muss aber Restwasser im Flussbett verbleiben, um u. a. den ökologischen Anforderungen zu genügen.

Abb. 6.75 Bemessung eines Speichers. Unterscheidung zwischen Regen- und Trockenzeit (Alternative Darstellung zu Abb. 6.74)



Um derartige Vorgaben zu berücksichtigen, können im Summenkurvendiagramm zwei Wege beschritten werden. Entweder wird die Betriebsstrategie durch diese Zielsetzung ergänzt oder es wird mit dem Nettozufluss Q_z , anstatt mit dem tatsächlichen Zufluss gerechnet (s. auch Abschn. 6.3.1).

Der Nettozufluss Q_z entspricht dann der Differenz aus dem tatsächlichen Zufluss $Q_{z,\text{eff}}$ und dem Restwasser Q_R , d. h. $Q_z = Q_{z,\text{eff}} - Q_R$. Bei der grafischen Lösung ändert sich nichts.

Speicherinhaltslinie. Den Zusammenhang zwischen der Wasserspiegelhöhe z und der Wasserspiegelfläche A bzw. dem Speicherinhalt J zeigt Abb. 6.77. Er wird aus der Topografie des Staubeckens gewonnen. Dazu werden die von den Höhenkurven im Staubecken umgrenzten Flächen planimetriert, woraus $A = A(z)$ folgt. Anschließend wird nach einem numerischen Verfahren (z. B. Trapezregel) integriert; die entsprechende Kurve wird als Speicher- oder Beckeninhaltskurve bezeichnet. Es gilt:

$$J_z = \int A \cdot dz \text{ [m}^3\text{]}$$

Abb. 6.76 Einsatz eines Speichers mit vorgegebenem Nutzinhalt J_{vorh} . Das nutzbare Speichervolumen soll während der Trockenzeit vollständig zur Verfügung stehen und gleichmäßig abgegeben werden (Darstellung analog Abb. 6.75)

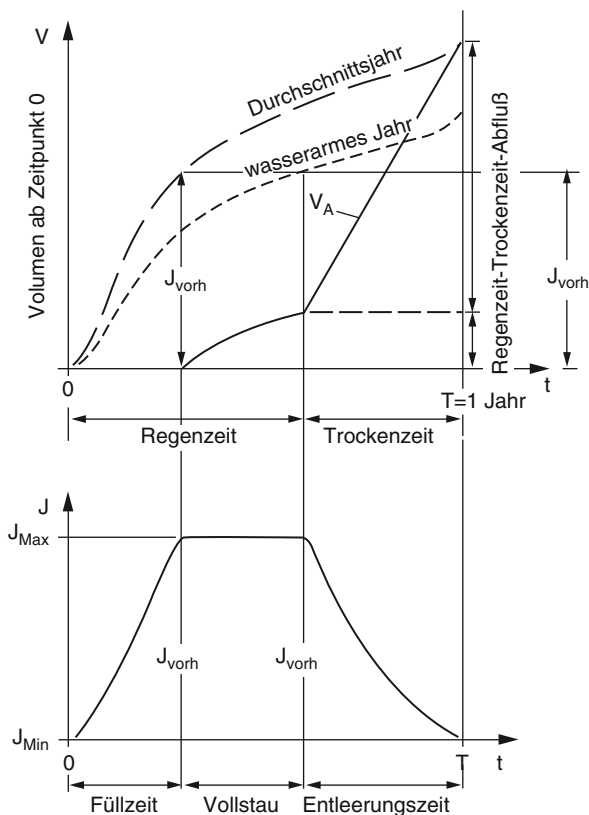
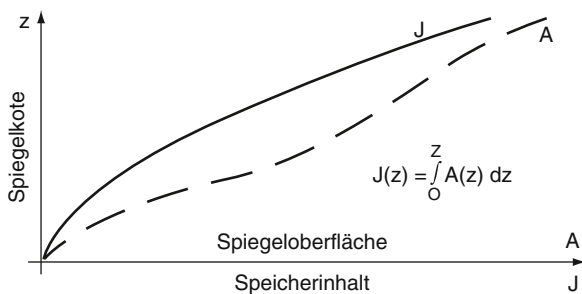


Abb. 6.77 Abhängigkeit der Spiegelfläche A und des Speicherinhalts J von der Spiegelkote z



Die Speicherinhaltslinie lässt sich meistens gut mit einer Potenzfunktion der Form $J = a \cdot z^b$ annähern, wobei der Exponent b dazu dient, die unterschiedlichen Beckenformen zu erfassen.

Im Allgemeinen liegt dieser Wert im Bereich $1,3 < b < 4,4$. Becken auf flachen Talböden mit steilen Flanken sind durch kleine b -Werte gekennzeichnet. Große b -Werte sind ein Merkmal schluchtartiger Täler, d. h. Täler die sich mit zunehmender Höhe stark ausweiten.

6.5.2 Stauseen

Künstliche Speicher können durch den Einstau von Talbecken errichtet werden. Als Stauanlagen dienen, neben den bereits in Abschn. 4.2 behandelten Wehren, die Talsperren.

Talsperren. Es gibt verschiedene Talsperrentypen (Bauhaus-Universität 2009). Eine übliche Systematik zeigt Abb. 6.78. *Staumauern* bestehen aus Beton, allenfalls aus Mauerwerk und *Staudämme* aus Lockergestein. Sie untergliedern in die Hauptgruppen *Gewichtsmauern* und *Bogenmauern*.

Zu den Gewichtsmauern gehören die *Vollmauern*, *Hohlmauern*, *Pfeilerkopfmauern* und die *Gewölbereihenmauern*.

Bei den Bogenmauern können *Zylindermauern* und *Kuppelmauern* unterschieden werden.

Staudämme weisen demgegenüber nur zwei Hauptgruppen auf, nämlich die *Erd-* und die *Steindämme*, wobei sich diese nicht eindeutig voneinander abgrenzen lassen.

Vollmauern. Im Grundriss werden die Vollmauern, wie alle Gewichtsmauern, gerade, eventuell auch polygonal oder leicht gekrümmt, gebaut. Ihre Wasserseite ist gewöhnlich vertikal ausgebildet (Abb. 6.79).

Die Luftseite einer Vollmauer weist eine Neigung in der Größenordnung von 1:0,7 bis 1:0,8 auf. Vollmauern bestehen aus aneinander gereihten Blöcken von 12 bis 20 m Breite, die durch Bewegungsfugen getrennt sind. Sie bestehen heute fast ausschließlich aus unbewehrtem Beton mit verhältnismäßig groben Zuschlagstoffen (Maximalkorndurchmesser: 150 mm). Wegen der geringen Beanspruchungen genügt im Mauerinnern ein nur schwach dosierter Kernbeton (z. B. 140 bis 180 kg Zement pro m³ Beton). Die äußeren 2 bis 3 m werden mit Rücksicht auf Dichtheit und Frosteinwirkungen mit einem stärker dosierten Vorsatzbeton (z. B. 250 kg Zement pro m³ Beton) ausgeführt.

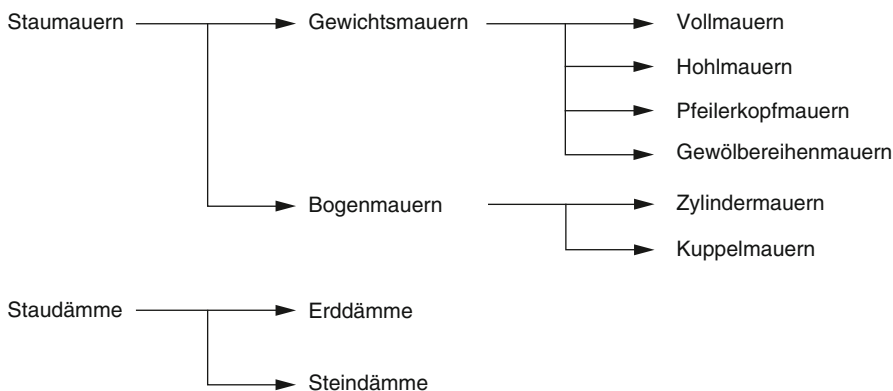


Abb. 6.78 Systematik der Talsperrentypen

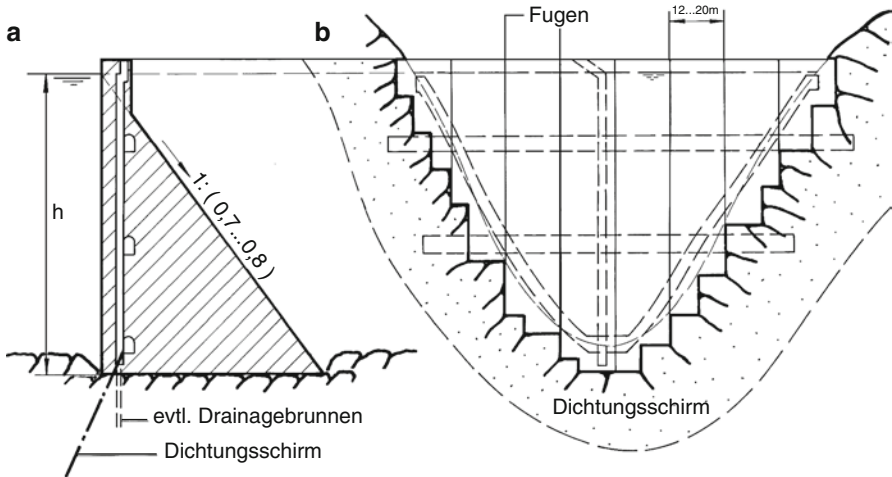


Abb. 6.79 Querschnitt **a** und Längsschnitt **b** einer Vollmauer. Der Monolith wird durch bleibende Vertikalfugen aufgegliedert und von Kontrollschächten und -gängen durchdrungen. Der Gang entlang der Fundamentfuge (sog. Kontrollstollen) dient der Erstellung des Dichtungsschirms (und eventuell der Drainagebrunnen) sowie der Aufnahme von Messinstrumenten zur Bauwerkskontrolle

Ein *Dichtungsschirm* von der Länge $h/3$ bis h (h = Sperrenhöhe) verlängert die Sperrenwirkung in den angrenzenden Fels. Gleiches geschieht auch bei allen anderen Talsperrentypen. Bei der Vollmauer werden talwärts des Dichtungsschirms ggf. noch Drainagebrunnen angeordnet, um den Auftrieb zu reduzieren (s. Abb. 6.79).

Die *Belastungen* einer Vollmauer sind in Abb. 6.80 dargestellt. Ihre Bemessung richtet sich in erster Linie nach der Gleitsicherheit in der Fundamentfuge und in den darunter liegenden Gesteinsformationen.

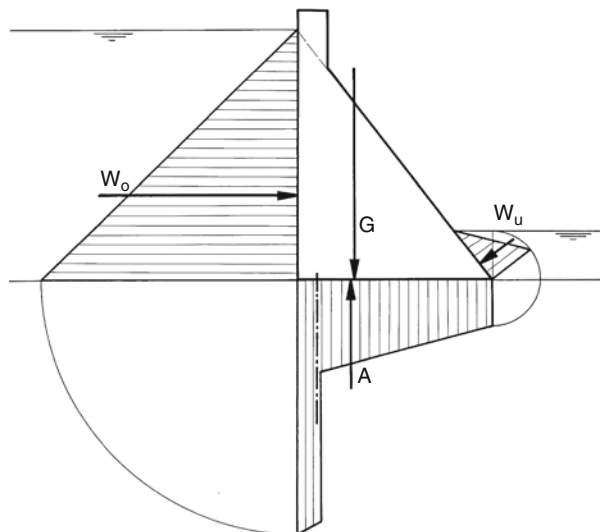


Abb. 6.80 Belastung der Vollmauer durch das Gewicht G , den horizontalen Oberwasserdruck W_o , den Auftrieb A und den Unterwasserdruck W_u . Der Auftrieb wird durch den Dichtungsschirm und die Drainagebrunnen abgemindert

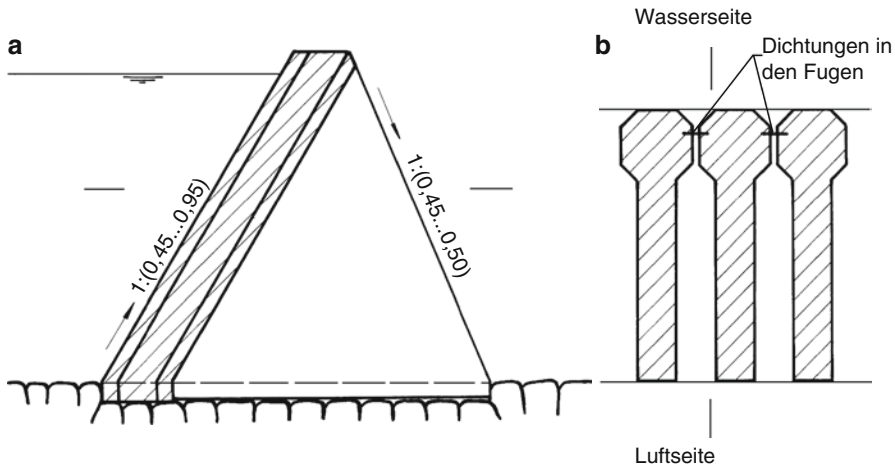


Abb. 6.81 Pfeilerkopfmauer. **a** Querschnitt, **b** Horizontalschnitt

Hohlmauern. Hohlmauern unterscheiden sich von den Vollmauern nur durch Hohlräume, die in den Fugenflächen ausgespart werden. Sie ermöglichen eine Einsparung an Beton, weil sie den Auftrieb verringern. Das unter Druck stehende Sickerwasser entspannt in die unten offenen Hohlräume.

Pfeilerkopfmauern. Gegenüber den Hohlmauern weisen die Pfeilerkopfmauern noch größere Hohlräume auf (Abb. 6.81). Damit benötigen sie noch weniger Beton, der dafür mehr beansprucht wird und deshalb höher dosiert werden muss. Auch kann die Gleitsicherheit nur gewährleistet werden, wenn die Wasserseite stark geneigt, das fehlende Betongewicht also durch eine Wasserauflast ersetzt wird.

Die Bemessung einer Pfeilerkopfmauer muss deshalb sowohl auf die Bruchfestigkeit als auch auf die Gleitsicherheit ausgerichtet werden.

Gewölbereihenmauern. Die Gewölbereihenmauern sind im Vergleich zur Pfeilerkopfmauer feingliedriger, weisen aber sonst die gleichen Eigenheiten auf (Abb. 6.82). Die Gewölbe sind zylindrisch; gewöhnlich erscheinen sie im Horizontalschnitt als Kreisringausschnitte.

Vergleich – Vollmauern und gegliederte Mauern. Die gegliederten Mauern weisen gegenüber den Vollmauern folgende Vorteile auf:

- geringerer Betonbedarf wegen der besseren Ausnutzung des Betons und dem geringeren Auftrieb
- wesentlich geringere Kühlprobleme im Zusammenhang mit der Abbindewärme
- gleichmäßigere Bodenpressung bei vollem und leerem Stausee.

Die Nachteile sind:

- höhere Zementdosierung und höherer Schalungsanteil (bei dünnen Gewölbereihenmauern eventuell sogar Armierung)
- geringe Seitenstabilität der Pfeiler und damit erhöhte Bruchgefahr bei Beschädigungen.

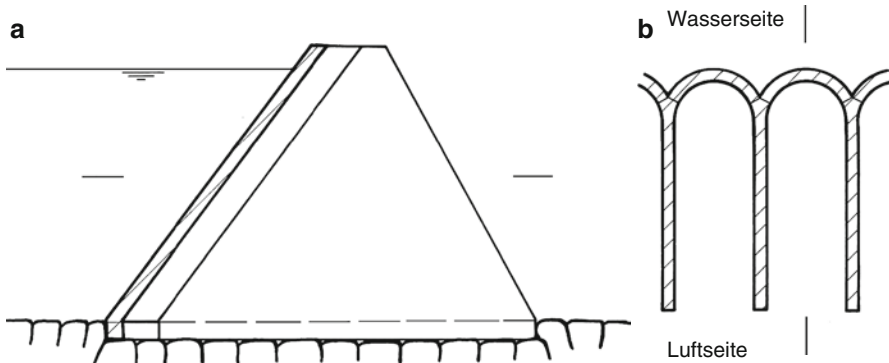


Abb. 6.82 Gewölbereihensperre. **a** Querschnitt, **b** Horizontalschnitt

Zylindermauern. Zylindermauern sind hauptsächlich im Horizontalschnitt gekrümmt. Kleinere Zylindermauern werden in engen, felsigen Tälern zur oberwasserseitigen Abspernung der Baugruben großer Talsperren (d. h. als Fangedamm) erstellt. Ihre Konstruktion und Wirkungsweise ist ähnlich wie bei den Kuppelmauern.

Kuppelmauern. Kuppelmauern sind sowohl im Vertikal- als auch im Horizontalschnitt gekrümmt (Abb. 6.83). Sie werden ähnlich wie die Vollmauern blockweise betoniert, damit die Abbindewärme des Betons besser abstrahlt.

Weil die Kippsicherheit dieser Blöcke in jedem Baustadium gewährleistet sein muss, ist die Krümmung der Kuppelmauern im *Vertikalschnitt* begrenzt. Die *Krümmung im Horizontalschnitt* wird so gewählt, dass der Beton möglichst nur mit Druckspannungen beaufschlagt wird; gewisse Zugspannungen lassen sich aber nicht vermeiden.

Bogenmauern werden praktisch nicht armiert. Gewöhnlich wird im Mauerinnern Kernbeton eingebracht, der etwas schwächer dosiert ist (180 bis 200 kg Zement pro m^3 Beton) als der Vorsatzbeton (250 kg Zement pro m^3 Beton).

Die *Blockfugen* werden nach der Abkühlung der Mauer mit Injektionen geschlossen.

Die Bemessung der Bogenmauern geschieht in erster Linie im Hinblick auf die Bruchsicherheit. Die Belastung besteht hauptsächlich aus dem Oberwasserdruck; der Auftrieb ist meist nur gering.

Erddämme. Bei Erddämmen mit *homogenem Querschnitt* (Abb. 6.84a) ist das Dammmaterial zugleich Stützkörper und Dichtung. Es muss deshalb verhältnismäßig viele feine Bestandteile aufweisen, was flache Böschungen und damit große Volumina erfordert.

Bei Erddämmen mit *inhomogenem Querschnitt* (Abb. 6.84b, c) werden die Dichtungs- und Stützkörperfunktion getrennt betrachtet. Die *Dichtigkeit* wird entweder durch einen Belag (z. B. Bitumen, Beton) oder einem Kern (z. B. bindiges Material oder eine bituminöse Wand) gewährleistet, während die *Stützkörperfunktion* durch ein scherfestes Material sichergestellt wird.

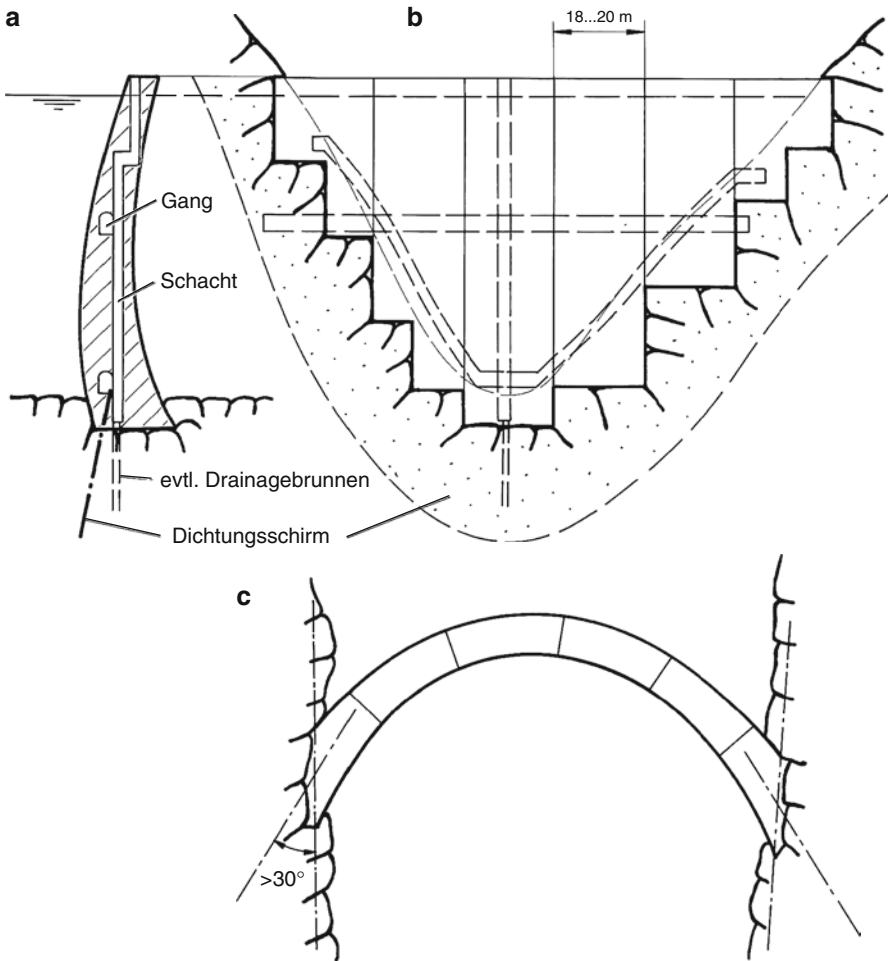


Abb. 6.83 Kuppelmauer. **a** Querschnitt, **b** Längsschnitt, **c** Horizontalschnitt. Die Vertikalfugen sind lediglich Arbeitsfugen, die durch Injektionen geschlossen werden. Der Kontrolle der Mauer dienen Schächte und Gänge

Die *Bemessung* der Erddämme wird in erster Linie auf die Gleitsicherheit längs möglicher Gleitflächen ausgerichtet. Die wasserseitige Böschung ist wegen der erhöhten Scherspannungen bei rascher Seespiegelabsenkung etwas flacher als die luftseitige Böschung. Der Blocksatz auf der Wasserseite ist auf den Wellenschlag zu bemessen und auf einer Filterschicht zu verlegen.

Im Hinblick auf eine möglichst langfristige Erhaltung des Freibords sind auch die voraussichtlichen *Setzungen* eines Erddammes zu berücksichtigen.

Steindämme. Steindämme unterscheiden sich von Erddämmen lediglich durch die Größe des Stützkörpermateri als. Deshalb sind ihre Böschungen steiler. Sie werden meist mit einem wasserseitigen Belag gedichtet.

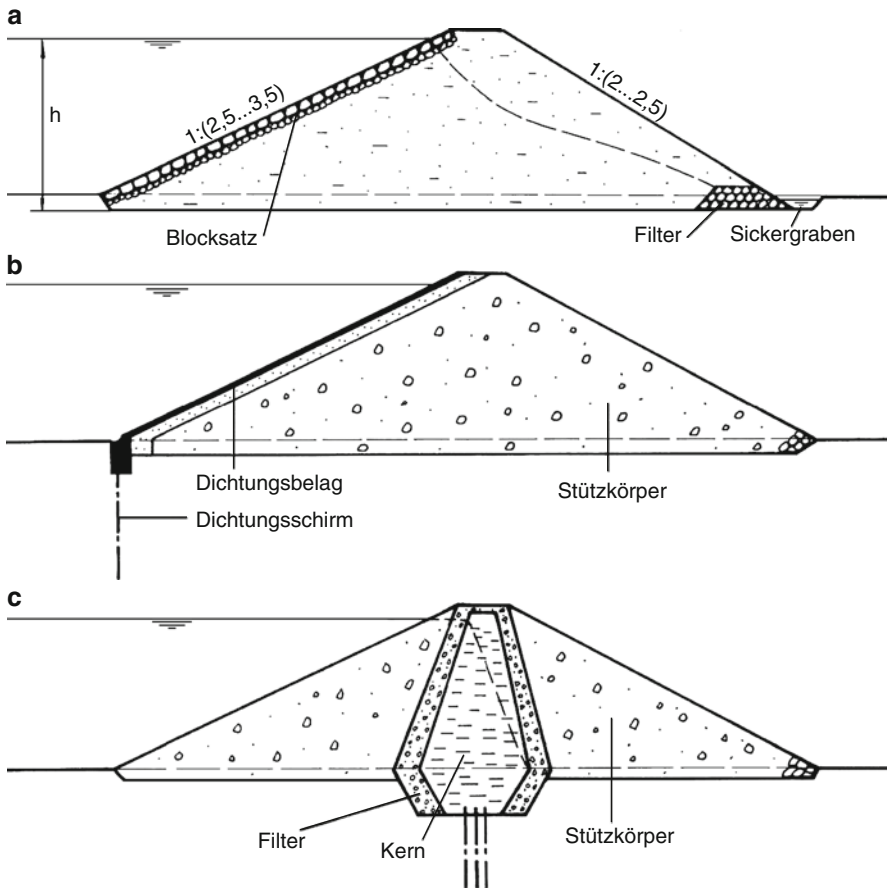


Abb. 6.84 Querschnitt eines Erddammes. **a** homogen mit wasserseitigem Erosionsschutz durch Blocksatz, **b** inhomogen mit wasserseitiger Dichtungshaut, **c** inhomogen mit Kern aus bindigem Lockergestein

Eignung der Talsperrentypen. Eine Hilfestellung bei der Wahl eines geeigneten Sperrentyps unter verschiedenen Ausgangsbedingungen, gibt der in Abb. 6.85 dargestellte Entscheidungsbaum.

Staumauern erfordern eine Gründung auf *felsigem Untergrund*. Wo Fels in wirtschaftlicher Aushubtiefe nicht ansteht, kommen somit nur Staudämme in Frage. Die Abdichtung des Lockergesteins bedingt dann einen ausgedehnten *Dichtungsschirm*.

Nebenanlagen von Talsperren. Stauseen weisen im Allgemeinen einen Grundablass, eine Fassung und eine Hochwasserentlastung auf (s. Abb. 6.86). Der Stauraum wird grundsätzlich in vier Bereiche unterteilt:

- Hochwasserschutzraum
- Nutzraum
- Totraum 1
- Totraum 2

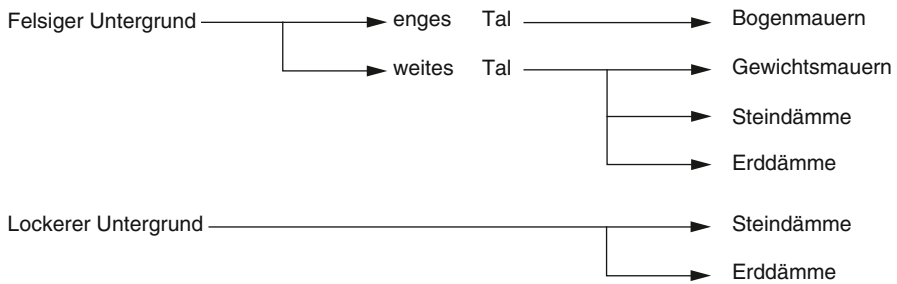


Abb. 6.85 Entscheidungsbaum zur Wahl des Talsperrentyps

Der Totraum 2 kann nie entleert werden und wird der Verlandung preisgegeben (s. Abb. 6.86).

Grundablass und Fassung. Der Grundablass gleicht einer tief liegenden Wasserfassung. Er dient der kontrollierten Erstfüllung des Sees, der Entleerung des Sees bei Spülungen des Stauraums, der Kontrolle der Sperre oder der Entlastung der Sperre bei drohendem Versagen.

Die eigentliche Fassung, durch die das Nutzwasser den See verlässt, liegt höher als der Grundablass (s. auch Abschn. 6.3.7 – Seewasserfassungen).

Hochwasserentlastung. Die Hochwasserentlastung ist eine Sicherheitseinrichtung, die ein Überströmen der Talsperre verhindern muss. Sie wird deshalb für ein extre-

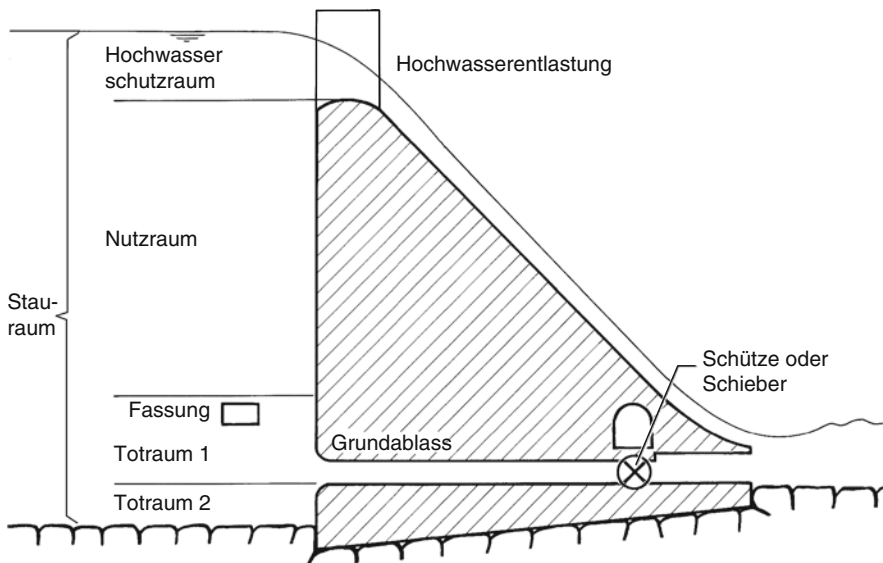


Abb. 6.86 Unterteilung des Stauraums in Hochwasserschutzraum, Nutzraum, Fassung sowie Totraum 1 und Totraum 2

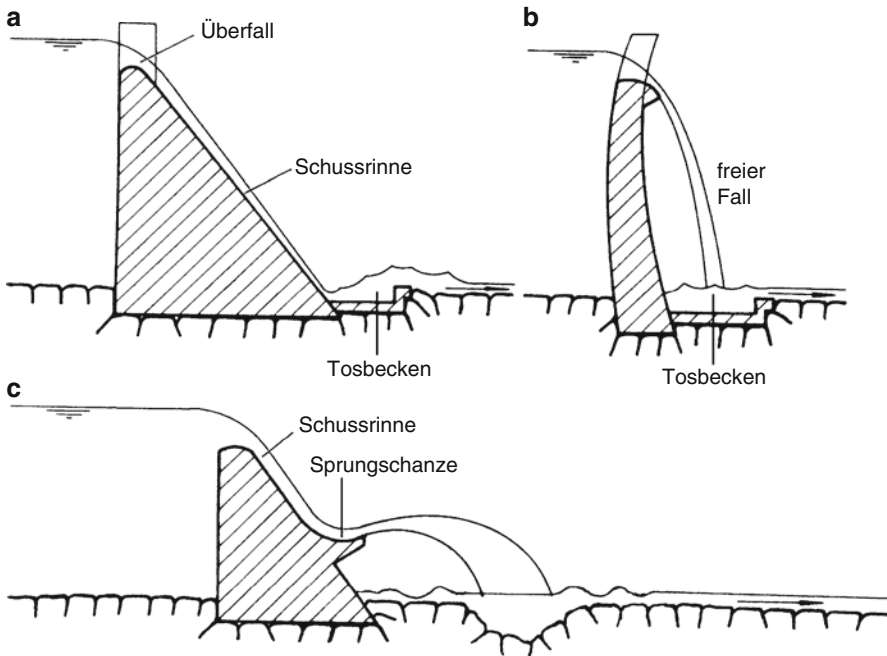


Abb. 6.87 Hochwasserentlastung einer Staumauer. **a** Überfall mit Schussrinne und Tosbecken, **b** freier Überfall mit Tosbecken, **c** Überfall mit Schussrinne und Sprungschanze

mes Hochwasser bemessen (z. B. HQ_{1000}). Am sichersten funktioniert sie, wenn sie als Überfall ohne aufgesetzte Regulierorgane konzipiert ist.

Im Falle einer Entlastung kann der Abfluss über eine *Schussrinne* (Abb. 6.87a), *im freien Fall* (Abb. 6.87b) oder über eine *Sprungschanze* (Abb. 6.87c) dem Unterwasser zugeführt werden. Der Energieumwandlung dient jeweils ein *Tosbecken*, das den Zuflussbedingungen entsprechend ausgelegt werden muss.

Eine Bauwerksvariante, wie die Kombination von Stau- und Entlastungsbauwerk vermieden werden kann, ist in Abb. 6.88 dargestellt. Eine derartige Kombination ist insbesondere bei Staudämmen als ungünstig anzusehen, weil die Dichtigkeit zwischen den Anlagenteilen der Hochentlastungsanlage (Baumaterial: Beton) und dem eigentlichen Dammkörper (Baumaterialien: Stein bzw. Erde) als kritisch einzustufen ist.

Umleitstollen. Talsperren sind Querbauwerke in einem Tal, die deshalb einen dort befindlichen Fluss- oder Bachlauf im Fließverlauf unterbrechen. Umso wichtiger ist es, auch während der Bauzeit den Durchgang der Abflüsse, insbesondere der Hochwasserabflüsse, zu gewährleisten.

Wird eine Staumauer schrittweise realisiert, ist es möglich, eine Abflussmöglichkeit offen zu halten (sog. Baubresche) oder eine temporäre Umleitung des Bach- oder Flusslaufs durch einen seitlichen Umleitstollen vorzusehen (s. Abb. 6.89).

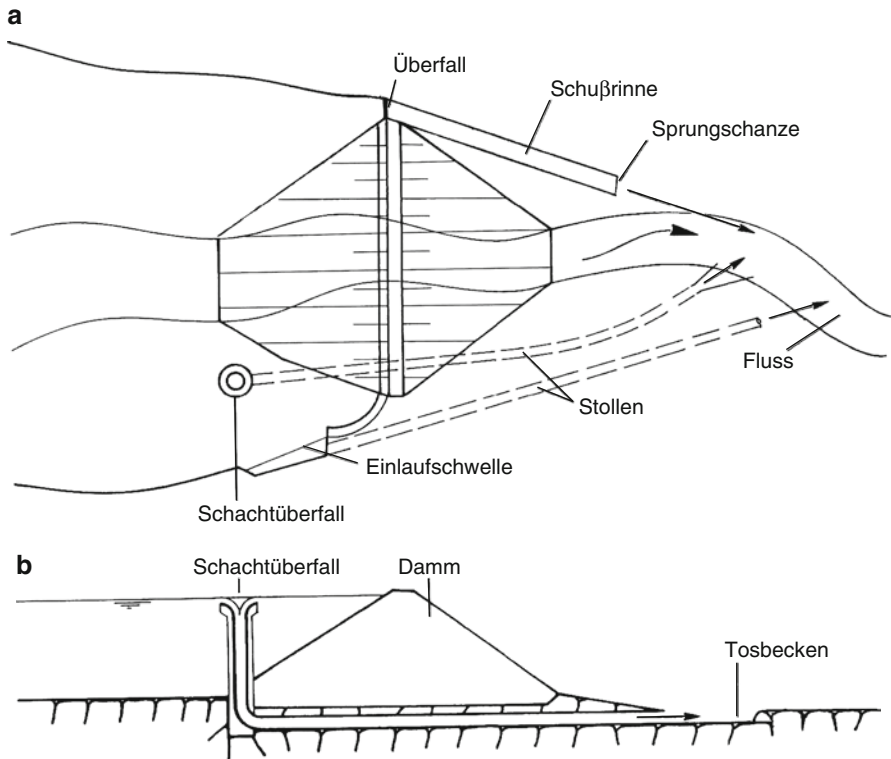


Abb. 6.88 Hochwasserentlastung an einem Staudamm. **a** Stirn- und Seitenüberfall mit seitlicher Schußrinne (offen oder im Stollen geführt) und Sprungschanze, **b** Schachtüberfall mit Turm, Stollen und Tosbecken

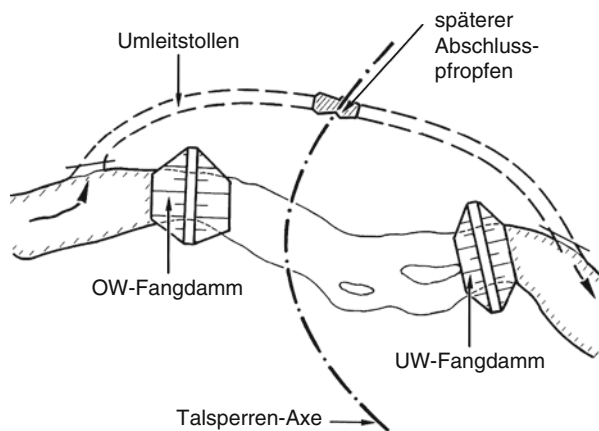


Abb. 6.89 Umleitung des Gewässers während der Bauzeit der Talsperre mittels Fangdämmen und Umleitstollen

Der Umleitstollen wird nach Abschluss der Arbeiten an der Sperre in der Regel wieder verschlossen. Dann übernehmen der Grundablass bzw. die Betriebseinrichtungen die Durchleitung des zuströmenden Wassers. Wirtschaftlicher ist es jedoch, den Stollen derart anzuordnen, dass dieser später ein Bestandteil der Betriebseinrichtungen wird.

Sicherheitskonzepte. Das Versagen einer Talsperre führt zu einem Auslaufen des Stausees. Je nach dem Füllstand desselben und der Geschwindigkeit der Breschenbildung entsteht eine Flutwelle, die sich flussabwärts verheerend auswirken kann.

Das vorhandene Gefahrenpotenzial rechtfertigt ein besonderes Sicherheitskonzept. Dieses stützt sich im Allgemeinen auf die Säulen:

- konstruktive Sicherheit
- Überwachung
- Notfallkonzept

Die *konstruktive Sicherheit* strebt eine einwandfreie Projektierung und Ausführung der Talsperre mit ihren Nebenanlagen an. Hierbei wird auch der Verbund der Talsperre mit dem umgebenden Gestein berücksichtigt.

Mit der *Überwachung* wird gewährleistet, dass diese Sicherheit einer Talsperre während der ganzen Betriebsdauer erhalten bleibt oder dort, wo sich ggf. Schwächen zeigen, nachgebessert wird.

Es geht insbesondere darum, laufend die menschlichen und natürlichen Einflüsse, die der Sperre schaden könnten (einschließlich des Alterns der Konstruktion), zu erkennen und rechtzeitig Gegenmaßnahmen zu ergreifen.

Die *Kontrollmessungen* umfassen Sperren- und Felsdeformationen, den hydrostatischen Auftrieb auf das Mauerfundament, die Sickerwasserverluste und die Temperaturen im Bauwerk. Einer periodischen Betriebskontrolle bedürfen auch die Nebenanlagen, insbesondere deren bewegliche Organe.

Das *Notfallkonzept* gelangt dann zum Einsatz, wenn die erwähnten Gegenmaßnahmen nicht rechtzeitig zum Tragen kommen und ein Versagen der Sperre befürchtet werden muss. In erster Linie wird im Notfall versucht, den Stausee durch den Grundablass zu entleeren, um einerseits den Wasserdruck auf die Talsperre abzubauen und andererseits das Seevolumen zu vermindern.

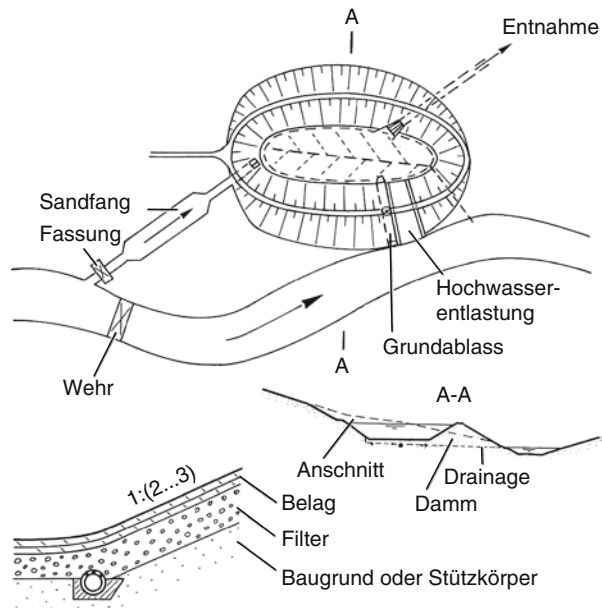
Da die Wasserdruckkraft auf die Sperre meist mit der dritten Potenz der Wassertiefe steigt, genügt bereits eine Absenkung von 20 %, um die Hälfte der Belastung abzubauen. Aber auch diese Maßnahme kann zu lange dauern, so dass die Alarmierung und Evakuierung der gefährdeten Bevölkerung veranlasst werden muss.

Dieses dreifache Sicherheitskonzept findet sich in allen Ländern, die über Talsperren verfügen. In der gesetzlichen und organisatorischen Ausgestaltung bestehen aber erhebliche Unterschiede. Mancherorts werden auch für die größeren Wehranlagen derartige Konzepte entworfen.

6.5.3 Künstliche Becken

Wo keine geeignete Sperrenstelle zur Errichtung einer Talsperre vorhanden ist (u. a. auf Bergkuppen oder Ebenen), können künstliche Becken erstellt werden. Sie sind

Abb. 6.90 Ausgleichsbecken eines Hochdruckkraftwerks (in Lageplan und Querschnitt)



aber nur bis zu einem Nutzinhalt von wenigen Millionen Kubikmeter wirtschaftlich zu vertreten.

Als Beispiel zeigt Abb. 6.90 ein Ausgleichsbecken im Anschluss an die Fassung eines Hochdrucklaufwerks (s. auch Abschn. 6.2).

Das Becken wird unter Beachtung des Massenausgleichs durch Anschnitt und Aufschüttung eingefasst und mit einem Belag abgedichtet. Dieser besteht meist aus ein- oder mehrschichtigen bis 15 cm starken Bitumenbahnen auf einer Filterschicht. Als Auftriebssicherung wird unter dem Becken eine Drainage verlegt (Rohrdurchmesser: 0,3 bis 1 m).

Es sind die gleichen Nebenanlagen wie bei den Stauseen erforderlich, nämlich eine Hochwasserentlastung (Überfallsicherung), eine Fassung (Entnahme) und einen Grundablass.

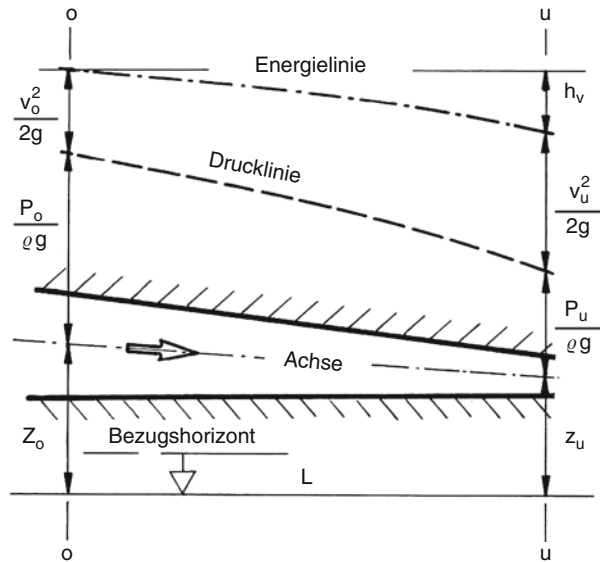
6.6 Druckleitungen

Druckleitungen und Druckstollen weisen aus statischen Gründen fast durchwegs ein Kreisprofil auf. Neben der hydraulischen Bemessung, sind auch wirtschaftliche Aspekte zu berücksichtigen (s. auch Abschn. 6.4).

6.6.1 Hydraulische Bemessung

Für die hydraulische Bemessung von Druckleitungen werden gewöhnlich stationäre und abschnittsweise kontinuierliche Verhältnisse (keine seitlichen Zu- oder Abflüsse) vorausgesetzt.

Abb. 6.91 Längsschnitt durch eine Druckleitung. Anwendung der Gleichung von Bernoulli zwischen den Querschnitten o und u



Wie bei den Freilaufgerinnen stehen dann die erweiterte Gleichung von Bernoulli

$$z_o + \frac{p_o}{\rho \cdot g} + \frac{v_o^2}{2 \cdot g} = z_u + \frac{p_u}{\rho \cdot g} + \frac{v_u^2}{2 \cdot g} + h_v \text{ [m]}$$

[o, u Indizes für die Querschnitte „oben“ und „unten“ gemäß Abb. 6.91]

mit

z Höhenlage der Leitungsachse [m]

v mittlere Geschwindigkeit [m/s]

p Druck in der Leitungsachse [N/m²]

h_v Verlusthöhe infolge Reibung, Krümmung, Querschnittsänderungen [m]

und die Kontinuitätsgleichung

$$Q = v_o \cdot A_o = v_u \cdot A_u \text{ [m}^3\text{/s]}$$

[o, u Indizes für die Querschnitte „oben“ und „unten“ gemäß Abb. 6.91]

mit

Q Abfluss [m³/s]

v Geschwindigkeit [m/s]

A Querschnittsfläche [m²]

zur Verfügung.

Für *prismatische* oder *zylindrische Druckleitungen* gilt $v_o = v_u = v$. Somit ist dort das Reibungsgefälle der Energie- bzw. der Drucklinie nach Manning-Strickler:

$$\frac{h_v}{L} = \frac{v^2}{k_{\text{Str}}^2 \cdot r_{\text{hy}}^{4/3}} \text{ [m/m]}$$

mit

- h_v Verlusthöhe [m]
- L Leitungslänge [m]
- v mittlere Geschwindigkeit [m/s]
- k_{Str} Manning-Strickler-Beiwert [$\text{m}^{1/3}/\text{s}$]
- r_{hy} hydraulischer Radius [m]

Für die *zylindrische Druckleitung*, also für das Rohr, kann mit $r_{\text{hy}} = D/4$ und unter Verwendung der Kontinuitätsgleichung auch geschrieben werden:

$$\frac{h_v}{L} = \frac{4^{10/3} \cdot Q^2}{k_{\text{Str}}^2 \cdot D^{16/3} \cdot \pi^2} \text{ [-]}$$

mit

- h_v Verlusthöhe [m]
- L Leitungslänge [m]
- r_{hy} hydraulischer Radius [m]
- k_{Str} Manning-Strickler-Beiwert [$\text{m}^{1/3}/\text{s}$]
- D Rohrdurchmesser [m]

Bei der Bemessung einer Druckleitung ist gewöhnlich der Bemessungsdurchfluss Q gegeben. Zur Bestimmung der übrigen vier Größen, Verlusthöhe h_v , Leitungslänge L , Rohrreibung k_{Str} und Rohrdurchmesser D , genügt es nicht, lediglich den Bemessungsdurchfluss vorzugeben. Es müssen auch „nichthydraulische“ Bedingungen herangezogen werden (s. auch Abschn. 6.6.2).

In vielen Fällen werden die Verlusthöhe h_v und die Leitungslänge L durch die wasserwirtschaftliche Zielsetzung (Transportaufgabe) festgelegt und die Rohrreibung k_{Str} durch die Auswahl des Rohrmaterials. Somit verbleiben noch der Rohrdurchmesser D oder der hydraulische Radius r_{hy} als Unbekannte, was eine eindeutige Lösung erlaubt. In anderen Fällen ist die Verlusthöhe h_v aber nicht gegeben.

Die Verlusthöhe h_v beeinflusst die Nutzfallhöhe einer Wasserkraftanlage und damit deren Anlage- und Betriebskosten (s. auch Abschn. 6.1). Der Rohrdurchmesser D bestimmt die Anlage- und Betriebskosten der Druckleitung. Somit kann aus der Gegenüberstellung beider Auswirkungen eine wirtschaftlich optimale Beziehung zwischen h_v und D gefunden werden.

Aus der Bernoulli-Gleichung folgt:

$$z_o + \frac{p_o}{\rho \cdot g} + \frac{v_o^2}{2 \cdot g} = z_u + \frac{p_u}{\rho \cdot g} + \frac{v_u^2}{2 \cdot g} + h_v \text{ [m]}$$

und weil gilt:

$$v_o^2/2g \approx 0 \text{ [m]}$$

$$p_o/(\rho \cdot g) = 0 \text{ [m]}$$

$$p_u/(\rho \cdot g) = 0 \text{ [m]}$$

$$z_o - z = H \text{ [m]}$$

wird

$$\frac{v_u^2}{2 \cdot g} = H - h_v = H_N \text{ [m]} \quad \text{bzw.} \quad v = \sqrt{2g \cdot H_N} \text{ [m/s]}$$

mit

- v Geschwindigkeit [m/s]
- H Bruttofallhöhe [m]
- h_v Verlusthöhe [m]
- H_N Nutzfalhhöhe (Nettofallhöhe) [m]

Bei der Leitung gemäß Abb. 6.92a ist der Durchmesser D groß und in der Folge H_N klein. Bei Abb. 6.92b ist es umgekehrt; der kleine Rohrdurchmesser am Auslauf führt zu einer großen Nutzfalhhöhe H_N . Hinsichtlich der Geschwindigkeit gilt bei beiden Varianten: $v = (2g \cdot H_N)^{1/2}$.

Der Durchmesser D der Druckleitung bestimmt, ob die Energiehöhe H am Austrittsquerschnitt groß oder klein ist. Bei *Freistrahlturbinen* wird die zur Verfügung stehende Energiehöhe als Nutzfalhhöhe H_N bezeichnet (s. auch Abschn. 6.7).

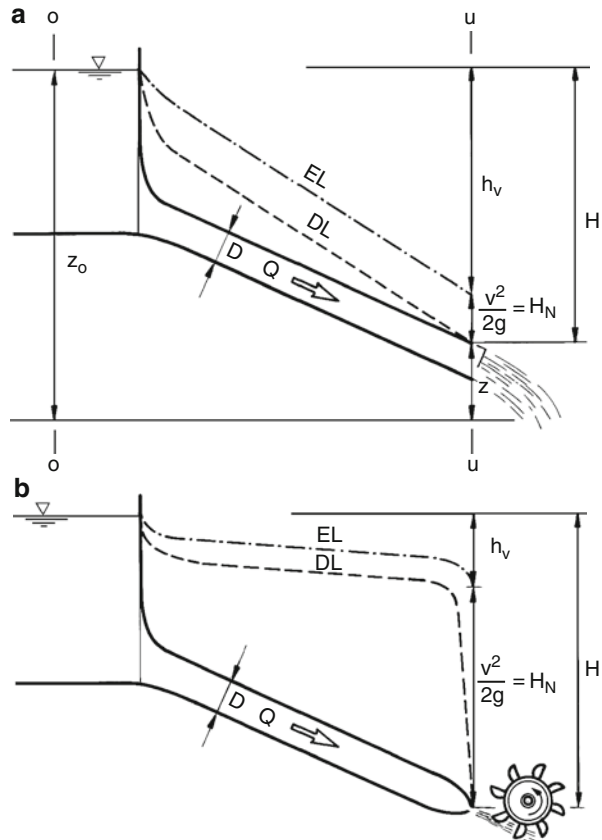
6.6.2 Wirtschaftliche Bemessung

In Ergänzung zu den wirtschaftlichen Betrachtungen in den Abschn 6.4.1 und 6.4.2, wird hier noch auf eine Besonderheit der Druckleitungen eingegangen. Diese Besonderheit ergibt sich dadurch, dass sich die Optimierung der Trassierung in der Regel von der Optimierung der Querschnittsabmessungen trennen lässt.

Trassierung. Bei Nutzwasserbauten muss das Wasser von der Fassung zur Nutzungsstelle und von dieser zur Rückgabe geführt werden. Wegen bestehender Siedlungen und Verkehrswege, sowie aus topografischen und landschaftsästhetischen Gründen, sind für die Trasse auch nichttechnische Vorgaben zu berücksichtigen. Im Allgemeinen wird aber auch dann die wirtschaftlichste Trasse gesucht und gewählt.

In der Praxis geschieht dies auf der Grundlage eines Variantenvergleichs, also auch durch Probieren. Die intuitive Vorgehensweise kann durch einige grundsätzliche Überlegungen gestützt werden.

Abb. 6.92 Überhöhtes Längsprofil zweier Anlagen mit gleichem Durchfluss Q und gleichem Rohrmaterial. **a** mit großer Verlusthöhe h_v und kleinem H_N , **b** mit kleiner Verlusthöhe und großem H_N



Leitungen mit ortsabhängigen Kosten pro lfd. Meter. Wenn eine Druckleitung einen Anfangspunkt A mit einem Zielpunkt B verbindet, so durchquert sie Gebiete, die im Allgemeinen hinsichtlich Topografie, Geologie, Bodennutzung unterschiedlich zu bewerten sind. Demzufolge sind auch die *Laufmeterkosten* (Kosten pro laufenden Meter) der Druckleitungen unterschiedlich, also *gebiets-* und *ortsabhängig*.

Die *wirtschaftlichste Trasse* ist offensichtlich diejenige, die zu den geringsten *Leitungskosten* führt.

Im Sinne der *Optimierungsrechnung* kann die folgende Zielfunktion formuliert werden (Abb. 6.93a):

$$K(p) = \int_A^B p \cdot ds = \text{Min [Währung]}$$

mit

K Leitungskosten [Währung]

p ortsabhängige Laufmeterkosten [Währung/m]

s Leitungslänge [m]

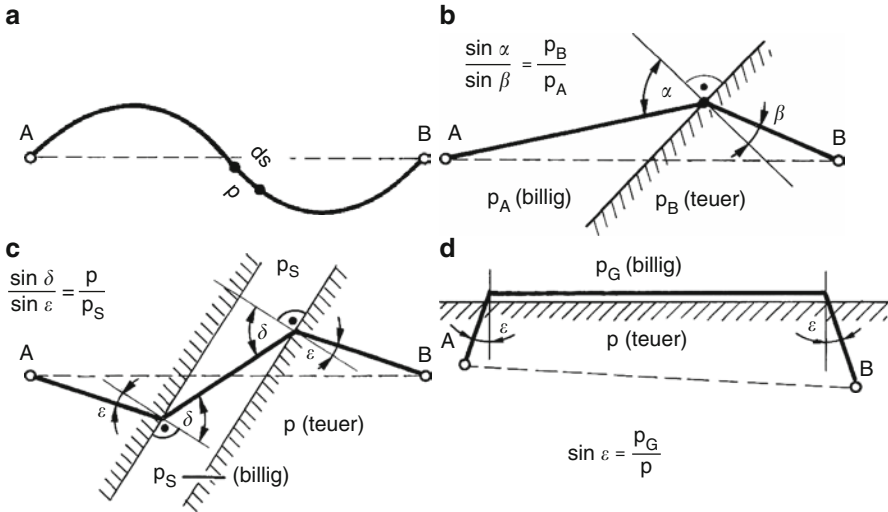


Abb. 6.93 Wirtschaftliche Bemessung einer Rohrstrecke. **a** Optimale Leitungstrassen zwischen A und B mit Trassenelement ds und zugehörigen ortsabhängigen Laufmeterkosten p , **b** von einem billigeren in ein teureres Gebiet führende Trasse, **c** ein teureres Gebiet durchquerende Trasse und **d** in ein billigeres Gebiet ausweichende Trasse

Als Beispiel für eine Optimierung einer Leitungstrasse seien die Szenarien von Abb. 6.93b, c angeführt. Abbildung 6.93d zeigt eine Sonderform.

Leitungen mit strangabhängigen Kosten pro lfd. Meter. Wenn die Leitung, die einen Anfangspunkt A mit einem Zielpunkt B verbindet, gleichzeitig einen Abzweiger nach einem weiteren Zielpunkt C aufweist (Abb. 6.94), so werden die Verhältnisse komplizierter.

Nimmt man an, dass die Kosten pro laufenden Meter nur *strangabhängig* und nicht auch *ortsabhängig* sind, ist die entsprechende Zielfunktion (s. Abb. 6.94):

$$K = \sum p \cdot L = \text{Min. [Währung]}$$

bzw.

$$K = p_A \cdot L_A + p_B \cdot L_B + p_C \cdot L_C = \text{Min. [Währung]}$$

mit

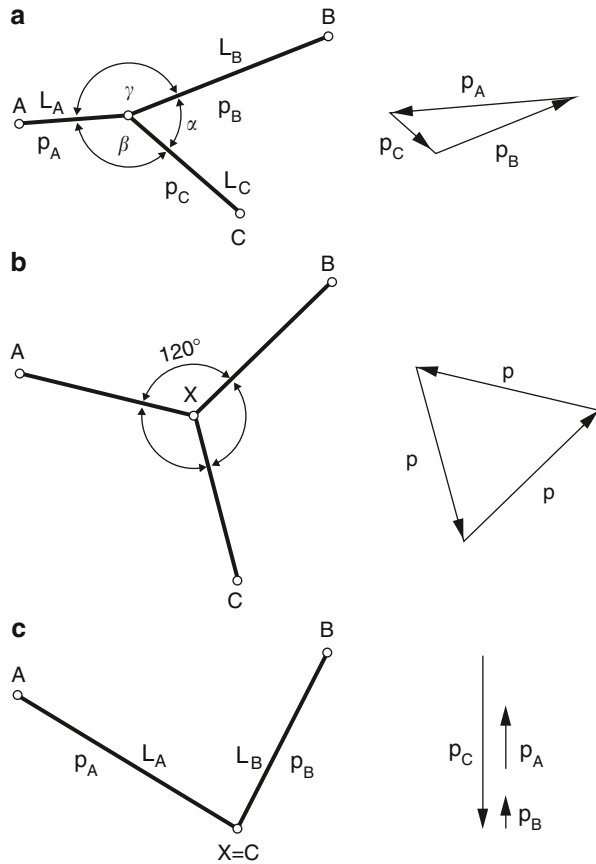
K Leitungskosten [Währung]

p strangabhängige Laufmeterkosten [Währung/m]

L Stranglänge [m]

Die Rechnung ergibt, dass der Abzweig- bzw. Knotenpunkt X dort liegen muss, wo die vektorielle Summe der Preise Null wird. Die Abb. 6.94b, c zeigen diesbezüglich zwei Sonderfälle.

Abb. 6.94 Leitung A-B-C mit Knotenpunkt in X bei strangabhängigen Laufmeterkosten p . Im Knotenpunkt X ist das „Krafteck“ der Kosten pro lfd. Meter geschlossen.
a bei ungleichen Preisen pro lfd. Meter, **b** bei gleichen Preisen pro lfd. Meter, **c** bei stark ungleichen Preisen pro lfd. Meter



- Wenn alle drei Leitungsstränge die gleichen Laufmeterkosten aufweisen, so treffen sie sich in X unter jeweils 120° (sofern die Winkel im Dreieck A-B-C alle kleiner als 120° sind) (s. Abb. 6.94b).
- Ist der Preis pro lfd. Meter eines Leitungsstrangs größer als die Summe entsprechenden Preise der beiden anderen Stränge, dann fällt der Knotenpunkt X mit einer Ecke des Dreiecks A-B-C zusammen (s. Abb. 6.94c).

Für mehr als drei Leitungsstränge gilt grundsätzlich dasselbe. Der Knotenpunkt, sofern man nur einen einzigen einführt, liegt dort, wo sich das „Krafteck“ der Preise schließt.

Querschnittsabmessungen. Für den häufigen Fall, dass die Querschnittsabmessungen unabhängig von der Leitungstrasse optimiert werden können, empfiehlt sich ein Vorgehen gemäß dem Beispiel von Abb. 6.95.

In einer Pumpenanlage führt vom Pumpwerk zum Reservoir ein Stollen, dessen Trasse gegeben ist und dessen Durchmesser D optimiert werden soll. Die Zielfunktion heißt:

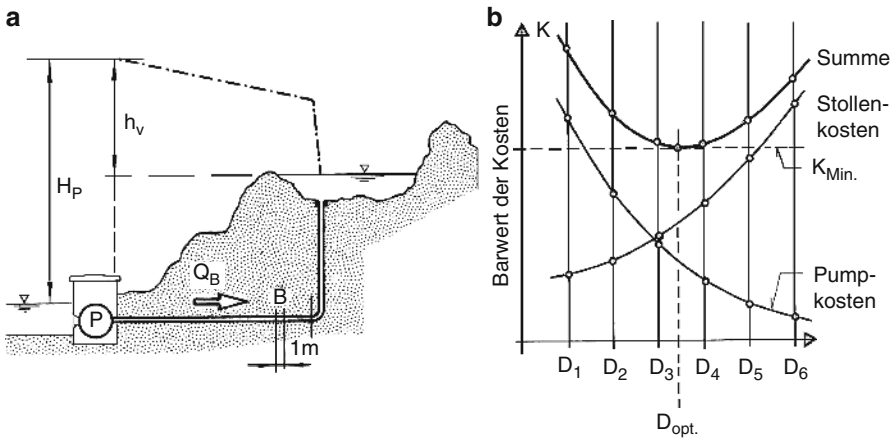


Abb. 6.95 Wirtschaftlicher Rohrdurchmesser. **a** der optimale Stollendurchmesser D_{opt} an der Stelle B führt zu **b** minimalen Gesamtkosten (und ggf. das Pumpwerk)

$$K(D) = \text{Min. [Währung]}$$

Um dieses Optimierungsproblem zu lösen, werden verschiedene Varianten entworfen und verglichen. Es wird also für mehrere Durchmesser untersucht, wie die Ausstattung des Stollens die Anlage- und Betriebskosten des ganzen Projekts beeinflusst.

Dabei wird festgestellt, dass es zwei Einflüsse gibt: Die Baukosten des Stollens und einen Kostenanteil, der sich über die Reibungsverluste im Stollen auf die Pumpkosten, d. h. auf die Betriebskosten überträgt.

Beide Einflüsse hängen vom Durchmesser D des Stollens ab. Je größer der Stollendurchmesser gewählt wird, um so höher müssen die Bau- und Unterhaltungskosten des Stollens veranschlagt werden, um so geringer werden aber die hydraulischen Reibungsverluste h_v und damit die Förderhöhe H_P (und folglich auch die entsprechenden Kosten für den Pumpenbetrieb).

Eventuell sind sogar die Baukosten für das Pumpwerk betroffen, wenn dadurch eine kostengünstigere Pumpe gewählt werden kann. Falls die Baukosten nicht tangiert werden, betrachtet man nicht den ganzen Stollen, sondern nur einen Abschnitt von einem Meter an einer besonders interessierenden Stelle des Stollens (z. B. die Lokalität B in Abb. 6.95a).

Quantifiziert man beide Einflüsse und überträgt diese als Barwerte in Abhängigkeit vom Stollendurchmesser D (s. Abb. 6.95b), so ergibt sich die Lösung des Optimierungsproblems.

Der Stollendurchmesser mit dem geringsten Gesamtaufwand ist der wirtschaftlichste Durchmesser (D_{opt}). Die zu ihm gehörende Geschwindigkeit wird als optimale Ausbaugeschwindigkeit $v_{A,\text{opt}}$ bezeichnet:

$$v_{A,opt} = \frac{Q_B}{A_{opt}} = \frac{4 \cdot Q_B}{\pi \cdot D_{opt}^2} \text{ [m/s]}$$

mit

Q_B Bemessungsdurchfluss (Ausbaudurchfluss) [m^3/s]

A_{opt} optimaler Durchflussquerschnitt [m^2]

In gutem Fels und bei geringem Innendruck kann der betrachtete Stollen sowohl verkleidet (Abb. 6.96a) als auch unverkleidet (Abb. 6.96b) ausgeführt werden (s. auch Abschn. 6.6.6). Die Entscheidung für oder gegen die Wahl einer Stollenverkleidung ergibt sich dann aus der Wirtschaftlichkeitsrechnung für beide Lösungen.

Der *unverkleidete Stollen* bedingt geringere Anlagenkosten, dafür aber, insbesondere wenn er konventionell ausgebrochen wird, größere Reibungsverluste beim Betrieb. Vorzuziehen ist selbstverständlich die Lösung mit den niedrigsten Kosten $K_{1 \text{ Min.}}$.

So ist gemäß Abb. 6.96c beispielsweise $K_{1 \text{ Min.}} < K_{2 \text{ Min.}}$. Das deutet darauf hin, dass der Einbau einer Stollenverkleidung günstiger ist.

Aus dem Vergleich der Kurven von Abb. 6.96c folgt (was grundsätzlich für sämtliche künstlichen Gerinne gilt); je teurer ein Gerinne ausgestaltet ist, umso kleiner

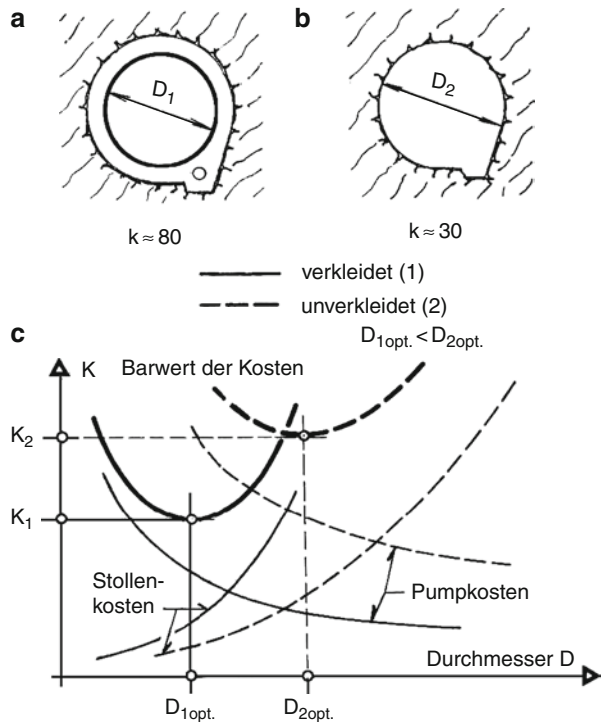


Abb. 6.96 Stollen im standfesten Fels. Die Frage, ob der Querschnitt **a** verkleidet oder **b** unverkleidet ausgeführt werden soll, wird durch **c** einen Vergleich der Gesamtkosten für den Stollenbau und den Pumpenbetrieb beantwortet

ist sein optimaler Durchflussquerschnitt D_{opt} und umso höher daher seine optimale Ausbaugeschwindigkeit.

6.6.3 Druckstöße

Bei Durchflussänderungen entstehen in Druckleitungen *Druckstöße*. Es handelt sich um rasch wandernde Druckwellen, die das Gegenstück zu den wesentlich langsameren Schwall- und Sunkwellen in Kanälen bilden. Im Sinne einer Einführung in das Wesen der *Druckstöße*, werden hier nur die einfachsten Zusammenhänge aufgezeigt (s. auch Schwaigerer 1978 u. 1986).

Plötzliche Durchflussänderung

Joukowski-Formel. Abbildung 6.97 zeigt eine kurze Rohrstrecke oberhalb eines Schiebers, der den Durchfluss plötzlich von Q auf $(Q - \Delta Q)$ drosselt. Dadurch wird die Strömung plötzlich von v auf $(v - \Delta v)$ abgebremst, was zu einer raschen, wenn auch minimalen Kompression des Wassers und zu einer kleinen Aufweitung (Blähung) des Rohrs führt. Dieser Effekt breitet sich rohraufwärts als Druckstoß aus.

Die *Ausbreitungsgeschwindigkeit des Druckstoßes* entspricht der Differenz $a - v$, d. h. die *Druckstoßgeschwindigkeit* a im ruhenden Wasser wird um die Strömungsgeschwindigkeit v vermindert.

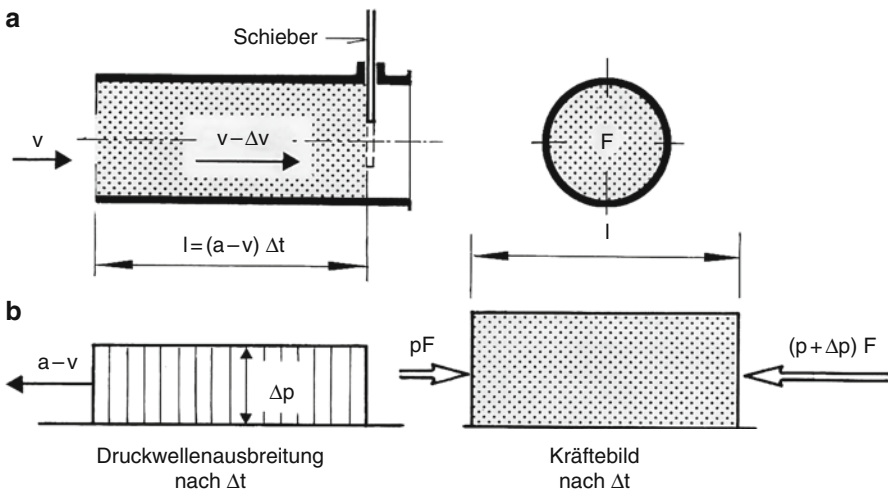


Abb. 6.97 Druckstoß infolge plötzlicher Durchflussdrosselung am Schieber. **a** Bewegungsänderung, **b** Druckänderung

Die *Größe des Druckstoßes* lässt sich aus dem Impulssatz ableiten. Die nach der Zeit abgeleitete Impulsänderung der Strömung muss mit der resultierenden Druckkraft übereinstimmen.

Gemäß Abb. 6.97 weist die betrachtete Masse m den Querschnitt F mit der Länge l und somit das Volumen $V = F \cdot l$ auf. Wird die Länge l mit $(a - v) \cdot \Delta t$ ersetzt, folgt für $m = \rho \cdot V = \rho \cdot F \cdot l = \rho \cdot F \cdot (a - v) \cdot \Delta t$.

Unter Vernachlässigung der minimalen Dichte- und Querschnittsänderungen ergibt sich die folgende Bilanz:

- Impuls vor der Drosselung:
 $m \cdot v = \rho \cdot F \cdot (a - v) \cdot \Delta t \cdot v$
- Impuls zur Zeit Δt nach der Drosselung:
 $m \cdot (v - \Delta v) = \rho \cdot F \cdot (a - v) \cdot \Delta t \cdot (v - \Delta v)$
- Impulsänderung aus actio:
 $-m \cdot \Delta v = -\rho \cdot F \cdot (a - v) \cdot \Delta t \cdot \Delta v$

Resultierende Druckkraft gemäß Abb. 6.97:

$$-\Delta p \cdot F$$

Auf dieser Grundlage kann der Impulssatz formuliert werden:

$$-\frac{\rho \cdot F \cdot (a - v) \cdot \Delta t \cdot \Delta v}{\Delta t} = -\Delta p \cdot F \text{ [N]}$$

oder

$$\Delta p = \rho \cdot (a - v) \cdot \Delta v \text{ [N/m}^2\text{]}$$

und für $a \gg v$

$$\Delta p = \rho \cdot a \cdot \Delta v \text{ [N/m}^2\text{]}$$

mit

Δp Druckänderung [N/m²]

ρ Dichte des Wassers [kg/m³]

a Druckstoßgeschwindigkeit in ruhendem Wasser [m/s]

Δv Geschwindigkeitsänderung [m/s]

Diese Formel wird als Joukowski-Formel bezeichnet. Die entsprechende Druckhöhe Δh_D ist:

$$\Delta h_D = \frac{\Delta p}{\rho \cdot g} = \frac{a \cdot \Delta v}{g} \text{ [m]}$$

Anwendung auf andere Fälle. Eine entsprechende Beziehung kann auch für ein plötzliches Öffnen des Schiebers von Q auf $(Q + \Delta Q)$ abgeleitet werden.

Das Ergebnis unterscheidet sich von demjenigen bei der Durchflussänderung nur durch ein negatives Vorzeichen:

$$\Delta h_D = \frac{\Delta p}{\rho \cdot g} = -\frac{a \cdot \Delta v}{g} \text{ [m]}$$

Die Druckwelle ist demnach negativ und entspricht einer Dekompression des Wassers und einem Zusammenziehen des Rohrs.

Falls das Rohr unterhalb des Schiebers nicht ins Freie entlastet, sondern als Rohr weiter geführt wird, gilt dort ebenfalls:

$$\Delta h_D = \frac{\Delta p}{\rho \cdot g} = \pm \frac{a \cdot \Delta v}{g} \text{ [m]}$$

Das *positive* Vorzeichen gehört zur *Drosselung* und das *negative* Vorzeichen zum *Öffnungsvorgang*.

Anstelle eines Schiebers kann selbstverständlich auch eine Pumpe oder eine Turbine diese Durchflussänderung erzeugen.

Seine Extremwerte $\Delta h_{D,\max}$ erreicht der Druckstoß beim plötzlichen Schließen und Öffnen beim Bemessungsdurchfluss:

$$\Delta h_{D,\max} = \frac{\Delta p_{\max}}{\rho \cdot g} = \pm \frac{a \cdot v_A}{g} \text{ [m]}$$

mit

$\Delta h_{D,\max}$ maximaler Druckstoß [m]
 v_A Ausbaugeschwindigkeit (Fließgeschwindigkeit beim Bemessungsdurchfluss) [m/s]

Beispiel: Die Druckstoßgeschwindigkeit beträgt $a = 1.000 \text{ m/s}$ und die Ausbaugeschwindigkeit $v_A = 2,0 \text{ m/s}$. – Wie groß wird die Druckstoßhöhe $\Delta h_{D,\max}$ bei plötzlichem Öffnen oder Schließen?

Lösung:

$$\Delta h_{D,\max} = \frac{\Delta p_{\max}}{\rho \cdot g} = \pm \frac{a \cdot \Delta v}{g} = \pm \frac{1000,0 \text{ m/s} \cdot 2,0 \text{ m/s}}{9,81 \text{ m/s}^2} \cong \pm 200 \text{ m}$$

Druckstoßgeschwindigkeit. Die Druckstoßgeschwindigkeit ergibt sich aus den druckstoßbedingten Formänderungen des Wassers und des Druckrohrs.

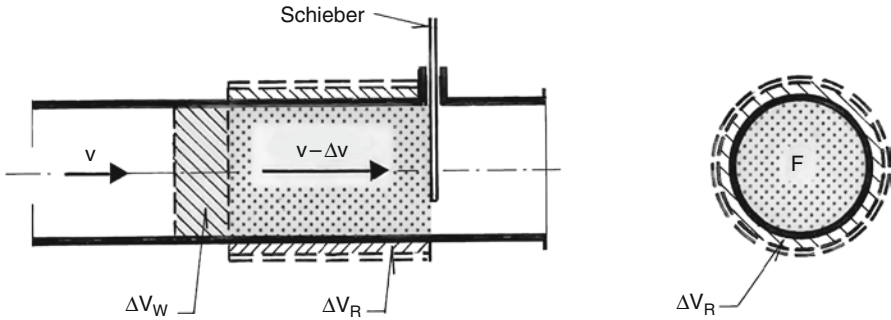


Abb. 6.98 Kompression des Wassers und Blähung des Rohrs infolge eines Druckstoßes (stark übertrieben dargestellt)

Bei der plötzlichen Drosselung erfährt das Wasser eine Kompression, d. h. eine Volumeneinbuße ΔV_W , und das Rohr eine „Blähung“, d. h. eine Volumenerweiterung ΔV_R (Abb. 6.98). Aus der Kontinuitätsbedingung folgt:

$$\Delta v \cdot F \cdot \Delta t = \Delta V_W + \Delta V_R \text{ [m}^3\text{]}$$

Setzt man hierin sowohl ΔV_W als auch ΔV_R in Funktion des Druckstoßes ein, so erhält man eine Bestimmungsgleichung für die Druckstoßgeschwindigkeit a . Für dünnwandige Rohre folgt beispielsweise:

$$a = \sqrt{\frac{1}{\rho} \cdot \left(\frac{1}{\frac{1}{E_W} + \frac{D}{s \cdot E_R}} \right)} \text{ [m/s]}$$

mit

E_W Elastizitätsmodul des Wassers [N/m²]

E_R Elastizitätsmodul des Rohres [N/m²]

D Durchmesser des Rohres [m]

s Wandstärke [m]

Wäre das Rohr starr, der Elastizitätsmodul des Rohres also $E_R = \infty$, so würde mit einem Elastizitätsmodul des Wassers von $E_W \approx 2 \cdot 10^9 \text{ N/m}^2$ und einer Dichte $\rho = 1.000 \text{ kg/m}^3$ die *Druckstoßgeschwindigkeit*

$$a = \sqrt{\frac{E_W}{\rho}} \approx 1400 \text{ m/s}$$

betragen. Sie entspräche naturgemäß der Schallgeschwindigkeit im Wasser. Nun ist aber ein dünnwandiges Rohr nicht starr, so dass die Druckstoßgeschwindigkeit kleiner wird.

Bei einem Stahlrohr mit dem Elastizitätsmodul $E_R \approx 2,1 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$ und den Abmessungen $D/s = 100$ ergibt sich daraus beispielsweise die Druckstoßgeschwindigkeit zu $a \approx 1.000 \text{ m/s}$, was einem Mittelwert für größere Stahldruckleitungen entspricht.

Druckstoßreflexionen. Läuft der Druckstoß im Rohr durch eine Querschnittsänderung, so wird er teilweise reflektiert. Aber auch an den Rohrenden treten Reflexionserscheinungen auf.

So ergeben sich beispielsweise für eine Druckleitung mit konstantem Querschnitt, die Wasser von einem Speicher zu einem Schieber leitet, die in Abb. 6.99 skizzierten Reflexionsverhältnisse, wenn dieser Schieber plötzlich gedrosselt wird.

Zunächst läuft der *Druckstoß* als Überdruck vom Schieber zum Speicher. Nach der Laufzeit $T_L = L/a$ (L = Leitungslänge; a = Druckstoßgeschwindigkeit $a \gg v$) steht somit die ganze Leitung unter dementsprechenden Überdruck. Beim Speicher

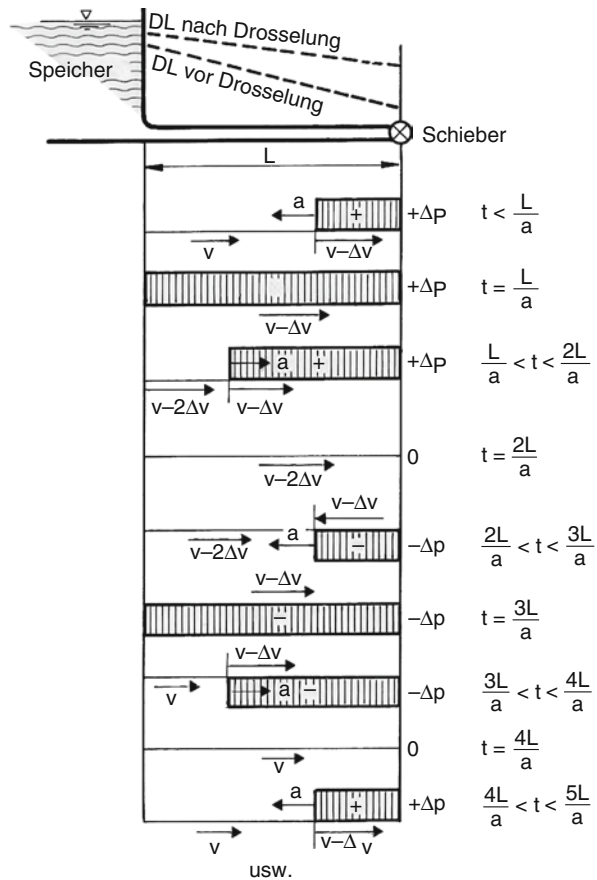


Abb. 6.99 Druckstoß infolge plötzlicher Durchflussdrosselung am Schieber. Ausbreitungs- und Reflexionsverhältnisse

wird der Druckstoß voll reflektiert und der Überdruck abgebaut. Nach der Reflexionszeit $T_R = 2 \cdot L/a$ ist die Druckleitung somit nicht mehr beansprucht.

Der Druckstoß wird nun am Schieber reflektiert und läuft als Unterdruck in Richtung Speicher. Nach der Zeit $3 \cdot L/a$ steht deshalb die ganze Leitung unter dem zugehörigen Unterdruck.

Dann erfolgt beim Speicher wiederum eine Reflexion, der Unterdruck wird abgebaut und nach der Zeit $T_P = 4 \cdot L/a$ (Schwingungsperiode) ist die Leitung wieder unbelastet und der Vorgang beginnt von Neuem.

Der Druckstoß läuft also zwischen dem Schieber und dem Speicher hin und her; es handelt sich um einen Schwingungsvorgang mit der Periode $4 \cdot L/a$. Selbstverständlich wird dieser Vorgang durch die Reibung gedämpft und hört relativ rasch auf.

Lineare Durchflussänderung

Steilheit der Druckwellenfront, Keillänge. Bei plötzlichen Durchflussänderungen ist die Druckwellenfront, so wie es Abb. 6.99 andeutet, sehr steil. Bei langsameren Durchflussänderungen ergibt sich naturgemäß eine Abflachung.

Hier wird nun der Fall betrachtet, wo die *Fließgeschwindigkeit linear zu- oder abnimmt*. Abbildung 6.100a zeigt ein entsprechendes Diagramm für eine Drosselung um Δv . Diese Drosselung könnte aber auch durch einige, aufeinander folgende

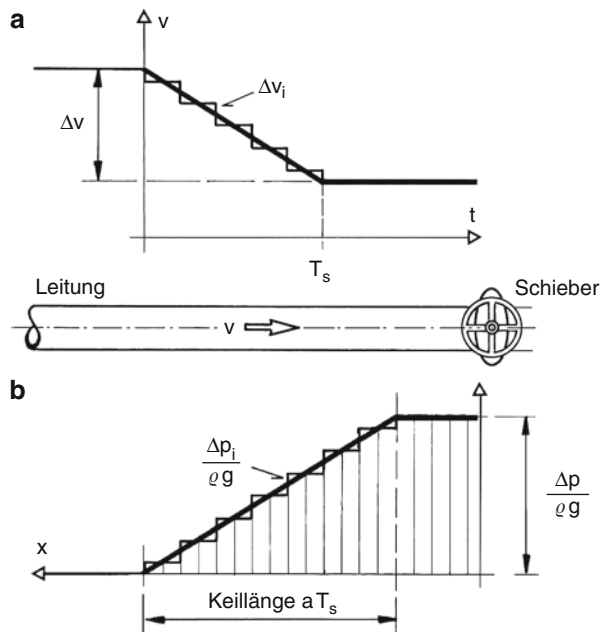


Abb. 6.100 Lineare Drosselung um Δv in der Zeit T_s (Schließzeit). **a** Ganglinie von v und Annäherung durch sukzessive plötzliche Änderungen Δv_i , **b** resultierender Druckstoß in einer langen Leitung

plötzliche Teildrosselungen Δv_i angenähert werden; das Endergebnis wäre gemäß Abb. 6.100b in einem langen Rohr dasselbe:

$$\Delta v = \sum \Delta v_i \text{ [m/s]}$$

$$\frac{\Delta p}{\rho \cdot g} = \sum \frac{\Delta p_i}{\rho \cdot g} = \frac{a}{g} \sum \Delta v_i = \frac{a \cdot \Delta v}{g} \text{ [m]}$$

Noch wichtiger ist aber der Umstand, dass diese Druckstoßhöhe die Zeit T_s braucht, um sich aufzubauen; sie erhält damit eine Keillänge von $L_K = a \cdot T_s$.

Michaud-Allievi-Formel. Eine Leitung, die kürzer ist als die halbe Keillänge, wird nie dem vollen Joukowski-Stoß ausgesetzt. Dies kann gezeigt werden, wenn man mit der Methode von Abb. 6.100 die Reflexionsbilder von Abb. 6.99 nachzeichnet.

Das Resultat einer linearen Drosselung ergibt für die Rohrstrecke oberhalb des Schiebers die in Abb. 6.101 dargestellten Phasenbilder. Der maximale Überdruck

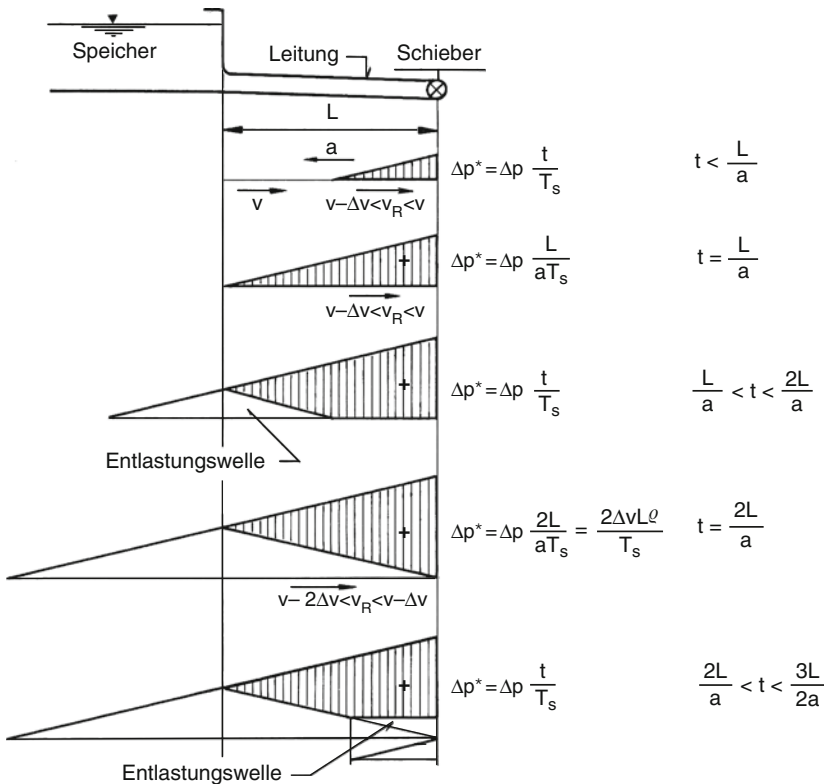


Abb. 6.101 Druckstoß infolge einer langsamen linearen Durchflussdrosselung am Schieber (vgl. Abb. 6.99). Ausbreitungs- und Reflexionsverhältnisse (v_R = örtliche Fließgeschwindigkeit)

stellt sich nach der Zeit $2 \cdot L/a$ ein. Er ist beim Speicher Null und erhält beim Schieber den Wert:

$$\frac{\Delta p^*}{\rho \cdot g} = \frac{2 \cdot \Delta v \cdot L}{g \cdot T_s} \text{ [m]}$$

Ein negativer Druckstoß stellt sich *nicht* ein. Analog dazu entsteht natürlich bei langsamer Durchflusserhöhung innerhalb der Öffnungszeit T_{δ} ein Unterdruck:

$$\frac{\Delta p^*}{\rho \cdot g} = -\frac{2 \cdot \Delta v \cdot L}{g \cdot T_{\delta}} \text{ [m]}$$

Der Unterdruck ist beim Schieber maximal und nimmt längs der Leitung bis zum Speicher linear ab. Die Extremwerte des Druckstoßes entstehen offensichtlich wiederum bei vollständigem Schließen oder Öffnen bei Vollast:

$$\frac{\Delta p_{\max}^*}{\rho \cdot g} = \pm \frac{2 \cdot \Delta v_A \cdot L}{g \cdot T_{s,\delta}} \text{ [m]}$$

Bemerkenswert ist es, dass die Größe des Druckstoßes beim langsamen Schließen oder Öffnen von der Druckstoßgeschwindigkeit a unabhängig ist.

Beispiel: Wie groß ist der Druckstoß $\Delta p_{\max}^*/\rho \cdot g$ für eine Ausbaugeschwindigkeit $v_A = 2,0 \text{ m/s}$, eine Leitungslänge $L = 1.000 \text{ m}$ und eine Schließzeit $T_s = 10 \text{ s}$?

Lösung:

$$\frac{\Delta p_{\max}^*}{\rho \cdot g} = \pm \frac{2 \cdot \Delta v_A \cdot L}{g \cdot T_{s,\delta}} = \pm \frac{2 \cdot 2,0 \text{ m/s} \cdot 1.000,0 \text{ m}}{9,81 \text{ m/s}^2 \cdot 10,0 \text{ s}} \cong \pm 40 \text{ m}$$

Das positive Vorzeichen gilt für den Fall, dass der Schieber am unteren Ende der Leitung sitzt, das negative Vorzeichen, wenn er sich am oberen Ende der Leitung befindet.

Langsame Durchflussänderung. In den vorangehenden Abschnitten war von plötzlicher und langsamer Durchflussänderung sowie von langer und kurzer Leitung die Rede. Diese Begriffe können unter Berücksichtigung der abgeleiteten Formeln, wie folgt systematisiert werden:

- *Anwendungsbereich der Joukowski-Formel bei plötzlicher Durchflussänderung*, also beim technisch praktisch nicht vorkommenden Fall $T_{s,\delta} = 0$:

– bei schneller Durchflussänderung: $T_{s,\delta} < \frac{2 \cdot L}{a} \text{ [s]}$

– beziehungsweise langer Leitung: $L > a \cdot \frac{T_{s,\delta}}{2} \text{ [m]}$

• Anwendungsbereich der Michaud-Allievi-Formel (technisch häufigster Fall)

- bei langsamer Durchflussänderung: $T_{s,\ddot{o}} \geq \frac{2 \cdot L}{a}$ [s]
- beziehungsweise kurzer Leitung: $L \leq a \cdot \frac{T_{s,\ddot{o}}}{2}$ [m]

Die Kenngröße $2 \cdot L/a$ ist nichts anderes als die Reflexionszeit des Druckstoßes.

Abschließend sei nochmals betont, dass die vorliegenden Formeln und Erklärungen bloß eine Einführung in das Gebiet des Druckstoßes vermitteln.

6.6.4 Bemessungsdrücke

Für die statische Bemessung der Druckleitungen sind die Innen- und Außendrucke von Bedeutung. Beide werden gewöhnlich als konstant über den Rohrumfang angenommen.

Abbildung 6.102 zeigt, dass diese Vereinfachung nur zulässig ist, wenn $h \gg D$, d. h. die Drucklinie bzw. der Außenwasserspiegel sich um ein Vielfaches des Lei-

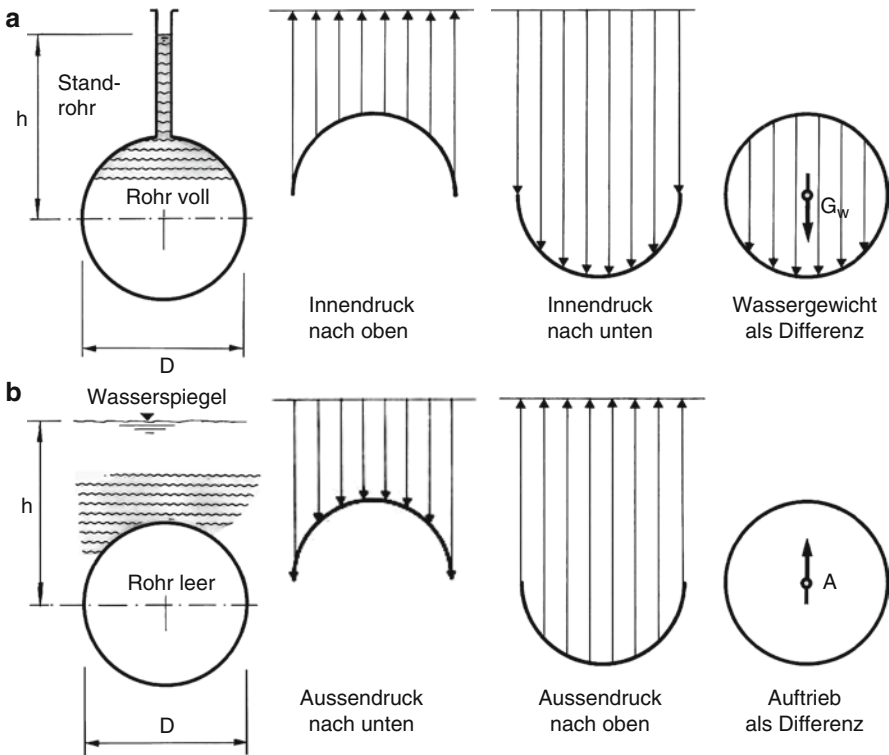


Abb. 6.102 Innen- und Außendrucke bei Rohren. **a** Rohr unter Wasserinnendruck, die horizontalen Drücke heben sich auf, die vertikalen resultieren als Wassergewicht G_w , **b** Rohr unter Wasseraußendruck, die horizontalen Drücke heben sich auf, die vertikalen resultieren als Auftrieb A

tungsdurchmessers über der Leitungsachse befinden. Aber auch in diesem Fall ist zu beachten, dass die Differenz zwischen den auf die untere und obere Halbschale des Rohres wirkenden Drücke dem Wassergewicht G_w oder dem Auftrieb A entspricht.

Es gilt pro Längeneinheit:

$$G_w = \rho \cdot g \cdot \frac{D^2 \cdot \pi}{4} = A \text{ [N/m]}$$

Eine Druckleitung muss sowohl dem maximalen Innendruck als auch dem maximalen Außendruck standhalten. Deshalb empfiehlt es sich, diesbezüglich sämtliche Betriebs- und Revisionszustände zu prüfen.

Zu unterscheiden sind insbesondere die stationären Betriebszustände bei Volllast, Teillast und Stillstand sowie die Druckstöße beim Übergang von Voll- auf Teillast bzw. Stillstand und umgekehrt. Daneben können auch gewisse Bau- und Revisionszustände zu betrachten sein.

Im Folgenden werden lediglich die im Hinblick auf den Wasserinnendruck maßgebenden Fälle behandelt.

Stationärer Betrieb. Bei Nutzungsanlagen gemäß Abb. 6.103a ist der Innendruck bei Stillstand der Anlage und maximalem Speicherstand am größten. Umgekehrt ist er am kleinsten bei Volllast und minimalem Speicherstand.

Bei Pumpwerken gemäß Abb. 6.103b ist der Innendruck bei Volllast und maximalem Speicherstand am größten; bei Stillstand und minimalem Speicherstand ist er dagegen am kleinsten.

Es ist stets zu beachten, dass die üblicherweise gezeichnete Drucklinie der sog. *relativen Drucklinie* entspricht. Diese zeigt den Innendruck abzüglich des von außen entgegen wirkenden Atmosphärendrucks.

Wo die Druckleitung über die relative Drucklinie hinausführt (s. Abb. 6.103a), ist eine Zusatzuntersuchung erforderlich.

In Abb. 6.104 wird das betroffene Leitungsstück nochmals dargestellt, wobei die *relative Drucklinie* durch zwei weitere Linien ergänzt ist.

Es handelt sich um die, um die *Atmosphärendruckhöhe* $p'_A/(\rho \cdot g)$ darüber liegende, *absolute Drucklinie* und die, um die *Dampfdruckhöhe* $p'_D/(\rho \cdot g)$ unter der relativen Druckhöhe liegende *Dampfdrucklinie*.

Die *Atmosphärendruckhöhe* $p'_A/(\rho \cdot g)$ ist von der Meereshöhe abhängig. Tabelle 6.9 gibt dafür einige mittlere Werte (sog. *Normalwerte*) an.

Die *Dampfdruckhöhe* $p'_D/(\rho \cdot g)$ zeigt den Druck an, bei dem das Wasser zu Dampf wird (kocht; d. h. in den gasförmigen Zustand übergeht). Sie variiert, wie Tab. 6.10 zeigt, mit der Wassertemperatur. Im Bereich von 0 bis 20° Celsius ist sie im Vergleich zur Atmosphärendruckhöhe klein und kann praktisch vernachlässigt werden. Die absolute Drucklinie und die Dampfdrucklinie fallen dann zusammen.

Die *relative* und die *absolute* Drucklinie (sowie die mit dieser praktisch identischen Dampfdrucklinie) definieren drei Bereiche (Abb. 6.104):

- *Bereich I:*

Der absolute Innendruck p'_i ist größer als der Atmosphärendruck ($p'_i > p'_A$).

Die Leitung steht unter dem Innenüberdruck $p_i = p'_i - p'_A$.

Abb. 6.103 Verlauf der Drucklinie beim Turbinenbetrieb. Höchste und niedrigste Drucklinien im stationären Betrieb bei **a** Turbinenbetrieb und **b** Betrieb der Pumpen. Anlagenteile sind: S = Schieber, K = Kuppe, W = Wanne

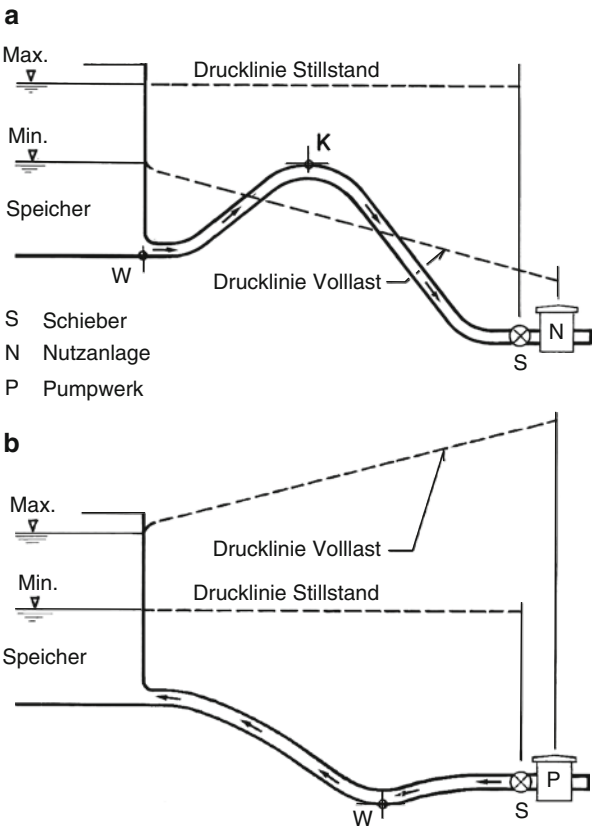
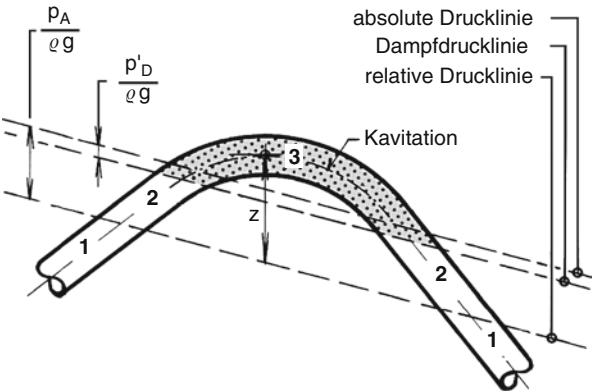


Abb. 6.104 Druckleitung mit Unterdruckbereich. Fällt der Innendruck unter den Dampfdruck entsteht Kavitation



Tab. 6.9 Atmosphärendruckhöhe für verschiedene Meereshöhen (sog. Normalwerte)

Höhe in m ü. M	0	500	1.000	1.500	2.000	2.500	3.000
$p'_A / (\rho \cdot g)$ [m]	10,33	9,73	9,20	8,60	8,10	7,55	7,00

Tab. 6.10 Dampfdruckhöhe für verschiedene Wassertemperaturen

T [°C]	0	10	20	40	60	80	100
$p'_D/(\rho \cdot g)$ [m]	0,06	0,13	0,24	0,75	2,03	4,83	10,33

- *Bereich 2:*

Der absolute Innendruck ist kleiner als der Atmosphärendruck, aber größer als der Dampfdruck ($p'_A > p'_i > p'_D$ oder, wo $p'_D \approx 0$ gilt, $p'_A > p'_i > 0$). Die Leitung steht unter dem Außenüberdruck $p_a = p'_A - p'_i$.

Häufig spricht man dann von einem Unterdruck in der Leitung bzw. von einem negativen Innendruck $p_i = p'_i - p'_A$.

- *Bereich 3:*

Der absolute Innendruck ist gleich dem Dampfdruck ($p'_i = p'_D$ oder $p'_i \approx 0$). Es entstehen Dampfblasen. Das Wasser „kocht“ gleichsam bei natürlichen Temperaturen und verliert damit seine Kontinuität. Im Extremfall wird es völlig durch Wasserdampf ersetzt.

Die Leitung steht unter dem Außenüberdruck $p_a = p'_A - p'_D$ bzw. $p_a = p'_A$. In der Praxis wird dann etwa von einem „Vakuum in der Leitung“ gesprochen bzw. von einem negativen Innendruck $p_i = p'_D - p'_A$ oder $p_i \approx -p'_A$.

Das Entstehen von *Dampfblasen* bezeichnet man als *Kavitation*. Im Falle von Kavitation fallen die Dampfblasen schlagartig in sich zusammen, sobald sie vom Bereich 3 in den Bereich 2 geraten. Dadurch entstehen nadelartig wirkende Druckstöße, die die Leitung beschädigen und Geräusche erzeugen können.

Es ist deshalb bei der Planung darauf zu achten, dass die Leitung möglichst unterhalb ihrer Dampfdrucklinie (und damit auch unter der absoluten Drucklinie) zu führen ist, um auf diese Weise Kavitation zu vermeiden.

Die Druckverhältnisse im Bereich 3 begrenzen auch die Wirksamkeit von Hebern. Man kann die in Abb. 6.104 gezeigte Leitung auch als Heber betrachten, mit dem Wasser von einem Gefäß in ein anderes gehoben werden soll.

Beispiel: Auf 500 m über NN soll ein Heber gebaut werden, der bis zu 20° Celsius warmes Wasser abführen soll. – Wie hoch darf die Heberleitung über der relativen Drucklinie liegen (s. Abb. 6.104), wenn keine Kavitation entstehen soll?

Lösung:

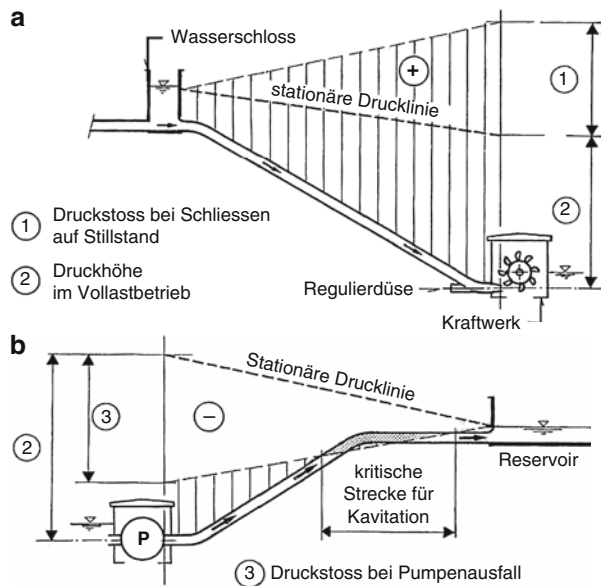
Die zulässige Überhöhung ist gemäß den Werten der Tab. 6.9 und 6.10:

$$z_{\text{zul}} = \frac{p'_A - p'_D}{\rho \cdot g} = 9,73 \text{ m} - 0,24 \text{ m} = 9,49 \text{ m}$$

Mit Rücksicht auf den schwankenden Atmosphärendruck und das Auftreten lokaler Geschwindigkeitsspitzen wird ein kleinerer Wert gewählt, z. B.

$$z = 7,5 \text{ m} < z_{\text{zul}}.$$

Abb. 6.105 Verlauf der Drucklinie im stationären Volllastbetrieb überlagert durch einen Druckstoß bei Übergang auf Stillstand.
a Kraftwerk, **b** Pumpwerk (mit Hinweis auf eine hinsichtlich Kavitation besonders kritische Strecke)



Instationärer Betrieb. Rasche Betriebswechsel von Volllast auf Teillast, oder gar Stillstand und umgekehrt, erzeugen positive und negative Druckstöße, die sich den vorhandenen Innendrüken überlagern.

Wie bereits in Abschn. 6.3.3 angedeutet, gehorchen diese Druckstöße fast immer der Formel von Michaud-Allievi. Sie können in einem zylindrischen Rohr (ohne Querschnittsänderungen) folglich als Dreiecksbelastung gemäß Abb. 6.105 dargestellt werden.

Der Maximalwert tritt immer vor dem Regulierorgan auf, der Minimalwert Null, beim freien Wasserspiegel. Falls das Wasser komprimiert (und das Rohr gebläht) wird, ist der Druckstoß *positiv*, falls das Wasser dekomprimiert wird, *negativ*.

Bau- und Revisionszustände. Selbstverständlich muss geprüft werden, ob Bau- oder Revisionszustände die Leitung stärker beanspruchen können, als die stationären und instationären Betriebsfälle. So sind insbesondere auch der Füll- und der Entleerungsvorgang sowie die damit verbundene Ent- und Belüftung zu beachten.

Ein Blick auf Abb. 6.103a zeigt, dass die dort dargestellte Leitung nicht gefüllt werden kann, wenn sich in der Kuppe kein Entlüftungsventil befindet. Sie kann aber auch nicht geleert werden, wenn im gleichen Punkt keine Belüftung und in der Wanne kein Entleerungsschieber vorgesehen sind.

Auf eine Konstellation, bei der die fehlende Belüftung zu einem im Betriebsfall nicht auftretenden Außenüberdruck (Vakuum) führen kann, wird in Abb. 6.110 hingewiesen.

6.6.5 Rohre

Aufgrund ihrer guten hydraulischen Form und der wirtschaftlichen Herstellung eignen sich Rohre in besonderer Weise für Druckleitungen.

Konstruktive Gestaltung. Die industrielle Herstellung von Rohren ermöglicht es, unterschiedliche Profilformen herzustellen und auch verschiedene Materialien zu verwenden. Auf diese Weise ist der Planer in der Lage, sich flexibel den Bedingungen vor Ort anzupassen.

Profilform, Material, Lage. Die am meisten verwendete *Profilform* bei Druckleitungen ist das Kreisprofil. Vorgefertigte Leitungen sind oft hinsichtlich Durchmesser und Rohrlänge genormt.

Als *Rohrmaterialien* kommen u. a. Metall (Guss und Stahl), Kunststoff (GFK) oder Beton in Frage. Vor Ort erstellte Leitungen bestehen meist aus Beton.

Die Druckleitungen können sowohl *frei*, d. h. an der Erdoberfläche, als auch *eingedeckt* in der Erde geführt werden. Eingedeckte Druckleitungen werden ähnlich gelagert, wie eingedeckte Freilaufgerinne (s. auch Abschn. 6.4.2).

Lagerung frei geführter Druckleitungen. Frei oder offen geführte Druckleitungen werden kontinuierlich oder punktweise gelagert. Letzteres erfordert die Ausbildung von festen und beweglichen Halterungen. Abbildung 6.106 zeigt eine Auswahl von üblichen konstruktiven Lösungen für große Rohrdurchmesser (z. B. für Kraftwerke).

Um Eigenspannungen (insbesondere Temperaturspannungen) zu verringern, werden spezielle Einbauten zur Aufnahme von Bewegungen der Rohrleitung vorgesehen. In Frage kommen Dehnmuffen, Kompensatoren und Ausgleichsbogen (Abb. 6.107). In der Wasserwirtschaft herrschen die Dehnmuffen vor. Sie bedingen allerdings den Einbau einer guten Dichtung.

Statik dickwandiger Rohre. Die verwendeten Rohre müssen derart bemessen werden, dass diese den auftretenden Drücke standhalten. Bemessen wird auf den Innen- und Außendruck.

Bemessung auf Innen- und Außendruck. Betrachtet man ein dickwandiges Rohr als Hohlzylinder unter den Voraussetzungen, dass ...

- das Material homogen ist und sich rein elastisch verhält,
- insbesondere das Hookesche Gesetz gilt,
- ebener Spannungszustand herrscht,
- sowohl die Innen- als auch Außenwand dicht sind und
- der Innen- als auch der Außendruck über den Rohrumfang in Längsrichtung gleichmäßig wirken,

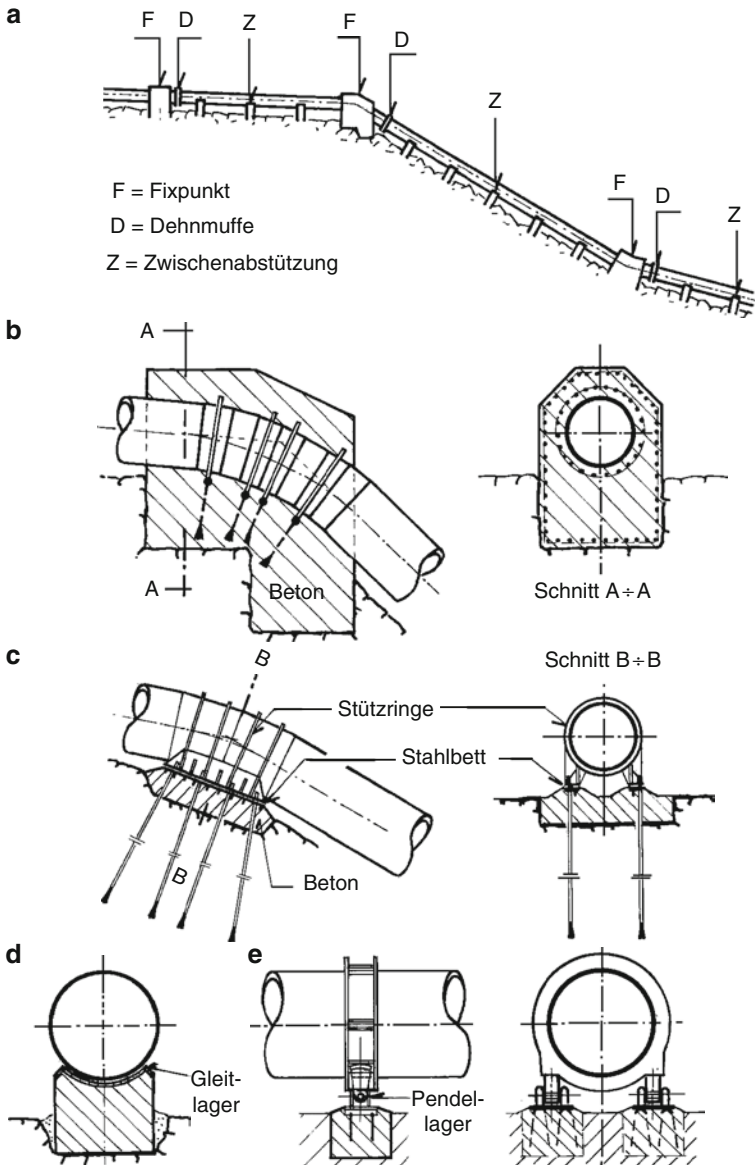


Abb. 6.106 Lagerung einer frei geführten Druckleitung. **a** Längsschnitt mit Sequenz von Fixpunkten F, Dehnmuffen D und Zwischenabstützungen Z, **b** Betonfixpunkt, **c** Stützringfixpunkt mit Stahlbett, **d** Zwischenabstützung mit Gleitlager, **e** Zwischenabstützung mit Rollenlager

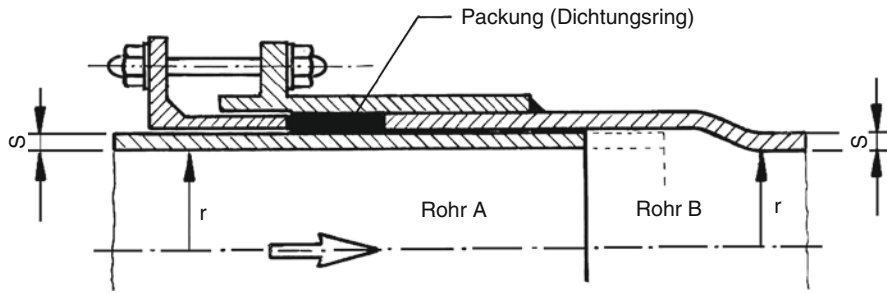


Abb. 6.107 Dehnmuffe mit Dichtungsring (Packing) und Nachstellmöglichkeit

dann lassen sich die auftretenden Spannungen mit Hilfe der folgenden Formel berechnen (Abb. 6.108):

$$\sigma_{t,r} = \frac{1}{r_a^2 - r_i^2} \cdot \left[p_a \cdot r_a^2 \cdot \left(1 \pm \frac{r_i^2}{r^2} \right) - p_i \cdot r_i^2 \cdot \left(1 \pm \frac{r_a^2}{r^2} \right) \right] \text{ [N/m}^2\text{]}$$

mit

σ_t Tangentialspannung (oberes Vorzeichen in der Klammer) [N/m²]

σ_r Radialspannung (unteres Vorzeichen in der Klammer) [N/m²]

r_a Außenradius [m]

r_i Innenradius [m]

r Radius (Variable) [m]

p_a Aussendruck [N/m²]

p_i Innendruck [N/m²]

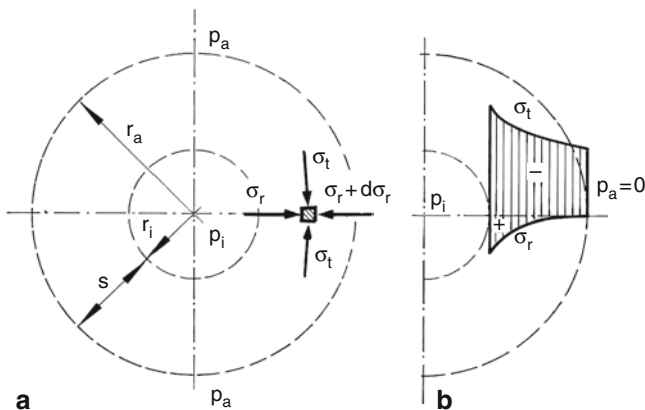


Abb. 6.108 Dickwandiges Rohr. **a** Radial- und Tangentialspannungen am Wandelement, **b** Spannungsverteilung, falls nur der Innendruck p_i wirkt (nach Lamé)

Bemessung auf Innendruck allein. Wichtig ist der Spezialfall des frei geführten Rohrs, bei dem $p_a = 0$ gesetzt werden kann. Er führt zu den sog. Formel von Lamé:

$$\sigma_{t,r} = -p_i \cdot \frac{r_i^2}{r_a^2 - r_i^2} \cdot \left(1 \pm \frac{r_a^2}{r^2} \right) \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Zu beachten ist, dass positive σ -Werte einer Druckspannung und negative Werte einer Zugspannung entsprechen. Diese Formeln zeigen bei positivem p_i (Innenüberdruck) immer:

$$\sigma_t < 0 \text{ bzw. } \sigma_r > 0$$

Tangentialspannungen sind also Zugspannungen, *Radialspannungen* dagegen Druckspannungen. Weiterhin gilt immer:

$$|\sigma_t| > |\sigma_r| \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Die Absolutwerte der Tangentialspannungen sind also größer als diejenigen der Radialspannungen.

Bei der Berechnung der Randspannungen σ_{ti} bzw. σ_{ta} ergibt sich:

$$\sigma_{ti} = -p_i \cdot \frac{r_a^2 + r_i^2}{r_a^2 - r_i^2} \text{ [N/m}^2\text{]} \quad \text{bzw.} \quad \sigma_{ta} = -p_i \cdot \frac{2 \cdot r_i^2}{r_a^2 - r_i^2} \text{ [N/m}^2\text{]}$$

sowie

$$\sigma_{ri} = p_i \quad \text{bzw.} \quad \sigma_{ra} = 0$$

Anmerkung: (i = innen; a = außen)

Die Werte σ_{ri} und σ_{ra} entsprechen den vorgegebenen Randbedingungen (Abb. 6.108).

Angesichts der Tatsache, dass die tangentialen Zugspannungen größer sind als die radialen Druckspannungen, kann man bei Beton- und Steinzeugrohren (zumindest im Sinne einer Näherung) von der Bruchtheorie der größten Hauptspannung ausgehen und formulieren:

$$\sigma_{ti} \leq \sigma_{zul} \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Daraus ergibt sich für die Wandstärke s die folgende Bemessungsformel:

$$s = r_i \cdot \left(\sqrt{\frac{\sigma_{zul} - p_i}{\sigma_{zul} + p_i}} - 1 \right) \text{ [m]}$$

Beispiel: Ein Betonrohr mit dem Innenradius $r_i = 350$ mm und der zulässigen Zugspannung $\sigma_{zul} = 1$ N/mm² soll für einen maximalen Innendruck von $p_i = 25,0$ m WS $\approx 0,25$ N/mm² bemessen werden. – Wie groß muss die Wandstärke s sein?

Lösung:

Die Bemessungsformel ergibt für die Wandstärke s :

$$s = r_i \cdot \left(\sqrt{\frac{\sigma_{zul} - p_i}{\sigma_{zul} + p_i}} - 1 \right) = 0,35 \cdot \left(\sqrt{\frac{-1 - 0,25}{-1 + 0,25}} - 1 \right) = 0,102 \text{ m}$$

Statik dünnwandiger Rohre

Bemessung auf Innenüberdruck. Für dünnwandige Rohre lässt sich $r = (r_a + r_i)/2$ schreiben. Mit

$$r_a^2 - r_i^2 = (r_a - r_i) \cdot (r_a + r_i) = s \cdot 2 \cdot r \text{ [m]}$$

folgt dann aus den Lamé-Formeln:

$$\sigma_{t,r} = -p_i \cdot \frac{r}{2 \cdot s} \cdot (1 \pm 1) \text{ [N/m}^2\text{]}$$

oder

$$\sigma_t = -p_i \cdot \frac{r}{s} \text{ und } \sigma_r = 0 \text{ [N/m}^2\text{]}$$

In der Praxis wird für den Radius r gewöhnlich der Innenradius r_i eingesetzt.

Die Formel für σ_t liefert für Verhältnisse von $r/s > 10$ bis auf wenige Prozent genaue Werte. Dabei kann p_i sowohl als Innendruck als auch als Innenüberdruck aufgefasst werden.

Die gleiche Formel kann auch direkt aus einer Gleichgewichtsbetrachtung am dünnwandigen Rohr mit der Einheitslänge gemäß Abb. 6.109 abgeleitet werden. Dann gilt:

$$r \cdot p_i = -K \text{ [N/m]}$$

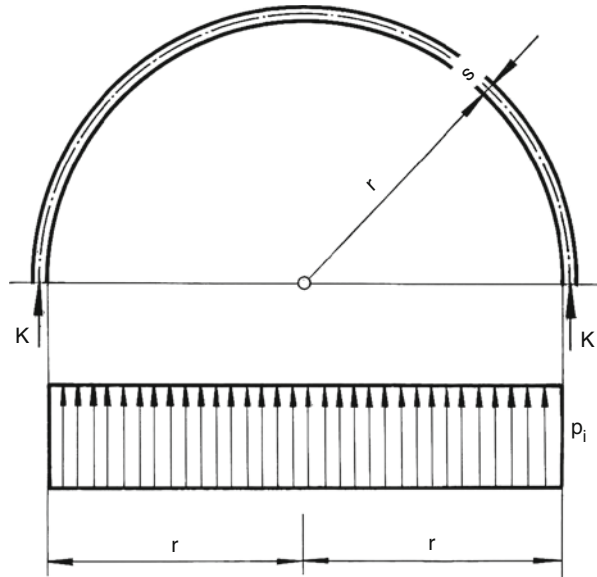
Daraus ergibt sich mit $K = \sigma_t \cdot s$ als bekannte Näherung die sog. *Kesselformel*:

$$\sigma_t = -p_i \cdot \frac{r}{s} \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Wählt man auch hier die Bruchtheorie der größten Hauptspannung, also $\sigma_t \leq \sigma_{zul}$, dann ergibt sich für die Wandstärke:

$$s = -r \cdot \frac{p_i}{\sigma_{zul}} \text{ [m]}$$

Abb. 6.109 Dünnwandiges Rohr unter Innendruck; Gleichgewichtsbetrachtung gemäß der Kesselformel



Beispiel: Ein Stahlrohr mit dem Radius $r = 350 \text{ mm}$ und der zulässigen Zugspannung $\sigma_{\text{zul}} = 140 \text{ N/mm}^2$ soll für einen maximalen Innendruck von $p_i = 280 \text{ m Wassersäule} \approx 2,8 \text{ N/mm}^2$ bemessen werden. – Wie dick muss die Wand des Stahlrohrs sein?

Lösung:

Aus der Kesselformel folgt:

$$s = -r \cdot \frac{p_i}{\sigma_{\text{zul}}} = 0,35 \cdot \frac{2,8}{140} = 0,007 \text{ m}$$

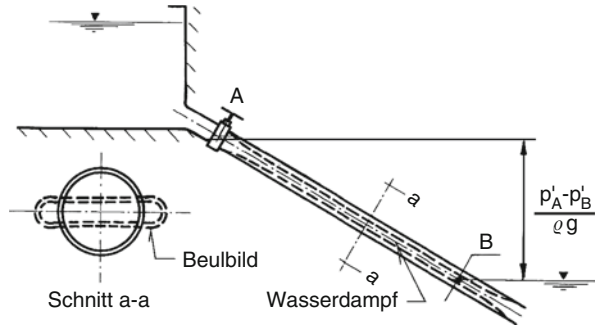
Weil $r/s = 50$ ist, ist die Anwendung der Kesselformel gerechtfertigt.

Bemessung auf Außenüberdruck. An sich könnte die Tangentialspannung infolge eines gleichmäßigen Außenüberdruckes p_a ebenfalls mit der Kesselformel bestimmt werden. Doch gilt es, bei dünnwandigen Rohren die *Beulgefahr* zu berücksichtigen.

Als Vergleichsmaß dient dann nicht eine zulässige Spannung, sondern ein zulässiger Außendruck $p_{a,\text{zul}}$, der um den Sicherheitsfaktor n kleiner ist als der kritische Beuldruck $p_{a,\text{kr}}$:

$$p_{a,\text{zul}} = \frac{p_{a,\text{kr}}}{n} [\text{N/m}^2]$$

Abb. 6.110 Beispiel einer frei geführten Druckleitung, die bei Schließen des Schiebers A und ohne Belüftung unter Außenüberdruck von ca. 1 bar (ca. 10 m Druckhöhe) gerät und beult, sofern sie nicht genügend stark bemessen ist



Von Mises fand für unendlich lange Rohre:

$$p_{a,kr} = \left[\frac{E_R}{4 \cdot (1 - \nu^2)} \right] \cdot \left(\frac{s}{r} \right)^3 \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Erreicht der Außendruck diesen Wert, beult das Rohr gemäß Abb. 6.110. Folglich gilt für die Bemessungsformel:

$$s = r \cdot \sqrt[3]{\frac{4 \cdot n \cdot p_{a,max} \cdot (1 - \nu^2)}{E}} \text{ [m]}$$

mit

$p_{a,max}$	maximal wirkender Außendruck [N/m ²]
E_R	Elastizitätsmodul des Rohrmaterials [N/m ²]
ν	Querdehnungszahl des Rohrmaterials [-]
n	Sicherheitsfaktor [-]

Für Rohre, die in kurzen Abständen durch Stützringe gehalten werden, sind die kritischen Beuldrücke erheblich höher und somit die erforderlichen Wandstärken wesentlich kleiner.

Beispiel: Durch Schließen des Schiebers im Punkt A der in Abb. 6.110 gezeigten Anlage entsteht in der Stahlleitung mit dem Radius $r = 350 \text{ mm}$ ein „Vakuum“, also $p_a = 100 \text{ kPa} \approx 0,1 \text{ N/mm}^2$. – Wie dick muss die Wandung der Stahlleitung sein, wenn der Sicherheitsfaktor gegenüber dem Beuldruck $n = 4$ betragen soll?

Lösung:

Nach der Bemessungsformel ergibt sich für $E = 2,1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ und $\nu = 0,3$

$$s = r \cdot \sqrt[3]{\frac{4 \cdot n \cdot p_{a,max} \cdot (1 - \nu^2)}{E}} = r \cdot \sqrt[3]{\frac{4 \cdot 4 \cdot 0,1 \cdot (1 - 0,3^2)}{2,1 \cdot 10^5}} = 0,019 \cdot r$$

Die Wanddicke s beträgt also knapp 2 % des Radius r , d. h. im betrachteten Fall etwa 7 mm.

Bemessung auf Erddruck. Bei der Bemessung von vergrabenen Leitungen müssen der Erd- und ggf. auch der Grundwasserdruck berücksichtigt werden. Das Vorgehen bezüglich des Erddrucks ist analog zum Prozedere bei eingedeckten Freilaufleitungen (s. auch Abschn. 6.4.2).

Bemessung unter Einbezug von Längs- und Schubspannungen. Die in den vorangehenden Abschnitten vorgestellten Formeln (z. B. von Lamé oder die Kesselformel) berücksichtigen keine Längs- und Schubspannungen. Derartige Spannungen entstehen insbesondere bei frei geführten Leitungen, u. a. durch Momente, Längs- und Querkkräfte infolge des Gewichts der Leitung sowie aufgrund von Temperaturschwankungen und Querdehnungskräften. Letztlich hat man es also mit einem räumlichen Spannungszustand zu tun und muss den Spannungsnachweis mit einer Vergleichsspannung σ_g führen:

$$\sigma_g \leq \sigma_{zul}$$

Wie schon erwähnt, können die Radialspannungen σ_r allerdings meist vernachlässigt werden.

Frei geführte Druckleitungen gleichen durchlaufenden Balken. Ihre Momente, Längs- und Querkkräfte lassen sich somit analog berechnen. Zu den leitungsspezifischen Beanspruchungen zählen:

- das Gewicht des Wassers
- die Druckkraft infolge einer Richtungs- oder Querschnittsänderung
- die Druckkraft in der Dehnungsmuffe
- die hydraulische Reibungskraft und der Querdehnungseffekt infolge des Innen- oder Außendrucks.

Vom Gewicht des Leitungswassers geht die Komponente quer zum Rohr in die Berechnung der Momente und Querkkräfte ein (Abb. 6.111a). Die Komponente längs des Rohrs trägt nichts zu den Längskräften bei. Sie bewirkt lediglich, dass sich der Innendruck aufbaut. Dies ändert sich in einem Krümmer, wo eine Umlenkkraft entsteht (Abb. 6.111b). Diese setzt sich aus einem statischen und einem dynamischen Anteil zusammen und lässt sich aus dem Stützkraftsatz bestimmen. Dasselbe gilt für eine Querschnittsänderung:

$$S_o = \rho \cdot Q \cdot v_o + p_{io} \cdot A_o \text{ [N]}$$

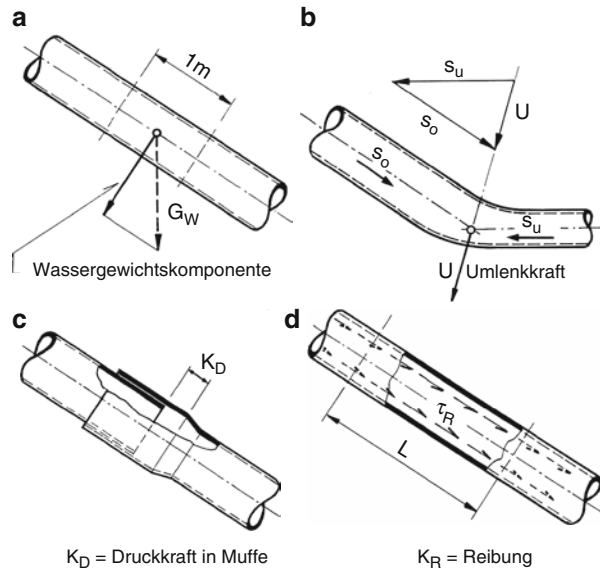
$$S_u = \rho \cdot Q \cdot v_u + p_{iu} \cdot A_u \text{ [N]}$$

Anmerkung: o, u – Indizes für oben und unten

mit

- | | |
|----------------|--------------------------------------|
| S | Stützkraft [N] |
| Q | Durchfluss [m ³ /s] |
| v | Fließgeschwindigkeit [m/s] |
| p _i | Innendruck [N/m ²] |
| A | Querschnittsfläche [m ²] |

Abb. 6.111. Rohrspezifische Kräfte. **a** Wassergewicht G_W , **b** Umlenkkraft U , **c** Druckkraft in der Dehnmuffe K_D , **d** hydraulische Reibung K_R



Die Dehnmuffe bedingt eine lokale Aufweitung des Rohres (Abb. 6.111c). Der entsprechende Kreisring mit der Fläche A_R ist folglich dem örtlichen Druck p_{iD} ausgesetzt. Für die *Druckkraft in der Muffe* K_D gilt dann:

$$K_D = p_{iD} \cdot A_R \text{ [N]}$$

mit

A_R Rohrmaterialquerschnitt (bei einem Stahlrohr der Stahlquerschnitt) $[\text{m}^2]$

Die *hydraulische Reibung* K_R könnte ohne weiteres aus der Wandschubspannung τ_R berechnet werden (Abb. 6.111d):

$$K_R = \tau_R \cdot 2 \cdot r \cdot \pi \cdot L \text{ [N]}$$

mit

τ_R Wandschubspannung (gemäß Abschn. 3.1.2: $\tau_r = \rho \cdot g \cdot J_e \cdot r/2$) $[\text{N/m}^2]$

Die hydraulische Reibung ist jedoch bei den üblichen Fließgeschwindigkeiten von einigen Metern pro Sekunde meist vernachlässigbar klein.

Unter dem Innenüberdruck bläht sich das Rohr leicht auf, so dass es sich in der Längsrichtung verkürzt. Wird diese Bewegung verhindert, weil die Auflager diese Verkürzung nicht zulassen oder die Dehnmuffe nicht wirksam wird, resultiert eine *Längsspannung* σ_l und damit eine *Längskraft* K_v .

Im Falle eines dünnwandigen Rohrs, ergibt sich aus der Kesselformel dafür der einfache Ausdruck:

$$\sigma_1 = p_i \cdot \nu \cdot \frac{r}{s} \text{ [N/m}^2\text{]}$$

$$K_v = \sigma_1 \cdot A_R \text{ [N]}$$

mit

ν Querdehnungszahl [-]

Beispiel: Ein Stahlrohr mit dem Radius $r = 350 \text{ mm}$, einer Wandstärke von $s = 7 \text{ mm}$ und dem maximalen Innendruck von $p_i = 280 \text{ m WS} \approx 2,8 \text{ N/mm}^2$ kann sich infolge einer Einspannung zwischen Fixpunkten nicht verkürzen (Querdehnungszahl $\nu = 0,3$). – Welche Längsspannung σ_1 und welche Längskraft K_v entstehen dadurch?

Lösung:

Mit

$$\sigma_1 = p_i \cdot \nu \cdot \frac{r}{s} = 2,8 \text{ mm}^2/\text{s} \cdot 0,3 \cdot \frac{350 \text{ mm}}{7 \text{ mm}} = 42 \text{ N/mm}^2$$

und

$$A_R = 2 \cdot r \cdot s \cdot \pi = 2 \cdot 350 \text{ mm} \cdot 7 \text{ mm} \cdot \pi = 15.400 \text{ mm}^2$$

wird

$$K_v = \sigma_1 \cdot A_R = 42 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 15.400 \text{ mm}^2 = 646.500 \text{ N} = 646,5 \text{ kN}$$

6.6.6 Druckstollen und Druckschächte

Querschnittsgestaltung. Druckstollen, die mit einer Tunnelbohrmaschine ausgebrochen werden, erhalten dadurch zwangsläufig ein Kreisprofil. Doch wird auch bei konventionellem Ausbruch meist ein Kreisprofil gewählt, weil dieses sowohl hinsichtlich Berg- und Bergwasserdruck als auch hinsichtlich des Innendrucks statisch günstig ist.

Abgesehen von bautechnischen Belangen sind für die Querschnittsgestaltung

- die Erhaltung des Hohlraums im Gebirge,
- die akzeptierbare hydraulische Rauheit und
- die Aufnahme des Innendrucks bzw. die Verhinderung von allzu starken Wasserverlusten

wichtig. Dementsprechend gibt es auch eine Fülle von Profiltypen (u. a. Giesecke u. Mosonyi 2009; Seeber 1999):

- *Unverkleidet* im standfesten, dichten Fels bei hohem Bergwasserspiegel und genügender Überdeckung. Rauheitsbeiwert nach Manning-Strickler bei konventionellem Ausbruch $k_{Str} = 30$; bei maschinellem Ausbruch $k_{Str} = 55$ bis $65 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.
- *Mit Spritzbetonauskleidung* von 30 bis 100 mm Stärke (eventuell mit Netzbe-
wehrung oder Stahlfasern); in gutem, dichtem Fels $k_{Str} = 40$ bis 45 (eventuell
durch Glättung des frisch aufgetragenen Betons).
- *Mit Betonauskleidung* (Abb. 6.112a, b) von 200 bis 250 mm Mindeststärke; bei
schlechter Felsqualität und durchlässigem Fels bewehrt, um Risse zu verteilen;
normalerweise mit Nieder- und Hochdruckinjektionen durch radiale Bohrlöcher
verstärkt (Kontakt- und Verfestigungsinjektionen) $k_{Str} = 80$.
- *Mit Betonauskleidung unter passiver Vorspannung* bei sehr durchlässigem, ggf.
druckhaftem Fels. Die Vorspannung wird erzielt, indem ein bewusst geschaf-
fener Spalt zwischen der Betonauskleidung und dem Fels mit Injektionsmörtel
derart ausgepresst wird, dass die Verkleidung bei leerem Stollen unter Druck
steht und bei vollem, mit maximalem Innendruck keine Zugspannungen erhält
(Überdrücken der Zugspannungen). Voraussetzung für den Erhalt der passiven
Vorspannung sind ausreichende Primärspannungen im Gebirge (wesentlich von
Überlagerung beeinflusst).
- *Mit Betonauskleidung unter aktiver Vorspannung* bei sehr durchlässigem und
schlechtem Fels (eventuell keine mittragende Wirkung). In die Verkleidung
werden ringförmige Spannkabel eingelegt und derart vorgespannt, dass die Ver-
kleidung ähnlich beansprucht wird, wie bei der passiven Vorspannung. Der Fels
kommt dabei nicht zum Tragen.
- *Mit Betonauskleidung und Foliendichtung* bei durchlässigem Fels, ggf. auf
Durchnässung empfindlich (Anhydrit). Die Folie wird auf einer Außenverklei-
dung (bei maschinellem Vortrieb eventuell direkt auf dem Fels) aufgebracht und

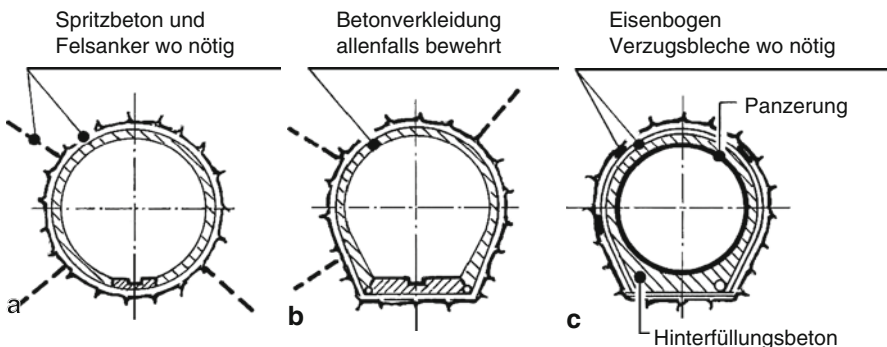


Abb. 6.112 Profiltypen von Druckstollen. **a** maschinell ausgebrochen mit Betonverkleidung (Spritzbeton und Felsanker zur Hohlraumsicherung während des Baus), **b** konventionell ausgebrochen, **c** mit hinterbetonierter Stahlpanzerung (Einbaubogen und Verzugsbleche zur Hohlraum-sicherung während des Baus)

mit einer Innenverkleidung geschützt und gegen den Bergwasserdruck gesichert (Sandwichbauweise). Die Folie hat nur dichtende, also keine statische Funktion.

- *Mit Betonauskleidung und dünnwandiger Panzerung* wie oben. Doch kommt der Stahlpanzerung bei Innendruck auch eine *tragende* Funktion zu. Der Außen- oder Bergwasserdruck wird aber wiederum von der Innenverkleidung aufgenommen.
- *Mit Betonauskleidung und Vollpanzerung*. Bei Druckstollen nur im Ausnahmefall zur Überbrückung einer Störung oder bei zu geringer Überlagerung (Abb. 6.112c); bei Druckschächten aber häufig angewandt. Die Panzerung wird durch Aneinanderschweißen von Stahlrohren erstellt, die laufend hinterbetoniert werden. Die Rohrschüsse ersetzen also die Schalung. Die Mindeststärke des Stahls liegt bei 10 mm. Der Innendruck wird sowohl von der Panzerung als auch von der Betonverkleidung und dem angrenzenden Fels übernommen. Der Bergwasserdruck belastet aber praktisch nur die Panzerung (Beulgefahr).

Abbildung 6.112 zeigt einige Beispiele. Der minimale Durchmesser des Ausbruchquerschnitts liegt bei gebohrten Stollen in der Größenordnung von 3 m, bei konventioneller Bauweise bei 2,5 m.

Damit ein Druckstollen oder ein Druckschacht den Innendruck aufnehmen können, benötigen derartige Stollen eine minimale Felsüberlagerung. Ansonsten besteht die Gefahr eines Gebirgsbruchs und Versagens der Auskleidung.

Insbesondere bei durchlässigen Stollen (unausgekleidet; gerissene Betonauskleidung), kann das in die Felsklüfte eindringende Stollenwasser bei ungenügenden primären Gebirgsspannungen einen progressiven Gebirgsbruch (sog. *hydraulic jacking*), verbunden mit sehr hohen Wasserverlusten, verursachen.

Aus einer stark vereinfachenden Überlegung einer von außen wirkenden Felsgesteinssäule und einer von innen wirkenden Wassersäule folgt:

$$t \cdot \rho_F \cdot g > m \cdot h_{\max} \cdot \rho \cdot g \quad [\text{N/m}^2]$$

$$t \geq m \cdot h_{\max} \cdot \frac{\rho}{\rho_F} \quad [\text{m}]$$

mit

t	Überlagerungshöhe [m]
ρ_F	Felsdichte (≈ 2.600 bis 2.700 kg/m^3) [kg/m^3]
m	Vergleichszahl [-]
$h_{\max}$	maximale Innendruckhöhe (Wassersäule) [m]
ρ	Wasserdichte [kg/m^3]

Bei unverkleideten oder nur mit Beton verkleideten Stollenabschnitten wird für erste Abschätzungen etwa $m = 2$ empfohlen; bei gepanzerten Stollen $m = 0,4$ bis $0,7$.

Statik der Druckstollen und -schächte

Der zylindrische Hohlraum unter Innendruck. Ein unverkleideter Druckstollen kann (unter der Voraussetzung eines gleichmäßig auf die dichte Wand wirkenden Innendruckes p_i sowie eines homogenen Gebirges) als Hohlzylinder im Sinne von Abschn. 6.6.5 aufgefasst werden, dessen Wand unendlich dick ist. Mit $r_a \rightarrow \infty$ folgt aus den Formeln von Lamé:

$$\sigma_{t,r} = \mp p_i \cdot \left(\frac{r_i}{r}\right)^2 \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Abbildung 6.113 zeigt die entsprechende Spannungsverteilung. Die höchsten Spannungen treten an der Stollenwand auf. Die Radialspannung σ_r ist eine Druckspannung und erreicht an der Stollenwand voraussetzungsgemäß den Wert p_i . Die Tangentialspannung ist dann aber naturgemäß eine Zugspannung und erreicht betragsmäßig ebenfalls den Wert p_i .

Der Verbundquerschnitt unter Innendruck. Bei einem verkleideten Stollen entsteht ein Verbundquerschnitt aus Beton und Fels. Die statische Berechnung erfolgt dementsprechend in vier Schritten:

Schritt 1:

Gedankliche Aufteilung des Stollenquerschnitts in ein dickwandiges Rohr (Betonverkleidung) und einen Hohlraum (Fels) gemäß Abb. 6.114.

Schritt 2:

Berechnung der Radialverschiebung $\Delta r \cdot B(\lambda)$ an der Stelle A des Rohres infolge des Innendruckes p_i und des Außendruckes $\lambda \cdot p_i$. Der Faktor λ entspricht dem zunächst unbekannten Lastanteil. Berechnung der Radialverschiebung $\Delta r \cdot F(\lambda)$ an der Stelle A des Hohlraums infolge des Innendruckes $\lambda \cdot p_i$.

Schritt 3:

Formulierung der Verträglichkeitsbedingung an der Stelle A: Gleiche Radialverschiebung $\Delta r \cdot B(\lambda) = \Delta r \cdot F(\lambda)$. Bestimmung des Lastanteils λ .

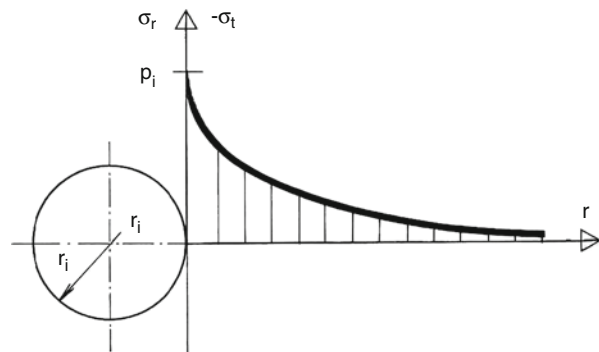


Abb. 6.113 Unverkleideter Druckstollen unter Innendruck. Spannungsverteilung für die Radial- und die Tangentialspannungen

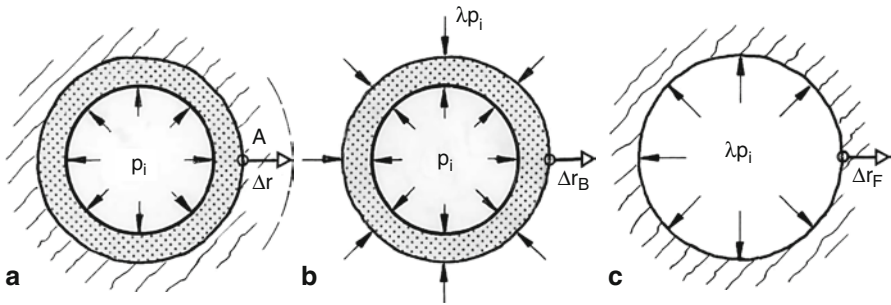


Abb. 6.114 Verkleideter Druckstollen unter Innendruck. **a** Verbundquerschnitt, **b** Betonverkleidung als Rohr, **c** Hohlraum im Fels als unendlich dickes Felsrohr

Schritt 4:

Berechnung der Spannungen im Rohr infolge des Innendrucks p_i und des nun bekannten Außendrucks $\lambda \cdot p_i$. Berechnung der Spannungen im Fels infolge des entsprechenden Innendrucks $\lambda \cdot p_i$.

Aufgrund der Theorie des dickwandigen Rohrs (s. auch Abschn. 6.6.5) errechnet sich mit den zugehörigen Voraussetzungen eine Radialverschiebung Δr an der Stelle r mit den dortigen Spannungen σ_t und σ_r zu:

$$\Delta r = -\frac{1}{E} \cdot (\sigma_t - \nu \cdot \sigma_r) \cdot r \text{ [m]}$$

mit

E Elastizitätsmodul [N/m²]

ν Querdehnungszahl [-]

Im Felshohlraum mit dem Innenradius r_F wirkt der Innendruck $\lambda \cdot p_i$. Folglich gilt im Punkt A (Abb. 6.114):

$$\sigma_{t,r} = \mp \lambda \cdot p_i \text{ [N/m}^2\text{]}$$

und somit

$$\Delta r_F = \frac{\lambda \cdot p_i}{E_F} \cdot (1 + \nu_F) \cdot r_F \text{ [m]}$$

Der Quotient $E_F/(1 + \nu_F)$ wird auch als *Verformungsmodul* V_F bezeichnet und direkt aus Messungen an Ort bestimmt.

Bei einer Betonauskleidung mit Vollpanzerung könnte man eine gedankliche Aufteilung in ein Stahlrohr, ein Betonrohr und einen Felshohlraum vornehmen. Gewöhnlich erfolgt aber nur eine Aufteilung in ein Stahlrohr und in einen aus dem Be-

ton und dem Fels gemeinsam gebildeten Hohlraum. Manchmal wird der Beton als gerissen angenommen, so dass er nur in radialer Richtung Kräfte überträgt.

Bei anderen Formen von Verbundquerschnitten wird ähnlich vorgegangen.

Einflüsse der Durchlässigkeit. Die Theorie des Hohlzylinders gemäß Abschn. 6.6.5 und 6.6.6 geht von dichten Wandungen aus. In Wirklichkeit sind aber Beton und Fels durchlässig (u. a. Schleiss 1986).

Dadurch entsteht bei Innendruck eine Sickerströmung vom Stollen in den Fels, so dass Auskleidung und Fels zusätzlich durch *radiale Sickerkräfte* (hydraulische Reibung der Sickerströmung) beansprucht werden.

Weiterhin baut sich im Fels in der Regel ein *Bergwasserdruck* auf, der dem Innendruck entgegen wirkt und vor allem die Beanspruchung der Auskleidung vermindert. Von besonderer Bedeutung ist dabei das Verhältnis der *Auskleidungs-* zur *Felsdurchlässigkeit*.

Selbstverständlich kann sich ein Bergwasserdruck auch aus natürlichen Gründen ergeben und Werte erreichen, die sogar *über* dem Innendruck liegen und eine *umgekehrte Sickerströmung* erzeugen. Auf die entsprechende Stollenstatik kann hier nicht eingegangen werden.

Beulberechnung für die Panzerung. Da der Stahl dicht ist, sind bei einem gepanzerten Stollen oder Schacht die Voraussetzungen für die geschilderte Berechnung auf Innendruck besser erfüllt. Bei Außenüberdruck, und insbesondere bei Bergwasserdruck im Bauzustand oder nach einer Entleerung zu Revisionszwecken, ist zu beachten, dass die Panzerung beulen kann. Der Bergwasserdruck wird nämlich bergwärts der Panzerbleche *voll* wirksam. Für die verhältnismäßig komplizierte Beulberechnung muss auf die Literatur verwiesen werden.

6.6.7 Ausrüstung der Druckleitungen

Zur Ausrüstung einer Druckleitung gehören Regulierorgane, Abschlussorgane, Überdruck- und Unterdruckventile sowie Durchflussmesseinrichtungen (s. Abschn. 2.9.3).

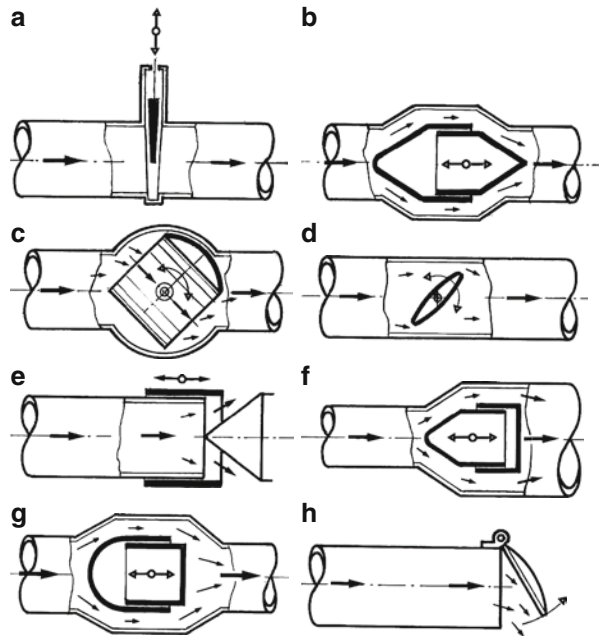
Schieber und Ventile. Abbildung 6.115 vermittelt eine Übersicht über einige im Wasserbau gebräuchliche Schieber und Ventile.

Zur *Regulierung* der Durchflüsse werden *Keil-* oder *Ringschieber* eingesetzt. Als *Verschlussorgane*, beispielsweise zur Absicherung von Pumpen oder Turbinen, dienen *Kugelschieber* (bei hohen Drücken) und *Drosselklappen* (bei mittleren und kleineren Drücken).

Zum Energieabbau am Ende von Leerschüssen eignen sich *Kegel-* und *Hohlstrahlschieber*; sie versprühen das Wasser teilweise.

Druckminderer sind den Ringschiebern ähnlich, enthalten aber anstelle des Verschlusses ein gelochtes Rohr. Die Rückschlagklappe wirkt als Ventil, das sich bei Rückströmung selbsttätig schließt.

Abb. 6.115 Bauarten von Schiebern. **a** Keilschieber, **b** Ringschieber, **c** Kugelschieber, **d** Drosselklappe, **e** Kegelstrahlschieber, **f** Hohlstrahlschieber, **g** Druckminderer, **h** Rückschlagklappe



Maßnahmen gegen den Druckstoß. Nach Abschn. 6.6.3 erreicht der Druckstoß beim sog. langsamen Schließen oder Öffnen der Leitungen den Wert:

$$\frac{\Delta p_{\max}^*}{\rho \cdot g} = \pm \frac{2 \cdot v_A \cdot L}{g \cdot T_{s,\delta}} \text{ [m]}$$

Um ihn gering zu halten, kommen drei Maßnahmen in Frage, nämlich

- die Verringerung der Ausbaugeschwindigkeit v_A ,
- die Verringerung der wirksamen Leitungslänge L oder
- die Verlängerung der wirksamen Schließ- bzw. Öffnungszeit $T_{s,\delta}$.

Die *Verringerung der Ausbaugeschwindigkeit* v_A bedingt einen größeren und damit teureren Leitungsquerschnitt. Diese Maßnahme muss mittels einer Wirtschaftlichkeitsrechnung beurteilt werden.

Die *wirksame Leitungslänge* L kann durch ein Ventil, ein Wasserschloss oder einen Windkessel derart gekürzt werden, dass der Reflexionsweg des Druckstoßes kleiner wird. Die Abb. 6.116a, b zeigen schematisch, was unter einem *Wasserschloss* und einem *Windkessel* zu verstehen ist.

Die Öffnungszeit eines Abschlussorgans kann meistens in genügend weiten Grenzen gehalten werden. Dies gilt hingegen nicht immer für die Schließzeit (u. a. Stromausfall bei Pumpen, Netzzusammenbruch bei Turbinen).

Die effektive Schließzeit lässt sich dann allenfalls durch ein Überdruckventil in einem Bypass (Abb. 6.116c) oder (bei Pumpen) durch Schwungmassen an der Maschinenachse verlängern.

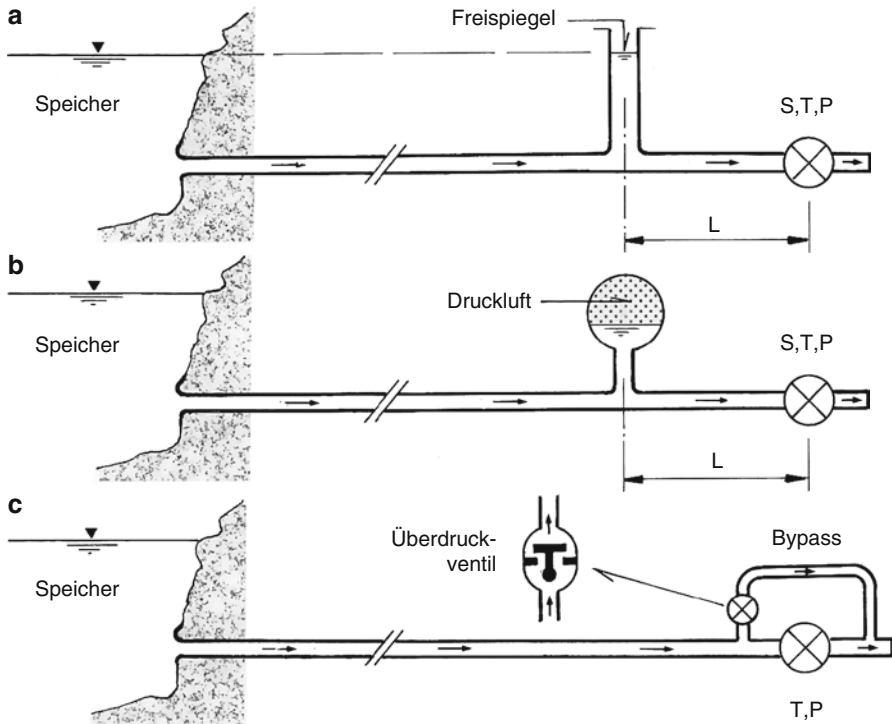


Abb. 6.116 Maßnahmen gegen den Druckstoß. **a** Wasserschloss, **b** Windkessel, **c** Bypass mit Überdruckventil. (Bezeichnungen: S = Schieber, T = Turbine, P = Pumpe)

6.7 Turbinen

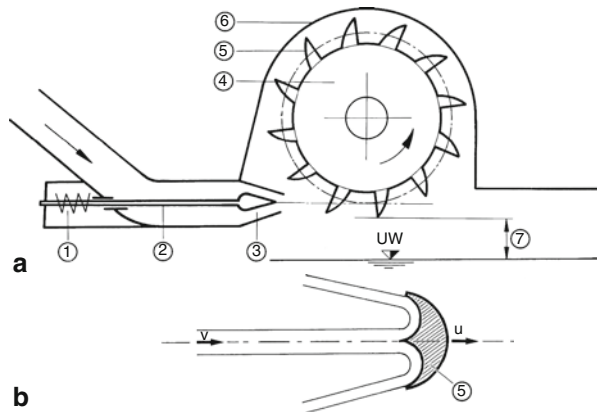
Turbinen entziehen dem Nutzwasser mechanische Energie und wandeln diese in kinematische Energie um, die in den Generatoren in elektrische Energie umgewandelt wird (u. a. Raabe 2010; Giesecke u. Mosonyi 2009; Strobl u. Zunic 2006; Kaczynski 1994).

6.7.1 Konstruktive Merkmale

Man unterscheidet *Freistrahlturbinen* und *Überdruckturbinen*. Zu den Freistrahlturbinen gehören die *Pelton*- und die *Durchströmturbinen*; zu den Überdruckturbinen die *Francis*- und die *Kaplan*-turbinen.

Die Francis-turbine kann hydraulisch als eine inverse Radialpumpe angesehen werden. Die Kaplan-turbine entspricht, insbesondere in der Ausführung einer Rohrturbine, der Axialpumpe.

Abb. 6.117 Peltonturbine.
a Längsschnitt, **b** Horizontal-
 schnitt durch einen Becher;
 der Freistrahл wird fast
 vollständig umgelenkt. Anla-
 genteile sind: 1. Regler, 2.
 Nadel, 3. Düse, 4. Laufrad,
 5. Becher (Schaufel),
 6. Gehäuse, 7. Freihang



Freistrahlturbinen. Die Merkmale der *Peltonturbine* sind: tangentielle Anströmung, regulierbare Düse (es können auch mehrere, längs des Laufradumfangs regelmäßig verteilte Düsen sein), freier Strahl, Becher, Freihang (Abb. 6.117).

Die *Durchströmturbine* (u. a. Banki-, Michell- oder Ossberger-Turbine) besteht aus folgenden Hauptteilen (s. Abb. 6.118):

- verstellbare Zungendüse,
- walzenförmiges Laufrad,
- Durchströmung parallel zu einem Längskreis (meridional),
- Freihang.

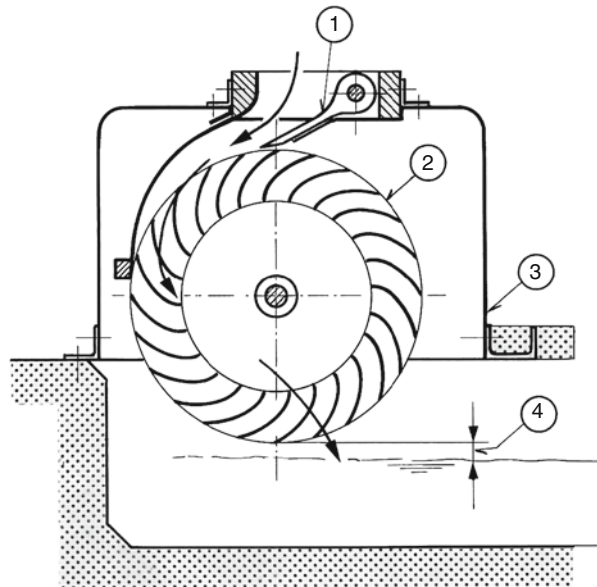
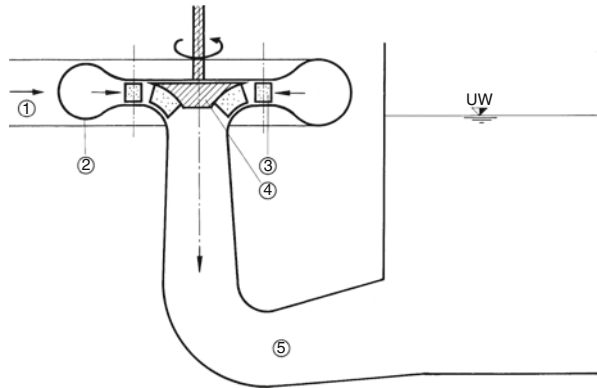


Abb. 6.118 Längsschnitt
 einer Durchströmturbine.
 Anlagenteile sind:
 1. Zungendüse, 2. Laufrad
 mit meridionaler Durch-
 strömung, 3. Gehäuse, 4.
 Freihang

Abb. 6.119 Längsschnitt durch eine Francisturbine. Anlagenteile sind:

1. Druckrohr, 2. Spiralgehäuse, 3. Leitapparat mit beweglichen Leitschaufeln, 4. Laufrad mit festen Schaufeln, 5. Saugschlauch



Ihr Anwendungsbereich liegt bei kleineren Leistungen sowie kleinen bis mittleren Gefällen. Da das Laufrad seitlich in mehrere Zellen aufgeteilt werden kann, ist auch bei Teilbeaufschlagung ein guter Wirkungsgrad erreichbar. Der Betrieb ist selbst dann noch möglich, wenn der Freihang in einen geringen Einstau übergeht.

Überdruckturbinen. Die Merkmale der *Francisturbine* sind (s. Abb. 6.119):

- radiale Anströmung
- axiale Abströmung
- Zulaufspiralgehäuse
- Leitapparat
- feste Laufschaufeln
- Saugrohr

Die Merkmale der *Kaplanturbine* bei *vertikalachsiger* Anordnung sind (s. Abb. 6.120a):

- radiale Anströmung des Leitapparats
- axiale An- und Abströmung des Laufrads
- Zulaufspiralgehäuse
- bewegliche Leit- und Laufschaufeln
- Saugrohr

Bei *horizontalachsiger* Anordnung (*Rohrturbine*) (s. Abb. 6.120b):

- axiale An- und Abströmung
- Gehäuse (sog. Torpedo)
- bewegliche Leit- und Laufschaufeln
- Saugrohr

Als Alternative zur Rohrturbine wird häufig die *Straßloturbine* verwendet. Bei ihr bilden die Laufradschaufeln gleichsam die Speichen des Generatorrotors. Dieser ist als Kreisring gestaltet und läuft innerhalb des außen herum gebauten Generatorstators. Das Torpedo enthält nur noch die Lager und ist folglich wesentlich kleiner.

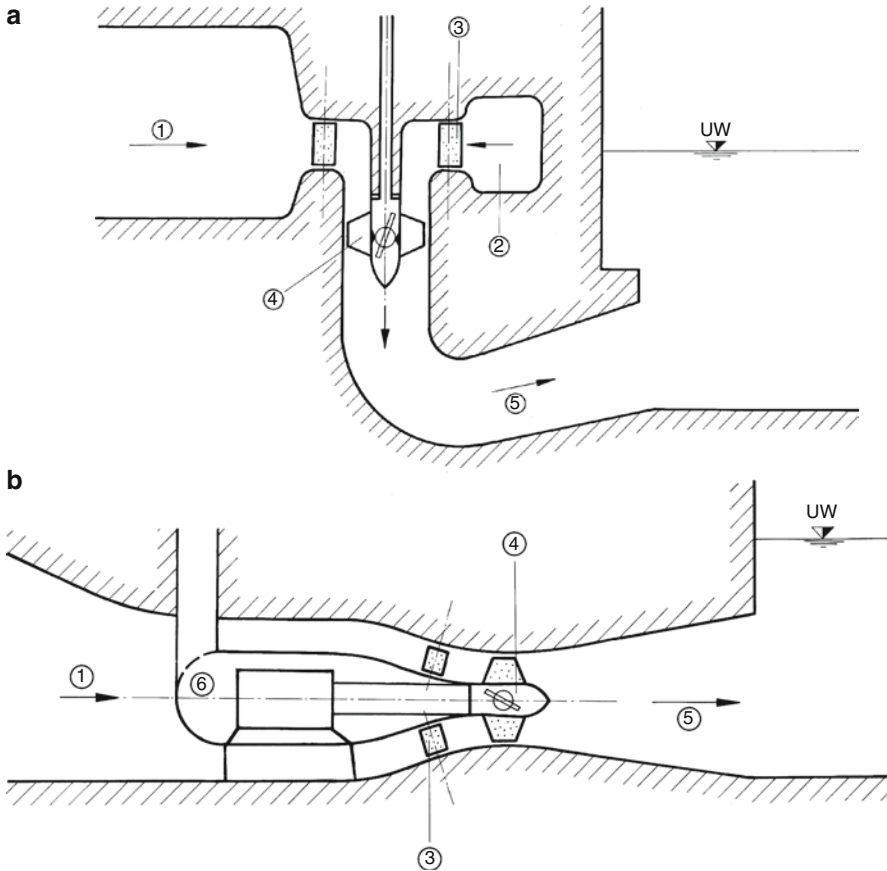


Abb. 6.120 Längsschnitt durch eine Kaplan turbine. **a** vertikalachsige Ausführung, **b** horizontalachsige Ausführung (Rohrturbine). Anlagenteile sind: 1. Zulauf, 2. Spirale, 3. Leitapparat mit beweglichen Leitschaufeln, 4. Laufrad mit beweglichen Laufschaufeln, 5. Saugrohr, 6. Gehäuse (Torpedo) mit Einstiegsschacht zum Generator

Einsatzbereiche. Mit Turbinen werden heute Fallhöhen von 1 bis 1.800 m ausgenutzt. Die üblichen Einsatzbereiche für mittlere und größere Leistungen sind:

- Pelton turbinen > 600 m
- Francis turbinen 30 bis 700 m
- Kaplan turbinen
 - vertikal achsig 10 bis 60 m
 - horizontal achsig 2 bis 20 m

Die größten Kraftwerksleistungen liegen bei Pelton- und Kaplan turbinen pro Einheit um 500 MW, bei Francis turbinen um 1.000 MW.

Bei kleineren Leistungen werden Pelton turbinen aber schon ab 50 m und Francis turbinen ab 6 m Fallhöhe eingesetzt. Durchströmturbinen eignen sich für einen Bereich von 1 bis 200 m.

6.7.2 Allgemeine Anordnung und Regulierung

Die *Freistrahlturbine* in Form der Peltonturbine wird um 1 bis 2 m über dem höchsten Unterwasserspiegel angeordnet, damit der Freihang gewährleistet ist (Abb. 6.121a).

Die *Nutz- oder Nettofallhöhe* H_N wird am Düseneinlauf gemessen und beträgt:

$$H_N = H + \frac{v_o^2}{2 \cdot g} - h_v \text{ [m]}$$

mit

H Bruttofallhöhe [m]

h_v Verlusthöhe [m]

Meist gilt, weil $v^2/(2 \cdot g)$ vernachlässigbar klein ist:

$$H_N = H - h_v \text{ [m]}$$

Überdruckturbinen werden in Bezug auf den Unterwasserspiegel derart angeordnet, dass keine Kavitation entsteht (Abb. 6.121b) (s. auch Abschn. 6.6.4). Die Überlegungen für den erforderlichen Gegendruck sind ähnlich wie für den Zulaufdruck bei den Pumpen (s. auch Abschn. 6.8.1).

Die *Nutzfallhöhe* H_N wird zwischen Ein- und Auslauf gemessen:

$$H_N = H + \frac{v_o^2 - v_u^2}{2 \cdot g} - (h_{vo} + h_{vu}) \text{ [m]}$$

mit

H Bruttofallhöhe (Spiegeldifferenz) [m]

h_{vo}, h_{vu} Verlusthöhe in der Ober- bzw. Unterwasserleitung [m]

Meist gilt, weil $v_o^2/2g$ und $v_u^2/2g$ vernachlässigbar klein sind:

$$H_N = H - h_{vo} - h_{vu} \text{ [m]}$$

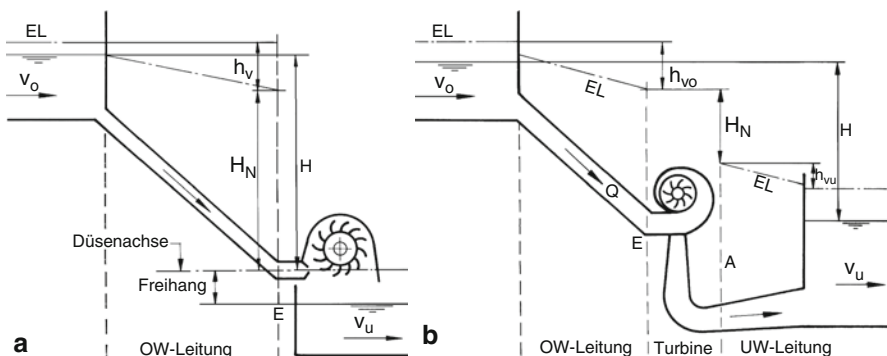


Abb. 6.121 Anordnung einer Turbine. **a** Peltonturbine mit Düseneinlauf E, **b** Francisturbine mit Einlauf E zum Spiralgehäuse und Auslauf A aus dem Saugschlauch

Anlage- und Turbinenkennkurve. Die *Anlagekennkurve* bzw. *Rohrleitungscharakteristik* ergibt sich gemäß Abb. 6.122a.

Die *Nutzfallhöhe* H_N ist von der *Nutzwassermenge* Q abhängig. Sie kann als Parabel der Form $H_N = H - C \cdot Q^2$ dargestellt werden. Der Faktor C ist ein Leitungsparameter (s. auch Abschn. 6.8.1).

Die *Turbinenkennkurve* kann für eine gegebene Drehzahl und Stellung des Regulierorgans als Parabel gemäß Abb. 6.122b aufgezeichnet werden. Ihr Schnittpunkt mit der *Anlagekennkurve* ist der *Arbeitspunkt* der Turbine (s. Abb. 6.122c).

Nun ist aber jede moderne Turbine grundsätzlich regulierbar und zwar so, dass ihr Arbeitspunkt kontinuierlich längs der Anlagekennkurve verschoben werden kann.

Der *Turbinenkennkurve* wird deshalb nicht die gleiche Beachtung geschenkt wie der *Pumpenkennkurve*. Für die Turbinen ist viel eher der Wirkungsgradverlauf in Abhängigkeit vom Durchfluss charakteristisch (s. Abb. 6.122d).

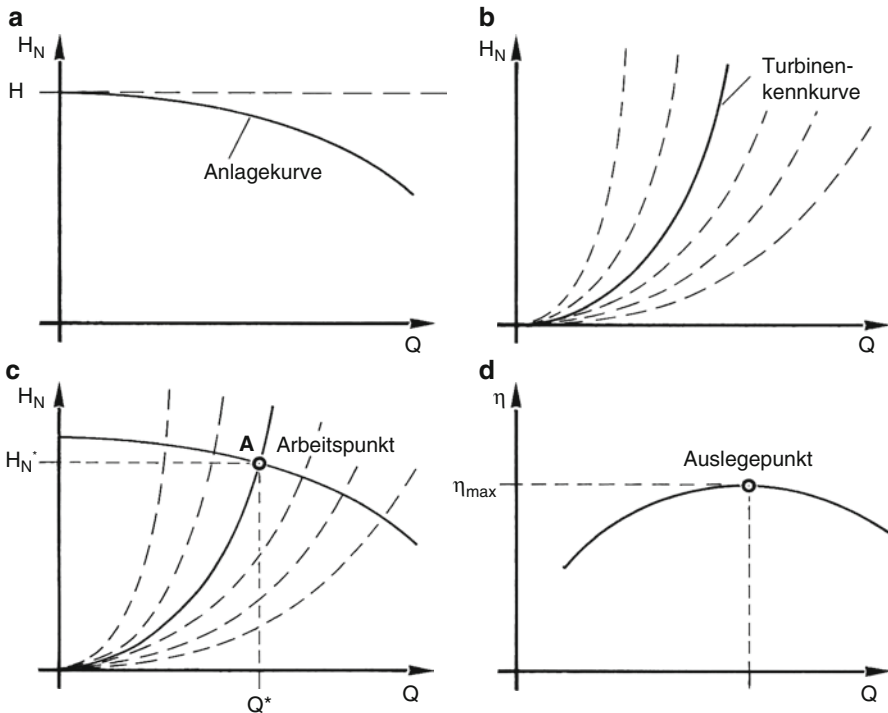


Abb. 6.122 Turbinenkennkurven. **a** Anlagekennkurve, **b** Turbinenkennkurve (mit Alternativen bei anderer Stellung der Düse oder des Leitapparats), **c** Arbeitspunkt im Schnittpunkt A, **d** Wirkungsgradverlauf

Turbinenregulierung. Die Turbinen treiben heute fast ausnahmslos Generatoren an. Mit Rücksicht auf die Wechselstromfrequenz müssen sie folglich eine konstante Drehzahl aufweisen.

Die entsprechende Regulierung, die sog. *Drehzahlregulierung*, wirkt vor allem auf den Durchfluss und erfasst bei den Peltonturbinen die *Düsenadel*, bei den Francisturbinen den *Leitapparat* und bei den Kaplan turbinen den *Leitapparat* und den *Verstellpropeller*.

Die Regulierung wirkt derart, dass das Antriebsmoment $\rho \cdot g \cdot Q \cdot H_N \cdot \eta_T / \omega$ dauernd mit dem Belastungsmoment des Generators übereinstimmt. Das Symbol ω bedeutet die Winkelgeschwindigkeit der Drehachse.

$$\omega = 2 \cdot \pi \cdot n_{\text{syn}} [1/\text{T}]$$

mit

n_{syn} Synchrondrehzahl $[1/\text{T}]$

Jede Turbine ist, wie Abb. 6.122d andeutet, für einen bestimmten Durchfluss ausgelegt und weist für diesen den besten *Wirkungsgrad* η_T auf. Für kleinere und größere Durchflüsse ist der Wirkungsgrad geringer.

6.7.3 Leistungsabgabe

Die Turbine nimmt die hydraulische Nutzleistung $N_Q = \rho \cdot g \cdot Q \cdot H_N$ auf. Ihre Leistungsabgabe beträgt dementsprechend:

$$N_T = N_Q \cdot \eta_T [\text{W}]$$

mit

N_T Turbinenleistung (Leistungsabgabe) $[\text{W}]$

η_T Turbinenwirkungsgrad $[-]$

Der *Turbinenwirkungsgrad* berücksichtigt die hydraulischen Verluste zwischen dem Ein- und dem Auslauf der Turbine (Abb. 6.121) sowie deren Lagerreibungsverluste.

Die Leistungsabgabe des Generators N_G beträgt:

$$N_G = N_T \cdot \eta_G [\text{W}]$$

mit

N_G Generatorleistung (Leistungsabgabe) $[\text{W}]$

η_G Generatorwirkungsgrad $[-]$

Bei großen Einheiten wird der Strom meist in Mittelspannung generiert und für den Transport ins Konsumgebiet dann in Hochspannung transformiert.

Die *Leistungsabgabe* des zugehörigen *Transformators* N_{Trafo} erreicht den Wert:

$$N_{\text{Trafo}} = N_G \cdot \eta_{\text{Trafo}} \text{ [W]}$$

mit

N_{Trafo} Transformatorleistung (Leistungsabgabe) [W]

η_{Trafo} Transformatorwirkungsgrad [-]

Die Leistung N_{KW} , die das entsprechende Kraftwerk abgibt, errechnet sich somit zu

$$N_{\text{KW}} = \rho \cdot g \cdot Q \cdot H_N \cdot \eta_T \cdot \eta_G \cdot \eta_{\text{Trafo}} \text{ [W]}$$

Abbildung 6.123 hält den zugehörigen Leistungsfluss schematisch fest. Für große Turbinen im Megawatt-Leistungsbereich liegen (analog zu den Pumpen) die maximalen Wirkungsgrade η_T zwischen 90 und 95 %, für solche im Kilowatt-Leistungsbereich zwischen 75 und 90 %. Die Energieabgabe des Kraftwerks zwischen den Zeitpunkten t_1 und t_2 bestimmt sich zu:

$$E_{\text{KW}} = \int_{t_1}^{t_2} N_{\text{KW}} \cdot dt \text{ [Wh]}$$

bzw.

$$E_{\text{KW}} = \int_T \rho \cdot g \cdot Q \cdot H_N \cdot \eta_T \cdot \eta_G \cdot \eta_{\text{Trafo}} \cdot dt \text{ [Wh]}$$

Anmerkung: Mit $\rho = \text{t/m}^3$, $g = 9,81 \text{ m/s}^2$, Q in m^3/s und H_N in m erhält man N_{KW} in Kilowatt (kW). Zählt man die Einsatzzeit in Stunden h, wird die erzeugte Energie E_{KW} in kWh erhalten.

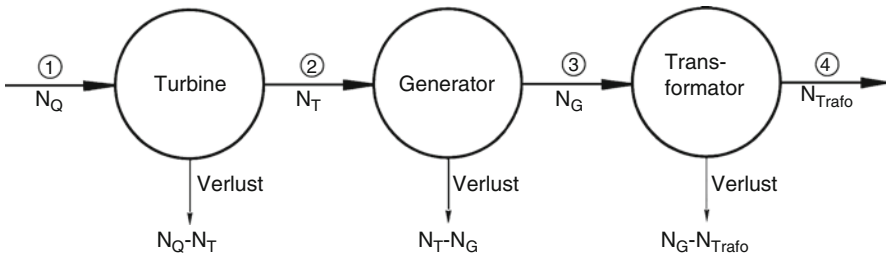


Abb. 6.123 Leistungsfluss in einem Kraftwerk. 1. nutzbare hydraulische Leistung, 2. mechanische Leistung, 3. Generatorleistung, 4. Transformatorleistung (Kraftwerksleistung)

6.8 Pumpen

Pumpen übertragen mechanische Energie auf den Förderstrom (s. u. a. Raabe 2010) und können auf diese Weise Reibungsverluste und Höhendifferenzen kompensieren, so dass Wasser (u. a. Flüssigkeiten) auf ein höheres Niveau gefördert werden kann.

6.8.1 Kreiselumpen (Turbopumpen)

Bei Kreiselumpen dient als Übertragungselement ein mit Schaufeln besetztes Laufrad, dem das Wasser *axial* zuströmt und aus dem es – je nach Bauart – *axial*, *diagonal* oder *radial* abströmt (Abb. 6.124).

Dementsprechend unterscheidet man *Axialpumpen* (Propeller- und Kaplanpumpen), *Diagonalpumpen* (Schraubenpumpen) und *Radialpumpen* (Zentrifugalpumpen). Bei *diagonaler* und *radialer Abströmung* wird das Wasser in einem Spiralgehäuse gesammelt und dann tangential abgeleitet (Abb. 6.125).

Axialpumpen eignen sich grundsätzlich für große Förderströme und kleine Förderdrücke, *Diagonalpumpen* für mittlere Förderströme und mittlere Förderdrücke, *Radialpumpen* für kleine Förderströme und hohe Förderdrücke.

Anlage- und Pumpenkennkurve. Soll das Wasservolumen V um die Höhe H_P gehoben werden, bedarf es der Überwindung der Schwerkraftenergie $A_Q = \rho \cdot g \cdot V \cdot H_P$. Die entsprechende Energie wird von der Pumpe aufgebracht. Die zugehörige Leistung N_Q ist, da $\rho \cdot g$ und H_P als zeitlich konstant angenommen werden können:

$$N_Q = \frac{dA_Q}{dt} = \rho \cdot g \cdot \frac{dV}{dt} \cdot H_P \text{ [W]}$$

oder

$$N_Q = \rho \cdot g \cdot Q_P \cdot H_P \text{ [W]}$$

mit

ρ Dichte des Förderstroms [kg/m^3]

Q_P Förderstrom [m^3/s]

H_P Förderhöhe [m]

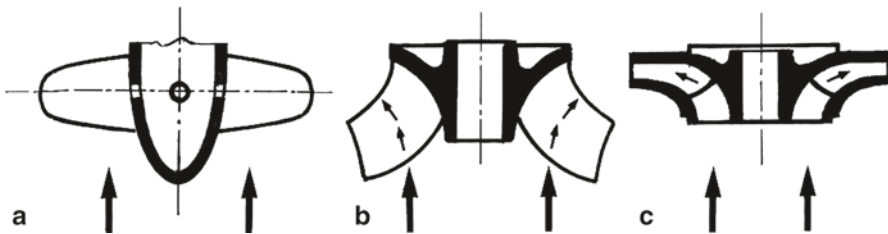


Abb. 6.124 Laufradtypen von Kreiselumpen. a Axialpumpe b Diagonalschraubepumpe, c Radialpumpe

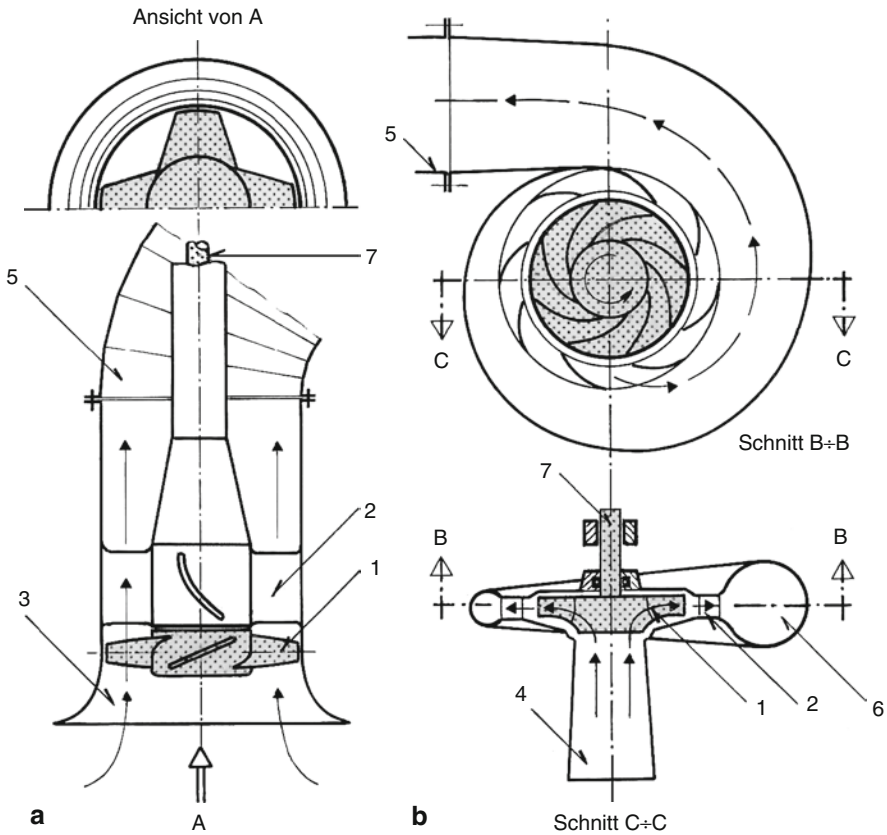


Abb. 6.125 Aufbau von Pumpen. **a** Axialpumpe, **b** Radialpumpe. Anlagenteile sind: 1. Laufrad, 2. feste Leitschaufeln, 3. Ansaugstutzen, 4. Saugrohr, 5. Druckrohr, 6. Spirale, 7. Welle

Für die Bemessung einer Pumpe stellt sich die Frage, welches Wertepaar von Förderhöhe H_P und Förderstrom Q_P sich einstellt, wenn eine bestimmte Rohrleitungsanlage mit einer bestimmten Pumpe kombiniert wird.

Abbildung 6.126 zeigt einen schematischen Schnitt durch ein Pumpwerk. Zu unterscheiden ist zwischen der *Saugleitung* (sog. Saugseite) und der *Druckleitung* (sog. Druckseite) der Pumpe.

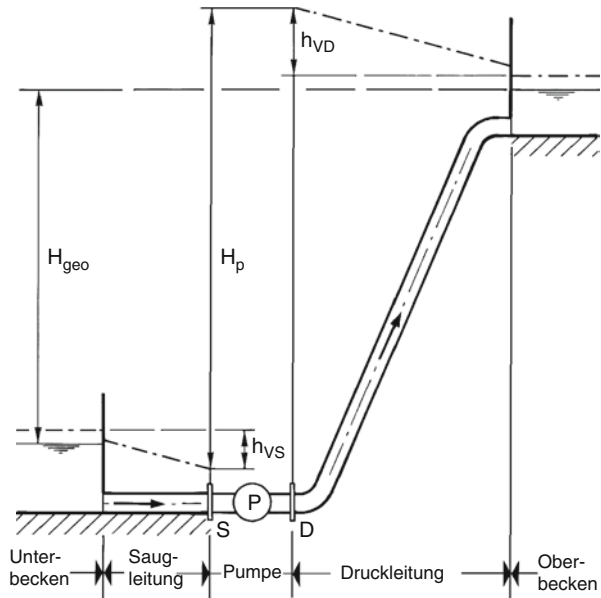
Die *Saugleitung* beginnt im Unterbecken (Vorbecken oder Pumpensumpf) und endet am Saugstutzen der Pumpe. Die Pumpe liegt zwischen dem Saugstutzen und dem Druckstutzen. Die *Druckleitung* führt vom Druckstutzen zum Oberbecken (Gegenbecken, Reservoir usw.).

Wie in Abb. 6.126 dargestellt, wird die Förderhöhe H_P zwischen dem Saug- und dem Druckstutzen gemessen und beträgt:

$$H_P = H_{\text{geo}} + \frac{v_o^2 - v_u^2}{2 \cdot g} + h_{vS} + h_{vD} \text{ [m]}$$

Oder, weil der mittlere Term meist nicht ins Gewicht fällt:

Abb. 6.126 Schematischer Längsschnitt durch eine Pumpenanlage mit Energie-
linie EL, Saugstutzen S und
Druckstutzen D



$$H_p = H_{\text{geo}} + h_{vS} + h_{vD} \text{ [m]}$$

mit

H_{geo} geodätische Förderhöhe [m]
 v_u, v_o mittlere Fließgeschwindigkeiten im Unter- und Oberbecken [m/s]
 h_{vS}, h_{vD} Verlusthöhen in der Saug- und Druckleitung [m]

Anlagekennkurve. Die zur turbulenten Strömung gehörenden Verlusthöhen können bei gegebener Geometrie und Rauheit der Leitungen wie folgt angeschrieben werden:

$$h_{vS} = C_S \cdot Q_p^2 \text{ [m]}$$

$$h_{vD} = C_D \cdot Q_p^2 \text{ [m]}$$

mit

Q_p Förderstrom (Durchfluss) [m³/s]
 $C_{S,D}$ Leitungsparameter [-]

Der Leitungsparameter errechnet sich aus dem allgemeinen Fließgesetz zu:

$$C_{S,D} = \frac{4^{10/3} \cdot L}{k_{\text{Str}} \cdot D_i^{16/3} \cdot \pi^2} \text{ [-]}$$

mit

D_i Innendurchmesser der Druckleitung [m]
 k_{Str} Manning-Strickler-Beiwert [m^{1/3}/s]
 L Leitungslänge [m]

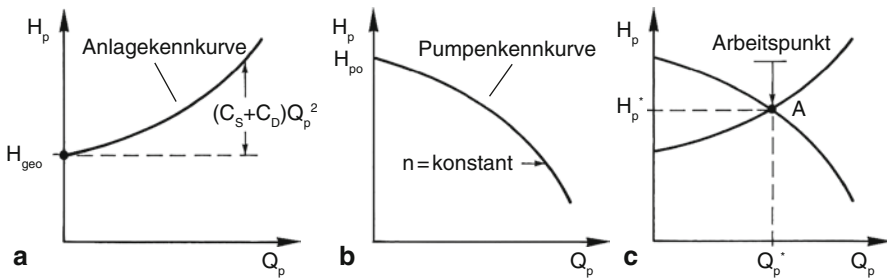


Abb. 6.127 Kennkurven einer Kreiselpumpe. **a** Anlagekennkurve, **b** Pumpenkennkurve, **c** Arbeitspunkt der Pumpanlage im Schnittpunkt A

Im H_p - Q_p -Diagramm lässt sich die Förderhöhe somit als Parabel

$$H_p = H_{\text{geo}} + (C_S + C_D) \cdot Q_p^2 \text{ [m]}$$

auftragen (Abb. 6.127a). Sie wird als *Anlagekennkurve* oder *Rohrleitungscharakteristik* bezeichnet und charakterisiert die Pumpenanlage; jedoch *ohne* die Pumpe selbst.

Pumpenkennkurve. Lässt man eine Kreiselpumpe mit konstanter Drehzahl n laufen, so besteht zwischen ihrer Förderhöhe H_p und dem Förderstrom Q_p eine gegenläufige Beziehung. Je mehr Förderhöhe überwunden werden muss, umso geringer fällt der Förderstrom aus.

Lässt man die Pumpe gegen einen geschlossenen Schieber arbeiten, so wird die Förderhöhe (Nullförderhöhe) maximal, nämlich H_{p0} bei $Q_p = 0$.

Die Beziehung zwischen Q_p und H_p wird als *Pumpenkennkurve* oder *Pumpencharakteristik* (ggf. auch als *Drosselkurve*) bezeichnet (s. Abb. 6.127b).

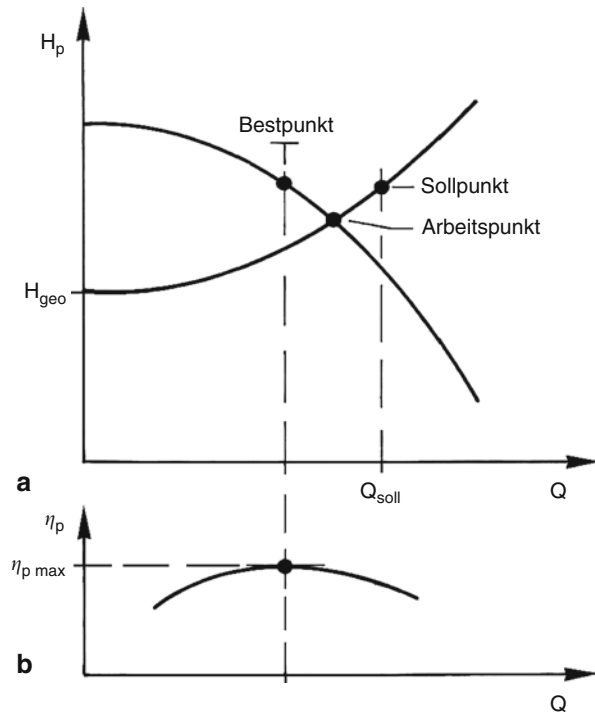
Arbeitspunkt. Werden Rohrleitungsanlage und Pumpe gemeinsam betrachtet, so ergeben sich die zugehörige Förderhöhe H_p und der zugehörige Förderstrom Q_p aus dem Schnittpunkt von *Anlagekennkurve* und *Pumpenkennkurve*. Dieser Schnittpunkt wird als *Arbeitspunkt* bezeichnet, was zum Ausdruck bringt, dass sich beim Betrieb des Pumpwerks das entsprechende Wertepaar (Förderhöhe H_p^* , Förderstrom Q_p^*) einstellt (Abb. 6.127c).

Optimale Pumpenwahl. Bei kleineren Anlagen stellt sich oft das Problem, aus einer bestimmten Baureihe diejenige *Pumpe* auszuwählen, die optimal arbeitet.

Die Rohrleitungsanlage und der gewünschte Förderstrom Q_{soll} sind im Allgemeinen gegeben. Folglich sind die *Anlagekennkurve* und der auf ihr liegende *Sollpunkt* bekannt (Abb. 6.128).

Wählt man nun eine Pumpe, so ist zu beachten, dass diese für ein ganz bestimmtes Wertepaar von H_p und Q_p ausgelegt ist. Wird die Pumpe in diesem Wertebereich

Abb. 6.128 Auswahl einer Pumpe. **a** Sollpunkt, Bestpunkt und Arbeitspunkt sollen möglichst nahe beieinander liegen bzw. identisch sein, **b** der Bestpunkt wird bei maximalem Wirkungsgrad erreicht



betrieben, so ist ihr Wirkungsgrad η_p maximal, läuft sie außerhalb dieses Bereiches, wird der Wirkungsgrad η_p schlechter (Abb. 6.128). Das erwähnte Wertepaar stellt auf der Pumpenkennkurve somit einen *Bestpunkt* dar.

Legt man die *Anlage-* und die *Pumpenkennkurve* übereinander, ergibt sich als dritter Punkt der *Arbeitspunkt*. Liegen nun alle drei Punkte nahe beisammen oder fallen sie sogar auf einen Punkt, handelt es sich um die *optimale Pumpe*. Sie fördert Q_{soll} bei maximalem Wirkungsgrad $\eta_{p \max}$.

In der Praxis wird dieses Auswahlproblem noch erschwert, weil im Unter- und Oberbecken Spiegelschwankungen vorkommen können, welche die geodätische Förderhöhe verändern. Dann gibt es statt eines einzigen Arbeitspunkts einen *Arbeitsbereich*. Die Pumpe ist dann so zu wählen, dass sie im gesamten Arbeitsbereich mit gutem Wirkungsgrad läuft.

Ferner ist damit zu rechnen, dass das Pumpwerk altert, so dass die Anlagekurve mit der Zeit stärker ansteigt und die Pumpenkennkurve generell absinkt. Ggf. muss deshalb bereits bei der Bemessung eine gewisse Reserve vorgesehen werden, d. h. Q_{soll} muss größer als erforderlich angenommen werden.

Zusätzlich sind noch Fragen der Wirtschaftlichkeit bei der Bemessung der Pumpen zu berücksichtigen (u. a. Kosten der Pumpen, Energiebedarf, Wartungsintervalle).

Leistungsbedarf einer Pumpe. Die Pumpe muss die *hydraulische Förderleistung*

$$N_Q = \rho \cdot g \cdot Q_P \cdot H_P \text{ [W]}$$

erbringen. Dabei handelt es sich theoretisch um die Leistung, die die Pumpe alleine für den Transport des Wassers, den eigentlichen Pumpvorgang, benötigt.

Infolge der *hydraulischen Verluste* in der Pumpe selbst (zwischen Saug- und Druckstutzen der Pumpe) sowie ihrer *Lagerreibungsverluste*, ist die von ihr benötigte Gesamtleistung naturgemäß höher. Es gilt:

$$N_Q = N_P \cdot \eta_P \text{ [W]}$$

oder

$$N_P = \frac{N_Q}{\eta_P} \text{ [W]}$$

mit

N_P Pumpenleistung (Leistungsaufnahme) [W]

H_P Pumpenwirkungsgrad [-]

Gleiches kann für den Antrieb der Pumpe gesagt werden. Er muss N_P abgeben und dafür N_M aufnehmen. Es ist

$$N_P = N_M \cdot \eta_M \text{ [W]}$$

oder

$$N_M = \frac{N_P}{\eta_M} \text{ [W]}$$

mit

N_M Motoren- oder Antriebsleistung (Leistungsaufnahme) [W]

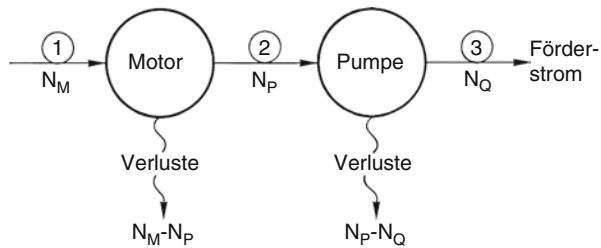
η_M Motorwirkungsgrad [-]

Die Leistung N_{PW} , die dementsprechenden Pumpwerk zuzuführen ist, beträgt somit:

$$N_{PW} = N_M = \frac{\rho \cdot g \cdot Q_P \cdot H_P}{\eta_P \cdot \eta_M} \text{ [W]}$$

Abbildung 6.129 zeigt den entsprechenden Leistungsfluss. Für große Pumpen im Megawatt-Leistungsbereich liegen die maximalen Wirkungsgrade η_p zwischen 90 und 95 %, für solche im Kilowatt-Leistungsbereich zwischen 75 und 90 %.

Abb. 6.129 Leistungsfluss in einem Pumpwerk.
Anlagenteile: 1. Strom oder Treibstoff, 2. mechanische Leistung, 3. hydraulische Leistung bzw. Förderleistung



Der Energiebedarf des Pumpwerks E_{PW} zwischen den Zeitpunkten t_1 und t_2 beträgt:

$$E_{PW} = \int_{t_1}^{t_2} N_{PW} \cdot dt \text{ [Wh]}$$

bzw.

$$E_{PW} = \int_{t_1}^{t_2} \frac{\rho \cdot g \cdot Q_P \cdot H_P}{\eta_P \cdot \eta_M} \cdot dt \text{ [Wh]}$$

Anmerkung: Mit $\rho = t/m^3$, $g = 9,81 \text{ m/s}^2$, Q_P in m^3/s und H_P in m erhält man N_{PW} in Kilowatt (kW). Zählt man die Einsatzzeit in Stunden h, ergibt sich die Energie E_{PW} in Kilowattstunden (kWh).

Hinweise zur Anordnung. Die Kreiselpumpen werden im Allgemeinen *horizontal* oder *vertikalachsrig* angeordnet. Ihre räumliche Entwicklung wird im Wesentlichen durch vier Anlagenteile bestimmt (s. Abb. 6.130):

- Saugrohr
- Laufrad
- Druckrohr
- Antrieb

Besondere Bedeutung haben die Gewährleistung einer *wirbelfreien Anströmung* und die *Kavitationssicherheit*.

Wirbelfreie Anströmung. Vor allem bei einer vertikalachsigen Anordnung gemäß Abb. 6.130a besteht die Gefahr der Wirbelbildung im Vorbecken. Die Wirbel schränken den Zufluss und damit den Wirkungsgrad der Pumpen ein; sie können sogar Luft in die Pumpen reißen, was den Wirkungsgrad weiter herabsetzt und zu unerwünschten Vibrationen führen kann.

Um die Wirbelbildung zu vermeiden, ist eine sorgfältige Gestaltung des Vorbeckens und des Saugrohreintritts erforderlich. Für die in Abb. 6.130 dargestellten Längen a und b gibt es vom Pumpenlieferanten empfohlene Richtwerte in Abhängigkeit vom Saugrohrdurchmesser (s. Abb. 6.130a, b).

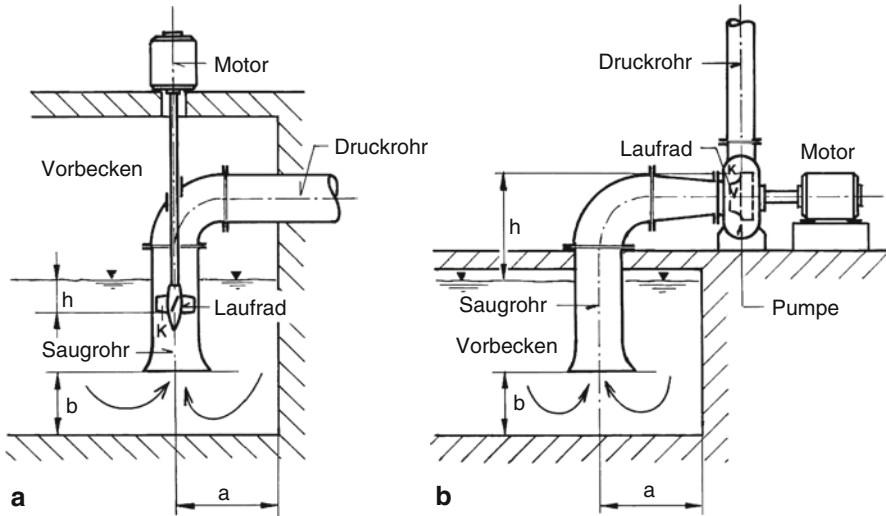


Abb. 6.130 Schematische Anordnung einer Pumpenanlage. **a** vertikalachsige Axialpumpe mit positivem Zulaufdruck, **b** horizontalachsige Radialpumpe mit negativem Zulaufdruck (K = kritische Stellen in der Anlage bezüglich Kavitation)

Kavitationssicherheit. Nach Bernoulli gilt für einen gewählten Bezugshorizont entlang eines gedachten Stromfadens vom Vorbecken zu einem kritischen Punkt K beim Laufrad die folgende Beziehung (s. Abb. 6.130a, b):

$$h + \frac{p'_A}{\rho \cdot g} + \frac{v^2}{2 \cdot g} = \frac{p'_K}{\rho \cdot g} + \frac{v_K^2}{2 \cdot g} + h_v \text{ [m]}$$

mit

p'_A Atmosphärendruck [N/m^2]

h Zulaufdruckhöhe [m]

p'_K absoluter Druck im kritischen Punkt [N/m^2]

v Strömungsgeschwindigkeit im Vorbecken [m/s]

v_K Strömungsgeschwindigkeit im kritischen Punkt [m/s]

h_v Verlusthöhe [m]

Falls $v^2/(2 \cdot g) \approx 0$ gesetzt wird, ist der *absolute Druck* an den kritischen Stellen:

$$\frac{p'_K}{\rho \cdot g} = h - \left(\frac{v_K^2}{2 \cdot g} + h_v \right) + \frac{p'_A}{\rho \cdot g} \text{ [m]}$$

Dieser Druck kann bei hohen Strömungsgeschwindigkeiten an den kritischen Stellen sehr kleine Werte annehmen.

Liegt der absolute Druck im Rohr unter dem Dampfdruck $p'_D/(\rho \cdot g)$, so entsteht Kavitation (s. auch Abschn. 6.6.4). Die Kavitation regt Vibrationen an, die zu Ero-

sionsschäden am Laufrad führen können. Für die *Kavitationssicherheit* muss somit die Bedingung

$$\frac{p'_K}{\rho \cdot g} > \frac{p'_D}{\rho \cdot g} \quad [\text{m}]$$

d. h.

$$h > \left(\frac{v_K^2}{2 \cdot g} + h_v \right) - \left(\frac{p'_A - p'_D}{\rho \cdot g} \right) \quad [\text{m}]$$

erfüllt sein.

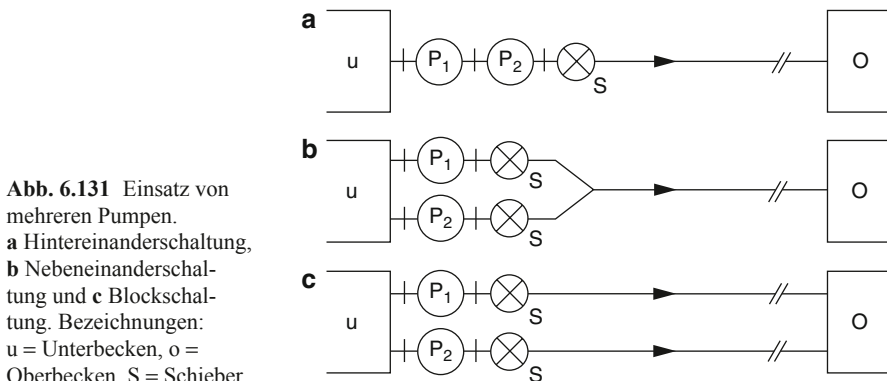
Mit den notwendigen Sicherheitszuschlägen führen diese Überlegungen zu praktischen Werten für die *minimale Zulaufdruckhöhe* h von einigen zehn Metern bis zu negativen Drücken von bis hin zu -7 m.

Berücksichtigt man jetzt noch, dass alle Teile des Laufrads diese Kriterien erfüllen müssen, dann ist bei einer *Tieflage* (d. h. bei negativen Werten) der Laufraddurchmesser noch zu dieser Höhenangabe zu addieren, d. h. die Baugrube wird noch tiefer. Gleiches gilt dann umgekehrt für die Hochlage. Der jeweils zu berücksichtigende Wert muss vom Pumpenlieferanten mitgeteilt werden.

Um tiefe Gründungen zu vermeiden, wird das Laufrad so hoch wie möglich angeordnet. Wenn die minimal erforderliche Zulaufdruckhöhe negativ ist, kommt das Laufrad folglich über den Vorbeckenspiegel zu liegen (Abb. 6.130b). Die Pumpe kann dann allerdings nicht ohne besondere Vorkehrungen zu ihrer Füllung angefahren werden (z. B. manuelles Füllen der Saugleitung von der Druckseite her, selbstansaugende Pumpe, Zubringerpumpe).

Hintereinander- und Nebeneinanderschaltung. In einer Pumpenanlage werden meist mehrere Pumpen eingebaut. Infrage kommt eine *Hintereinander-* oder eine *Nebeneinanderschaltung*.

Eine Alternative zur Nebeneinanderschaltung ist die *Blockschaltung*. Bei dieser Anordnung wird die Pumpanlage praktisch in mehrere voneinander unabhängige Teilanlagen aufgegliedert (Abb. 6.131c).



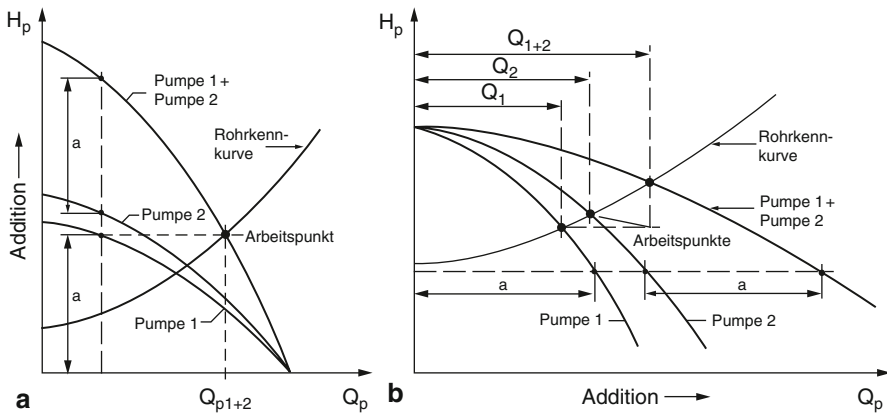


Abb. 6.132 Einsatz von zwei Pumpen. **a** bei Hintereinanderschaltung addieren sich die Pumpenkennkurven in H_p -Richtung, **b** bei Nebeneinanderschaltung in Q_p -Richtung

Hintereinanderschaltung. Bei der *Hintereinanderschaltung* (s. Abb. 6.131a) addieren sich die *Pumpenkennkurven* gemäß Abb. 6.132a in der H_p -Richtung. Dadurch wird vor allem eine größere Förderhöhe erreicht. Doch ist auch der Förderstrom größer.

Es ist darauf zu achten, dass der resultierende Arbeitspunkt im Bereich eines guten Wirkungsgrads liegt. Zu erwähnen ist noch, dass es ratsam ist, für die verschiedenen Pumpen den gleichen Nullpunkt auf der Q_p -Achse zu wählen.

Das Prinzip der Hintereinanderschaltung wird insbesondere bei *mehrstufigen Pumpen* verwirklicht. Bei diesen sitzen mehrere Laufräder auf der gleichen Antriebsachse; der Druckstutzen des ersten Laufrades bildet praktisch den Saugstutzen des zweiten usw. (s. Abb. 6.133).

Nebeneinanderschaltung. Bei der *Nebeneinanderschaltung* von Pumpen (s. Abb. 6.131b) addieren sich deren Kennkurven in der Q_p -Richtung (s. Abb. 6.132b). Dadurch wird vor allem ein größerer Förderstrom erreicht.

Ist die Druckseite mit Schiebern abschließbar, so können bei n verschiedenen Pumpen $2^n - 1$ Arbeitspunkte gefahren werden, was die Flexibilität des Betriebs einer Pumpenanlage erhöht. Dieser Betrieb ist allerdings nur dann problemlos, wenn die Pumpen gleiche *Nullförderhöhen* H_{p0} aufweisen.

Regulierung von Pumpen. Wenn eine Pumpenanlage verschiedene Arbeitspunkte abdecken soll, muss sie regulierbar sein. Die Regulierung kann dabei auf verschiedene Arten verwirklicht werden, beispielsweise als Drehzahl-, Drossel- oder Schaufelregulierung.

Drehzahlregulierung. Wie bereits erwähnt, gehört zu jeder Drehzahl eine bestimmte Kennkurve. Demzufolge entspricht eine Drehzahlregulierung auch einer Pumpenregulierung. Die Drehzahländerung kann *kontinuierlich* (stufenlose Regulierung) oder in *diskreten Schritten* erfolgen (Abb. 6.134a).

Abb. 6.133 Schematischer Schnitt durch eine dreistufige Radialpumpe (in diesem Fall eine Bohrlochpumpe)

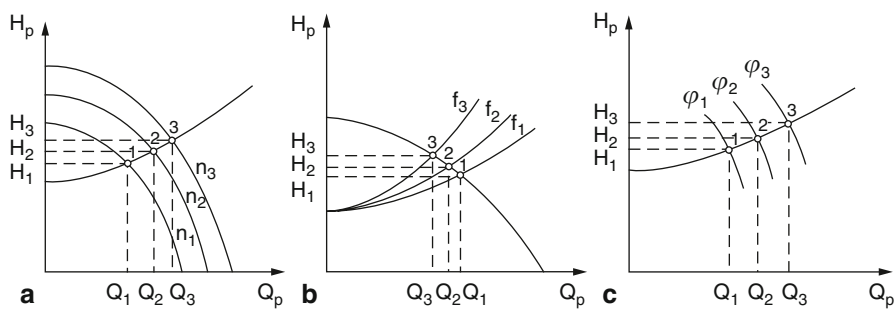
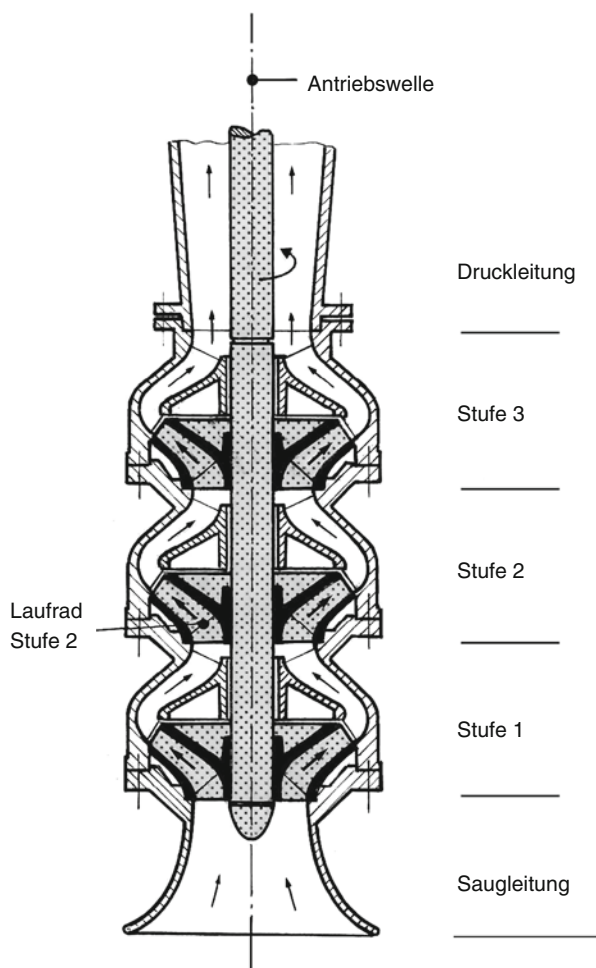


Abb. 6.134 Regulierung einer Pumpanlage. **a** Drehzahlregulierung mit Drehzahl n , **b** Drosselregulierung mit Drosselquerschnitt f , **c** Laufschaufelregulierung mit Schaufelstellung φ (einer Axialpumpe)

Drosselregulierung. Anstatt die *Pumpenkennkurve* -und damit praktisch die Pumpe zu verändern, kann die *Anlagekennkurve* mit einer in der Druckleitung eingebauten *Drosselung* verschoben werden. Dadurch wird der Arbeitspunkt der Pumpe ebenfalls verschoben. Als Drosselorgan eignet sich ein Schieber (z. B. ein Ringschieber), der bei kontinuierlicher Verstellung eine stufenlose Pumpenregulierung ermöglicht (Abb. 6.134b).

Schaukelregulierung. Bei Axial- oder Halbaxialläufern kann die Pumpenkennkurve durch eine *Verstellung der Laufschaufeln* (Verstellpropeller) geändert werden (s. Abb. 6.134c). Eine Variante dazu bildet die Verstellung der Leitschaufeln auf der Saug- oder Druckseite der Pumpe (s. auch Abschn. 6.7.1 – Leitapparat bei Turbinen).

Vergleich der Regulierungsmöglichkeiten. Die *Drosselregulierung* ist hinsichtlich Betriebskosten die teuerste Lösung. Das folgt aus dem Umstand, dass die Pumpe zwangsläufig die Drosselverluste überwinden muss und zudem meist außerhalb ihres *Bestpunkts* arbeitet.

Die *Drehzahlregulierung* erfordert naturgemäß einen hinsichtlich Anlagekosten teuren Antrieb. Sie erlaubt es aber, die Pumpe ständig in der Nähe ihres Bestpunkts einzusetzen, weshalb die Betriebskosten günstig ausfallen.

Die *Schaukelregulierung* erhöht die Anlagekosten eher stark. Sie führt aber in ihrem Anwendungsbereich ebenfalls zu niedrigen Betriebskosten.

Intermittierender Betrieb. Als Alternative zur Regulierung des Förderstroms dient der intermittierende Pumpbetrieb. Er erfordert – je nach Anlage – auf der Saug- oder der Druckseite der Pumpe den Einbau eines Speichers, dessen Wirkungsweise am grundsätzlichen Beispiel von Abb. 6.135a gezeigt werden kann.

Eine Entwässerungspumpe soll das in einem tiefer liegenden Gebiet variabel anfallende Wasser Q_z , (wobei $Q < Q_z < Q_{z,max}$) in einen Speicher mit konstantem Wasserspiegel fördern. Die Pumpe soll nicht reguliert werden, sondern intermittierend (mit Unterbrechungen) arbeiten. Die Bemessungssituation zeigt Abb. 6.135a.

Wie wird eine derartige Entwässerungspumpe bemessen? – Wie groß soll der Nutzinhalt ihres Vorbeckens (Speicher) werden?

Zunächst wird man bei dieser Aufgabe die maximalen und minimalen Vorbeckenspiegel festlegen sowie die Pumpleistung wählen. Damit lässt sich zu jedem Vorbeckenspiegel die *Anlagekennkurve* bestimmen. Diese schwankt entsprechend der Spiegelschwankung w im Vorbecken (Abb. 6.135b).

Die Pumpe kann auch so gewählt werden, dass sie bei vollem Vorbecken gerade $Q_{z,max}$ fördert. Ihre Kennkurve muss also durch den Sollpunkt $Q_{z,max} = Q_v$ gehen (s. Abb. 6.135a).

Daraus ergibt sich für einen kleineren, über längere Zeit konstanten Wasserzufluss Q_z , der folgende Betriebsablauf:

- Während der Füllung des Vorbeckens arbeitet die Pumpe nicht.
- Die Pumpe schaltet ein, wenn der Speicher voll ist und leitet damit den Entleerungsvorgang ein.
- Ist das Vorbecken leer gepumpt, schaltet die Pumpe ab.

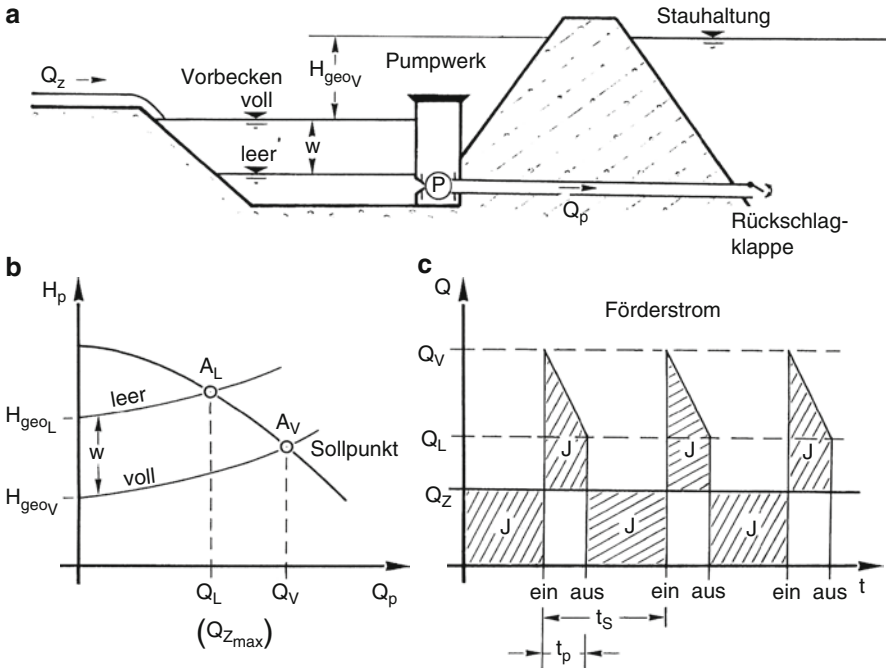


Abb. 6.135 Intermittierender Betrieb einer Entwässerungspumpe. **a** Längsschnitt durch die Anlage, **b** Anlage- und Pumpenkennkurve, Schwankungsbereich w , **c** Ganglinie der Zuflüsse Q_Z und des Förderstroms $Q_L < Q_P < Q_V$

Damit ergibt sich der erforderliche Speicherinhalt J aus der Vorgabe, dass das Füllvolumen dem Entleerungsvolumen entspricht (s. Abb. 6.135c). In diesem Fall gilt:

$$J = Q_Z \cdot (t_s - t_p) = [0,5 \cdot (Q_V + Q_L) - Q_Z] \cdot t_p \text{ [m}^3\text{]}$$

mit

t_s Schaltfolge [s]

t_p Pumpzeit [s]

Q_V Förderstrom bei vollem Speicher [m³/s]

Q_L Förderstrom bei leerem Speicher [m³/s]

Der dritte Term basiert auf einer Annäherung der Gangliniendifferenz durch ein Trapez.

Die Auflösung nach der Schaltfolge t_s bzw. der Schalthäufigkeit (Schaltfrequenz) $i_s = 1/t_s$, ergibt, wenn zusätzlich berücksichtigt wird, dass Q_L als Anteil $\alpha \cdot Q_V$ ausgedrückt werden kann:

$$i_s = \frac{Q_Z}{J} \cdot \left[1 - \frac{Q_Z}{0,5 \cdot Q_V \cdot (1 + \alpha)} \right] \text{ [1/s]}$$

Die Schalthäufigkeit ist demzufolge für $Q_z = 0$ und $Q_z = 0,5 \cdot Q_V \cdot (1 + \alpha)$ gleich Null. Da der Wasserzufluss Q_z nicht negativ werden kann, muss die zweite Aussage noch präzisiert werden. Die Schalthäufigkeit wird Null für

$$0,5 \cdot Q_V \cdot (1 + \alpha) \leq Q_z \leq Q_V \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

und maximal für

$$Q_z = \frac{0,5 \cdot Q_V \cdot (1 + \alpha)}{2} \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

und erreicht dann den Wert:

$$i_{s,\max} = \frac{0,5 \cdot Q_V \cdot (1 + \alpha)}{4 \cdot J} \quad [1/\text{s}]$$

Die zugehörige Funktion ist in Abb. 6.136 für zwei Werte von α dargestellt. Sie wird dazu verwendet, um bei Annahme einer maximal zulässigen Schalthäufigkeit den erforderlichen Speicherinhalt J_{erf} zu bestimmen. Für diesen gilt:

$$J_{\text{erf}} = \frac{0,5 \cdot Q_V \cdot (1 + \alpha)}{4 \cdot i_{s,\max}} \quad [\text{m}^3]$$

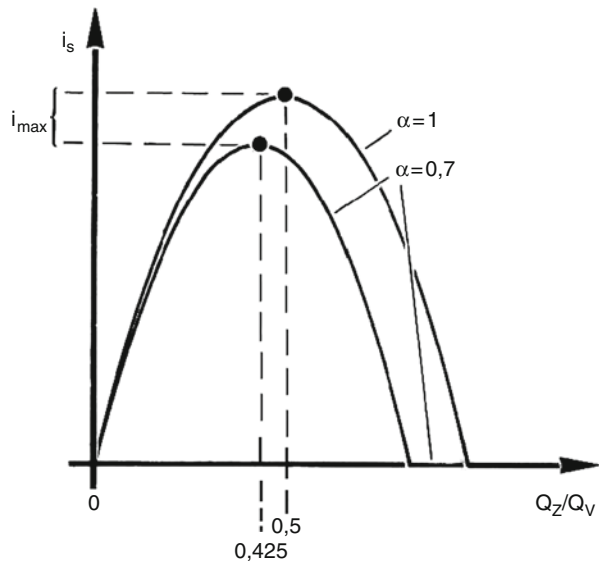


Abb. 6.136 Beziehung zwischen Schalthäufigkeit i_s und dem Verhältnis Q_z/Q_V bei gegebenem Inhalt J des Speichers

Beispiel: Der Zufluss schwankt zwischen $Q_z = 0$ und $2,0 \text{ m}^3/\text{s}$. Der Förderstrom beträgt bei vollem Speicher $Q_V = 2,0 \text{ m}^3/\text{s}$, bei leerem $Q_L = 1,4 \text{ m}^3/\text{s}$. – Wie groß muss das Speichervolumen J_{erf} gewählt werden, damit die Schalthäufigkeit i_s nicht über $i_{s,\text{max}} = 2/h = 1/1800 \text{ s}$ steigt?

Lösung:

Mit $\alpha = Q_L/Q_V = 0,7$ wird:

$$J_{\text{erf}} = \frac{0,5 \cdot Q_V \cdot (1 + \alpha)}{4 \cdot i_{s,\text{max}}} \cdot 1800 = \frac{0,5 \cdot 2,0 \text{ m}^3/\text{s} \cdot (1 + 0,7)}{4 \cdot 1 \cdot 1/\text{s}} \cdot 1800 = 765 \text{ [m}^3\text{]}$$

Das betrachtete Schöpfwerk gemäß Abb. 6.135a besitzt nur eine einzige Pumpe. Diese wird gemäß einem Zweipunktregler ein- und abgeschaltet, d. h. Einschaltung bei vollem Speicher, Abschaltung bei leerem Speicher.

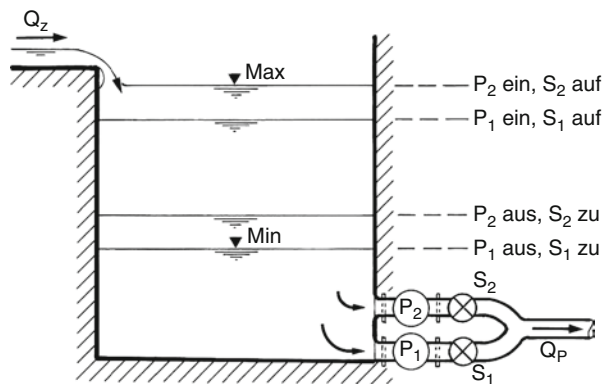
Bei Schöpfwerken mit mehreren nebeneinander arbeitenden Pumpen wird man im Allgemeinen für jede Pumpe einen besonderen Zweipunktregler verwenden und damit insgesamt betrachtet einen Mehrpunktregler einführen. Abbildung 6.137 zeigt einen Vierpunktregler für zwei Pumpen.

6.8.2 Schneckenpumpen

Schneckenpumpen (sog. *Archimedes-Schnecken*) weisen eine gewisse Verwandtschaft mit Axialpumpen auf; sie fördern die Flüssigkeit aber mit einem freien Spiegel (Abb. 6.138). Sie weisen heute bei Längen bis 20 m eine Neigung bis 40° auf.

Ihre Förderkapazität richtet sich einzig nach dem Unterwasserstand; sie steigt mit diesem an, bis der sog. Füllpunkt erreicht ist, dann bleibt sie konstant (Abb. 6.139).

Abb. 6.137 Schema eines Schöpfwerks mit zwei nebeneinander arbeitenden Pumpen P_1 und P_2 mit den zugehörigen Schiebern S_1 und S_2 . Möglichkeit für eine Vierpunktregelung des Betriebs



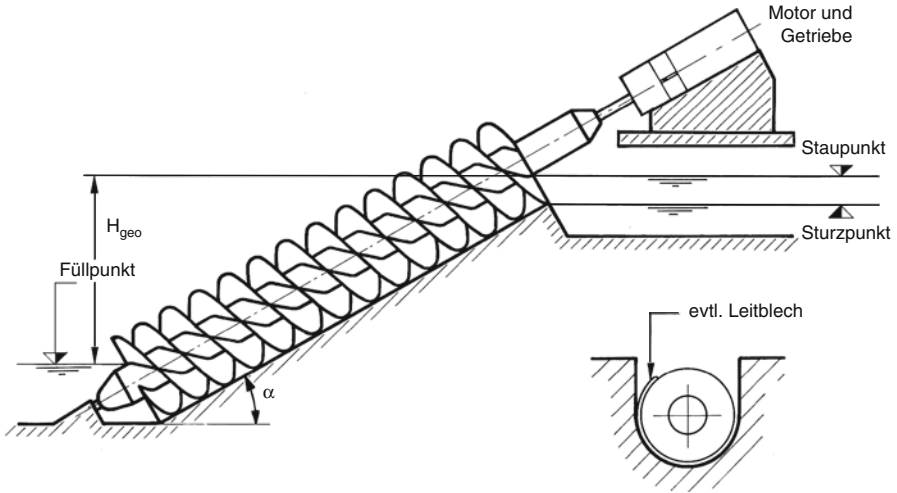


Abb. 6.138 Längs- und Querschnitt durch eine Schneckenpumpe

Gegen den Anfall von Geschwemmsel und starke Verschmutzungen sind solche Pumpen weitgehend unempfindlich, weshalb sie oft in der Abwassertechnik zum Einsatz gelangen.

6.8.3 Kolbenpumpen

Da *Kolbenpumpen* in der Wasserwirtschaft eher selten eingesetzt werden, folgt hier nur ein kurzer Hinweis. Ihre Wirkung beruht darauf, dass sie das ihnen zugeführte

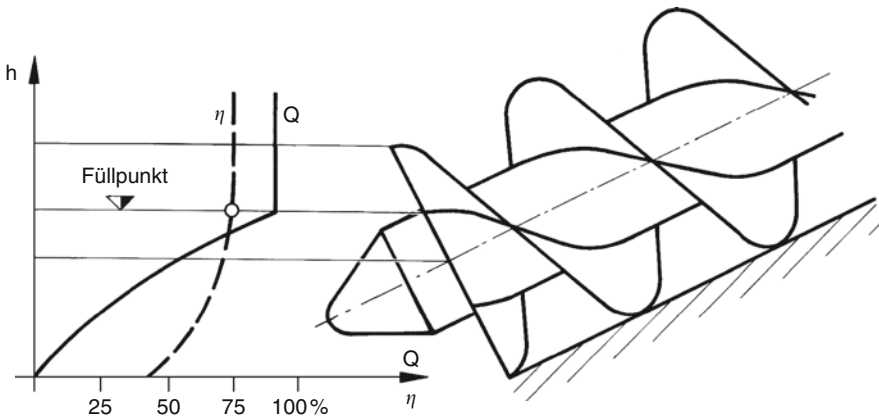
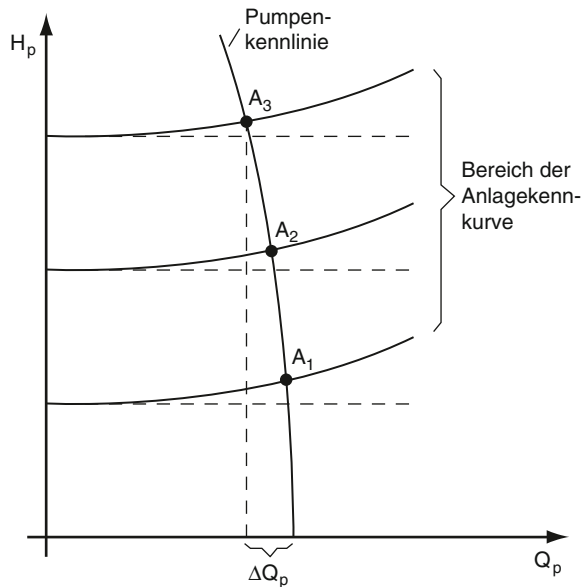


Abb. 6.139 Kennkurve einer Schneckenpumpe und zugehöriger Wirkungsgrad η

Abb. 6.140 Kolben- oder Verdrängerpumpe. Pumpenkennkurve und Anlagekennkurven. Der Förderstrom variiert in Funktion des Drucks nur wenig (ΔQ_p)



Wasser periodisch in die Druckleitung verdrängen. Deshalb werden sie generell den *Verdrängerpumpen* zugeordnet.

Aus der Fülle der Konstruktionstypen seien hier erwähnt,

- die eigentliche Kolbenpumpe,
- die Membranpumpe,
- die Kreiskolbenpumpe und die
- Zahnradpumpe.

Kolbenpumpen eignen sich grundsätzlich für kleine Förderströme und hohe Förderdrücke.

Infolge des Verdrängungsprinzips ist ihre Kennlinie sehr steil. Wie Abb. 6.140 andeutet, eignen sie sich deshalb gut als Dosierpumpen, d. h. für eine vom Druck in der Anlage wenig abhängige Förderung. Im Unterschied zu den Kreiselpumpen werden sie gewöhnlich nicht hintereinandergeschaltet bzw. nicht mehrstufig gebaut.

Kapitel 7

Landwirtschaftlicher Wasserbau

Der klassische landwirtschaftliche Wasserbau (auch *Kulturwasserbau*) (engl.: *water engineering of agricultural lands*) beschäftigt sich mit der Be- und Entwässerung von landwirtschaftlichen Flächen (s. Muth 1991).

Die *Bewässerung* (engl.: *irrigation*) dient dem Aufbringen von Bewässerungswasser auf landwirtschaftlich, forstwirtschaftlich oder gärtnerisch genutzte Flächen. Die Bewässerung (auch Beregnung) soll insbesondere den Wasserbedarf der Pflanzen decken (s. DIN 4047 Teil 6 – Landwirtschaftlicher Wasserbau – Begriffe – Teil 6: Bewässerung).

Die *Entwässerung* (engl.: *drainage*) oder Dränung dient der Ableitung von überschüssigem Bodenwasser und/oder unterirdischem Wasser mit Hilfe von Dränen und Vorflutern (s. DIN 4047 Teil 9 – Landwirtschaftlicher Wasserbau – Begriffe – Teil 9: Entwässerung, Drainung).

Hier sollen nur die technischen Aspekte des landwirtschaftlichen Wasserbaus ohne jede Bewertung der ökologischen und naturschutzfachlichen Auswirkungen dargestellt werden. Oft gibt es diesbezüglich sehr unterschiedliche Zielsetzungen und Positionen (s. u. a. Patt et al. 2011; Jürging u. Patt 2005).

7.1 Bewässerung

In niederschlagsarmen Gebieten werden Wiesen, Acker- und Gartenkulturen bewässert, um die Ernteerträge zu steigern. Die Bewässerung ist insbesondere notwendig, wenn die Wachstumsperiode mit der Trockenzeit zusammenfällt. Der Wasserbedarf für die Bewässerung wird nach Möglichkeit mit Oberflächenwasser aus Seen oder Flüssen, aber auch mit Grundwasser gedeckt.

Neben dem Hauptzweck, der *Anfeuchtung*, kann die Bewässerung auch der Düngung, der Reinigung des Bodens (z. B. der Entsalzung), der Erwärmung (etwa als Frostschutz) oder der Auflandung (sog. Kolmationsfelder) dienen.

Mit dem *Bewässerungswasser* werden *gelöste* und *ungelöste Stoffe* in den Boden eingetragen.

Abbildung 7.1 zeigt ein offenes Verteilsystem mit *Hauptkanal*, *Sekundärkanälen*, *Tertiärkanälen*, *Feldkanälen* und *Entwässerungskanälen*.

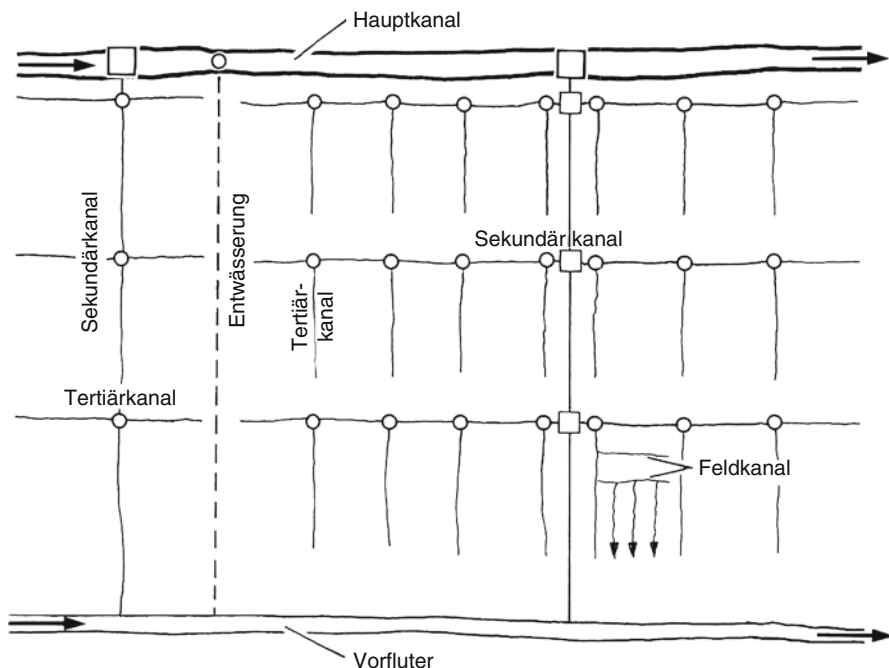


Abb. 7.1 Typisches Bewässerungsnetz mit abgestufter Ordnung der Kanäle und Verteilbauwerke

Zu den üblichen Bewässerungsverfahren gehören die *Stauverfahren*, die *Rieselverfahren*, die *Beregnung* und die *Tropfbewässerung*. Der *Beckeneinstau* ist das häufigste Bewässerungsverfahren, gefolgt von der *Furchenrieselung* und der *Beregnung*.

7.1.1 Stauverfahren

Bei diesem Bewässerungsverfahren wird das Wasser auf Flächen oder in Gräben gestaut. Die Strömungsgeschwindigkeit ist dabei nahezu Null, d. h. das Wasser steht.

Grabenstauverfahren. Beim *Grabenstauverfahren* werden Gräben (u. a. Entwässerungsgräben, Dränsysteme) eingestaut, um dadurch eine Anfeuchtung des Bodens zu erreichen; das Land selbst wird dabei nicht überstaut.

Dieses Verfahren ist bei tiefem Grundwasserstand nicht anwendbar, weil das Wasser von den Gräben aus fast senkrecht versickern würde. Der Grabenstau bedingt also einen hohen Grundwasserstand sowie ein möglichst flaches Gelände.

Furcheneinstau. Der *Furcheneinstau* stellt eine Verfeinerung des Grabenstauverfahrens dar. Zusätzlich zu den Gräben wird ein System von Furchen verwendet. Die Furchen werden eingestaut, aber nicht zum Überlaufen gebracht. Sie sind etwa 0,2

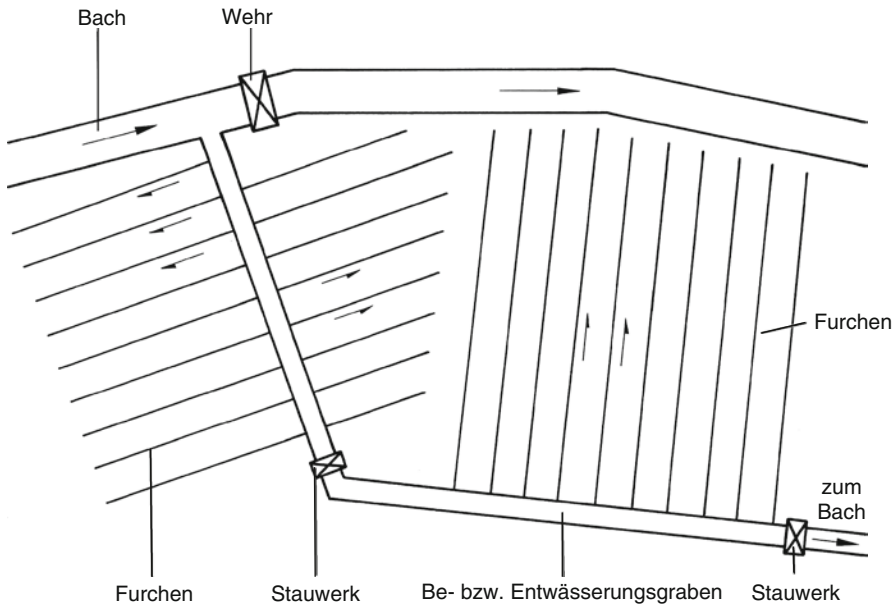


Abb. 7.2 Furchenbewässerung. Abschnittswise Aufstau des Be- und Entwässerungsgrabens durch Schützen (kleine bewegliche Wehre) und Anordnung der Furchen

bis 0,3 m breit und tief und verlaufen mit geringem Gefälle von 0,2 bis 0,5 ‰ über eine Strecke von maximal 100 m. Der Furchenabstand beträgt 0,6 bis 1 m und kann bei undurchlässigen Böden größer gewählt werden als bei durchlässigen Böden.

Der Furcheneinstau findet hauptsächlich bei Obst- und Gemüsekulturen Anwendung. Eine mögliche Anordnung der Furchen in Bezug auf einen abschnittsweise gestauten Be- und Entwässerungsgraben zeigt Abb. 7.2.

Beckeneinstau, Flächeneinstau. Die zu bewässernde Fläche wird in flache Becken unterteilt (Niveaudifferenzen maximal 0,1 m). An Hängen führt dies zu langen, schmalen Konturbecken, auf ebenen Flächen zu rechteckigen Strukturen. Diese Becken werden durch kleine Dämme bis 0,4 m Höhe geschaffen bzw. gegeneinander abgegrenzt.

Zur Bewässerung wird der Boden zeitweise 0,2 bis 0,3 m tief überstaut und dadurch mit Wasser angereichert. Falls das Wasser Sinkstoffe (Schweb) enthält, wirken diese als Dünger oder erzeugen ggf. eine unter Umständen erwünschte Auflandung.

Bei längerer Überstauung wirkt sich der Luftabschluss nachteilig aus, weshalb die Wässerungszeit, je nach Boden- und Pflanzenart, beschränkt werden muss (u. a. Gonsowski 1987, 1990).

Unbestelltes Ackerland kann während längerer Zeit düngend bewässert werden. Allerdings dürfen einige Kulturen während der Wachstumsphase höchstens ein bis zwei Tage überstaut werden. Daher muss anschließend genügend Zeit zur Entwässerung zur Verfügung stehen (z. B. zwei Wochen).

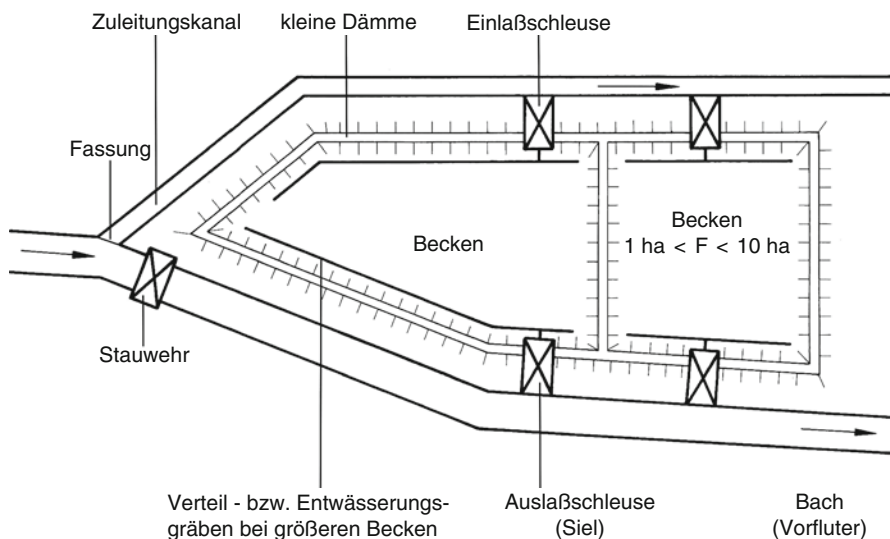


Abb. 7.3 Becken- und Flächeneinstau. Aufteilung des Bewässerungsgebiets in Becken mit Flächen F zwischen 1 und 10 ha. Anordnung der Verteil- bzw. Entwässerungsgräben

Abbildung 7.3 zeigt schematisch, wie die wasserbaulichen Anlagen angeordnet werden. Das einem Fluss entnommene Bewässerungswasser wird in einem Zuleitungskanal (Bewässerungskanal) landeinwärts geführt und im Bewässerungsgebiet verteilt. Das Gebiet ist in einzelne Becken aufgeteilt, die über jeweils eine Einlassschleuse beschickt und bewässert werden. Bei größeren Abteilungen wird die gleichmäßige Bewässerung noch durch Verteil- und Entwässerungsgräben gewährleistet.

7.1.2 Rieselfverfahren

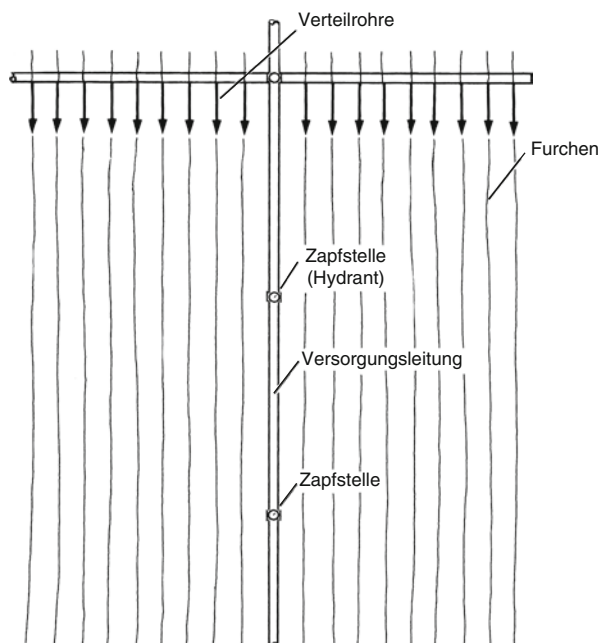
Während das Bewässerungswasser bei den Stauverfahren praktisch steht, fließt es bei den *Rieselfverfahren* langsam über den Boden oder durch die Furchen. Das Wasser ist durch die Rieselung sauerstoffreicher. Auch können mehr Sinkstoffe zur Düngung verteilt werden.

Wenn die Wasserverteilung nicht gleichmäßig erfolgt, sondern durch mehr oder weniger improvisierte Maßnahmen erreicht wird, spricht man von *wilder Rieselung*. Die gleichmäßige Bewässerung wird unter anderem durch die *Furchen-* und die *Landstreifenrieselung* erzielt.

Furchenrieselung. Die Furchen haben eine V- oder U-Form und sind in der Regel 0,15 bis 0,2 m tief und 0,25 bis 0,3 m breit. Der Abstand liegt bei 0,5 bis 1 m. Das Gefälle soll in der Regel 0,5 bis 2 % betragen.

Ein zu großes Gefälle führt bei starker Beschickung zu Erosionsvorgängen. Deshalb werden in geneigtem Gelände entweder *Konturfurchen* oder *Zickzackfurchen* erstellt. Eine Alternative dazu sind Konturterrassen mit Furchen.

Abb. 7.4 Furchenrieselung. Verteilsystem mit Niederdruckrohren



Als *Verteilbauwerke* zur Beschickung der Furchen dienen einfache Durchlässe oder Heber im Verteilkanal. Es gibt aber auch Systeme, bei denen die Verteilgerinne aus Rohren (starr oder flexibel und aufrollbar) mit verschließbaren Auslassöffnungen bestehen (Abb. 7.4).

Landstreifenrieselung. Das Bewässerungswasser wird bei dieser Methode nicht auf Furchen, sondern auf *planierte Flächenstreifen* verteilt (Abb. 7.5). Diese sind je nach Bodenqualität und Anbau 3 bis 30 m breit und 100 bis 800 m lang.

Die Flächenstreifen sind auf den ersten 10 bis 15 m eben. Danach steigt das Gefälle bei schweren Böden auf 0,2 bis 0,3 %, bei mittleren Böden auf 2 % und bei Klee- und Grünland auf bis zu 7 %. Zwischen den Streifen liegen kleine Leitdämme.

Die Wasserverteilung erfolgt meist schwallartig, indem das Auslassbauwerk (u. a. Siel, o. ä. Bauwerk oder Heber) nur kurz geöffnet wird. Zur Verbesserung der Verteilung werden auf den Streifen manchmal noch Rillen in Form von 0,08 bis 0,12 m tiefen Kleinfurchen angelegt.

7.1.3 Berechnung

Die *Berechnung* ist von der Geländeform unabhängig und ermöglicht eine relativ genaue, feine Wasserverteilung. Sie ist hinsichtlich des Wasserverbrauchs ein sparsames Bewässerungsverfahren. Die Wirkung ist mit der eines natürlichen Regens

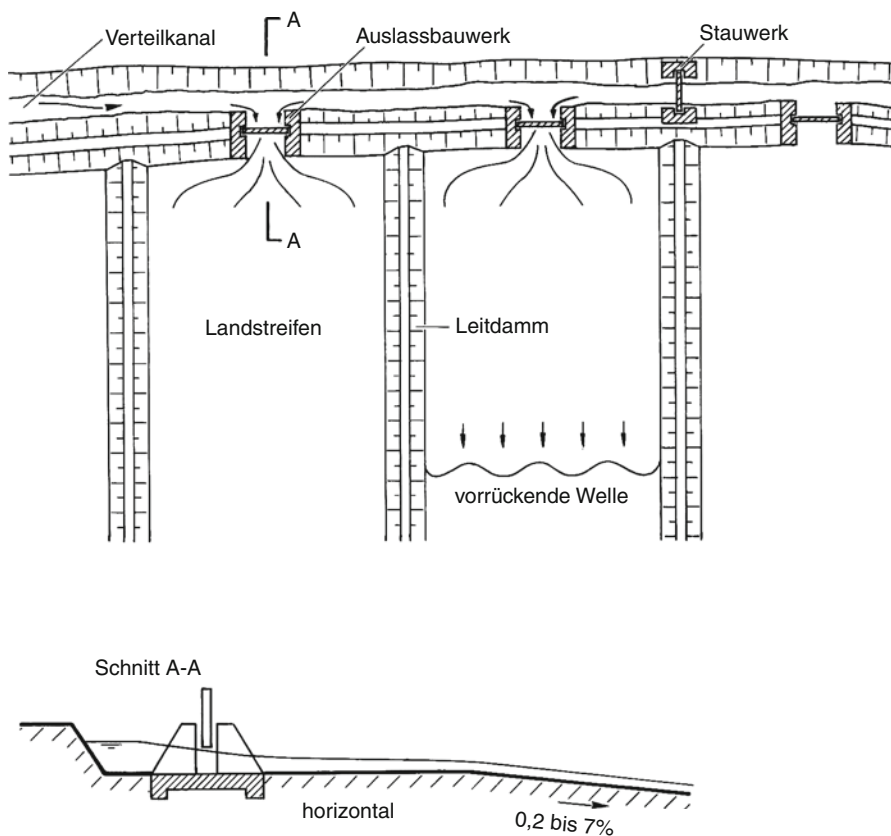


Abb. 7.5 Verteilsystem der Landstreifenrieselung

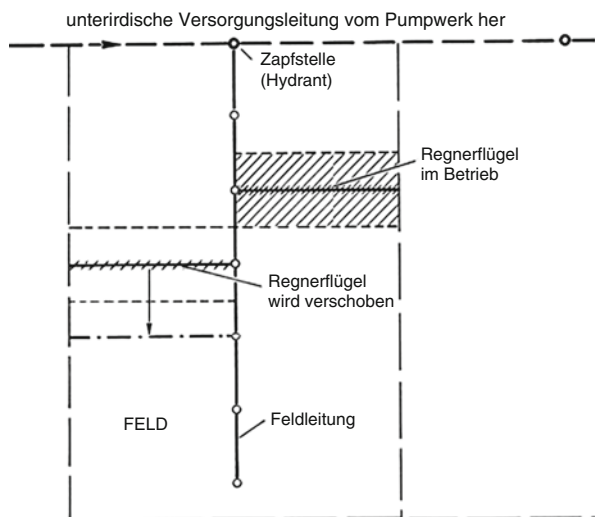
vergleichbar. Im Allgemeinen ist aber die Intensität bei einer künstlichen Beregnung höher und die Wassertemperatur niedriger.

Bestandteile einer *Beregnungsanlage* sind Pumpenaggregat, Druckleitungen und Regner. Die Druckleitungen sind meist in Feldleitungen und in Regnerflügel aufgeteilt. Die Feldleitungen bringen das Wasser auf die Bewässerungsfelder; die Regnerflügel verteilen es.

Abbildung 7.6 zeigt eine Anlage mit einer Feldleitung und zwei Regnerflügeln. Letztere bestehen aus mehreren aneinander gekuppelten Regnerrohren, auf denen in gleichmäßigen Abständen die Regner sitzen.

Eine Beregnung läuft beispielsweise wie folgt ab. Während ein Regnerflügel in Betrieb ist, wird der andere Flügel versetzt. Zu diesem Zweck muss der Flügel in die einzelnen Regnerrohre zerlegt, zur nächsten Zapfstelle der Feldleitung transportiert und dort wieder zusammengesetzt werden. Dann wird auch dieser in Betrieb genommen. Sobald der andere Regnerflügel genügend Wasser verteilt hat, wird er in der gleichen Weise versetzt. Dieser Vorgang wiederholt sich dann mehrfach. Es gibt aber auch mobile Anlagen, beispielsweise solche, bei denen der Regnerflügel Räder hat.

Abb. 7.6 Beregnungsanlage mit fester, unterirdischer Versorgungsleitung und einer oberirdisch montierbaren Feldleitung mit zwei Regnerflügeln



Als *Regner* setzt man sog. Düsenrohrregner, Schwenkregner oder Drehstrahlregner ein.

Düsenrohrregner sind fest eingebaute Düsen, die das Wasser beidseits der Regnerrohre auf einige Meter verteilen.

Einen etwas größeren Bereich, nämlich etwa 10 m, bestreichen die *Schwenkregner*. Ihre Düsen sind nicht fest, sondern werden durch einen vom austretenden Wasser angetriebenen Mechanismus hin und her geschwenkt.

Für ausgedehnte Bewässerungsfelder werden in der Regel *Drehstrahlregner* eingesetzt. Sie bestehen entsprechend Abb. 7.7 aus einer schräg nach oben gerichteten Düse, die sich langsam um eine vertikale Achse dreht.

Die Drehbewegung wird vom austretenden Wasser gesteuert. Auf diese Weise wird erreicht, dass der austretende Strahl eine große Fläche bestreicht. Der wirksame Radius R kann die Größenordnung von 15 bis 65 m erreichen. Für die Aufstel-

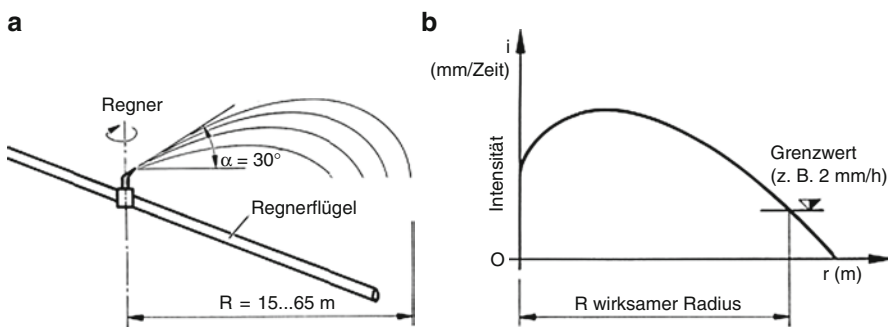


Abb. 7.7 Drehstrahlregner. **a** Prinzipskizze, **b** Intensitätskurve (zeigt die Abhängigkeit der Regenintensität vom Abstand der Drehachse)

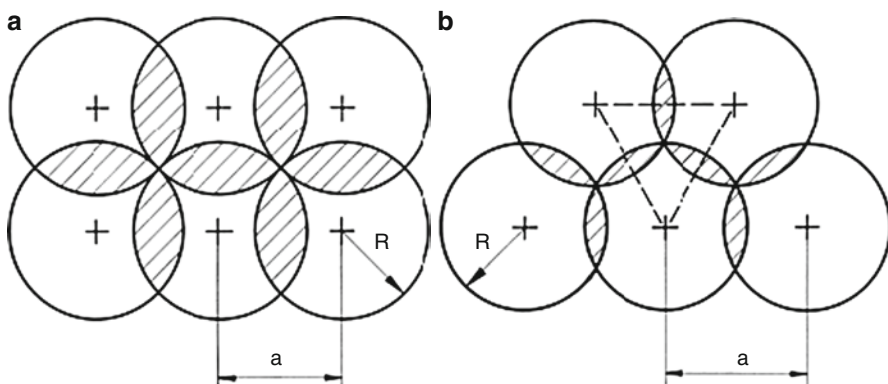


Abb. 7.8 Anordnung der Drehstrahlregner. **a** im Quadratverband mit $a = R\sqrt{2}$, **b** im Dreiecksverband mit $a = R\sqrt{3}$

lung der Drehstrahlregner ist deren *Intensitätskurve* (Abb. 7.7b) maßgebend. Aus ihr wird der wirksame Radius abgeleitet.

Der Einfluss der Regnerabstände ist in Abb. 7.8 dargestellt. Bei einer Aufstellung im Quadratverband werden 58 % der Fläche zweimal berechnet, bei einer Aufstellung im Dreiecksverband 21 %. Diese Überlappung ist mit Rücksicht auf die ungleichmäßige Berechnungsintensität längs des wirksamen Radius bis zu einem gewissen Grad erwünscht.

7.1.4 Tropfbewässerung

Die *Tropfbewässerung* führt das Bewässerungswasser tropfenweise zu den Pflanzen. Dort wird dann der Wurzelraum durchfeuchtet. Als Tropfelemente dienen einzelne *Tropfer* oder *Tropfrohre*. Letztere sind doppelwandig, bestehen also aus einem Innen- und einem Außenrohr.

Das Wasser dringt durch eine Austrittsöffnung aus dem Innenrohr in einen kleinen, zwischen den Rohren angebrachten, spiralförmigen Kanal (Wendelspirale) und gelangt von dort zur Austrittsöffnung aus dem Außenrohr, d. h. zur Tropfstelle.

Der spiralförmige Kanal, der auch als *Langwegkanal* bezeichnet wird, dient dem Abbau des im Innenrohr herrschenden Wasserdrucks auf nahezu Null (durch Reibungsverluste) (Abb. 7.9).

Die Druckhöhe bei der Tropfbewässerung beträgt 5 bis 15 m. Der Zulaufdruck in den Verteilleitungen darf deshalb nicht beliebig hoch oder gering sein. Meist werden zwischen der von einem Pumpwerk herangeführten unterirdischen Versorgungsleitung und den Verteilleitungen Druck- und Durchflussregler sowie Dosiergeräte für Düngerbeigaben eingebaut (Abb. 7.10).

Abb. 7.9 Schema eines Tropfrohrs. Spiralförmiger Kanal in der Wandung (zwischen Innen- und Außenrohr) als Druckreduzierer

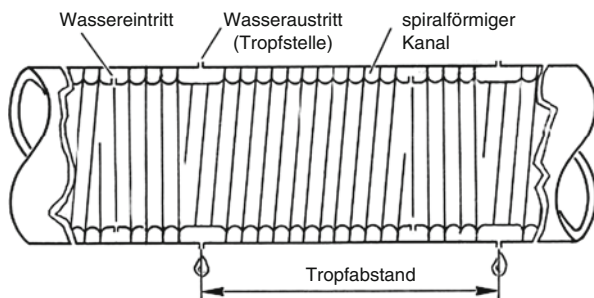
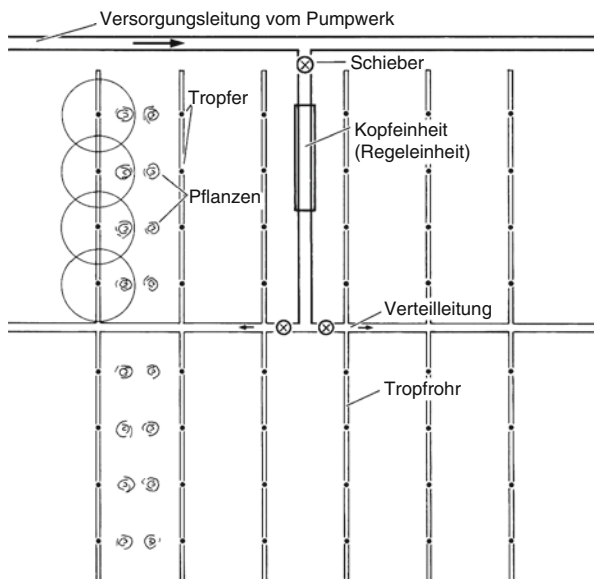


Abb. 7.10 Tropfbewässerungsanlage. Schema mit Versorgungsleitung, Kopfeinheit (u. a. Druckmesser, Druckregler bzw. Durchflussdosierventil und ggf. Düngergebehälter mit Düngerdosierer) und Tropfrohren



7.1.5 Unterflurbewässerung

Bei der *Unterflurbewässerung* wird ein Graben- oder Dränsystem zeitweilig eingestaut. Dadurch wird der normalerweise abgesenkte Grundwasserspiegel soweit angehoben, dass das Erdreich angefeuchtet wird. Abbildung 7.11 zeigt eine mögliche Anordnung sowie den Querschnitt einer Variante mit Gräben.

Bei der *Lösungsvariante mit Dränrohren*, die in ca. 0,5 m Tiefe mit 6 bis 12 m Abstand verlegt werden, erfolgt der Einstau mit Stauwerken in den Sammelleitungen. Die Schächte der Stauwerke gestatten die Überprüfung der Lage des Wasserspiegels (Abb. 7.12).

Die Vorteile der Unterflurbewässerung gegenüber den oberirdischen Verfahren liegen darin, dass die Unterflurbewässerung die Bewirtschaftung praktisch nicht

Abb. 7.11 Unterflurbewässerung mit Kanälen und Gräben. **a** Schema der Wasserverteilung, **b** Querschnitt durch zwei Gräben

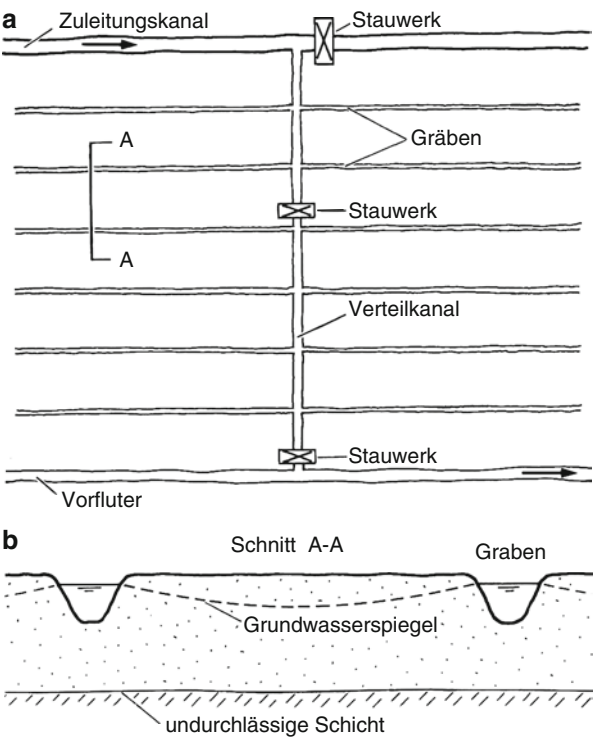
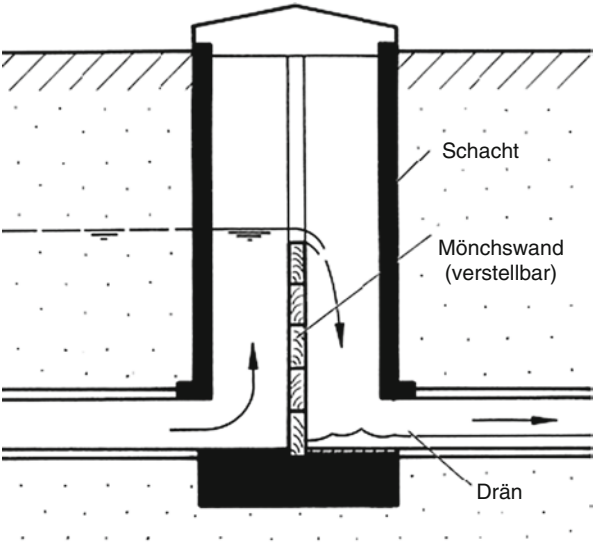


Abb. 7.12 Unterflurbewässerung mit Dränsystem. Stauwerk in einem Schacht (sog. Mönchsbaupunkt)



behindert, die Verdunstung an Bewässerungswasser klein hält und keine Auswaschung des Bodengefüges verursacht.

Nachteilig ist, dass sich die Anwendung auf ebenes oder fast ebenes Terrain beschränkt, die Wasserverteilung mengenmäßig eingeschränkt und kaum kontrollierbar ist. Auch kann nur sauberes Wasser verwendet werden, so dass auf die Zugabe von Dünger verzichtet werden muss.

7.2 Entwässerung

Unter *Entwässerung* (auch sog. *Dränung*) wird hier die landwirtschaftliche Entwässerung verstanden; sie wird etwa auch als kulturbautechnische Entwässerung bezeichnet.

7.2.1 Ziel der Entwässerung – Dränung

Das Ziel der landwirtschaftlichen Entwässerung besteht darin, die Kulturpflanzen vor schädlicher Bodennässe zu schützen.

Ursachen für eine Bodennässe können sein:

- allzu häufige und lang andauernde Überschwemmungen
- ein zu hoher Grundwasserstand infolge Grundwasserandrangs aus benachbarten Gebieten oder aus hohen Vorflutern
- ungenügende Versickerung der Niederschläge in schwer durchlässigen Böden
- zu großes Rückhaltevermögen schwerer Böden.

Als Gegenmaßnahmen kommen grundsätzlich in Frage:

- Hochwasserschutzmaßnahmen
- Senkung des Grundwasserstands
- Hebung der Böden durch Aufschüttung
- Ableitung des Oberflächenwassers sowie gezielte Bodenverbesserungen.

Im Folgenden werden vor allem die Möglichkeiten zur Senkung des Grundwasserspiegels behandelt. Als Richtwerte für einen günstigen Grundwasserstand können in Mitteleuropa nach Schröder die Angaben der Tab. 7.1 dienen.

Tab. 7.1 Günstiger Grundwasserstand unter Terrain in m

Bodenart	Wiese	Weide	Äcker
Leicht durchlässige Mineralböden	0,5...0,7	0,7...0,9	0,8...1
Schwer durchlässige Mineralböden	0,6...0,8	0,8...1	1...1,2
Moorkulturen	0,5...0,7	0,7...0,9	0,8...1

7.2.2 Grabenentwässerung und Dränung

Soll in jedem Punkt eines landwirtschaftlich genutzten Gebiets ein günstiger Grundwasserstand gewährleistet werden, so bedingt diese Vorgabe meist ein Zusammenwirken verschiedener Entwässerungsleitungen.

In der Praxis gelangen hierfür im Wesentlichen zwei Entwässerungssysteme einzeln oder kombiniert zum Einsatz:

- Grabenentwässerung und
- Dränung

Der Unterschied zwischen beiden Systemen besteht vornehmlich darin, dass die *Grabenentwässerung* offen und die *Dränung* verdeckt geführt werden. Die Anordnung der Primär-, Sekundär- und Tertiärleitungen ist bei beiden aber grundsätzlich gleich.

Abbildung 7.13a zeigt ein Beispiel für die Anordnung der Entwässerungsleitungen und Abb. 7.13b einen Schnitt durch die Tertiärleitungen.

Die Vorteile der *Grabenentwässerung* gegenüber der *Dränung* sind:

- das unmittelbare und schnelle Abführen von Oberflächenwasser bei Starkregen und Schneeschmelze,
- die größere Wasseraufnahme- und Ableitfähigkeit offener Gerinne,
- das geringere Mindestgefälle,
- die Irrelevanz der Frosttiefe,
- das leichte Erkennen und Beseitigen von Abflussstörungen und Verbreiterungen,
- die einfache Möglichkeit zur Einrichtung, Bedienung und Unterhaltung von Staueinrichtungen,
- die Realisierbarkeit einer Entwässerung selbst bei schlechten Bodenverhältnissen oder in Wäldern und
- die im Allgemeinen geringeren Herstellungskosten.

Es gibt allerdings auch Nachteile. Dazu zählen:

- der Verlust von Kulturland (bis zu 15 % der Nutzfläche),
- die Behinderung der Zugänglichkeit der Kulturlächen und damit der Bewirtschaftung,
- die größere notwendige Anzahl von Bauwerken, wie Durchlässe, Brücken, Düker, Durchfahrten,
- der laufende Unterhalt der Gräben und der zugehörigen Bauwerke,
- die Bildung von Unkraut- und Ungezieferherden,
- die Abflussstörungen durch Frost (Zufrieren der Leitungen usw.) und
- die ungleichmäßigere Entwässerung.

Vorfluter. Da letztlich alles Bewässerungswasser einem Vorfluter zufließt, muss dieser ein entsprechendes Aufnahmevermögen besitzen. Demzufolge setzt die Verwirklichung eines Entwässerungssystems oft Ausbaumaßnahmen voraus.

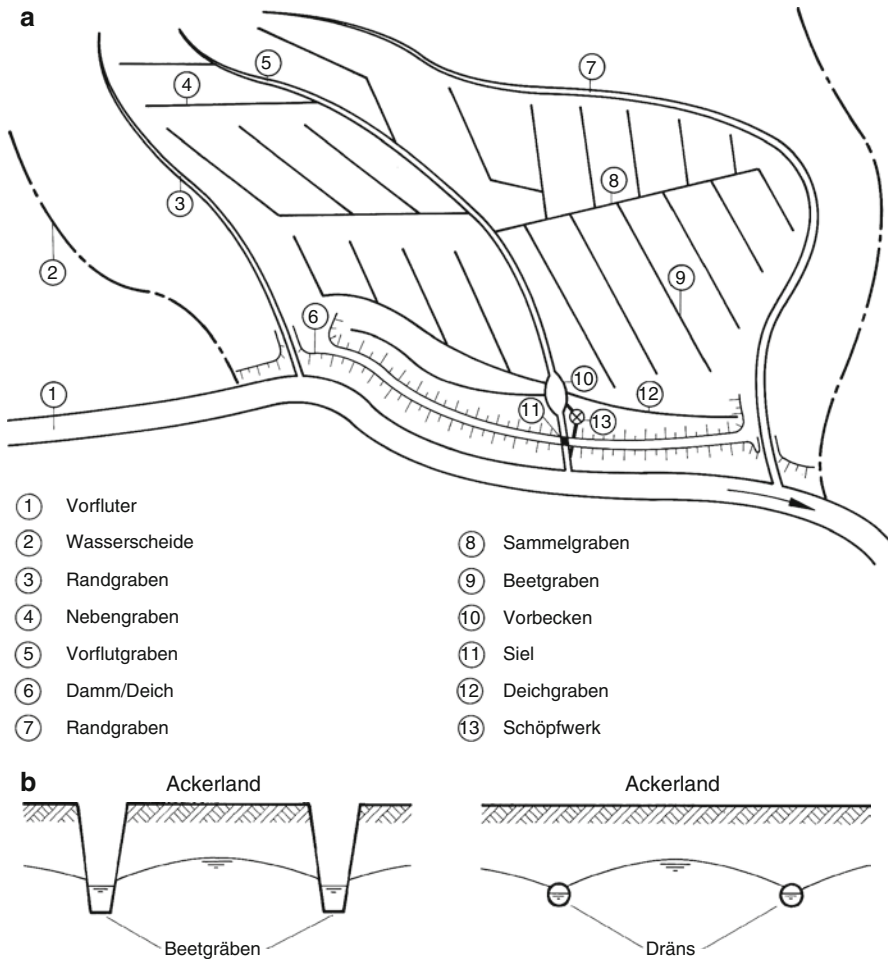


Abb. 7.13 Anordnung einer Grabenentwässerung (oberer Bildteil) und überhöhter Querschnitt durch zwei benachbarte Beetgräben oder Dräns (unterer Bildteil)

7.2.3 Grabenentwässerung

Die Bemessung einer Grabenentwässerung erfolgt auf der Grundlage des abzuführenden Abflusses. Mit den unterschiedlichen Grabenformen wird sich den Besonderheiten des Terrains angepasst.

Abzuführender Abfluss. Der Bemessung einer Entwässerung werden die Abflussspenden feuchter Jahre zugrunde gelegt. Zu ihrer Abschätzung dient in Mitteleuropa beispielsweise die Formel nach Uhden:

$$M_q = \frac{7/6 \cdot h_N - h_V}{31,5} [l/(s \cdot km^2)]$$

$$H_q = a \cdot M_q \text{ [l/(s} \cdot \text{km}^2\text{)]}$$

$$N_q = b \cdot M_q \text{ [l/(s} \cdot \text{km}^2\text{)]}$$

mit

- M_q mittlere Abflussspende der Feuchtjahre [l/(s · km²)]
- H_q mittlere Hochwasserabflussspende [l/(s · km²)]
- N_q mittlere Niedrigwasserspende [l/(s · km²)]
- h_N mittlere Jahresniederschlagshöhe [mm]
- h_V mittlere jährliche Verdunstungshöhe [mm]
- a, b Koeffizienten gemäß Tab. 7.2

Der abzuführende Abfluss Q in Liter pro Sekunde [l/s] beträgt bei bekannter Größe des Entwässerungsgebiets E in Quadratkilometer [km²]:

$$Q = q \cdot E + \text{Fremdwasserzufluss [l/s]}$$

Grabenform. Die Entwässerungsgräben weisen meist trapezförmige Querschnitte auf. Eine hydraulische Bemessung wird in der Regel nur für die größeren Vorflutgräben durchgeführt. Bei der Gestaltung des Grabens ist in der Regel Folgendes zu beachten:

- Mit Rücksicht auf Ablagerungen soll das Minimalgefälle 0,3 Promille nicht unterschreiten. Am günstigsten ist ein Gefälle zwischen 1 bis 2 Promille.
- Das Maximalgefälle richtet sich mit Rücksicht auf die Erosion nach der Sohlen- und Böschungsneigung. In unbefestigten Gräben soll die mittlere Fließgeschwindigkeit die in Tab. 7.3 dargestellten Werte nicht überschreiten.

Tab. 7.2 Koeffizienten a und b der Abflussspendeformel nach Uhden

	a	b
Flachland	4...0	1/3
Hügel- und Bergland	10...30	1/4
Mittelgebirge	30...60	1/5
Hochgebirge	≥60...150	1/6

Tab. 7.3 Mittlere Fließgeschwindigkeiten in unbefestigten Gräben

Grabensohle	Maximale Fließgeschwindigkeiten in unbefestigten Gräben [m/s]
Feiner Sand	0,2 bis 0,3
Grober Sand	0,4 bis 0,5
Feiner Kies	0,8 bis 1,0
Grober Kies	1,3 bis 1,6
Sandiger Lehm	0,3 bis 0,5
Gewöhnlicher Lehm	0,6 bis 0,9
Schwerer Lehm	0,9 bis 1,3

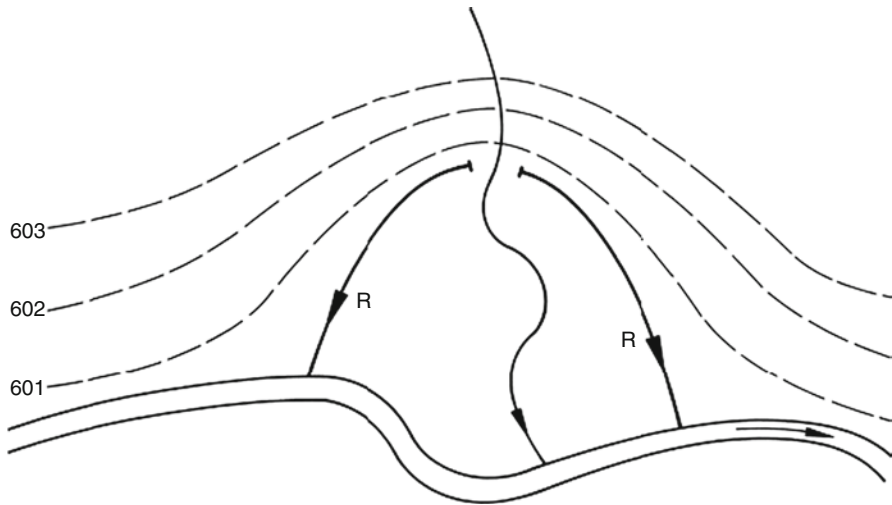


Abb. 7.14 Grabenentwässerung. Anordnung der Rand-(R) und Fanggräben

- Die Böschungsneigung richtet sich nach der Standfestigkeit des Bodens. Sie nimmt Werte von 1:1 bis 1:4 an.
- Die Sohlenbreite beträgt bei Handherstellung mindestens 0,25 m, bei maschineller Herstellung mindestens 0,30 m.
- Bei der hydraulischen Berechnung nach Manning-Strickler-Formel wird für unverkrautete Gräben mit $k_{\text{Str}} = 30$ und für verkrautete mit $k_{\text{Str}} = 25$ bis 20 gerechnet.
- Meist wird die Höhenlage der Gräben auf die mittlere Abflussspende und die gewünschte Grundwasserabsenkung ausgerichtet. In einem weiteren Schritt wird geprüft, ob die mittlere Hochwasserabflussspende N_q ohne auszuufern abfließen kann.

Rand- und Fanggräben. Die Rand- und Fanggräben werden gemäß Abb. 7.14 am Rand des Entwässerungsgebiets gebaut, um den Grundwasserandrang aus benachbarten Gebieten, also das sog. *Fremdwasser*, aufzufangen und abzuleiten. Auch der längs eines höher liegende, längs eines eingedämmten Vorfluters führende Entwässerungs- und Deichgraben ist eigentlich ein Rand- und Fanggraben.

Beetgräben und Gruppen. Die *Beetgräben* sammeln das Oberflächen- und Sickerwasser in den Feldern. Ihr Name rührt daher, dass sie die Felder in Beete unterteilen. Um diese zugänglich zu machen, werden die Beetgräben an geeigneten Stellen überdeckt. Dies setzt die Ausbildung von Durchlässen voraus (Abb. 7.15).

Die Tiefe und der Abstand der Beetgräben (sog. Beetbreite) richten sich naturgemäß nach der Beschaffenheit und der Nutzung der Böden sowie nach der gewünschten Grundwasserabsenkung. Einige Richtwerte enthält Tab. 7.4.

Im geeigneten Gelände wird gewöhnlich versucht, die Beetgräben quer zur Fließrichtung des Grundwassers anzuordnen, weil dadurch die entwässernde Wirkung gesteigert werden kann.

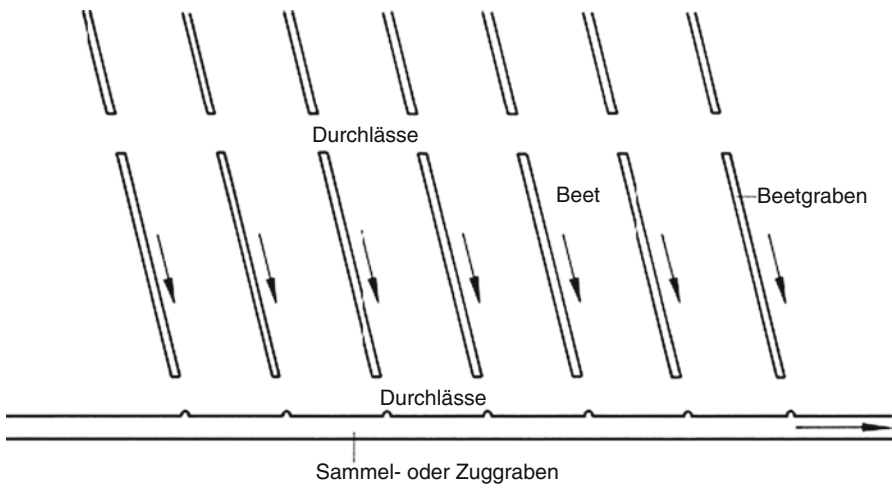


Abb. 7.15 Grabenentwässerung. Anordnung der Beetgräben und der zugehörigen Durchlässe

Unter *Gruppen* versteht man noch kleinere Kanäle, die vor allem dem Abzug des Oberflächenwassers dienen. Ihre Querschnittsabmessungen liegen in der Größenordnung von $0,2 \times 0,2$ m.

Sammelgräben. Die *Sammel-, Zug- oder Nebengräben* bilden die Vorfluter der Beetgräben und münden ihrerseits in die eigentlichen Vorflutergräben.

Unterhaltungsarbeiten. Sämtliche Entwässerungsgräben erfordern eine entsprechende Unterhaltung. Da diese heute oft maschinell erfolgt, muss die Anordnung und Gestaltung der Gräben entsprechend gewählt werden.

Zu den Unterhaltsarbeiten in den Gräben gehören insbesondere die *Krautung*, der *Schnitt* von Pflanzen, die *Räumung* eventueller Auflandungen sowie die Wiederinstandsetzung bei Erosionsschäden.

Hinsichtlich der ökologischen Auswirkungen gibt es heute eine lange Reihe von Untersuchungen, die belegen, dass eine naturraumangepasste Gewässerunterhaltung den Lebensraum Fließgewässer weit weniger belastet und daher auch den naturschutzfachlichen Belangen Rechnung trägt (u. a. DVWK 1992; DWA 2010d).

7.2.4 Dränung

Dränsysteme bestehen im Wesentlichen aus künstlichen, unterirdischen Abzügen. Ihre kleinsten Elemente, die *Sauger* und *Sammler*, sind bei der sog. *Rohrdränung*

Tab. 7.4 Richtwerte für Tiefe und Breite der Beetgräben

	Tiefe [m]	Breite [m]
Äcker	1,0 ... 1,3	0,25 ... 0,4
Wiese	0,6 ... 0,9	0,5 ... 1
	schwere...leichte Böden	

Tab. 7.5 Abflussspenden für verschiedene mittlere Jahresniederschläge

Niederschlag [mm/Jahr]	Abflussspende [l/(s · ha)]
<600	0,8
600...1000	1
>1000	2

vergrabene Rohre, die in der Regel im Freilauf durchflossen werden. Die Rohrdränung ist die wichtigste und häufigste Art der Dränung.

Abzuführender Abfluss. Die *Abflussspende*, die der Bemessung eines Dränsystems zugrunde gelegt wird, ist ein Erfahrungswert, der stark von den örtlichen Gegebenheiten abhängt und nicht ohne Weiteres zu bestimmen ist. Anhaltspunkte für Mitteleuropa vermittelt DIN 1185 gemäß Tab. 7.5.

Muss mit starkem *Schmelzwasseranfall* gerechnet werden oder werden die Dräns für eine intensive Entwässerung vorgesehen, so sind die obigen Abflussspenden zu verdoppeln.

Die Abflussspende q [l/(s · ha)] ist naturgemäß umso größer, je durchlässiger der Boden und je flacher das Gelände sowie je gröber und je unregelmäßiger die Niederschläge sind. Deshalb sind örtliche Erfahrungen weitgehend wegweisend.

Der abzuführende Abfluss Q [l/s] ist bei gegebener Fläche des Entwässerungsgebiets E [km²]:

$$Q = q \cdot E + \text{Fremdwasserzufluss [m}^3/\text{s]}$$

Bemessung und Gestaltung der Dränrohre. Die hydraulische Bemessung mit der Manning-Strickler-Formel wird in der Regel nur für die Sammler und für größere Leitungen durchgeführt. Bei der Gestaltung sind folgende Richtwerte zu beachten:

- Das Minimalgefälle liegt für Sauger bei 0,3 % und für Sammler je nach Bodenart bei 0,15 bis 0,45 %.
- Das Maximalgefälle beträgt in Mineralböden 8 %; in Moorböden sind kleinere Werte zugelassen.
- Der Minstdurchmesser beträgt für Sauger 50 mm; für Sammler liegt er bei 65 mm.
- Die Mindestüberdeckung der Sammler liegt bei 0,7 m.
- Die größte Länge ohne Schächte erreicht bei Saugern in Mineralböden 250 m, bei Sammlern 1.000 m; in Moorböden sind es 150 bzw. 400 m.
- Bei der hydraulischen Berechnung wird mit einem Rauheitsbeiwert $k_{\text{Str}} = 65$ bis 75 gerechnet. Der erste Wert bezieht sich auf Ton- und Betonrohre mit geringer Geradlinigkeit, geringer Glätte, geringer Gefahr der Versandung und Verschlämmung sowie bei unsicherer Verlegung. Der zweite Wert gilt für Kunststoff- und Steinzeugrohre bei einwandfreier Verlegung und ohne Versandung oder Verschlämmung.

Dränungsabteilungen. Die *Rand-* und *Fangdräns* werden am Rand des Entwässerungsgebiets erstellt, um den Grundwasserandrang aus benachbarten Gebieten (das sog. Fremdwasser) aufzufangen und abzuleiten.

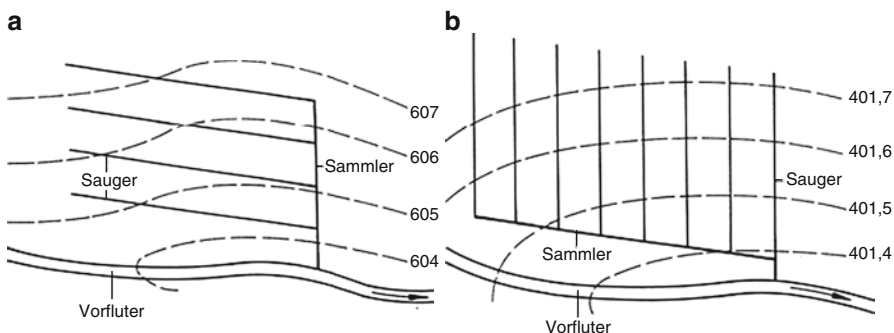


Abb. 7.16 Anordnung einer Dränungsabteilung. **a** Längsdränung und **b** Querdränung

Das Entwässerungsgebiet selbst wird in sog. *Dränungsabteilungen* unterteilt. Als Dränungsabteilungen werden diejenigen Dräns oder Sauger bezeichnet, die zusammen mit einem Sammler (ggf. einem Haupt- oder Nebensammler) eine Dränungsabteilung bilden.

Je nach der Richtung der Sauger zur Fallgeraden im Gelände unterscheidet man die Quer-, Schräg- oder Längsdränung. Diese verschiedenen Anordnungen sind in den Abb. 7.16 und 7.17 schematisch dargestellt.

Die Vorteile der *Querdränung* liegen darin, dass die Sammler in der Fallgeraden des Geländes liegen und auf diese Weise ein großes Gefälle aufweisen. Dadurch wird die Gefahr von Ablagerungen verringert.

Das meist in der Fallgeraden des Geländes abfließende Bodenwasser wird von den *Quersaugern* besser aufgefangen. Die Breitenwirkung des Quersaugers ist besser als diejenige des *Längssaugers* (Abb. 7.18). Bei Geländeneigungen unter 0,5 % lässt sich die Längsdrainage aber meist nicht umgehen.

Dräntiefe. Die Dräns oder Sauger bestimmen im Wesentlichen den Entwässerungseffekt. Unter der *Dräntiefe* versteht man den Abstand der Drängabensohle von der Geländeoberfläche.

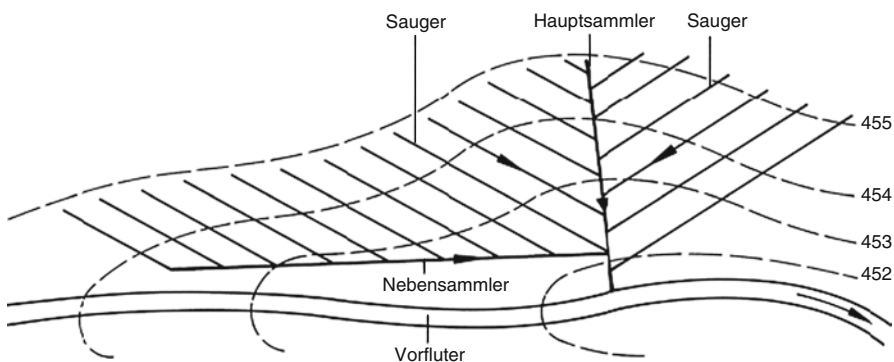


Abb. 7.17 Anordnung einer Schrägdränung

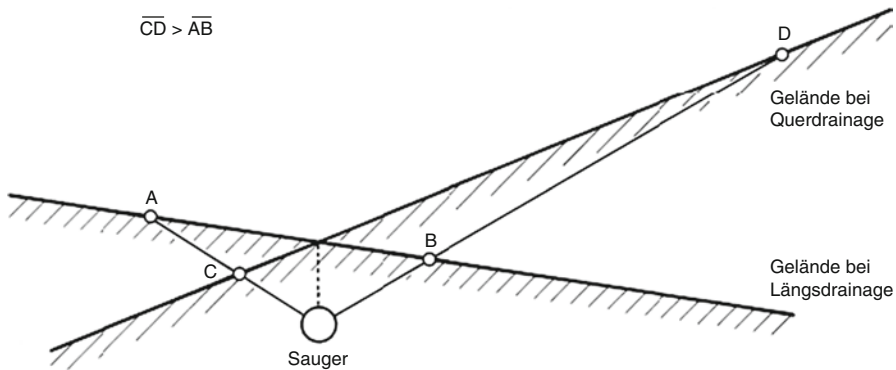


Abb. 7.18 Breitenwirkung eines Saugers bei Längs- und Querdrainage

Bei der Wahl der Dräntiefe sind hauptsächlich die Boden- und Witterungseinflüsse sowie die für den Anbau vorgesehenen Pflanzen zu berücksichtigen. Eine, auch im kältesten Winter, frostfreie Lage der Dränrohre ist sehr wünschenswert. Je tiefer die Sauger liegen, umso geringer ist die Gefahr, dass Pflanzenwurzeln in diese einwachsen.

Für Ackerdrainagen kommen folgende Dräntiefen in Frage:

- Die flache Lage mit 0,8 bis 1,0 m Dräntiefe wird hauptsächlich in schwer durchlässigen Böden angewendet.
- Die mittlere Lage von 1,0 bis 1,2 m empfiehlt sich in schweren und mittelschweren Böden.
- Die tiefe Lage von 1,2 bis 1,4 m ist für mitteldurchlässige Böden geeignet. Sie ist in der Regel in tiefgründigen, nährstoffreichen Lehm Böden zweckmäßig.
- Die sehr tiefe Lage von 1,4 bis 1,8 m wählt man für tief wurzelnde Bestände in tiefgründigen, mittelschweren Böden.

Dränabstand. Der Dränabstand ist von sehr vielen Parametern abhängig und muss deshalb sorgfältig und – wenn immer möglich – unter Berücksichtigung örtlicher Erfahrungen gewählt werden.

Für Böden mit zu hohem Grundwasserstand wird etwa die Formel von Hooghoudt verwendet (Abb. 7.19):

$$L = \sqrt{\frac{8 \cdot k_2 \cdot d \cdot h + 4 \cdot k_1 \cdot h^2}{q}} \text{ [m]}$$

mit

- L Dränabstand [m]
 q Dränabflussspende [m/Tag] oder [m³/(m² · Tag)]
 k₁ Durchlässigkeit der Bodenschicht oberhalb Dränsohle [m/Tag]
 k₂ Durchlässigkeit der Bodenschicht unterhalb der Dränsohle [m/Tag]

- h Druckhöhe des Grundwassers über Dränsohle zwischen Saugern [m]
- d äquivalenter Wert für die Mächtigkeit der durchströmten Bodenschicht, in Abhängigkeit des Dränabstandes L und der Tiefe D der undurchlässigen Schicht unterhalb der Dränsohle [m]

Übliche Dränabstände in Mineralböden liegen zwischen 8 und 30 m. Für Böden, die staunass sind, auf denen das Niederschlagswasser also nicht versickert, ist die Wahl der Dränabstände schwieriger.

Sauger. Die Dräns oder Sauger bestehen meist aus Ton- oder aus Kunststoffrohren. Die Tonrohre werden mit Nenndurchmessern von 50 bis 200 mm und in Längen von 333 mm hergestellt. Sie werden stumpf gestoßen im Graben verlegt.

Das Sickerwasser dringt, wie Abb. 7.20 veranschaulicht, durch die Stoßfugen ein. Die Anschlüsse an die Sammler werden behelfsmäßig nach Abb. 7.21a erstellt oder mit Formstücken gemäß Abb. 7.21b ausgeführt.

Die Kunststoffrohre werden in geraden Schüssen von 5 bis 6 m Länge oder als Ringe mit profilierter Wandung und mit bis zu 300 m Länge geliefert. Die Verbin-

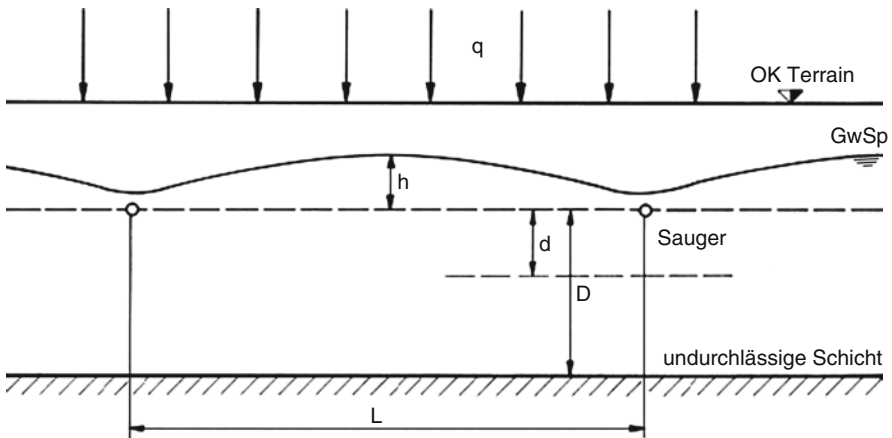


Abb. 7.19 Berechnung des Dränabstands. Skizze zur Formel von Hooghoudt

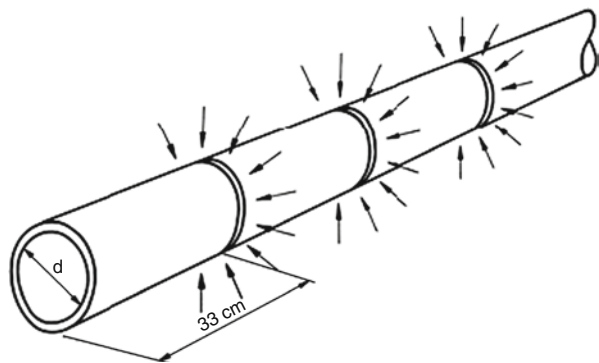


Abb. 7.20 Tonsauger. Eintritt des Wassers durch die Stoßfugen

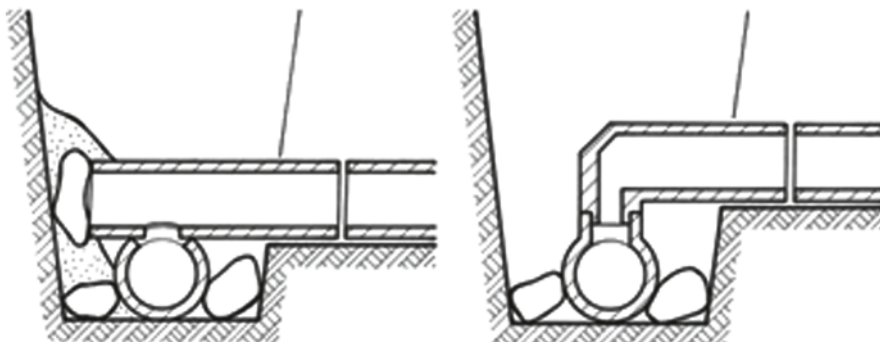


Abb. 7.21 Einmündung eines Tonsaugers in einen Sammler (zwei Ausführungsvarianten)

dungen bilden Steck- oder Schraubmuffen. Der Wasserzutritt erfolgt durch besondere Schlitzte in der Rohrwandung.

Als Nebenanlagen der Dräns oder Sauger dienen *Dränschächte*, *Dränabstürze* (Überwindung von Gefällestopfen), Sand- und Schlammfänge. Die Dränschächte (Abb. 7.22) dienen der Kontrolle der Abflüsse.

Sammler. Die Sammler müssen sich bezüglich ihrer Höhenlage und ihres Durchmessers nach den angeschlossenen Dräns richten. Bei der Kreuzung von Vorflutern, Straßen und Wegen sind gedichtete Rohre zu verwenden. Straßen und Wege sind ständig Erschütterungen ausgesetzt, so dass Bodenteilchen durch die Dränfugen fallen können. Außerdem müssen die Rohre gegen den Druck starker Verkehrslasten widerstandsfähig genug sein.

Die Ausmündungen der Sammler sollen in Bezug auf die Rohrsohle 0,10 bis 0,15 m über dem mittleren Wasserstand des Vorfluters liegen. Sie werden wegen der Gefahr des Rückstaus deshalb möglichst nicht unmittelbar flussaufwärts von Brücken, Durchlässen und Wehren angeordnet.

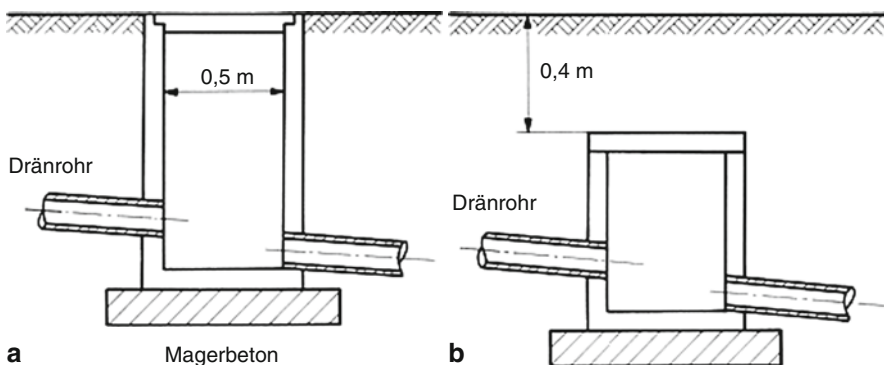


Abb. 7.22 Dränschächte. a offene Ausführung, b verdeckte Ausführung

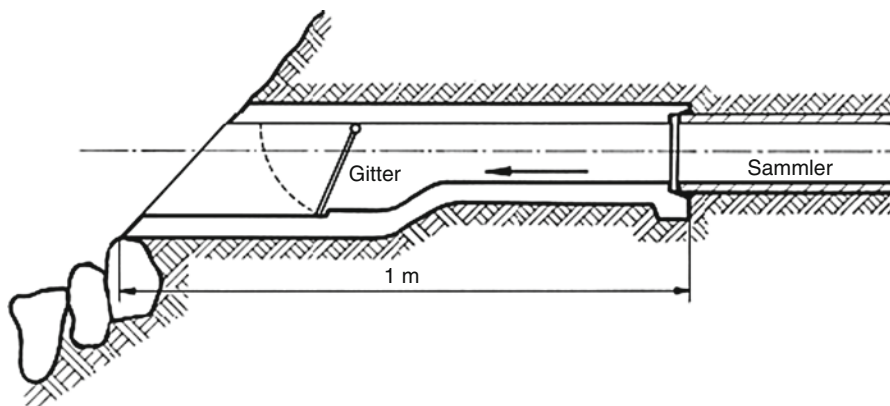


Abb. 7.23 Ausmündung eines Sammlers in einen Vorfluter

In Mineralböden verwendet man meistens besondere Formstücke aus Beton mit einer nach außen drehbaren Gitterklappe, damit keine Tiere in den Sammler eindringen können (Abb. 7.23).

Unterhaltungsarbeiten. Im Betrieb einer Rohrdränung können sich folgende Abflussstörungen einstellen:

- Verstopfungen durch abgelagerten Sand und Schluff.
 - *Gegenmaßnahmen:*
Filtermaterial um Stoßfugen der Tonrohre oder über Schlitze der Kunststoffrohre einbringen; kurze und möglichst steile Dräns, d. h. kleine Dränungsabteilungen wählen; eventuell Vorrichtungen für Spülungen vorsehen.

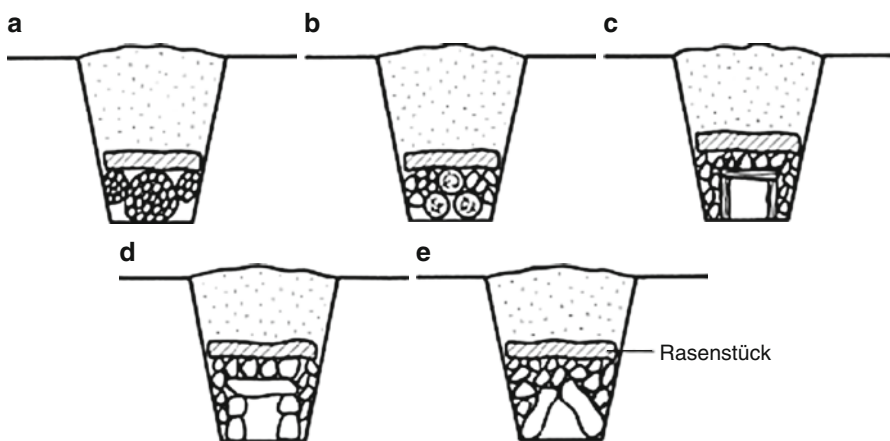


Abb. 7.24 Alternativen zur Rohrdränung. **a** Faschinendrän, **b** Stangendrän, **c** Holzkastendrän, **d** und **e** Steindrän

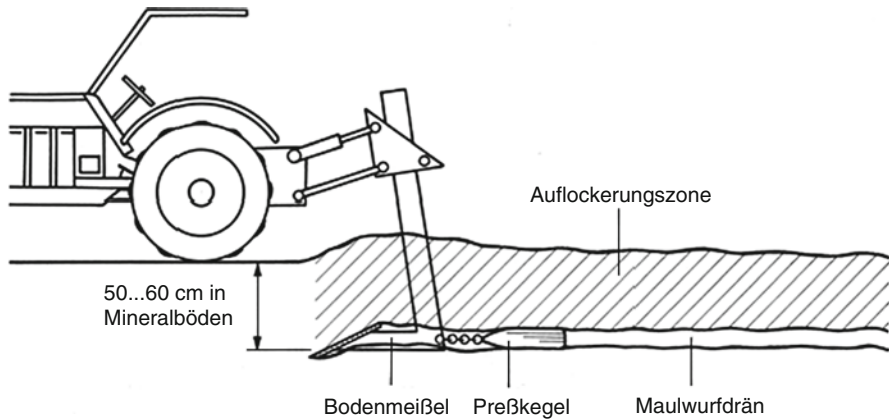


Abb. 7.25 Erstellung eines sog. Maulwurfdräns

- Verwachsungen durch Pflanzenwurzeln.
 - *Gegenmaßnahmen:*
große Dräntiefe; Verwendung pflanzenabweisender Stoffe (Karbolineum).
- Eisenockerausscheidungen bei starkem Eisengehalt des Bodens.
 - *Gegenmaßnahmen:*
wie bei Verstopfungen durch Sand.

Alternativen zur Rohrdränung. Anstelle von Rohren können auch sog. *Holz-* und *Steindräns* zum Einsatz gelangen. Entsprechende Gestaltungsmöglichkeiten sind aus Abb. 7.24 ersichtlich.

Je nach verwendetem Material unterscheidet man Holzdräns in Form von Fashinendräns, Stangendräns oder Holzkastendräns sowie Steindräns. Die Wahl des Materials richtet sich nach den örtlichen Gegebenheiten.

Eine andere Alternative zu den Rohren bietet die *Maulwurfdränung*. Bei ihr wird gemäß Abb. 7.25 einem Untergrundlockerer (auch Bodenmeißel) ein Presskegel nachgezogen, der einen mehrere Jahre haltenden Hohlraum erzeugt. Dieser wirkt dann als rohrloser Drän oder Sauger.

Kapitel 8

Verkehrswasserbau, Schifffahrt

Die Schifffahrt hat die Aufgabe, Personen und Güter auf Flüssen, Seen und Meeren (sog. Wasserstraßen) zu befördern.

Nachfolgend wird jedoch nur eine Einführung im Hinblick auf die Binnenschifffahrt auf Flüssen und Kanälen gegeben. Die Angaben zu den Abmessungen von Schiffen und Kanälen beziehen sich insbesondere auf die europäische Binnenschifffahrt.

Die Definitionen der Fachbegriffe im Verkehrswasserbau finden sich in DIN 4054.

8.1 Regelschiffe

Auf den europäischen Wasserstraßen verkehren heute vornehmlich *Motorschiffe* (Motorgüterschiffe) und *Schubverbände* (ein Schubboot schiebt ein bis mehrere Schubleichter) (s. Abb. 8.1). Sie lösten die *Schleppverbände* ab (Schleppverband: ein Schlepper schleppt einen bis mehrere Leichter).

Aus der Fülle der Schiffe im Klassifizierungssystem der europäischen Binnenwasserstraßen, seien hier nur drei Schiffstypen aufgeführt:

- *Motorschiff* (*Johann Welker* – sog. *Europaschiff*) – Klasse IV:
Länge: 80 bis 85 m; Breite 9,50 m; Abladetiefe (maximaler Tiefgang): 2,50 m; Tragfähigkeit: 1.000 bis 1.500 t.
- *Motorgüterschiff* (*Großes Rheinschiff*) – Klasse Va:
Länge: 95 bis 110 m; Breite 11,40 m; Abladetiefe (maximaler Tiefgang): 2,50 bis 2,8 m; Tragfähigkeit: 1.500 bis 3.000 t.
- *Schubverband mit Europaleichtern* – Klasse Vb bzw. VIa:
Länge mit einem Leichter 95 bis 110 m (Vb) ; mit zwei Leichtern 172 bis 185 m (VIa); Breite: 22,8 m; Tragfähigkeit mit einem Leichter: 3.200 bis 6.000 t (Vb); mit zwei Leichtern: 6.400 bis 12.000 t (VIa) (s. Abb. 8.2).

Für die *lichten Durchfahrtshöhen* unter Kreuzungsbauwerken sind die Schiffsaufbauten wichtig. Am höchsten ragen meist die Steuerhäuser auf, doch sind einige Schiffstypen in der Lage, diese während der Fahrt vorübergehend abzusenken.

Abb. 8.1 Schiffstypen.

a Motorschiff mit Spitzbug (Rundspant), **b** Motorschiff mit Pontonbug (Knicks pant), **c** Schubverband mit Schubboot und Schubleichter

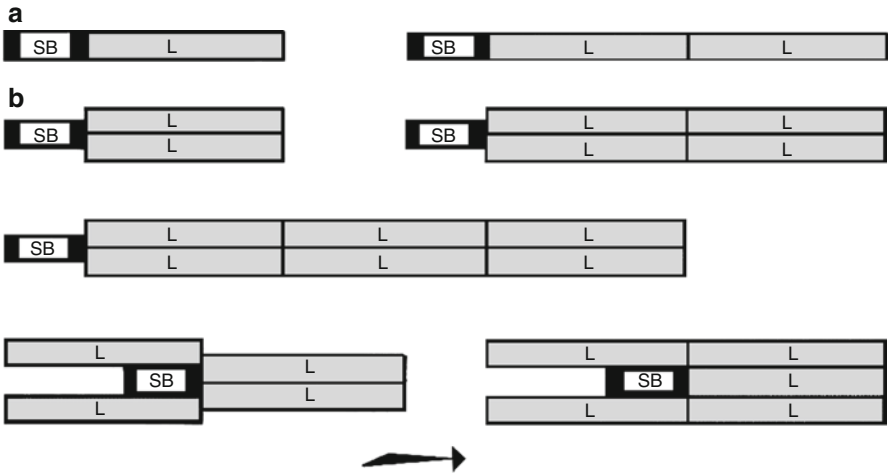
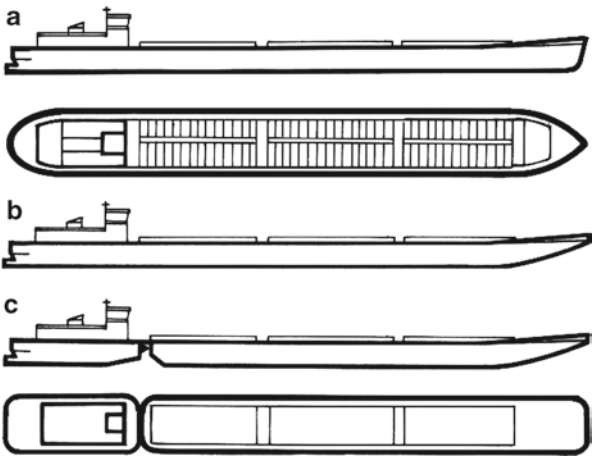


Abb. 8.2 Formen von Schubverbänden (SB = Schubboot; L = Leichter). **a** auf Wasserstraßen der Klasse IV zugelassen, **b** für größere Wasserstraßen

Die Motorschiffe besitzen einen oder zwei Schraubenantriebe; die Schubboote zwei bis drei. Zur Verbesserung der Steuerfähigkeit sind einige Einheiten noch mit Bugstrahlruder ausgerüstet. Der Schraubenstrahl kann die Sohle und die Böschungen der Wasserstraßen stark beanspruchen und Erosionsschäden sowie störende Anhäufungen erzeugen.

Eine andere Art der Beanspruchung ergibt sich beim *Ankerwurf*. Die heute fast durchwegs verwendeten Klippanker graben sich bis 0,6 m ins Lockergestein ein oder schlagen beim Fallen auf eine Asphaltdichtung bis zu 0,1 m tiefe Löcher.

8.2 Das Schiff im Fahrwasser

Schiffe benötigen für ihre Fahrt im Fahrwasser Spielräume, um sowohl die vertikalen Bewegungen des Schiffsrumpfs, bedingt durch den Antrieb, als auch die Seitwärtsbewegung, bedingt durch die Abdrift kompensieren zu können.

8.2.1 Geradeausfahrt

Der sich bei Fahrt am Bug einstellende Stau erzeugt längs dem Schiffskörper eine Rückströmung. Der zugehörige Wasserspiegel ist gewellt, seine mittlere Lage liegt aber tiefer als das Umgebungswasser. Dadurch sinkt das Schiff als Ganzes etwas ab und seine Trimm Lage verändert sich derart, dass der Bug mehr einsinkt als das Heck (s. Abb. 8.3).

Die Größe der Bugeinsenkung hängt stark von der Wassertiefe und der Fahrgeschwindigkeit ab. Normale Werte liegen bei wenigen Dezimetern.

Die Rückströmung ist in einem engen Fahrwasser selbstverständlich anders und intensiver als im freien Wasser (z. B. in einem tiefen See). Sie kann die erwähnte Absenkung des Schiffs vergrößern sowie die Fahrt des Schiffs hemmen.

Für leistungsfähige Wasserstraßen wird deshalb ein *Mindestquerschnitt* gefordert. Dieser wird mit dem Quotienten n ausgedrückt:

$$n = \frac{F_K}{F_S} \geq 7 [-]$$

mit

F_K benetzter Querschnitt des Fahrwassers [m^2]

F_S eingetauchter Schiffsquerschnitt (am Hauptspant) [m^2]

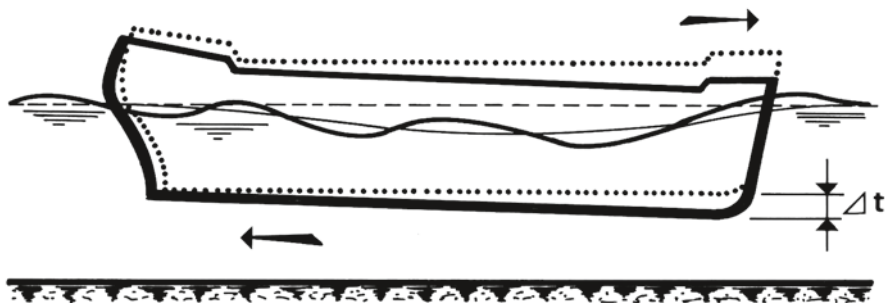


Abb. 8.3 Motorschiff mit Spitzbug. Wasserspiegelverformung bei Fahrt; stärkste Einsenkung Δt am Bug

Ferner wird verlangt, dass die Fahrwassertiefe mindestens der 1,5-fachen, besser aber der 1,7-fachen größten Tauchtiefe der Schiffe entspricht.

Eine weitere Größe, welche die Fahrt des Schiffs beeinflusst, ist die *Stauschwallgeschwindigkeit* w im Fahrwasser (s. auch Abschn. 6.4.1). Sie wird gewöhnlich definiert mit:

$$w = \sqrt{g \cdot R} \text{ [m/s]}$$

mit

w Stauschwallgeschwindigkeit [m/s]

g Erdbeschleunigung [m/s^2]

R hydraulischer Radius des Fahrwassers (im breiten Rechteckgerinne identisch mit der Fahrwassertiefe h) [m]

Um allzu große Fahrwiderstände zu vermeiden, sollte die Fahrgeschwindigkeit v des vollen Schiffs (Relativwert zum Umgebungswasser) den Wert von $0,55 \times w$ nicht übersteigen. Aber auch im Hinblick auf Uferbeschädigungen infolge Rückströmung und Wellen muss die Fahrgeschwindigkeit in Grenzen bleiben, beispielsweise unter 10 bis 12 km/h.

8.2.2 Kurvenfahrt

Um die Fliehkräfte auszugleichen, schwenkt das Schiff in der Kurve ein. Zwischen der Schiffsachse und der Tangente an die Bahnkurve stellt sich somit ein Driftwinkel ein (s. Abb. 8.4). Der Drehpunkt liegt etwa im vorderen Schiffsdrittel. Dieser Winkel ist bei Bergfahrt kleiner als bei Talfahrt. Kuhn (1984) gibt etwa 5° beziehungsweise 18° an. Dabei handelt es sich allerdings bloß um Mittelwerte, da der Schiffer eine Kurve selten regelmäßig, sondern gleichsam polygonal befährt. Die in einem Fahrwasser entsprechend notwendige Kurvenverbreiterung wird in Abschn. 8.3.2 beschrieben.

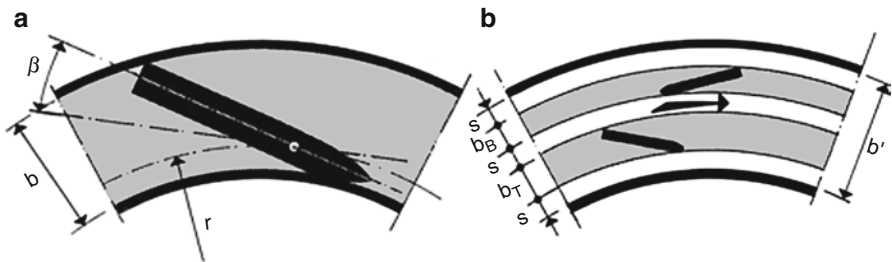


Abb. 8.4 Kurvenfahrt eines Schiffs. **a** Schema mit Driftwinkel β , **b** Definition einer Gesamtkurvenbreite bei Gegenverkehr

8.2.3 Fahrt am Ufer, Begegnen, Überholen

Fährt das Schiff in Ufernähe, so entsteht zwischen ihm und dem Ufer eine stärkere Rückströmung. Das bewirkt einen Sog, der das Schiff zum Ufer zieht bzw. den Rudergänger zwingt, mit angelegtem Ruder zu fahren. Ähnliche Querkräfte erschweren die Steuerung beim Begegnen und Überholen von zwei Schiffen.

8.2.4 Fahrwasser und Fahrrinne

Die Bezeichnung „Wasserstraße“ ist ein verkehrsgeografischer, das „Fahrwasser“ ein nautischer Begriff. Das Fahrwasser ist jener Wasserkörper, dessen Strömungen im Wechselspiel mit der Schifffahrt stehen. Innerhalb des Fahrwassers definiert die Fahrrinne jenen Bereich, der der durchgehenden Schifffahrt tatsächlich zur Verfügung steht (Abb. 8.5). Auf einige Mindestabmessungen wurde bereits in Abschn. 8.2.1 hingewiesen.

Die Fahrinnenbreite in der Geraden soll mit Rücksicht auf den Überholvorgang mindestens das 2,2-fache der beiden Schiffsbreiten betragen. In der Krümmung wird auf der Kurveninnenseite eine Verbreiterung vorgesehen (s. Abb. 8.6).

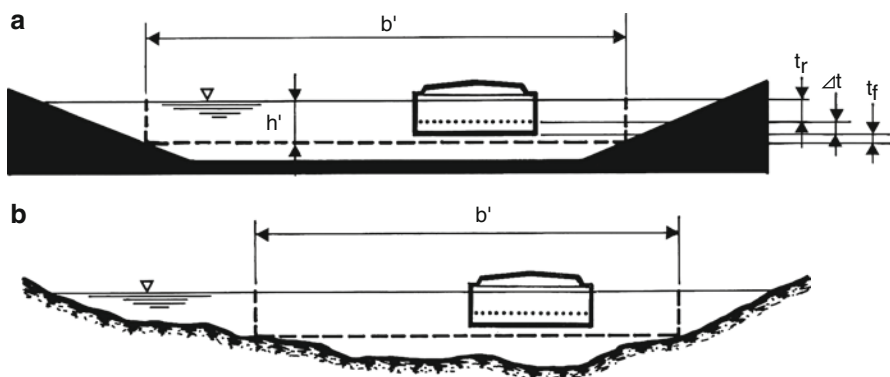
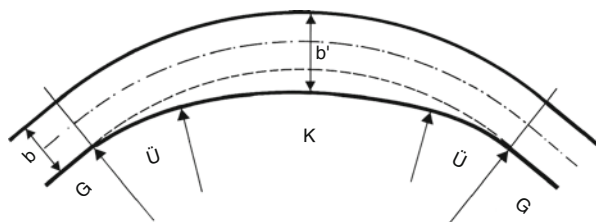


Abb. 8.5 Fahrwasser und Fahrrinne. a im Kanal, b im Fluss

Abb. 8.6 Kurvenverbreiterung. a G = gerade Strecke, b Ü = Übergangsbogen, c K = Kreisbogen



Tab. 8.1 Kurvenbreiten b' in m für verschiedene Kurvenradien r und Kurvenzentriwinkel α

Radius r [m]	$\alpha =$	10°	20°	30°
600	$b' =$	82	100	110
800		75	88	95
1.000		(71)	83	87
1.200		(68)	78	83

Sie wird auf einen Begegnungsvorgang ausgerichtet und lässt sich in Funktion des Driftwinkels errechnen (Kuhn 1984).

Beispiel: Für den deutschen Donauausbau hat Kuhn Vorschläge für Kurvenbreiten veröffentlicht. Den Größen liegt eine Begegnung von einem Schubverband $185 \times 11,4$ m mit einem Schubverband $185 \times 22,8$ m zugrunde. In geraden Strecken gilt bei Kiessohle $b' = 100$ m und bei Felssohle $b' = 75$ m (s. Tab. 8.1).

An geeigneten Stellen werden Wendeplätze angeordnet. Sie beanspruchen in der Regel eine Kreisfläche, deren Durchmesser um 20 m größer als die Schiffslänge ist.

8.3 Wasserstraßen

Eine Wasserstraße ist ein oberirdisches Gewässer oder Küstengewässer, das gesetzlich für den Personen- und/oder den Güterverkehr bestimmt ist (s. DIN 4054).

Das Wasserstraßennetz setzt sich aus *natürlichen Gewässern* (Flüssen und Seen) und aus *künstlichen Gewässern* (Kanälen) zusammen.

8.3.1 Natürliche Gewässer

Ohne eine Flussregulierung sind nur Ströme und große Flüsse mit Binnenschiffen befahrbar. Bei kleineren Fließgewässern müssen Wasserstand und Strömungsverhältnisse an die Größe des Regelschiffs angepasst werden, d. h. ausgebaut werden.

Buhnen und *Parallelwerke* gestalten die *Fahrrinne*, durch Baggerungen und Sprengungen werden Hindernisse beseitigt (sog. *Flussregelung*). Wo dies nicht ausreicht, bedarf es einer sog. *Stauregelung*, d. h. einem Wasserstraßenausbau durch Einbau von Staustufen.

In natürlichen Gewässern ist die Schifffahrt vom *natürlichen Wasserdargebot* abhängig. Extreme treten bei Hoch- und Niedrigwasser auf. Bei Hochwasser wird als kennzeichnende Größe der „*höchste Schifffahrtswasserstand (HSW)*“ eingeführt. Er ist derjenige Grenzwasserstand, bis zu dem der Verkehr auf der Wasserstraße noch

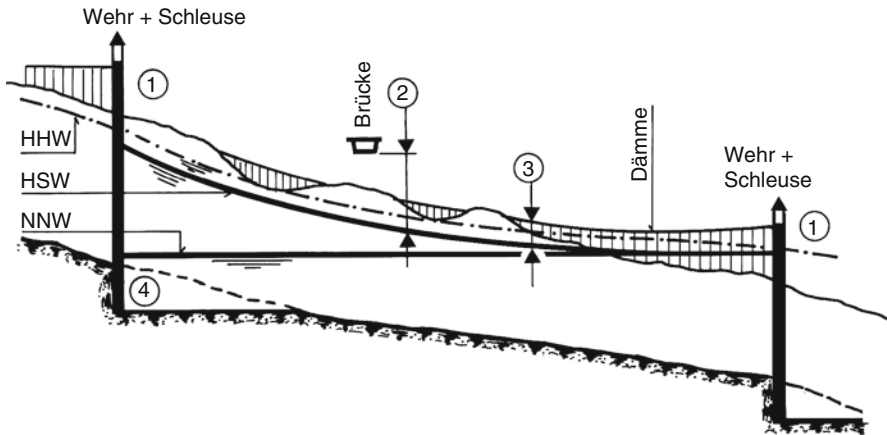


Abb. 8.7 Haltung einer staugeregelten Wasserstraße. Anlagenteile: 1. Hochwassersichere Antriebe der Schleusentore und Wehrschützen, 2. lichte Durchfahrtshöhe unter Brücken, 3. Freibord für die Schifffahrt, 4. ausgebagerte Fahrrinne

zulässig ist. Bei höheren Wasserständen muss der Verkehr auf der Wasserstraße eingestellt werden.

Der „niedrigste Schifffahrtswasserstand (NSW)“ ist der untere Grenzwasserstand, bis zu dem der Verkehr bei bestimmter Abladetiefe möglich oder zulässig ist.

Für ein voll beladenes „Regelschiff“ lässt sich demzufolge ein „niedrigster Schifffahrtswasserstand (NSW)“ definieren. Bei einer Unterschreitung des Grenzwasserstands wird die Schifffahrt jedoch nicht eingestellt, sondern bloß eingeschränkt. Die Konsequenz ist, dass die Schiffe nicht voll-, sondern lediglich teilbeladen (geleichtert) fahren können.

Abbildung 8.7 zeigt schematisch eine *Stauhaltung eines staugeregelten Flusses*. Bei Niedrigwasser liegt die für die Schifffahrt hinsichtlich der Fahrwassertiefe kritische Strecke am oberen Ende (s. Punkt 4 in Abb. 8.7). Dort befindet sich auch die Einfahrt zur stromaufwärts gelegenen Schleuse.

Dieser Bereich wird oft ausgebagert, um eine ausreichende Fahrwassertiefe sicher zu stellen. Entsprechend wird auch die *Drempeltiefe* (Wassertiefe über dem Drempel = Schwelle am Schleusentor) geplant.

Staugeregelte Flüsse müssen, zumindest streckenweise, gedichtet werden. Zwei Ausführungsbeispiele zeigt Abb. 8.8. Die *Stauregelung* eines natürlichen Gewässers hat sehr große Auswirkungen auf den *Wasser- und Naturhaushalt* der umgebenden Landschaft und verändert deren Charakter eines Fließgewässers in großem Maße (u. a. Tittizer 1999).

Im Hinblick auf *Wasserwirtschaft* und *Naturschutz* sind dabei insbesondere folgende Auswirkungen zu nennen:

- Veränderung der Grundwasserspiegelhöhen bzw. künstliche Grundwasserhaltung
- Veränderung des Abflussregimes
- Veränderung der Fließdynamik eines Gewässers durch den Aufstau des Wassers; aus einem Fließgewässer wird ein Stillgewässer.

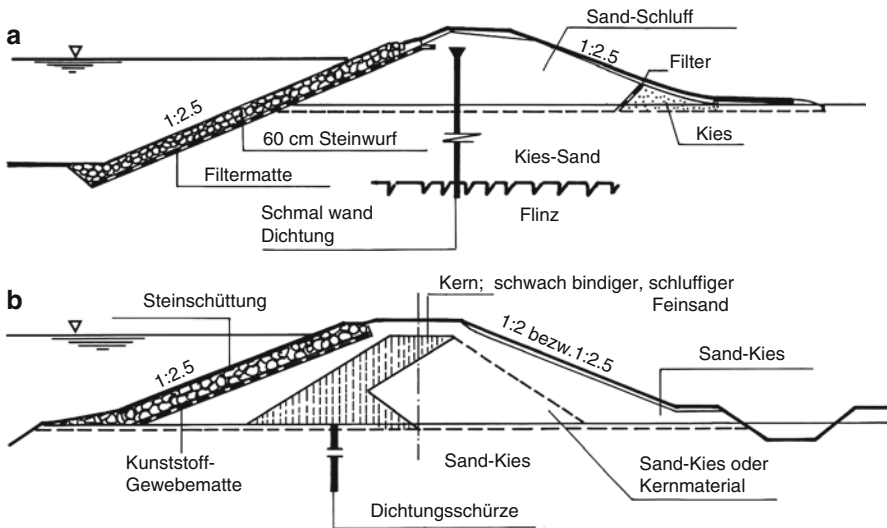


Abb. 8.8 Stauhaltungsdichtung. **a** Donaustufe Geisling mit Schmalwand-Dichtung; **b** Rheinstufe Iffezheim mit Kerndichtung und anschließende Dichtungsschürze (nach Kuhn 1984)

- Nutzungsorientierte Gestaltung (Ausbau) eines natürlichen Gewässers, um die Rahmenbedingungen für die Schifffahrt zu optimieren.
- Abtrennung von Nebengewässern bzw. gestaltete Einleitung der Nebengewässer
- Veränderung Feststoffbilanz eines Flusses; Beeinträchtigung der Durchgängigkeit für Geschiebe.
- Beeinträchtigung der Durchgängigkeit für Wanderfische u. a. Wasserorganismen.
- Auswirkungen auf das Artenspektrum durch die Veränderung der Fließdynamik
- Nutzungsorientierte Unterhaltung des Gewässers; die Gewässerunterhaltung wird den Belangen der Schifffahrt angepasst.

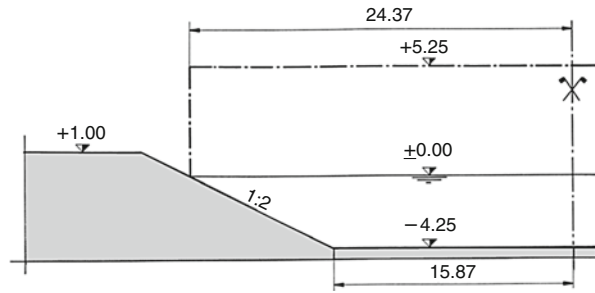
Alle diese Beeinflussungen müssen in einem wasserrechtlichen Verfahren ermittelt und gegeneinander abgewogen werden.

8.3.2 Schifffahrtskanäle – Künstliche Wasserstraßen

Künstliche Wasserstraßen (sog. *Schifffahrtskanäle*) werden speziell für die Schifffahrt gebaut, können aber, im Sinne einer Mehrzwecknutzung, zum Beispiel auch für die Bewässerung (Versorgung aus den Speichern), die Wasserkraftnutzung (Anlagen in den Schleusenanlagen) oder den Hochwasserschutz (Wasserrückhalt in den Speichern) eingesetzt werden. Die Mehrzwecknutzung muss jedoch bereits bei der Planung berücksichtigt werden, um die jeweiligen Nutzungsansprüche an Bau- und Betrieb des Gesamtsystems optimal zu gestalten.

Linienführung und Querschnitt der Kanäle müssen den Anforderungen der Schifffahrt genügen. Die *Linienführung* wird möglichst gestreckt gewählt. Die Kurvenradien sollten 1.000 m nicht unterschreiten.

Abb. 8.9 Beispiel eines Trapezkanals für Gegenverkehr. Regelquerschnitt des Rhone-Rhein-Kanals



Es ist darauf zu achten, dass sich der Kanal gut in das vorhandene Gelände und die umgebende Landschaft einfügt. Eine optimale Einpassung in die Geländekon-turen führt dann zu Kosteneinsparungen, wenn es gelingt, Erdbauarbeiten zu re-duzieren. Aus Gründen des Landschaftsbilds ist es günstig, hohe Kanaldämme zu vermeiden.

Der *Querschnitt des Kanals* sollte symmetrisch sein. In der Regel wird ein Tra-pezprofil mit Böschungsneigungen von 1:2 bis 1:3 gewählt (Abb. 8.9). Ein derarti-ger Querschnitt passt sich besser in die Landschaft ein als ein Rechteckprofil. Auch bietet ein Trapezprofil in Notsituationen Ausstiegsmöglichkeiten für Mensch und Tier. In Rechteckprofilen müssen solche Möglichkeiten durch Griffleisten, Aus-stiegsleitern und Wildausstiege geschaffen werden.

Für Tiere sind bei einem Rechteckprofil immer Sonderkonstruktionen erforder-lich, um ein Entkommen aus dem Kanal zu ermöglichen.

Die *Uferböschung* eines Kanals ist derart zu sichern, dass sie dem Schiffsbetrieb standhält (Rückströmungen, Schraubenstrahl, Bug- und Heckwellen). Das erfordert Deckwerke mit ausreichend großen Bauteilen. Damit die feineren Körner nicht aus-gespült werden können sind Filterschichten erforderlich.

Abbildung 8.10 zeigt mögliche Ausführungsvarianten für die Gestaltung der Bö-schungen (Abb. 8.10).

Bei der Böschungsgestaltung ist von Bedeutung, ob die Kanalberandungen *dicht* oder *durchlässig* sein sollen. Davon hängt ab, wie sich die Kanalkonstruktion auf das angrenzende Grundwasser auswirken wird.

Für die Planung der Wasserhaltung ist wichtig, ob der Kanal in einer *trockenen Baugrube* oder *im Wasser* gebaut wird.

8.4 Hafenanlagen

Hafenanlagen dienen dem Umschlag von Gütern, einerseits als eigentliche Um-schlagshäfen (meist öffentliche Anlagen) für den Umschlag auf Schienen- und Stra-ßenfahrzeuge, andererseits als Industrie- oder Werkhäfen.

Oft ist im Hafen eine Zwischenlagerung erforderlich, was Lagerhallen und -plätze bedingt. Der Umschlag in einem Hafen erfolgt mit Hilfe von *Krananlagen* (u. a. Massengüter, Stückgut, Container), *Sauganlagen* (pneumatisch) (u. a. Getreide) oder mit *Pumpanlagen* (u. a. flüssige Stoffe).

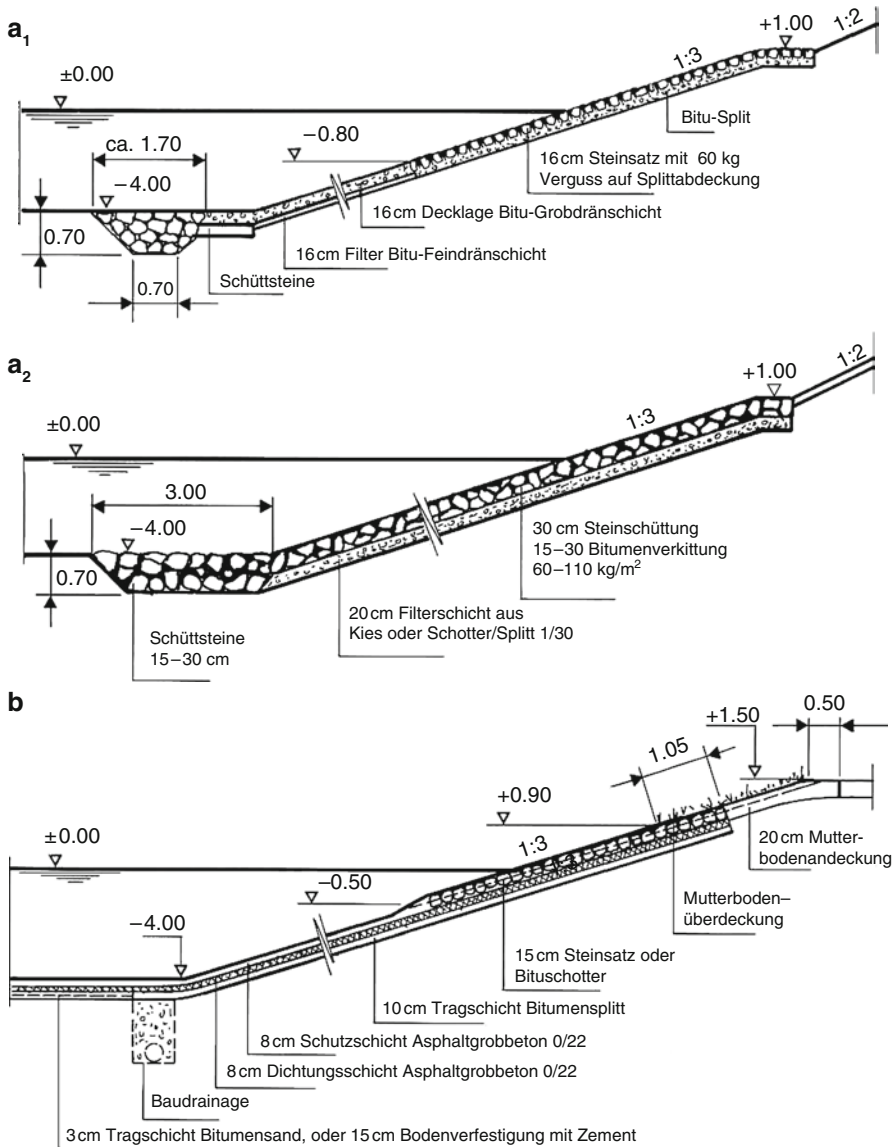
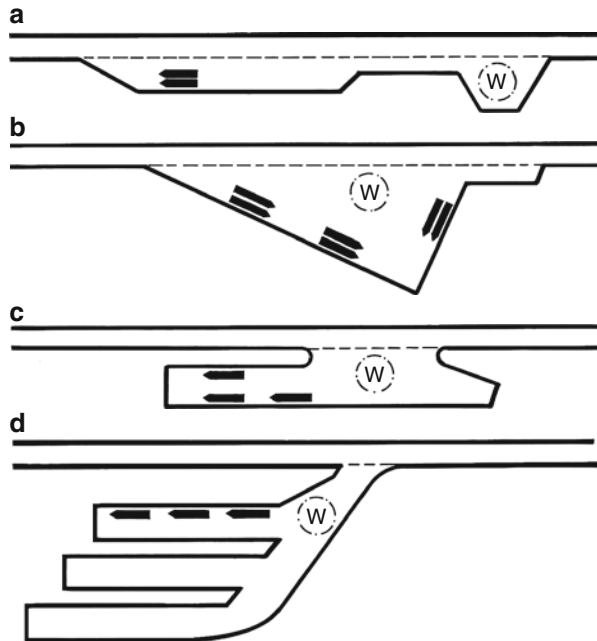


Abb. 8.10 Gestaltung von Böschungen (Deckwerken) an Kanälen. **a** Elbe-Seitenkanal, Beispiel für durchlässige Deckwerke, **a₁** im Trockenem ausgeführt, **a₂** im Wasser, **b** Main-Donau-Kanal für dichte Deckwerke im Trockenem ausgeführt (nach Kuhn 1984)

Die Größe der Hafenanlagen ist sehr unterschiedlich. Neben einer einfachen Anlegestelle außerhalb der Fahrrinne gibt es verschiedene Hafentypen (Abb. 8.11). Häfen unterscheiden sich u. a. darin, dass sie von den Strömungen der durchgehenden Schifffahrt unterschiedlich beeinflusst werden. Damit die Trossenkräfte der im Hafen liegenden Schiffe nicht zu groß werden, müssen der durchgehenden Schiff-

Abb. 8.11 Typen von Binnenhäfen. **a** Parallelhafen, **b** Dreieckshafen, **c** Molenhafen, **d** Stichhafen (W = Wendestelle)



fahrt Geschwindigkeitsbeschränkungen auferlegt werden. Beim Molen- und beim Stichhafen ist diese Maßnahme nicht nötig.

Der *Stichhafen* kann mittels einer Schleuse an seinem Eingang in einen sog. Dockhafen umgewandelt werden. Dies bietet sich dort an, wo die Spiegelschwankungen groß sind und sich im Hafen nicht voll bemerkbar machen sollen.

Die *Hafenwände* können entweder geböscht und befestigt oder mit schweren Ufermauern senkrecht ausgebildet sein.

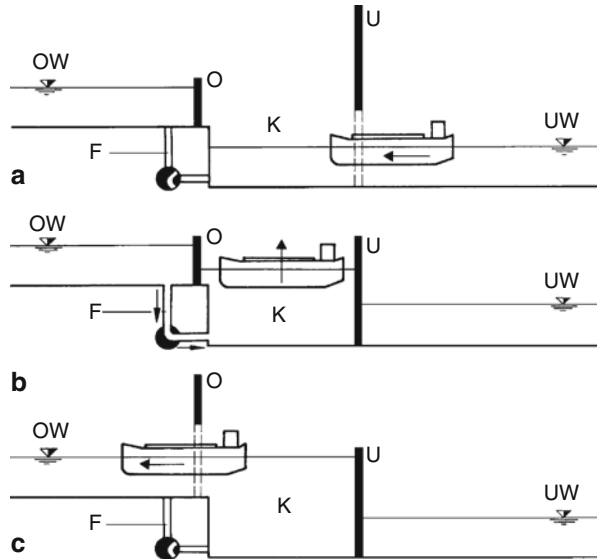
8.5 Schleusen

Eine *Schiffsschleuse* dient zur Überwindung einer Fallstufe, bei dem durch Füllen oder Leeren der Schleusenammer Schiffe gehoben oder gesenkt werden (DIN 4054). Oft sind mehrere Schleusen hintereinander angeordnet (sog. *Schleusentreppen*). Die *Schleusenvorhöfen* folgen dann unmittelbar aufeinander.

8.5.1 Schleusung

Als *Schleusung* wird der Vorgang bezeichnet, bei dem Schiffe eine Fallstufe mit Hilfe einer *Schiffsschleuse* oder eines *Schiffshebewerks* überwinden. Zur Schleusung gehören die Einfahrt der Schiffe, Schließen des Tors, Füllen oder Leeren der

Abb. 8.12 Schleusungsvorgang bei Bergfahrt. **a** Einfahrt in Schleusenammer K; unteres Schleusentor U geöffnet; Füllleitung F geschlossen, **b** Anhebung des Schiffes durch Füllung der Kammer K; unteres Tor U geschlossen; Füllleitung F offen, **c** Ausfahrt aus Kammer K; oberes Tor O geöffnet; Füllleitung F geschlossen



Schleusenammer bzw. Heben oder Senken des Trops, Öffnen des anderen Tors und Ausfahrt der Schiffe (s. Abb. 8.12).

Ein Schiff fährt bei geschlossenem oberem Schleusentor und offenem unterem Schleusentor in die Schleusenammer ein. Dann wird das untere Tor geschlossen und die Schleusenammer vom Oberwasser gefüllt. Dabei steigt auch das Schiff auf Oberwasserhöhe. Zuletzt wird das obere Tor geöffnet, und das Schiff fährt aus der Schleusenammer ins Oberwasser.

Der obere Bauwerksteil einer Schleuse wird als deren *Oberhaupt* bezeichnet, das untere Ende als *Unterhaupt*.

8.5.2 Füll- und Entleerung

Das Füllen bzw. Entleeren der Schleusenammer geschieht auf drei Arten:

- durch die Tore selbst oder mit Schützen in diesen Toren
- durch Umlaufkanäle mit Abschlussorganen um die Tore
- über ein System von Kanälen mit Öffnungen im Schleusenboden (Grundlaufsystem)

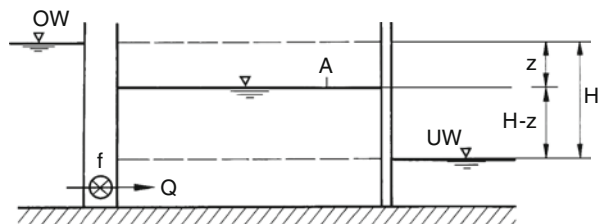


Abb. 8.13 Bezeichnungen für die Berechnung des Füllstroms Q und der Füllzeit T

Die letzte Art der Schleusenfüllung bzw. Entleerung gewährleistet selbst bei großen Schleusen und großen Hub- bzw. Senkgeschwindigkeiten (bis zu 3 m pro Minute) ruhige Verhältnisse in der Schleusenkammer.

Die hydraulische Berechnung der Schleusenfüllung stützt sich auf die Kontinuitätsgleichung und die Ausflussgleichung nach Torricelli. Der Füllstrom Q ist:

$$Q = \mu \cdot f \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot z}{1 + \sum \xi}} = A \frac{dz}{dt} \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

mit

A Spiegelfläche in der Schleusenkammer (Abb. 8.13) [m^2]

F Austrittsquerschnitt der Füllleitung [m^2]

μ Kontraktionsbeiwert des Austrittsstrahls [-]

ξ Beiwerte der hydraulischen Verluste in der Füllleitung [-]

Die o. a. Differenzialgleichung kann explizit gelöst werden, wenn die Schleusenwände senkrecht sind, d. h. die Fläche der Schleusenkammer A folglich unabhängig von z ist und der Füllquerschnitt f konstant bleibt. Die Füllzeit T ergibt sich dann zu:

$$T = \frac{2 \cdot A \sqrt{H}}{\mu \cdot f \cdot \sqrt{\frac{2g}{1 + \sum \xi}}} \quad [\text{s}]$$

oder

$$T = \frac{2 \cdot V}{Q_{\max}} \quad [\text{s}]$$

mit

T Füllzeit [s]

$Q_{\max}$ maximaler Füllstrom für $z = H$ [m^3/s]

V gefülltes Kammervolumen = $A \cdot H$ [m^3]

Der *Füllstrom* Q und damit die Hubgeschwindigkeit müssen im Hinblick auf die Stabilität des Schiffs in der Schleusenkammer und in den Vorhäfen (Auftreten von Sunk- und Schwallwellen) begrenzt werden. Ähnliche Berechnungen und Überlegungen gelten auch bei der Entleerung.

8.5.3 Schleusentore

Als Schleusentore werden oft *Hub-* oder *Senkschützen* am Oberhaupt und *Stemmtore* am Unterhaupt eingebaut. Bei einer Schleuse mit großer Hubhöhe kann als Untertor auch eine Hubschütze verwendet werden, die dann im oberen Teil durch eine feste Abschlusswand ersetzt wird.

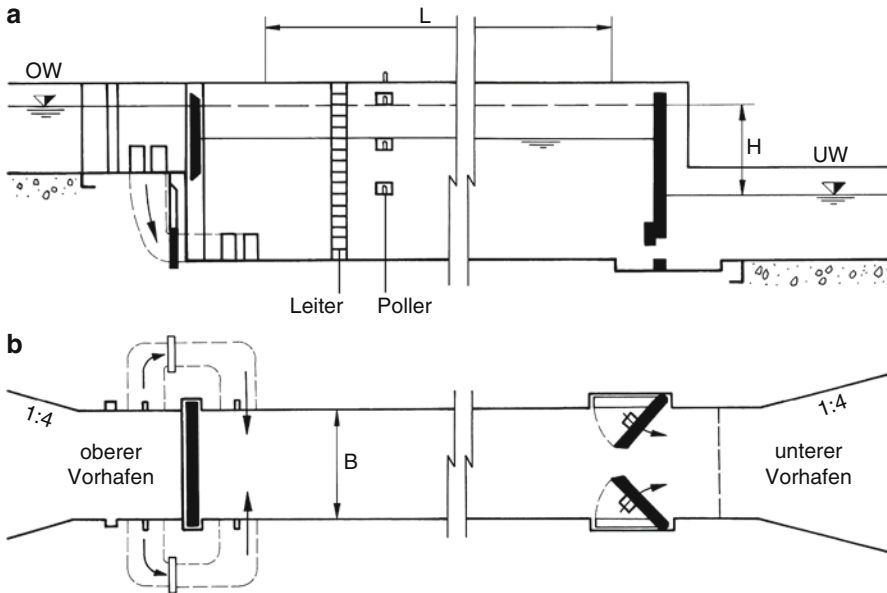


Abb. 8.14 Schleuse mit Senktor am Oberhaupt und Stemmtoren am Unterhaupt. **a** Längsschnitt, **b** Lageplan

Abbildung 8.14 zeigt als Beispiel eine Schleuse mit einem Senktor am Oberhaupt und Stemmtoren am Unterhaupt; die Füllung der Schleuse geschieht durch einen Umlaufkanal mit Abschlussorgan, die Entleerung durch Schützen in den Stemmtoren.

Die Schleusenabmessungen betragen auf europäischen Wasserstraßen der Klasse IV:

- nutzbare Länge: $L = 100$ m für Motorschiffe
 $L = 190$ m für Schubverbände
- Kammerbreite: $B = 12$ m
- Hubhöhe: $H = 3$ bis 25 m.

Eine übliche Anordnung für eine Schleuse neben einem Flusskraftwerk zeigt Abb. 8.15.

8.5.4 Grenzhubhöhe

Schleusen werden für Hubhöhen bis ca. 25 m gebaut. Bei größeren Gefällestufen sind mehrere Schleusen nacheinander nötig oder es wird ein Schiffshebewerk erstellt.

Bei einem Hebewerk wird das Schiff in einem Trog senkrecht oder auf einer schiefen Bahn befördert. Auf diese Weise lassen sich Höhenunterschiede bis 40 m und mehr überwinden.

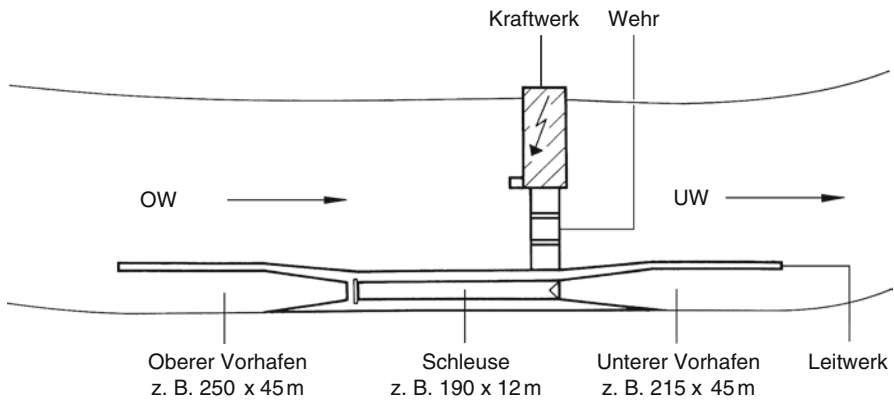


Abb. 8.15 Anordnung einer Schleuse neben einem Flusskraftwerk

8.6 Kleinschifffahrt – Sportschifffahrt

Unter *Kleinschifffahrt* wird in der Hauptsache der Verkehr der zahlreichen Boote im Freizeitbereich (Wassersport) verstanden. Auf eine Beschreibung der einzelnen Bootstypen (u. a. Pontons, Schlauchboote, Kanus, Ruderboote, Motorboote, Surfbretter, Segeljachten und -jollen) muss hier verzichtet werden.



Abb. 8.16 Segelyachten an einer Anlegestelle (sog. Anleger) in einer Marina. Der Wassersport ist für manche Region ein bedeutsamer Wirtschaftsfaktor. (Foto: H. Patt)



Abb. 8.17 Berufs- und Freizeitschifffahrt teilen sich die Schleusenanlagen. (Foto: H. Patt)

Die genannten Wasserfahrzeuge sind im Hinblick auf Ausrüstung bzw. Ausrüstungspflicht und Fahreigenschaften sehr unterschiedlich. Die wasserbaulichen Anlagen erfordern entsprechende bauliche und betriebliche Anpassungen (u. a. Häfen – s. Abb. 8.16, Schleusen), wenn diese von der Kleinschifffahrt bzw. Sportschifffahrt mit genutzt werden sollen.

Es gilt Wasserungsmöglichkeiten sowie Ein- und Ausstiegsmöglichkeiten für Kanuten und Ruderer zu schaffen, ggf. mit Anlegestellen, Treppen oder Leitern. Auch müssen die Folgen von Fehlmanövern oder des Kenterns bedacht werden. Die dafür vorzusehenden Rettungsringe, Rettungsstangen, Absperrgitter usw. dienen der Sicherheit der Bootsbesatzungen.

Wo die *Kleinschifffahrt* stark verbreitet ist, werden oft ähnliche Bauten erstellt, wie für die Großschifffahrt, wenn auch in kleinerem Maßstab. Dort wo die Sportschifffahrt die Schleusen der Großschifffahrt mitbenutzt sind besondere Vorkehrungen zu treffen (Abb. 8.17).

Literaturverzeichnis

- Alan, J.D., Castillo M.M. (2007) Stream Ecology – Structure and Function of Running Waters, Chapman & Hall, London
- Arzet, K., Joven, S. (2008) Erlebnis Isar – Fließgewässerentwicklung im städtischen Raum von München, KW-Korrespondenz Wasserwirtschaft, 1. Jahrg., Nr. 1, Januar 2008, S. 17–22
- ATV (s. Abwassertechnische Vereinigung e. V., Hennef – Anmerkung: Die Abwassertechnische Vereinigung e. V. (ATV) und der Deutsche Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e. V. (DVWK) waren seit dem 1. Januar 2000 fusioniert. Der neue Verband führte bis zum 31. Dezember 2005 den Namen: ATV-DVWK Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser, Abfall e. V. Mit Wirkung vom 27. Oktober 2004 wurde der Name in Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA) geändert)
- ATV-DVWK – (Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser, Abfall e. V., Hennef – siehe auch ATV, DVWK und DWA)
- ATV-DVWK – Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall (Hrsg.) (2000) Morphodynamische Prozesse in Fließgewässern, ATV-DVWK Arbeitsbericht GB 2.5, Hennef
- ATV-DVWK – Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall (Hrsg.) (2002) Formen und Strukturen der Fließgewässer, Autor: Elmar Briem, ATV-DVWK Arbeitsbericht-GB-1, Hennef
- ATV-DVWK – Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall (Hrsg.) (2003a) Gewässerlandschaften in der Bundesrepublik Deutschland, „Steckbriefe“, Autor: Elmar Briem, ATV-DVWK Arbeitsbericht, Februar 2003, Hennef
- ATV-DVWK – Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall (Hrsg.) (2003b) Gewässerlandschaften in der Bundesrepublik Deutschland, Autor: Elmar Briem, ATV-DVWK Arbeitsbericht, Februar 2003, Hennef
- ATV-DVWK – Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall (Hrsg.) (2003c) Feststofftransportmodelle für Fließgewässer, ATV-DVWK Arbeitsbericht, März 2003, Hennef
- ATV-DVWK – Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall (Hrsg.) (2003d) Wehre und Stau an kleinen Fließgewässern – Grundlagen zu Strömung, Sedimenttransport und ökologische Funktionen, ATV-DVWK Arbeitsbericht WW-1.5, Januar 2003, Hennef
- BAFU (s. Bundesamt für Umwelt, Bern)
- Bundesamt für Umwelt (Hrsg.) (2009) Hydrologisches Jahrbuch der Schweiz 2008, Bundesamt für Umwelt – BAFU, Bern
- Barnikel, H. (2009) Erfahrungen mit Bau- und Unterhalt naturnaher Sohl- und Böschungssicherungen in der Wildbachverbauung, KW Korrespondenz Wasserwirtschaft, 2. Jahrg., Heft 10/2009
- Baudirektion Kanton Zürich (Hrsg.) (2005) Wasserbau und Gewässerschutz im Kanton Zürich, Baudirektion Zürich, Amt für Abfall, Wasser, Energie und Luft, Zürich
- Bauhaus-Universität Weimar (Hrsg.) (2007) Flussbau, Weiterbildendes Studium „Wasser und Umwelt“, Universitätsverlag Weimar, Weimar

- Bauhaus-Universität Weimar (Hrsg.) (2009) Betrieb und Sanierung von Talsperren – Sicherheit, Bewirtschaftung und Wirtschaftlichkeit, Überwachung, Reparatur-Modernisierung-Rückbau, Weiterbildendes Studium „Wasser und Umwelt“, Universitätsverlag Weimar, Weimar
- Baumgartner, A., Reichel, E. (1975) Die Weltwasserbilanz, Oldenbourg, München
- Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft – BayLfW (Hrsg.) (1996) Abfluß- und Abtragsprozesse in Wildbacheinzugsgebieten – Grundlagen für den integralen Wildbachschutz, Schriftenreihe des Bayerischen Landesamtes für Wasserwirtschaft, Heft 27, München
- Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft – BayLfW (Hrsg.) (2001) Gewässerstruktur – Karten zur Wasserwirtschaft, In: Flüsse und Seen in Bayern, Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft (2002)
- Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft – BayLfW (Hrsg.) (2002) Fließgewässerlandschaften in Bayern, München
- BayLfW (s. Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft, München. Das Bayerische Landesamt für Wasserwirtschaft ist am 1. August 2005 in das Bayerische Landesamt für Umwelt, mit Sitz in Augsburg, aufgegangen.)
- Bergmeister, K., Suda, J., Hübl, J., Rudolf-Miklau, F. (2009) Schutzbauwerke gegen Wildbachgefahren, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- Bezzola, G.R. (2005) Von der Küste in den Wildbach – Erosionsschutz mit Betonelementen, Wasser, Energie, Luft, 97. Jahrg., Heft 9–10/2005
- BfG (s. Bundesanstalt für Gewässerkunde, Koblenz)
- BfN (s. Bundesamt für Naturschutz, Bonn)
- Billi, P., Hey, R.D., Thorne, C.R., Tacconi, P. (Hrsg.) (1992) Dynamics of Gravel-bed Rivers, John Wiley, Chichester
- Binder, W., Gröbmaier, W. (2007) Von der Statik zur Dynamik, 30 Jahre Wasserbau und Gewässerentwicklung in Bayern, In: DWA-Landesverband Bayern (Hrsg.) (2007) DWA-Mitglieder Rundbrief 2/2007, S. 7–13
- Bollrich, G. (2007) Technische Hydraulik 1, Grundlagen, 6. Aufl., Huss-Medien GmbH, Berlin
- BMU (s. Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit, Bonn/Berlin)
- Bronstert, A. (Hrsg.) (2005) Abflussbildung – Prozessbeschreibung und Fallbeispiele, Publikationen der Fachgruppe Hydrologische Wissenschaften, Forum für Hydrologie und Wasserbewirtschaftung Heft 13/2005
- Bund der Ingenieure für Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft und Kulturbau e. V. – BWK (Hrsg.) (1999) Hydraulische Berechnung von naturnahen Fließgewässern, Teil 1: Stationäre Berechnung der Wasserspiegellage unter besonderer Berücksichtigung von Bewuchs- und Bauwerkeinflüssen, Merkblatt 1/BWK
- Bund der Ingenieure für Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft und Kulturbau e. V. – BWK (Hrsg.) (2000) Hydraulische Berechnung von naturnahen Fließgewässern – Teil 2: Grundlagen für stationäre, eindimensionale Wasserspiegellagenberechnungen, Berichte 1/2000
- Bund der Ingenieure für Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft und Kulturbau e. V. – BWK (Hrsg.) (2006) Methodenstandard für die Funktionskontrolle von Fischaufstiegsanlagen, BWK-Fachinformation 1/2006
- Bundesamt für Naturschutz – BfN (Hrsg.) (1998) Fortschritte für Naturschutz und Landschaftspflege an Wasserläufen, Schriftenreihe für Landschaftsökologie, Heft 23
- Bundesamt für Naturschutz – BfN (Hrsg.) (2001) Renaturierung von Bächen, Flüssen und Strömen, Schriftenreihe für Landschaftsökologie, Heft 37
- Bundesamt für Naturschutz – BfN (Hrsg.) (2005) Fluss- und Stromauen in Deutschland – Typologie und Leitbilder, Bearbeiter: Uwe Koenzen, Angewandte Landschaftsökologie, Heft 65, Bonn-Bad Godesberg
- Bundesamt für Wasser und Geologie – BWG (Hrsg.) (2001a) Hydrologischer Atlas der Schweiz, Bundesamt für Wasser und Geologie, Bern
- Bundesamt für Wasser und Geologie – BWG (Hrsg.) (2001b) Hochwasserschutz an Fließgewässern, Wegleitungen des Bundesamt für Wasser und Geologie, Bern
- Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit – BMU (Hrsg.) (2004) Die Wasserrahmenrichtlinie – Neues Fundament für den Gewässerschutz in Europa, November 2004

- BWG (s. Bundesamt für Wasser und Geologie, Bern)
- BWK (s. Bund der Ingenieure für Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft und Kulturbau e. V.)
- Chow, V.T., Maidment, D., Mays, L. (1988) *Applied Hydrology*, McGraw-Hill, New York, USA
- Dittrich, A. (1995) *Hydraulische Belastbarkeit ingenieurbilogischer Bauweisen*, In: WBW-Gemeinnützige Fortbildungsgesellschaft für die Gewässerpflege mbH (Hrsg.) (1996)
- Dittrich, A. (1999) *Sohlenstabilität naturnaher Fließgewässer*, In: WBW-Gemeinnützige Fortbildungsgesellschaft für die Gewässerentwicklung mbH (Hrsg.) (1999)
- DVWK (s. Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e. V., Bonn – Anmerkung: Die Abwassertechnische Vereinigung e. V. (ATV) und der Deutsche Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e. V. (DVWK) waren seit dem 1. Januar 2000 fusioniert und gaben sich den Verbandsnamen: ATV-DVWK – Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser, Abfall e. V. Mit Wirkung vom 27. Oktober 2004 wurde der Name in Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA) geändert)
- DVWK – GfG (s. DVWK – Gemeinnützige Fortbildungsgesellschaft für Wasserwirtschaft und Landschaftsentwicklung mbH, Mainz)
- DVWK – Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e. V. (Hrsg.) (1992) *Methoden und ökologische Auswirkungen der maschinellen Gewässerunterhaltung*, DVWK-Merkblätter zur Wasserwirtschaft, Nr. 224/1992, Bonn
- DVWK – Gemeinnützige Fortbildungsgesellschaft für Wasserwirtschaft und Landschaftsentwicklung mbH – GfG (Hrsg.) (1998) *Sohlenerosion und Auenauflandung – Empfehlungen für die Gewässerunterhaltung*, Autor: Klaus Kern, Dezember 1998, Mainz
- DVWK – Gemeinnützige Fortbildungsgesellschaft für Wasserwirtschaft und Landschaftsentwicklung mbH – GfG (Hrsg.) (1999) *Ufergehölze und Gehölzpflege – Empfehlungen für den Gewässerunterhaltungspflichtigen*, Autor: Thomas Paulus, September 1999, Mainz
- DVWK – Gemeinnützige Fortbildungsgesellschaft für Wasserwirtschaft und Landschaftsentwicklung mbH – GfG (Hrsg.) (2001) *Totholz in Fließgewässern – Empfehlungen zur Gewässerentwicklung*, Autoren: Marc Gerhard, Michael Reich, Mainz
- DVWK – Gemeinnützige Fortbildungsgesellschaft für Wasserwirtschaft und Landschaftsentwicklung mbH – GfG (Hrsg.) (2006) *Randstreifen an Gewässern*, Empfehlungen zur Umsetzung und Unterhaltung, Autor: Karl Kaltenbrunner, Mainz
- DVWK-GfG (s. Gemeinnützige Fortbildungsgesellschaft für Wasserwirtschaft und Landschaftsentwicklung mbH – GfG, Mainz)
- DWA (s. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser, Abfall e. V. (DWA), Hennef – die DWA ist am 27. Oktober 2004 durch Namensänderung aus ATV-DVWK entstanden – siehe auch ATV, DVWK sowie ATV-DVWK)
- DWA – Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA) (Hrsg.) (2005) *Fischschutz- und Fischabstiegsanlagen – Bemessung, Gestaltung, Funktionskontrolle*, DWA-Themen, 2. korrigierte Aufl., Juli 2005
- DWA – Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA) (Hrsg.) (2006a) *Hydraulisch-sedimentologische Berechnungen naturnah gestalteter Fließgewässer – Berechnungsverfahren für die Ingenieurpraxis*, Bearbeiter: Wolfgang Mertens, Mai 2006
- DWA – Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA) (Hrsg.) (2006b) *Funktionskontrolle von Fischaufstiegsanlagen – Auswertung durchgeführter Untersuchungen und Diskussionsbeiträge für Durchführung und Bewertung*, April 2006, S. 123 S
- DWA – Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA) – Landesverband Bayern (Hrsg.) (2006c) *Dezentrale Maßnahmen zur Hochwasserminderung*, DWA-Themen, April 2006
- DWA – Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA) (Hrsg.) (2007a) *Freizeit und Erholung an Fließgewässern*, Merkblatt DWA-M 603
- DWA – Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA) (Hrsg.) (2007b) *Deiche an Fließgewässern*, Merkblatt DWA-M 507 (Entwurf)
- DWA – Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA) (Hrsg.) (2009a) *Entwicklung urbaner Fließgewässer, Teil 1: Grundlagen, Planung und Umsetzung*, Merkblatt DWA-M 609-1

- DWA – Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA) (Hrsg.) (2009b) Naturnahe Sohlengleiten, DWA-Themen, Januar 2009
- DWA – Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA) (Hrsg.) (2010a) Altgewässer – Ökologie, Sanierung und Neuanlage, Merkblatt DWA-M 607
- DWA – Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA) (Hrsg.) (2010b) Klimawandel – Herausforderungen und Lösungsansätze für die deutsche Wasserwirtschaft, DWA- Themen
- DWA – Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA) (Hrsg.) (2010c) Fischaufstiegsanlagen und fischpassierbare Bauwerke, Gestaltung, Bemessung, Qualitätssicherung, Merkblatt DWA-M 509, Gelbdruck, Februar 2010
- DWA – Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA) (Hrsg.) (2010d) Neue Wege der Gewässerunterhaltung – Pflege und Entwicklung kleiner Fließgewässer, DWA-Regelwerk, Merkblatt DWA-M 610
- DWD-Deutscher Wetterdienst, KOSTRA-DWD-Atlas-2000, Starkniederschläge in Deutschland (2005)
- Dyck, S., Peschke, G. (1995) Grundlagen der Hydrologie, 3. Aufl., Verlag für Bauwesen, Berlin
- Eidgenössische Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft – WSL (Hrsg.) (1992) Starkniederschläge im Schweizer Mittelland und Jura, Eidgenössische Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft, Bd. 1–9, Birmensdorf
- Elgeti, T., Schmalz, N. (2008) Die Hochwasserschutzrichtlinie – Neues aus Europa, KW-Korrespondenz Wasserwirtschaft, 1. Jahrg., Nr. 1, Januar 2008, S. 38–43
- Florineth, F. (2004) Pflanzen statt Beton – Handbuch zur Ingenieurbiologie und Vegetationstechnik, Patzner-Verlag, Berlin, Hannover
- Freistaat Sachsen – Sächsisches Staatsministerium für Umwelt und Landwirtschaft (Hrsg.) (2005) Ufersicherung – Strukturverbesserung, Anwendung ingenieurbilogischer Bauweisen im Wasserbau, Handbuch, Dresden
- Gebler, R.-J. (2005) Entwicklung naturnaher Bäche und Flüsse – Maßnahmen zur Strukturverbesserung, Verlag Wasser und Umwelt, Walzbachtal
- Gerhard, M., Reich, M. (2001) Totholz in Fließgewässern, DVWK-Gemeinnützige Fortbildungsgesellschaft für Wasserwirtschaft und Landschaftsentwicklung mbH – GfG und WBV-Fortbildungsgesellschaft für Gewässerentwicklung (Hrsg.), Mainz
- Giesecke, J., Mosonyi, E. (2009) Wasserkraftanlagen – Planung, Bau und Betrieb, 5. Aufl., Springer, Berlin, Heidelberg
- Gonsowski, P. (1987) Der Einfluss der Bodenluftkompression auf die vertikale Infiltration von Wasser in Sanden, Wasserbau-Mitteilung TH Darmstadt, Heft 28
- Gonsowski, P. (1990) Ein Infiltrationsansatz für instabile Strömungen, Wasserbau-Mitteilungen TH Darmstadt, Heft 32
- Gonsowski, P. (1993) Starkniederschläge, Werte aus dem Mittelland und Jura, Schweizer Ingenieur- und Architektenverein (SIA), Nr. 29, S. 518–520
- Graf, W.H. (1998) Fluvial Hydraulics, Flow and Transport Processes in Channels of Simple Geometry, in collaboration with M.S. Altinakar, John Wiley, Chichester, New York
- Grasso, A., Jakob, A., Spreafico, M., Béro, D. (2010) Monitoring von Feststofffrachten in schweizerischen Wildbächen, Wasser, Energie, Luft, 102. Jahrg., Heft 1/2010
- Grünwald, U. (2009) Hochwasserrisikomanagement und natürlicher Wasserrückhalt, KW Korrespondenz Wasserwirtschaft, 2. Jahrg., Heft 1/2009
- Gujer, W. (2007) Siedlungswasserwirtschaft, 3. Aufl., Springer, Berlin, Heidelberg, New York
- Gyr, A., Hoyer, K. (2006) Sediment Transport – A Geophysical Phenomenon, Springer, Berlin
- Habersack, H., Schneider, J. (2000) Ableitung und Analyse flussmorphologisch relevanter Parameter von historischen Karten, Wasser & Boden, 51. Jahrg., Heft 6/2000
- Hager, W.H. (1988) Abflußformeln für turbulente Strömungen, Wasserwirtschaft, 78. Jahrg., Heft 2, S. 79–84
- Hager, W.H. (2010) Abwasserhydraulik – Theorie und Praxis, 2. Aufl., Springer, Berlin, Heidelberg, New York

- Haselsteiner, R. (2008) Maßnahmen zur Ertüchtigung von Deichen, KW-Korrespondenz Wasserwirtschaft, 1. Jahrg., Nr. 3, März 2008
- Hassinger, R. (2002) Der Borstenfischpass – Fischeaufstieg und Bootsabfahrt in einer Rinne, Wasserwirtschaft, 92. Jahrg., Heft 4–5/2002
- Heimerl, S., Homilius, S., Standfuß, M., Wurster, H. (2005) Auslegung von Fischeaufstiegsanlagen in Störsteinbauweise, Wasserwirtschaft, 95. Jahrg., Heft 6/2005
- Heimerl, S., Ittel, G. (2002) Becken-Schlitz-Pässe als zukunftsfrüchtige Bauweise für technische Verbindungsgewässer, Wasserwirtschaft, 92. Jahrg., Heft 4–5/2002
- Hiekel, I., Hassinger, R. (2008) Einsatz von Borsten als Rauheitselemente und Erprobung eines Fisch-Kanu-Passes im Spreewald, KW-Korrespondenz Wasserwirtschaft, 1. Jahrg., Nr. 2, Februar 2008
- Hintermann, M. (2000) Canyoning für Fische, Wasser, Energie, Luft, 92. Jahrg., Heft 11/12
- Hjulström, F. (1935) Studies of the morphological activity of rivers as illustrated by the River Fyris, Bulletin of the Geological Institution of the University of Upsala
- Hoffmans, G.J.C.M., Verheij, H.J. (1997) Scour Manual, A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield
- Hütte, M. (2003) Ökologie und Wasserbau – Ökologische Grundlagen von Gewässerverbauung und Wasserkraftnutzung, Parey Buchverlag, Berlin
- IPCC (s. Intergovernmental Panel on Climate Change – steht für den Weltklimarat der Vereinten Nationen)
- IPCC (Hrsg.) (2007) Summary for Policymakers, In: Solomon, S., Qin, D., Manning, M., Chen, Z., Marquis, M., Averyt, K.B., Tignor, M., Miller, H.L. (Hrsg.) Climate Change (2007): The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change, Cambridge University Press, Cambridge, UK and New York, NY, USA
- Jäggi, M. (2004) Grundsätze zum Bau von Blockrampen, Wasser, Energie, Luft, 96. Jahrg., Heft 5–6/2004
- Janisch, T., Weichert, J., Bezolla, G.R. (2007) Verhalten aufgelöster unstrukturierter Blockrampen, Wasser, Energie, Luft, 99. Jahrg., Heft 2/2007
- Jürging, P., Patt, H. (Hrsg.) (2005) Fließgewässer und Auenentwicklung – Grundlagen und Erfahrungen, Springer, Berlin, Heidelberg, New York
- Kaczynski, J. (1994) Stauanlagen, Wasserkraftanlagen, Werner-Verlag, Düsseldorf
- Kail, J., Hering, D. (2003) Renaturierung von Fließgewässern mit Totholz, Wasser, Energie, Luft, 95. Jahrg., Heft 11/12
- Karl, J. (1994) Renaturierung und Revitalisierung alpiner Fließgewässer, In: Verein zum Schutz der Bergwelt e. V. (Hrsg.) (1994) Jahrbuch des Vereins zum Schutz der Bergwelt, 59. Jahrg.
- Keller, G. (1969) Angewandte Hydrologie, Wasser- und Bodenverlag A. Lindow, Hamburg
- Kern, K. (1994) Grundlagen naturnaher Gewässergestaltung – Geomorphologische Entwicklung von Fließgewässern, Springer Verlag, Berlin
- Kern, K. (1995) Grundlagen naturnaher Gewässergestaltung – Geomorphologische Entwicklung von Fließgewässern, Springer, Berlin
- Kleeberg, H.-B. (Hrsg.) (2003) Klima – Wasser – Flussgebietsmanagement, Publikationen der Fachgruppe Hydrologische Wissenschaften, Forum für Hydrologie und Wasserbewirtschaftung Heft 4/2003, Beiträge zum Tag der Hydrologie am 20.–21. März 2003 in Freiburg i.Br., Bd. 1 und 2
- Kleeberg, H.-B. (Hrsg.) (2006) Niederschlag – Input für hydrologische Berechnungen, Publikationen der Fachgruppe Hydrologische Wissenschaften, Forum für Hydrologie und Wasserbewirtschaftung Heft 14/2006, Beiträge zum Seminar am 26.–27. April 2006 in Magdeburg
- Knauss, J. (1979) Flach geneigte Abstürze, glatte und raue Sohlenrampen, Versuchsanstalt für Wasserbau, Technische Universität München, Bericht Nr. 41
- Kondolf, G.M., Piégay, H. (Hrsg.) (2003) Tools in Fluvial Geomorphology, John Wiley, Chichester
- Konold, W. (2007) Die wasserabhängigen Landökosysteme. Gibt es gemeinsame Strategien von Wasserwirtschaft und Naturschutz zu deren Schutz und Erhalt?, Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, 51. Jahrg., Heft 6, Dezember 2007, S. 257–266

- Korecky, N., Hengl, M. (2008) Stabilität und Bemessung von flach geneigten, aufgelösten Riegelrampen, *Wasserwirtschaft*, 98. Jahrg., Heft 1–2, S. 32–36
- Kraus, W. (1994) Uferstreifen – unverzichtbare Bestandteile von Tallandschaften, *Zeitschrift für Kulturtechnik und Landentwicklung*, Heft 35/1994
- Kreps, H. (1951) Eine neue Hochwasserformel für den Alpenraum, *Wasser- und Energiewirtschaft*, Heft 4, S. 55–57
- Krüger, F., Heimerl, S. (2007) Zur hydraulischen Berechnung von rauen Rampen in Störsteinbauweise, *Wasserwirtschaft*, 97. Jahrg., Heft 7–8/2007
- Kuhn, R. (1984) *Binnen-Verkehrswasserbau*, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin
- Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (Hrsg.) (1995) *Leitlinien für einen zukunftsweisenden Hochwasserschutz*, Stuttgart
- Länderarbeitsgemeinschaft Wasser – LAWa (Hrsg.) (2000a) *Empfehlungen – Oberirdische Gewässer: Gewässerstrukturgütekartierung in der Bundesrepublik Deutschland – Verfahren für kleine und mittelgroße Fließgewässer*, 1. Aufl., Schwerin
- Länderarbeitsgemeinschaft Wasser – LAWa (Hrsg.) (2000b) *Handlungsempfehlung zur Erstellung von Hochwasser-Aktionsplänen*, 2000
- Länderarbeitsgemeinschaft Wasser – LAWa (Hrsg.) (2001) *Empfehlungen zur Ermittlung von Mindestabflüssen in Ausleitungsstrecken von Wasserkraftanlagen und zur Festsetzung im waserrechtlichen Vollzug*, 1. Aufl., Juli 2001, Kulturbuchverlag, Berlin
- Länderarbeitsgemeinschaft Wasser – LAWa (Hrsg.) (2002) *Gewässergüteatlas Bundesrepublik Deutschland – Biologische Gewässergütekarte der Bundesrepublik Deutschland 2000*, Kulturbuchverlag, Berlin
- Länderarbeitsgemeinschaft Wasser – LAWa (Hrsg.) (2004a) *Gewässerstrukturkartierung in der Bundesrepublik Deutschland – Übersichtsverfahren, Empfehlungen für Oberirdische Gewässer*, 1. Aufl., Oktober 2004, Kulturbuchverlag, Berlin
- Länderarbeitsgemeinschaft Wasser – LAWa (Hrsg.) (2004b) *Gewässerstrukturkartierung in der Bundesrepublik Deutschland – Übersichtsverfahren, Empfehlungen für Oberirdische Gewässer*, 1. Aufl., Oktober 2004, Kulturbuchverlag, Berlin
- Länderarbeitsgemeinschaft Wasser – LAWa (Hrsg.) (2004c) *Abschließende Arbeiten zur Fließgewässertypisierung entsprechend den Anforderungen der EU-WRRL- Teil II, Endbericht, Biozönotische Fließgewässer Typenkarte BRD, Bearbeitung Umweltbüro Essen, Bearbeiter: Tanja Pottgiesser, Jochem Kail, Susanne Seuter, Martin Halle, Essen, 30. Januar 2004*
- Länderarbeitsgemeinschaft Wasser – LAWa (Hrsg.) (2007) *Empfehlungen der Bund/Länder Arbeitsgemeinschaft Wasser zur Aufstellung von Hochwasser-Gefahrenkarten*, 1. Aufl., März 2007, Kulturbuchverlag, Berlin
- Landesumweltamt Nordrhein-Westfalen – LUA NRW (Hrsg.) (1998) *Gewässerstrukturgüte in Nordrhein-Westfalen – Kartieranleitung*, Merkblätter Nr. 14, Essen
- Landesumweltamt Nordrhein-Westfalen – LUA NRW (Hrsg.) (1999) *Leitbilder für kleine bis mittelgroße Fließgewässer in Nordrhein-Westfalen – Gewässerlandschaften und Fließgewässertypen*, Merkblätter Nr. 17, Essen
- Landesumweltamt Nordrhein-Westfalen – LUA NRW (Hrsg.) (2001a) *Gewässerstrukturgüte in Nordrhein-Westfalen, Anleitung für die Kartierung mittelgroßer bis großer Fließgewässer*, Merkblätter Nr. 26, Essen
- Landesumweltamt Nordrhein-Westfalen – LUA NRW (Hrsg.) (2001b) *Referenzgewässer der Fließgewässertypen Nordrhein-Westfalens, Teil 2: Mittelgroße bis große Fließgewässer – Gewässerabschnitte und Referenzstrukturen*, Merkblätter Nr. 29, Essen
- Landesumweltamt Nordrhein-Westfalen – LUA NRW (Hrsg.) (2001c) *Vegetationskundliche Leitbilder und Referenzgewässer für die Ufer- und Auenvegetation der Fließgewässer in Nordrhein-Westfalen*, Merkblätter Nr. 32, Essen
- Landesumweltamt Nordrhein-Westfalen – LUA NRW (Hrsg.) (2001d) *Leitbilder für die mittelgroßen bis großen Fließgewässer*, Merkblätter Nr. 34, Essen
- Landesumweltamt Nordrhein-Westfalen – LUA NRW (Hrsg.) (2003) *Fließgewässertypenatlas NRW's*, Merkblätter Nr. 36, Essen
- Land Salzburg (Hrsg.) (2002) *Salzburger Fischpass-Fibel – Erfahrungen zu Bau und Betrieb von Fischaufstiegshilfen*, Land Salzburg, Reihe Gewässerschutz, Bd. 1, 2. Aufl.

- Larsen, P. (Hrsg.) (1991) Beiträge zur naturnahen Umgestaltung von Fließgewässern, Mitteilungen Heft 180/1991, Institut für Wasserbau und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe, Karlsruhe
- Lattermann, E. (2010) Wasserbau-Praxis, 3. Aufl., Bauwerk Verlag GmbH, Berlin
- LAWA (s. Länderarbeitsgemeinschaft Wasser)
- Lecher, K., Lühr, H.-P., Zanke, U.C.E. (Hrsg.) (2001) Taschenbuch der Wasserwirtschaft, 8. Aufl., Verlag Paul Parey, Berlin
- LUA NRW (s. Landesamt für Umwelt des Landes Nordrhein-Westfalen, Essen. Das LUA NRW ist am 1. Januar 2007 in das Landesamt für Natur, Umwelt und Verbraucherschutz NRW – LANUV aufgegangen.)
- Maier, D., Lehmann, B. (2006) Borstenfischpass – Entwicklung eines Bemessungskonzeptes, Wasserwirtschaft, 96. Jahrg., Heft 10/2006
- Mangelsdorf, J., Scheurmann, K. (1980) Flußmorphologie – Ein Leitfaden für Naturwissenschaftler und Ingenieure, R. Oldenburg Verlag, München
- Mangelsdorf, J., Scheurmann, K., Weiß, F.-H. (1990) River Morphology – A Guide for Geoscientists and Engineers, Springer, Berlin, Heidelberg
- Maniak, U. (2001) Wasserwirtschaft – Einführung in die Bewertung wasserwirtschaftlicher Vorhaben, Springer, Berlin, Heidelberg, New York
- Maniak, U. (2005) Hydrologie und Wasserwirtschaft – Eine Einführung für Ingenieure, 5. Aufl., Springer, Berlin, Heidelberg
- Martin, H., Pohl, R. et al. (2000) Technische Hydromechanik 4 – Hydraulische und numerische Modelle, Verlag Bauwesen, Berlin
- Mertens, W. (2006) Hydraulisch-sedimentologische Berechnungen naturnah gestalteter Fließgewässer – Berechnungsverfahren für die Ingenieurpraxis, Fachpublikation aus dem Programm der DWA
- Meyer-Peter, E., Müller, R. (1949) Eine Formel zur Berechnung des Geschiebetriebes, Schweizer Bauzeitung, 67. Jahrg., Nr. 3, Bern
- Mewes, M., Klauer, B. (2009) Wasserrahmenrichtlinie und Naturschutz Kontrahenten oder Partner – Die Berücksichtigung Belange des Naturschutzes bei der Maßnahmenplanung nach der Europäischen Wasserrahmenrichtlinie am Beispiel des Bundeslandes Hessen, KW Korrespondenz Wasserwirtschaft, 2. Jahrg., Heft 9/2009
- Miegel, K., Kleeberg, H.-B. (Hrsg.) (2007) Verdunstung, Publikationen der Fachgruppe Hydrologische Wissenschaften, Forum für Hydrologie und Wasserbewirtschaftung Heft 21/2007, Beiträge zum Seminar am 10.–11. Oktober 2007 in Potsdam
- Munk, H.-H. (2005a) Das Gesetz zur Verbesserung des vorbeugenden Hochwasserschutzes-Teil 1, Wasser und Abfall, 7. Jahrg., Heft 5/2005
- Munk, H.-H. (2005b) Das Gesetz zur Verbesserung des vorbeugenden Hochwasserschutzes-Teil 2, Wasser und Abfall, 7. Jahrg., Heft 6/2005
- MUNLV NRW (s. Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen, Düsseldorf)
- MURL NRW (s. Ministerium für Umwelt, Raumordnung und Landwirtschaft des Landes Nordrhein-Westfalen, Düsseldorf)
- Muth, W. (1991) Landwirtschaftlicher Wasserbau, Werner-Verlag, Düsseldorf
- Muth, W. (2001) Hydraulisch wirksame Absturzbauwerke – Berechnung nach DIN 19 661 – 2, Wasserwirtschaft, 91. Jahrg., Heft 6/2001
- Nacken, H. (2008) Die neue Europäische Hochwasserrichtlinie, KW Korrespondenz Wasserwirtschaft, 1. Jahrg., Heft 5/2008
- Naudascher, E. (1992) Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke, Springer, Wien, New York
- Otto, A. (1991) Grundlagen einer morphologischen Typologie der Bäche, In: Larsen, P. (Hrsg.) (1991)
- Patt, H. (1996) Bank Strips for Our Rivers – First or Last Step in a Reconstruction Process, International Workshop Environment and Interaction, Porto, Portugal, 18.–19. November 1996
- Patt, H. (1997) Water Protection through Bank Strips, XXVII. IAHR Congress „Water for a Changing Global Community“, San Francisco, 10–15 August 1997
- Patt, H. (Hrsg.) (2001) Hochwasser-Handbuch – Auswirkungen und Schutz, Springer, Berlin, Heidelberg, New York

- Patt, H. (2007) Hochwasserschutz urbaner Gebiete, Wasserbau-Kolloquium des Instituts für Wasserbau der Technischen Universität Dresden, „Fünf Jahre nach der Flut – Hochwasserschutzkonzepte – Planung, Berechnung, Realisierung“, 8.–9. Oktober 2007, Technische Universität Dresden – Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 35, S. 65–75
- Patt, H., Groß, J., Städtler, E., Weih, A. (2009) Altgewässer – Ökologie, Sanierung und Neuanlage, Teil 1: Grundlagen, KW Korrespondenz Wasserwirtschaft, 2. Jahrg., Heft 2/2009
- Patt, H., Jüring, P., Kraus, W. (2011) Naturnaher Wasserbau – Entwicklung und Gestaltung von Fließgewässern, 4. Aufl., Springer, Berlin, Heidelberg, New York
- Patt, H., Schrenk, G. (2004) Freizeit- und Erholungsnutzungen bei der Fließgewässerentwicklung – Aspekte in Verbindung mit der EG-Wasserrahmenrichtlinie, KA-Abwasser, Abfall, 51. Jahrg., Nr. 6, Juni 2004, S. 599–602
- Patt, H., Städtler, E. (2000) Eigendynamische Entwicklung einer Gewässerstrecke, Wasser & Boden, 51. Jahrg., Heft 1 + 2/2000
- Patt, H., Städtler, E. (2009) Altgewässer – Ökologie, Sanierung und Neuanlage, Teil 2: Beispiele für Schutz, Neuanlage und Sanierung, KW Korrespondenz Wasserwirtschaft, 2. Jahrg., Heft 3/2009
- Paulus, T. (1999) Ufergehölze und Gehölzpflege, Gemeinnützige Fortbildungsgesellschaft für Wasserwirtschaft und Landschaftsentwicklung mbH – GfG, Mainz
- Peter, A. (2009) Flussrevitalisierungen – Lernbeispiele für Wissenschaft und Praxis, Wasser, Energie, Luft, 101. Jahrg., Heft 3/2009
- Platzter, G. (2000) Dimensionierung muldenförmiger Blocksteinrampen, In: Bundesamt für Wasserwirtschaft (Hrsg.) (2000) Schriftenreihe des Bundesamtes für Wasserwirtschaft, Bd. 9, S. 104
- Pottgieser, T., Kail, J., Seuter, S., Halle, M. (2004) Abschließende Arbeiten zur Typisierung entsprechend den Anforderungen der EU-WRRL – Teil II, Endbericht. Forschungsprojekt im Auftrag der LAWA, S. 1–16 + Anhang (unveröffentl.)
- Pottgieser, T., Sommerhäuser, M. (2008) Aktualisierung der Steckbriefe der bundesdeutschen Fließgewässertypen und Ergänzung der Steckbriefe der deutschen Fließgewässertypen um typspezifische Referenzbedingungen und Bewertungsverfahren aller Qualitätselemente
- Raabe, J. (2010) Hydraulische Maschinen und Anlagen, 3. Aufl., Springer, Berlin
- Richwien, W. (1999) Nachweis der Standsicherheit von Böschungen naturnah gestalteter Fließgewässer, Wasser & Boden, 51. Jahrg., Heft 1 + 2/1999
- Rickenmann, D., Scheidl, C. (2010) Modelle zur Abschätzung des Ablagerungsverhaltens von Wildbächen, Wasser, Energie, Luft, 102. Jahrg., Heft 1/2010
- Rosgen, D.L. (1994) A Classification of Natural Rivers, Catena, Elsevier Pub., B.V. Amsterdam
- Rössert, R. (1999) Hydraulik im Wasserbau, 10. Aufl., R. Oldenbourg Verlag, München, Wien
- Rumm, P., Keitz, von, S., Schmalholz, M. (Hrsg.) (2006) Handbuch der EU-Wasserrahmenrichtlinie – Inhalte, Neuerungen und Anregungen für die nationale Umsetzung, 2. Aufl., Erich Schmidt Verlag, Berlin
- Schendel, F.A. (2010) Das neue Wasserhaushaltsgesetz – ein Überblick, KW Korrespondenz Wasserwirtschaft, 3. Jahrg., Heft 3/2010
- Scheuerlein, H. (1984) Die Wasserentnahme aus geschiebeführenden Flüssen, Wilhelm Ernst Verlag, Berlin
- Schiechl, H.M., Stern, R. (2002) Naturnaher Wasserbau – Anleitung für ingenieurblogische Bauweisen, Ernst & Sohn Verlag, Berlin
- Schleiss, A. (1986) Bemessung von Druckstollen, Teil 1-1985, Teil 2-1986, Mitteilungen Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der ETH Zürich
- Schleiss, A. (2000) Uferschutz an Gebirgsflüssen, Wasser, Energie, Luft, 92. Jahrg., Heft 9/10
- Schmidt, M. (1957) Gerinnehydraulik, Bauverlag, Wiesbaden
- Schneider, K.-J. (2008) Bautabellen für Ingenieure, 18. Aufl., Werner-Verlag, Düsseldorf
- Schneider, J., Korte, E. (2005) Strukturelle Verbesserungen von Fließgewässern für Fische, Gemeinnützige Fortbildungsgesellschaft für Wasserwirtschaft und Landschaftsentwicklung mbH – GfG (Hrsg.), Mainz
- Schröder, W., Euler, G., Schneider, K., Knauf, D. (1999) Grundlagen des Wasserbaus, Hydrologie, Hydraulik, Wasserrecht, Werner-Verlag, Düsseldorf

- Schwaigerer, S. (1978) Festigkeitsberechnungen im Dampfkessel-, Behälter- und Rohrleitungsbau, 3. Aufl., Springer, Berlin, Heidelberg, New York
- Schwaigerer, S. (1986) Rohrleitungen, Theorie und Praxis, Nachdruck der Erstauflage, Springer, Berlin, Heidelberg, New York
- Schweizer, S., Neuner, J., Heuberger, N. (2009) Bewertung von Schwall/Sunk – Herleitung eines ökologisch abgestützten Bewertungskonzeptes, Wasser, Energie, Luft, 101. Jahrg., Heft 3/2009
- Seeber, G. (1999) Druckstollen und Druckschächte – Bemessung, Konstruktion und Ausführung, Enke im Thieme-Verlag, Stuttgart, New York
- Shields, A. (1936) Anwendungen der Ähnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung, Mitteilungen Heft 26, Preuss. Versuchsanstalt für Wasser- und Schiffbau, Berlin
- Siering, P. (2004) Der Fisch-Kanu Pass – Eine Kombination von Ökologie und Kanusport, Wasser und Abfall, Heft 7–8/2004
- Spanknebel, H.-G. (2009) Hochwassergefahren- und Hochwasserrisikokarten in Deutschland, KW Korrespondenz Wasserwirtschaft, 2. Jahrg., Heft 10/2009
- Spannring, M., Seus, G. J. (2000) Die Wirkung von Buhnen auf Strömung und Sohle eines Fließgewässers, Wasserwirtschaft, 90. Jahrg., Heft 2/2000
- Städtler, E., Patt, H. (2003) Entwicklung und Bau von Fischaufstiegsanlagen an der Sieg – 10 Jahre Pilotprojekte an Sieg und Agger, Wasser & Boden, 55. Jahrg., Heft 7–8/2003
- Strobl, T., Zunic, F. (2006) Wasserbau, Aktuelle Grundlagen – Neue Entwicklungen, Springer, Berlin, Heidelberg, New York
- Tittizer, T. (1999) Binnenschifffahrt, Schifffahrtsstraßen, In: Konold, W., Böcker, R., Hampicke, U. (Hrsg.) (2008) Handbuch Naturschutz und Landschaftspflege – Kompendium zu Schutz und Entwicklung von Lebensräumen und Landschaften, Stand 01/2008 nach 21. Ergänzungslieferung, ecomed-verlagsgesellschaft, Landsberg am Lech
- USBR (s. United States Bureau of Reclamation, Department of Interior, Washington)
- U.S. Bureau of Reclamation (Hrsg.) (1973) Design of Small Dams, 2. Aufl., United States Bureau of Reclamation, Department of Interior, Washington
- U.S. Bureau of Reclamation (Hrsg.) (1978) Design of Small Canal Structures, 2. Aufl., United States Bureau of Reclamation, Department of Interior, Washington
- Verein zum Schutz der Bergwelt e. V. (Hrsg.) (2005) Rettet den Tagliamento – Friaul/Italien – König der Alpenflüsse, Sonderdruck aus dem Jahrbuch 2005/70. Jahrg., München
- Weichert, R., Bezolla, G.R., Minor, H.E. (2006) Beurteilung der Sohlenstabilität von Gebirgsbächen, Wasser, Energie, Luft, 98. Jahrg., Heft 3/2006
- Weichert, R., Bezolla, G.R., Minor, H.E. (2007) Stufen-Becken-Abfolge als sohlstabilisierende Maßnahme, Wasser, Energie, Luft, 99. Jahrg., Heft 2/2007
- Wendehorst, R. (2007) Bautechnische Zahlentafeln, In von O. W. Wetzell (Hrsg.) in Verbindung mit dem DIN, Deutsches Institut für Normung e. V., bearbeitet von Hubert Achten, 32. Aufl., Verlag B.G. Teubner, Berlin, Köln; Beuth, Berlin
- Whittaker, J., Jäggi, M. (1986) Blockschwellen, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich, Mitteilung Nr. 91, Zürich
- Winkler, H. (2009) Rückbau von Sohlenbauwerken, KW Korrespondenz Wasserwirtschaft, 2. Jahrg., Heft 6/2009
- WSL (s. Eidgenössische Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft, Birmensdorf)
- Yalin, S. (1972) Mechanics of Sediment Transport, Pergamon Press, Oxford
- Yalin, S. (1992) River Mechanics, Pergamon Press, Oxford
- Zanke, U.C.E. (1982) Grundlagen der Sedimentbewegung, Springer, Berlin, Heidelberg, New York
- Zanke, U.C.E. (2002) Hydromechanik der Gerinne und Küstengewässer, Parey Buchverlag, Berlin

Symbolverzeichnis

Symbol	Einheit	Bedeutung
A	mm	Abfluss
A _o ; A _u	mm	Abfluss oberirdisch; Abfluss unterirdisch
A	m ²	Fläche, Fließquerschnitt
A	m ²	Spiegelfläche in der Schleusenkammer
A	N	hydrostatischer Auftrieb
A _i	m ²	Teilquerschnitt
A _o ; A _u	m ²	Flächen in Kontrollquerschnitten
A _{opt}	m ²	optimaler Kanalquerschnitt
A _p	m ²	angeströmte Fläche eines Pflanzenelements
A _Q	Nm	Schwereenergie
A _R	m ²	Querschnittsfläche Rohr
A ₁ ; A ₂	m ²	Querschnittsfläche Profile 1 und 2
a	m	Auftriebsdruckhöhe (Wassersäule)
a	m/s	Druckstoßgeschwindigkeit
a _x	m	Abstand der Pflanzenelemente – longitudinal
a _y	m	Abstand der Pflanzenelemente – horizontal
a _z	m	Abstand der Pflanzenelemente – vertikal
B	Volt · s/m ²	Magnetische Flussdichte [in Tesla]
B	–	Bewuchsparameter
B	m	Breite
b	m	Breite quer zur Fließrichtung (z. B. Sohlenbreite)
b _s	m	transportwirksame Breite des Fließquerschnitts
C	–	Formkonstante bei Messquerschnitten
C _{wr}	–	Widerstandszahl einer Pflanzengruppe
C _D	–	Widerstandszahl des Korns (Formbeiwert)
C _{S,D}	–	Leitungsparameter
c	–	Bewuchsparameter
c _A	–	Beiwert für die Adhäsion (für natürliche Sande c _A = 1)

Symbol	Einheit	Bedeutung
D	m	Durchmesser
D _a	m	Außendurchmesser
D ₆₅	m	Durchmesser von Steinen (65-Prozent-Siebdurchgang)
D*	–	sedimentologischer Durchmesser
D; d	m	Korndurchmesser
D	m ³	Wassermengendifferenz (Speicherplanung)
D _i	m	Innendurchmesser
d _B	m	Durchmesser des Bemessungskorns
d _{erf}	m	erforderliche Blockgröße
d _J	m ³	Änderung des Speichervolumens
d _p	m	Durchmesser eines Pflanzenelements
dt	s	Zeitänderung
d _{ch}	m	charakteristischer Korndurchmesser
d _{hy}	m	hydraulischer Durchmesser
d _m	m	mittlerer Korndurchmesser
dz	m	Höhenänderung
d ₅₀ , d ₉₀ , d ₉₅	mm, m	Korndurchmesser bei 50-Prozent-Siebdurchgang bzw. 95-Gewichtsprozenten
E	m ² , ha, km ²	Größe des Einzugsgebiets
E	Wh	Energie
E	N/m ²	Erddruck
E	N/m ²	Elastizitätsmodul
E _a	N/m ²	aktiver Erddruck
E _F	N/m ²	Elastizitätsmodul Fels
E _p	N/m ²	Widerstand der Talflanke; passiver Erddruck
E _P	Wh	erforderliche Pumpenenergie
E _R	N/m ²	Elastizitätsmodul des Rohrs
E _T	Wh	Energieproduktion der Turbine
E _W	N/m ²	Elastizitätsmodul des Wassers
F	m ²	Fließquerschnitt
F	mm ²	Auffangfläche im Pluviograf
F	m ²	Austrittsquerschnitt der Füllleitung
F	m ²	Querschnittsfläche
F	N/m ²	Bruchlast
F _K	m ²	benetzter Querschnitt des Fahrwassers
F _s	m ²	transportwirksamer Anteil des Fließquerschnitts
F _s	m ²	eingetauchter Schiffsquerschnitt
F _S	N/m	versuchsbedingte Bruchlast
Fr	–	Froude-Zahl
Fr*	–	Feststoff-Froude-Zahl
f	–	Formbeiwert im Widerstandsgesetz
f	m	Freibordhöhe

Symbol	Einheit	Bedeutung
G^*	–	Feststofftransportzahl
G	$m^3; kg$	Geschiebe
G	kg	Gewicht
G_e	N/m	Erdauflast
G_F	kg/s	gefasstes Geschiebe
G_v	N/m	Verkehrslasten
G_W	N/m	Wassergewicht
G_S	kg/s	Geschiebeführung; Abtrag
G_{SO}	kg/s	Geschiebeführung; Eintrag
G_S	t	Steingewicht
g	m/s^2	Erdbeschleunigung ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$)
H	m	Spiegeldifferenz oder Fallhöhe
H	m	geodätische Förderhöhe
H_B	m	Überfallhöhe
H_{geo}	m	Geodätische Förderhöhe
H_N	m	Nutz- oder Nettofallhöhe
H_u	m	spezifische Energie im Unterwasser
H_p	m	Förderhöhe
H_{p0}	m	Nullförderhöhe
HHQ	m^3/s	höchster gemessener Hochwasserabfluss
HQ	m^3/s	Hochwasser
HQ_{Grenz}	m^3/s	Grenzhochwasser
HW	m	Hochwasser, Hochwasserstand
h_A	mm	Abflusshöhe
h_B	m	Bemessungstiefe
h	m	Wassertiefe
h_E	m	Energiehöhe
h_{gr}	m	Grenztiefe
h_k	m	Wasserstand über der Rampenkronen in Rampenachse
h_{kr}	m	kritische Wassertiefe
h_{max}	m	Wasserstand über dem Böschungsfuß
h_{max}	m	Wassersäule oder Innendruckhöhe
h_N	mm	Niederschlagshöhe
h_N	m	Normalabflusstiefe
h_o	m	Fließtiefe im Oberwasser (ohne Einstau)
h_R	mm	Rückhalt, Retention, Speicherung
h_u	m	Fließtiefe im Unterwasser (UW)
$h_{\bar{u}}$	m	Überfallhöhe
h_V	mm	Verdunstungshöhe
h_v	m	Verlusthöhe
h_{vB}	m	Gesamtverlusthöhe
h_{vD}	m	Verlusthöhe in der Druckleitung
h_{vP}	m	Druckverlusthöhe im Pumpbetrieb
h_{vR}	m	Reibungsverlusthöhe

Symbol	Einheit	Bedeutung
h_{vS}	m	Verlusthöhe in der Saugleitung
h_{vT}	m	Druckverlusthöhe im Turbinenbetrieb
h_w	m	maximale Wellenhöhe oder Schwallhöhe
I	–	Gefälle
I_{Gr}	–	Grenzgefälle
I_E	–	Energieliniengefälle
I_S	–	Sohlengenfälle
I_r	–	Reibungsgefälle
I_W	–	Wasserspiegelgefälle
I_N	–	Grenzwert des Zwischengefälles
i_N	mm/h	Niederschlagsintensität
i_s	1/s	Schalzhäufigkeit (Schaltfrequenz)
J	–	Neigung
J	m ³	Speicherinhalt
J_e	–	Energieliniengefälle
J_S	–	Sohlenneigung
K	kg	Masse eines Stoffs (z. B. Salz)
K	N	Kraft
K	Währung	Kosten
K_D	N	Druckkraft in Muffe
K_R	N	hydraulische Reibungskraft
K_v	N	Längskraft
k	mg/l	Salzkonzentration
k	m	Rauheitsmasse
k_d	N/m	Anpresskraft pro Meter
k_r	m ^{1/3} /s	Kornrauheit nach Meyer-Peter u. Müller
k_s	m	äquivalente Sandrauheit
k_T	m	äquivalente Sandrauheit der Trennfläche
$k_{Str}; k$	m ^{1/3} /s	Manning-Strickler-Beiwert
L; l	m	Länge des Wasserkörpers oder Leitungslänge
L	m	Dränabstand
L_K	m	Keillänge (Druckstoß)
l	m	Schwalllänge
l_F	m	Flusslänge
l_M	m	Mäanderlänge
l_T	m	Tallänge
l_u	m	benetzter Umfang
$l_{u,F}$	m	benetzter Umfang – Flussbett; Hauptgerinne
$l_{u,V}$	m	benetzter Umfang – Vorland
$l_{\ddot{u}}$	m	Länge Überfallkante (Streichwehr)

Symbol	Einheit	Bedeutung
M	–	Böschungsneigung (1:m)
MQ	m ³ /s	mittlerer Abfluss
m	–	Einbauziffer
1:m	–	Böschungsneigung
m _F	kg/(s · m)	Feststofftrieb
$\dot{m}_F$	kg/s	Feststofftransport
m _G	kg/(s · m)	Geschiebetrieb
$\dot{m}_G$	kg/s	Geschiebetransport
m _{Gf}	t	Geschiebefracht
m _{sf}	t	Schwebstofffracht
N	N	Vertikal wirkende Normalkraft
N	m ³	Niederschlag
N	W	hydromechanische Leistung
N _B	W	verbrauchte hydromechanische Leistung
N _G	W	Generatorleistung
N _{KW}	W	Kraftwerksleistung
NNQ	m ³ /s	niedrigster gemessener Abfluss
NQ	m ³ /s	Niedrigwasserabfluss
N _Q	W	hydraulische Nutz- oder Förderleistung
N _M	W	Motoren- oder Antriebsleistung
N _P	W	Pumpenleistung (Leistungsaufnahme)
N _T	W	Turbinenleistung (Leistungsabgabe)
N _{Trafo}	W	Transformatorleistung
N _v	W	Verlustleistung
N _{v1}	W	Verlustleistung nicht gefasstem Wasserabfluss
N _{v2}	W	Verlustleistung in Triebwasserleitungen und –kanälen
n	1/s	Sicherheitsfaktor für kritischen Beuldruck
n _{syn}	1/s	Synchrondrehzahl
o		oben
p	–	empirische Überschreitungswahrscheinlichkeit
p	N/m ² ; Pa	Druck
p'	N/m ² ; Pa	Absolute Drücke
p' _A	N/m ² ; Pa	Atmosphärendruck
p _a	N/m ² ; Pa	Außen-Überdruck oder Außendruck
p _{a,kr}	N/m ² ; Pa	Kritischer Beuldruck
p' _D	N/m ² ; Pa	Dampfdruck
p _i	N/m ² ; Pa	Innen-Überdruck oder Innendruck
p' _i	N/m ² ; Pa	Absoluter Innendruck
p' _K	N/m ² ; Pa	Absoluter Druck im kritischen Punkt zur Kavitation

Symbol	Einheit	Bedeutung
Q	m^3/s	Abfluss; Durchfluss
Q_A ; Q_a	m^3/s	Abfluss
Q_B	m^3/s	Bemessungsdurchfluss
Q_F	m^3/s	fassbarer Abfluss bzw. gefasster Abfluss
Q_{Gr}	m^3/s	Grenzabfluss
Q_L	m^3/s	Förderstrom bei leerem Speicher
Q_N	m^3/s	genutzter bzw. nutzbarer Abfluss
Q_o	m^3/s	Abfluss Oberwasser
Q_s	m^3/s	Transportwirksamer Abflussanteil oder Spülwasser
Q_{Str}	m^3/s	Abfluss über die seitliche Überfallkante; Streichwehr
Q_P	m^3/s	Pumpendurchfluss; Förderstrom
Q_R	m^3/s	Restwassermenge
Q_T	m^3/s	Turbinendurchfluss
Q_u	m^3/s	Abfluss im Unterwasser
Q_V	m^3/s	Förderstrom bei vollem Speicher
Q_w	m^3/s	geschiebeführender Abfluss bzw. Wehrdurchfluss
Q_Z ; Q_z	m^3/s	Zufluss
$Q_{z,eff}$	$\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$	effektiver (tatsächlicher) Zufluss
q	$\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{km}^2)$	spezifischer Abfluss im Einzugsgebiet
q	$\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$	spezifischer Abfluss pro 1 m Breite
q_{krit}	$\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$	kritischer spezifischer Abfluss
R	m^3	Rückhalt (Retention, Speicherung)
R	m	hydraulischer Radius
R_s	m	transportwirksamer Anteil am hydraulischen Radius
r	m	Radius
r_F	–	Formfaktor für hydraulisch günstige Kanalquerschnitte
r_{hy}	m	hydraulischer Radius ($r_{hy} = A/I_u$)
Re	–	Reynolds-Zahl
Re*	–	Feststoff-Reynolds-Zahl
Re_k	–	Reynolds-Zahl des Korns
S	N	Stützkraft
S_o	m	größte Wassertiefe im Kolk, Kolktiefe
s	m	Sicherheitszuschlag bei Wellenbildung
s	–	Sicherheitsquotient aus Bruchlast zu Last
s	m	Wandstärke bei Rohrleitungen

Symbol	Einheit	Bedeutung
$T; T_R$	min, h, d	Dauer des Niederschlages
$T; t$	s, min	Zeit (u. a. Füllzeit)
T_{δ}	s	Öffnungszeit eines Schiebers
T_{SB}	s	Absinkzeit
T_s	s	Schließzeit eines Schiebers
t	m	Stärke eines Belags
t	m	Überlagerungshöhe, Gebirgsdruckhöhe
t_{Max}	s	Zeit bis zum größten positiven Maximum (Speicher)
t_p	s	Pumpzeit
t_s	s	Schaltfolge
U	Volt	gemessene Spannung
U	m	benetzter Umfang
U	N	Umlenkkraft
u	m/s	tangentiale Geschwindigkeit des Turbinenlaufrads
V	m^3	Verdunstung
V	m^3	Wassermenge oder -volumen
V_a	m^3	Summe der Abflüsse
V_p	m^3	gepumpte Wassermenge
V_T	m^3	turbinierte Wassermenge
V_z	m^3	Summe der Zuflüsse
v	m/s	Fließgeschwindigkeit
v_A	m/s	Ausbaugeschwindigkeit beim Bemessungsdurchfluss
v_c	m/s	Fortpflanzungsgeschwindigkeit einer Oberflächenwelle
v_{cr}	m/s	kritische Fließgeschwindigkeit
v_E	m/s	Eintrittsgeschwindigkeit
V_F	N/m^2	Verformungsmodul für Fels
v_K	m/s	Strömungsgeschwindigkeit im kritischen Punkt
$v_{m,cr}$	m/s	kritische mittlere Fließgeschwindigkeit
v_{Gr}, v_{gr}	m/s	Grenzgeschwindigkeit
v_m	m/s	mittlere Fließgeschwindigkeit
v_o^*	m/s	Schubspannungsgeschwindigkeit an der Sohle
v_o	m/s	Fließgeschwindigkeit im oberen Kontrollquerschnitt
v_R	m/s	örtliche Fließgeschwindigkeit beim Druckstoß
v_u	m/s	Fließgeschwindigkeit im unteren Kontrollquerschnitt

Symbol	Einheit	Bedeutung
W	N	Strömungswiderstand oder Strömungskraft
W	N/m^2	Wasserdruck
W_o	N/m^2	Oberwasserdruck
W_u	N/m^2	Unterwasserdruck
w	m/s	Stauschwallgeschwindigkeit
w	mm/s	Feststoffsinkgeschwindigkeit (in fließendem Wasser)
w	m/s	absolute Schwallgeschwindigkeit
w	a	empirische Jährlichkeit
w_B	mm/s	mittlere Sinkgeschwindigkeit des Bemessungskorns d_B wirksamen Rauern
w_{0B}	mm/s	mittlere Sinkgeschwindigkeit des Bemessungskorns d_B im ruhenden Wasser
w_0	mm/s	Sinkgeschwindigkeit eines Korns in ruhendem Wasser
x	m	Koordinate in Fließrichtung (longitudinal)
y	m	Koordinate quer zur Fließrichtung (horizontal)
z	mm	Anstieg des Wasserspiegels im Pluviograf
z	m	Koordinate senkrecht zur Fließrichtung (vertikal)
z	m	Spiegelkote
z_o, z_u	m	geodätische Höhe in den Kontrollquerschnitten (u. a. Sohlenhöhe)
z_{zul}	m	zulässige Höhe über der relativen Drucklinie

Griechische Symbole:

α	—	Abflusskoeffizient
α	—	Abminderungsfaktor nach Mosonyi
α	°	Winkel in Grad
α_s	—	Scheitelabflusskoeffizient
β	°	Winkel in Grad
δ	°	Wandreibungswinkel in Funktion vom inneren Reibungswinkel φ' in Grad
η	—	Wirkungsgrad
η_G	—	Wirkungsgrad des Generators
η_{KW}	—	Kraftwerkswirkungsgrad
η_M	—	Wirkungsgrad des Motors
η_P	—	Wirkungsgrad der Pumpe
η_{PSW}	—	Anlagewirkungsgrad
η_T	—	Wirkungsgrad der Turbine
η_{Trafo}	—	Wirkungsgrad des Transformators

Symbol	Einheit	Bedeutung
κ_{β}	—	Abminderungsfaktor
κ	—	Faktor zur Berücksichtigung des Anströmwinkels δ
κ_{90}	—	Abminderungsfaktor für senkrechte Grabenwände
λ	—	Konzentrationsfaktor im Grabenbau
λ	—	Faktor für Lastanteil im Stollenbau
λ	—	Widerstandsbeiwert im universellen Fließgesetz
λ_p	—	Widerstandsbeiwert des Pflanzenkollektivs
λ_T	—	Widerstandsbeiwert für die Trennflächen
μ	—	Überfallbeiwert (≈ 0.75)
μ	—	Kontraktionsbeiwert des Austrittsstrahls
ν	m^2/s	kinetische Zähigkeit bzw. Viskosität
ν	—	Querdehnungszahl
ν_F	—	Querdehnungszahl von Fels
ξ	—	Verlustbeiwert örtlicher Strömungsverluste
ξ_r	—	Verlustbeiwert Geschwemmselrechen
ξ	—	Beiwert der hydraulischen Verluste in der Füllleitung
ρ	kg/m^3	Dichte des Wassers
ρ_B	kg/m^3	Dichte des Belagmaterials
ρ_e	kg/m^3	Dichte des Füllmaterials bzw. Erdmaterials
ρ_F	kg/m^3	Felsdichte
ρ_s	kg/m^3	Korndichte bzw. Dichte des Feststoffs
σ_g	N/m^2	Vergleichsspannung für räumlichen Spannungszustand
σ_l	N/m^2	Längsspannung
σ_r	N/m^2	Radialspannung
σ_t	N/m^2	Tangentialspannung
τ_{Gr}	N/m^2	Grenzspannung, kritische Schubspannung
τ_R	N/m^2	Schubspannung, Schleppspannung
τ_s	N/m^2	Kohäsion Beton/Boden oder Boden/Boden
φ	—	Formbeiwert für Rechenstäbe nach Kirschmer; Ruhewinkel des Böschungsmaterials
φ'	—	Schaukelstellung einer Axialpumpe; innerer Reibungswinkel
ω	$1/\text{s}$	Winkelgeschwindigkeit

Symbol	Einheit	Bedeutung
Δ	m	Zeichen für Differenz
Δl	m	Längendifferenzen bzw. Rechenschritte
ΔJ	m^3	Speicherinhaltsdifferenz oder Massemengendifferenz
Δp	N/m^2	Druckdifferenz
ΔQ	m^3/s	Abfluss- bzw. Durchflussdifferenz
Δr	m	Radialverschiebung
Δt	s	Zeitdifferenz
ΔV_R	m^3	Lichttraumerweiterung des Rohrs beim Druckstoß
ΔV_W	m^3	Kompression des Wassers beim Druckstoß
Δv	m/s	Geschwindigkeitsdrosselung oder -differenz
Δv_i	m/s	Geschwindigkeits-Teildrosselung
Δz	m	Wasserspiegeldifferenz auf der Fließlänge L
Δz_r	m	Wasserspiegeldifferenz durch Rechenverlust

Sachverzeichnis

A

Aal-Leiter, 153, 157
Abfluss
 gewellter, 228
 kritischer, 147
 schießender, 227
 strömender, 227
Abflusshindernis, 174
Abflusskoeffizient, 8
Abflusskurve, 18, 25–27, 34, 70, 166, 245, 246
Abflussmessnetz, 41
Abflussmessung, 11, 25, 26, 28, 33, 34, 41
 Übertragung, 42
 Übertragungsformel, 45
Abflussregime, 19, 20, 70, 73, 103, 168, 169
Abrasion, 114, 203, 207, 234
Abschliff, 114, 123, 203, 207, 234, 236
Absetzbecken, 131, 203, 207, 213
Absperrschwall, 229–232
Absperrsunk, 229, 231, 232
Absturzbauwerk, hydraulische Wirksamkeit, 93
Absturztreppe, 94
Akkumulation, 77
Anfeuchtung, 341, 342
Anhydrit, 309
Ankerwurf, 366
Anlagekennkurve, 320, 325, 326, 334
Apparatekammer, 220, 221
Archimedes-Schnecke, 337
Atmosphärendruckhöhe, 295
Auflast, 124, 252
Auftrieb, hydrostatischer, 58
Ausflussgleichung nach Torricelli, 377

B

Bachbettsicherung
 Seitenerosion, 21, 105, 114, 116

 Tiefenerosion, 76, 91, 93, 105, 107
Bachwasserefassung, 199
Basisabfluss, 45
Baubresche, 274
Baumaterial
 lebendes, 90
 totes, 90
Bauvorsorge, 159, 160, 162, 164, 166, 168, 170, 172, 174, 176
Becken, künstliches, 276
Beckeneinstau, 342, 343
Beckenpass
 Strömungsgeschwindigkeit, 153
 Trassierung, 148, 153, 280
Beetgraben, 355
Bemessungsabfluss, 123, 124, 133, 183, 197, 198, 203, 204, 225, 227, 245, 246, 248, 256
Bemessungsdruck, 294
Bemessungsdurchfluss, 123, 124, 132, 198, 207, 209, 213, 215, 228, 233, 279, 285, 288
Bemessungsgröße, 4
Beregnung, 341, 342, 345, 346
Beregnungsanlage, 346, 347
Bergwasserdruck, 308, 310, 313
Bernoulli-Gleichung, 34, 125, 126, 136, 226, 234, 279
Betonkanal, 103, 251
Bettmaterial, 59
Bewässerung, 341
 Beregnung, 341, 342, 345, 346
 Rieselfverfahren, 342, 344
 Stauverfahren, 342, 344
Bewässerungskanal, 344
Bewirtschaftung, flussgebietsorientierte, 90
Bieri-Sandfang, 208, 209
Binnengewässer, 2
Blockfuge, 270

Blockrampe, 94
 Bodenverdunstung, 14
 Bogenmauer, 172
 Bogenrampe, 96
 Bogenschwelle, 96
 Böschungswinkel, 115
 Brauchwasserentnahme, 204
 Bruchlast, 252
 Brunnenpfeifen, 23, 24
 Büchi-Sandfang, 208
 Bühne, 96

D

Damm, 171, 243
 Dammbalkenverschluss, 145
 Dampfblase, 297
 Dampfdruckhöhe, 295
 Dauerlinie, 39
 Deckschicht, 67–69, 72–75, 239
 Deckwerk, 98
 Deich, 98
 Denil-Fischpass, 154, 155
 Diagonalpumpe, 323
 Dole, 111
 Doppelschwimmer, 31
 Dosiersperre, 120
 Drainage, 151, 242, 277, 341
 Drallkammer, 258
 Dränabstand, 359
 Dränrohr, 349
 Dräntiefe, 358
 Dränung, 351, 352, 356
 Abflusstörung, 362
 Dränabsturz, 361
 Dränschacht, 361
 Sammeler, 356–358, 360–362
 Sauger, 356–361, 363
 Drehschützenwehr, 134
 Drehstrahlregner, 347, 348
 Drehzahlregulierung, 321, 332–334
 Drempteltiefe, 371
 Drosselklappe, 314
 Drosselkurve, 326
 Drosselregulierung, 333, 334
 Drosselschütze, 203
 Druckleitung, 189, 191, 192, 278–281, 290,
 291, 295, 296, 300, 305, 313, 324,
 325, 334, 339
 Ausrüstung, 313
 Druckleitung, 189, 191, 192, 278–281,
 290, 291, 295, 296, 300, 305, 313,
 324, 325, 334, 339
 Druckstöße, 286

hydraulische Bemessung, 109, 123, 124,
 209, 224, 245, 277, 354, 357
 prismatische, 245, 279
 Rohre, 118, 157, 246, 251, 253, 289, 299,
 303, 305, 357, 361
 statische Bemessung, 294
 wirtschaftliche Bemessung, 232, 249, 280,
 282
 zylindrische, 245, 279, 311
 Drucklinie, 279, 294–298
 absolute, 230–232, 295, 297, 330
 relative, 92, 230, 231, 295
 Druckluftpegel, 23
 Druckschacht, 188, 189, 191, 195, 310
 Statik, 111, 299, 303, 311, 382
 Drucksegmentschütze, 139
 Druckstollen, 188, 189, 192, 277, 308–312,
 388, 389
 Statik, 111, 299, 303, 311, 382
 Druckstoß, 286
 Druckstoßgeschwindigkeit, 289
 Druckstoßreflexion, 290
 Druckunterschied, 34
 Druckwelle, 288
 Dufour-Sandfang, 209
 Dükern, 259
 Durchflussänderung
 langsame, 293
 lineare, 7, 43, 44, 291
 plötzliche, 286
 Durchflussmessung, 34–36, 38
 magnetisch-induktive, 34, 38
 Durchlass unter Verkehrsanlagen, 259
 Durchlässigkeitsbeiwert, 18
 nach Darcy, 146, 147
 Durchströmturbine, 315, 316
 Düsenrohrregner, 347

E

Echolot, 22
 Eichmessung, 27, 36
 Eisbaum, 219
 Eisproblem, 218
 Entlastungsgerinne, 175
 Entmischungsprozess, 74
 Entnahmesunk, 229, 231
 Entsander, 129, 203, 207, 223
 Entsanderbecken, 214
 Entwässerung, 341, 351
 Entwässerungsgraben, 354
 Entwässerungskanal, 242
 Entwässerungspumpe, 334
 Entwicklungskorridor, 99

- Erdauflast, 252, 253
- Erddamm, 270
- Erosion, 27, 57, 59, 72, 74, 95, 98, 101, 104, 107, 110, 123, 173, 205, 239, 242, 354
- Erosionsvorgang, 77
- Europäische Wasserrahmenrichtlinie, 90
- Evaporimeter, 15, 16
- Evapotranspiration, 14

- F**
- Fahrrinne, 369–371, 374
- Fahrwasser, 367–369
- Fangdränung, 357
- Faradaysches Induktionsgesetz, 38
- Farbverdünnungsverfahren, 32, 34
- Fehlkilometer, 21
- Feinrechen, 205, 206, 214, 220
- Feststoffdichte, 73, 212
- Feststofftransport, 4, 57–74, 76, 78, 80, 82, 84, 86, 88, 175, 235
 - Berechnung, 67, 111–113, 125, 130, 131, 138, 141, 147, 148, 174, 212, 214, 215, 217, 224, 226, 227, 229, 234, 240, 245, 302, 306, 311–313, 355, 357, 360, 376, 377, 382, 386–388
 - Einflussfaktoren, 11, 59, 61, 80, 177
- Filterschicht, 95, 96, 240, 271, 277
- Fischabstieg, 152, 260
- Fischaufstieg, 95, 153, 156, 200, 385
- Fischgewässer, 131
- Fischpass, 154, 155, 157, 386
 - Einstieg, 157
 - Funktionsprüfung, 157
- Fischwanderhilfe, 152, 153
- Flächeneinstau, 343
- Fließgeschwindigkeit, 291
 - Begrenzung, 8, 153, 198, 200, 234
 - Messung, 10, 13, 23, 25, 31–34, 36, 37, 41, 42, 62
- Fließgewässer, 2
 - Abflusskurve, 18, 25–27, 34, 70, 166, 245, 246
 - Abflussmessung, 11, 25, 26, 28, 33, 34, 41
 - Grundriss, 21, 93, 95, 96, 145, 148, 153, 267
 - hydromechanische Leistung, 180, 183
 - Kilometrierung, 21
 - Längsprofil (Längsschnitt), 22, 77
 - Laufformen, 78, 79
 - Linienführung, 76
 - mechanische Energie, 192, 315, 323
 - Mittellauf, 76, 104, 185
 - natürliche Entwicklung, 90
 - Oberlauf, 59, 76–78, 103, 104, 185
 - Ökosystem, 152
 - Querprofil, 61, 96
 - Querschnitte (Querprofile), 78
 - Sohlenstruktur, 78
 - Typen, 108, 109, 119, 133, 134, 184, 186, 190, 200, 375
 - Typologie, 382, 387
 - Unterlauf, 76, 77, 104, 120, 185
 - Vermessung, 21–23, 25, 27, 29, 31, 33, 35, 37, 39, 41, 43, 45, 47, 49, 51, 53, 55
- Fließgewässerlandschaften, 80
- Fließwiderstand, lokaler, 174
- Fließzeitformel, 49, 52
- Flügelmessung, 29
- Fluss, staugeregelter, 371
- Flussbau, 4, 89, 90, 92, 94, 96, 98, 100, 102, 104–106, 108, 110, 112, 114, 116, 118, 120, 122, 124, 126, 128, 130, 132, 134, 136, 138, 140, 142, 144, 146, 148, 150, 152, 154, 156, 381
 - Ausbaumethoden, 4, 89–102, 104–120, 122, 124, 126, 128, 130, 132, 134, 136, 138, 140, 142, 144, 146, 148, 150, 152, 154, 156
 - Bauweisen, 4, 76, 90, 97, 99, 155, 188–190, 219, 223, 239, 241, 383, 384, 388
- Flusskraftwerk, 186, 378, 379
- Flussschlinge, 78
- Flusswasserfassung, 197, 199
- Francisturbine, 191, 195, 315, 317, 319
- Frank-Formel, 131
- Freibord, 99, 101, 102, 228, 229, 248, 257, 371
- Freilaufstollen, 188, 189, 223, 245, 251, 254, 256
- Freispiegelgerinne, 171, 224, 227
- Freispiegelstollen, 254
- Freistrahlturbine, 319
- Fremdwasser, 355, 357
- Froude-Zahl, 126, 228, 256, 257
- Füllschwall, 231
- Furchenbewässerung, 343
- Furcheneinstau, 342, 343
- Furchenrieselung, 342, 344, 345

- G**
- Ganglinie, 39–41, 45, 167, 198, 199, 262–264, 291, 335
- Gauss-Verteilung, 54
- Gebietsniederschlag, 13

Gebietsregenintensität, 50
 Gebietsverdunstung, 14
 Gebirgsbruch, progressiver, 310
 Generator, 180, 183, 187, 191, 192, 194, 196, 318
 Generatorleistung, 183, 321, 322
 Generatorspannung, 182
 Geotextilie, 240
 Gerinne, offenes, 224
 Gerinneaufweitung, 165, 173
 Gerinneausbau, 4, 165, 173, 175
 Gerinneentlastung, 4, 176
 Gerinnegeometrie, 91, 125
 Gerinneglättung, 175
 Gerinnesohle, 72
 Geschiebe, 57, 59, 63, 64, 67, 68, 70–72, 74, 76, 77, 105, 108, 118–121, 133, 168, 198, 200–205, 213, 222, 236, 259, 372
 Geschiebeablagerungsplatz, 118–120
 Geschiebeabweisung, 201, 204
 Geschiebeabzugkanal, 200
 Geschiebebilanz, 71
 Geschiebefänger, 71
 Geschiebefracht, 66, 69–71, 104, 119, 238
 Geschiebefunktion, 68, 69
 Geschiebemessung, 71
 Geschiebespülung, 204
 Geschiebetransport, 63, 66, 68–70, 74, 120, 237
 Geschiebetransportformel, 70, 71, 73
 Geschiebetrieb, 66–68, 71, 95, 200, 201, 204, 205
 Geschwemmselanfall, 144, 215, 217
 Geschwemmselfbeseitigung, 214
 Gewässer
 Einzugsgebiet, 2, 8, 9, 11, 13, 42–44, 47, 49–52, 59, 62, 103, 119, 166, 171, 175
 künstliches, 223, 370
 natürliches, 370
 stehendes, 2, 22
 Vermessung, 21–23, 25, 27, 29, 31, 33, 35, 37, 39, 41, 43, 45, 47, 49, 51, 53, 55
 Gewässerrandstreifen, 98, 99
 Gewässersohle
 Aufbau, 53, 66, 324
 Dynamik, 4, 72, 382
 Kornverteilung, 71–73, 78, 91
 Schutz, 89, 91, 96, 97, 114, 116, 163, 165, 198, 239, 385, 387–389
 Gewässerstrukturkartierung, 87
 Gewichtsmauer, 267
 Gewölbereihenmauer, 269

Gleiten, 113, 149, 153
 Gleitschütze, 137
 Gleitreibung, 138
 Rollreibung, 138
 Gleitschützenwehr, 135
 Gleitufer, 76
 Grabenentwässerung, 352, 353
 abzuführender Abfluss, 353
 Beetgräben, 355
 Grüppen, 355
 Rand- und Fanggräben, 355
 Grabenstauverfahren, 342
 Grenzabfluss, 68, 69, 166, 204, 205, 207
 Grenzgefälle, 68
 Grenzhochwasser, 166
 Grenzkorndurchmesser, 68
 Grenzscherbeanspruchung, 67, 74, 101, 106, 235, 240
 Grenzzustand, 68
 Griesel, 10
 Grobrechen, 132, 205, 206, 214, 220
 Grundschwelle, 95
 Grundwasserfassung, 197
 Grundwasserspiegel, 23, 242, 349
 Grundwasserstand, 342, 351, 352, 359
 Grundwasservorkommen, 5, 22, 198
 Grüppen, 356

H
 Hafenanlage, 373
 Hafenwand, 375
 Hagel, 10
 Hakenbuhne, 97
 Hakenschütze, 133
 Hangentwässerung, 118
 Känneltypen, 117
 Hangsicherung, 117
 Hellmann-Regenmesser, 10
 Hochbauweise, 188
 Hochdruckanlage, 191, 192
 alpine Bauweise, 189
 skandinavische Bauweise, 189, 190
 Hochdruckspeicherwerk, 189
 Höchster Schifffahrtswasserstand (HSW), 370
 Hochwasser, 18, 19, 21, 34, 45, 52, 53, 55, 91, 96, 97, 105, 110, 133, 148–150, 159, 166, 169, 219, 232, 248, 260, 274, 370, 386, 387
 Hochwasserabfluss, 2, 19, 20, 47, 93, 131, 133, 149
 Eichmessung, 27
 Hochwasserformel, empirische, 47, 52, 53
 Hochwasserganglinie, 165
 Hochwasserjährlichkeiten, 53

Hochwasserrückhalt, technischer, 166
 Hochwasserrückhaltebecken, 170
 gesteuertes, 171
 ungesteuertes, 170
 Hochwasserschadenspotenzial, 169
 Hochwasserschutz, 2, 4, 159, 160, 162,
 164–166, 168–170, 172, 174, 176,
 246, 372, 382, 386, 388
 Maßnahmen, 162
 bauliche, 99, 105, 200, 380
 Risikoanalyse, 161
 Schutzstrecke, 163, 165
 technischer, 4, 159, 160, 162, 164, 166,
 168, 170, 172, 174, 176
 zukunftsweisender, 160
 Hochwasserspitze, 46, 49, 52, 53
 Hochwasservorsorge, 160, 161
 Hochwasserwelle, 29, 45, 59, 163, 165,
 167–171
 Höckerrampe, 95
 Hohlmauer, 269
 Hohlstrahlschieber, 313, 314
 Holzdrän, 363
 Hubhakenschütze, 133
 Hubschütze, 133
 Hubschützenwehr, 134, 135
 Hydraulic jacking, 310
 Hydraulik, technische, 2
 Hydrologie, 2, 83, 382, 384, 385, 387–389
 Grundlagen, 1, 4–6, 8, 10, 12, 14, 16, 18,
 20, 22, 24, 26, 28, 30, 32, 34, 36,
 38, 40, 42, 44, 46, 48, 50, 52, 54,
 206, 381–385, 387–389
 Hydromechanik, 2, 387, 389
 Hydrometrie, 4, 21, 23, 25, 27, 29, 31, 33, 35,
 37, 39, 41, 43, 45, 47, 49, 51, 53, 55

I

Impulssatz, 287
 Isochrone, 49
 Isohyetenplan, 13

J

Jahresniederschlag, 11
 Joukowski-Formel, 286, 287, 293

K

Kabellichtlot, 24
 Kanal, 26, 27, 128, 129, 153, 186, 203, 205,
 227, 228, 231–238, 242–245, 248,
 254, 348, 349, 369, 373, 374
 Dichtung, 147, 241, 242, 244, 254, 270,
 299, 372

 für Nutzwasserbauten, 246
 geschlossener, 135, 140, 145, 254
 Bruchsicherheit eingedeckter Rohre,
 251
 Dichtung, 147, 241, 242, 244, 254, 270,
 299, 372
 Sicherstellung der Stabilität, 251
 im Lockergestein, 73, 238, 239, 250
 Kavitation, 234, 236, 296–298, 319, 330
 mit biegesteifen Wänden, 244
 mit geböschtem Ufer, 238
 offener, 135, 144, 352
 Raugerinne, 154, 173, 256
 Schussrinnen, 94, 171, 207, 223, 236, 256,
 257
 Schwebstoffablagerungen, 62, 236
 Steilleitungen, 256, 257
 Uferböschung, 373
 undichter, 239
 Vorfluter, 120, 121, 249, 260, 352, 356,
 362
 wirtschaftliche Bemessung, 232, 249, 280,
 282
 Kanalbrücke, 259
 Kanalkraftwerk, 186, 228
 Kännel, 117, 118
 Kaplan turbine, 315, 317, 318
 Kaskade, 94
 Kaskadenrampe, 154
 Kavernenzentrale, 189, 191
 Kavitation, 234, 236, 296–298,
 319, 330
 Kavitationserosion fester Bestandteile, 236
 Kegelstrahlschieber, 314
 Keilschieber, 314
 Kesselformel, 303, 304, 306, 308
 Kilometrierung, 21
 Klamm, 104
 Klappenschütze, 133
 Klappenschützenwehr, 134, 142
 Kleinkraftwerk, 187, 189
 Kleinschiffahrt, 4, 379, 380
 Kolbenpumpe, 339
 Kolk, natürlicher, 93
 Kolkenschutz, 122
 Kolmation, 18
 Kontinuitätsgleichung, 28, 35, 227
 Konzentrationszeit, 49, 52, 53
 Korngrößenverteilung, 73
 Kraft, hydrostatische, 58
 Kraftwerksleistung, 182, 322
 Kraftwerksproduktion, 183
 Kraftwerkszentrale, 185, 188, 189,
 191, 192

Kreiselpumpe, 326
 Kavitationssicherheit, 329–331
 wirbelfreie Anströmung, 329
 Kreuzungsbauwerk, 258
 Kreuzwelle, 256
 Kugelschieber, 192, 313, 314
 Kulturwasserbau, 341
 Kuppelmauer, 271
 Küstengewässer, 2

L

Lamé-Formel, 303, 306
 Landstreifenrieselung, 344–346
 Langsandfang, 207, 208, 211, 214
 Langwegkanal, 348
 Lattenpegel, 22
 Laufkraftwerk, 184
 LAWA-Übersichtsverfahren, 88
 Lebendverbau, 116, 239
 Leckage, 254
 Leerschuss, 229
 Leitwerk, 97
 Limnigraf, 22
 Limnimeter, 22
 Luftschleieranlage, 143, 144
 Lysimeter, 16

M

Makrophyten, 76, 83
 Makrozoobenthos, 76, 83
 Manning-Strickler-Gleichung, 27, 232
 Material, eingetragenes, 59
 Maulwurfdränung, 363
 Messflügel, 28
 Messüberfall, 26
 Michaud-Allievi-Formel, 292, 294
 Mikrostollen, 256
 Mitteldruckanlage, 188
 alpine Bauweise, 189
 skandinavische Bauweise, 189, 190
 Mittellauf, 76, 104, 185
 Mittelwasserabfluss, 70, 101
 Motorgenerator, 194, 195
 Motorschiff, 365–367
 Mündungsbauwerk, 258

N

Nährstoffquelle, 57
 Nassschacht, 220, 221
 Naturschutz, 83–85, 371, 382, 385, 387, 389
 Newton-Gleichung, 211
 Niederdruckanlage, 186, 187

Niederdrucklaufwerk, 185
 Niederschlag, 4, 6, 8–11, 13, 15, 16, 385
 gefallener, 10
 Messung, 10, 13, 23, 25, 31–34, 36, 37,
 41, 42, 62
 Auswertung, 4, 11, 29, 39, 53, 133, 383
 Niederschlagsdauer, 7, 12
 Niederschlagsgleichenplan, 13
 Niederschlagsintensität, 11, 12
 Niedrigster Schiffahrtswasserstand (NSW),
 371
 Niedrigwasserabfluss, 19
 Niedrigwasserführung, 103
 Nutzwasser, 184, 189, 192, 273, 315
 Nutzwasserleistung, 183

O

Oberflächenschwimmer, 31
 Oberflächenwasser, 22
 Oberlauf, 59, 76–78, 103, 104, 185
 Oberwasserschloss, 189
 Oberwasserstollen, 189
 Ökologisierung, 1

P

Parallelwerk, 370
 Pegelganglinie, 39
 Pegelmessung, 22
 Pegelrelation, 25, 27, 34, 39
 Peltonturbine, 182, 191, 195, 316, 319
 Pfeilerkopfmauer, 269
 Pflanzenverdunstung, 14
 Phytobenthos, 76, 83
 Pluviograf, 11
 Pluviometer, 10, 15
 Potenziallinie, 142
 Potenzialströmung, 141
 Prallufer, 76
 Prandtl-Gleichung, 211
 Pumpe, 194–196, 284, 288, 315, 323, 324,
 326–328, 331, 334, 337
 Blockschaltung, 331
 Hintereinander-/Nebeneinanderschaltung,
 331
 hydraulische Förderleistung, 328
 intermittierender Betrieb, 334, 335
 Regulierung, 121, 135, 166, 168, 169, 176,
 313, 319, 321, 332–334
 Pumpenanlage, 283, 325, 326, 330–332
 Pumpenkennkurve, 320, 323, 326, 327, 334,
 335, 339
 Pumpenturbine, 194
 Pumpspeicherwerk, 192, 193, 195

Pumpwerk, 283, 284, 298, 324, 327–329, 348
 Druckleitung, 189, 191, 192, 278–281,
 290, 291, 295, 296, 300, 305, 313,
 324, 325, 334, 339
 Saugleitung, 203, 324, 331
 Punktniederschlag, 13

Q

Querbauwerk, 91, 121
 Querdränung, 358

R

Radialpumpe, 194, 315, 323, 324, 330, 333
 Rampe, 154, 155
 Randdränung, 357
 Raugerinne, 154, 173, 256
 Rauheitsbeiwert, 27
 nach Manning-Strickler, 26, 184, 213, 224,
 279, 309, 355
 Rechen, 120, 131, 132, 188, 203, 204,
 214–219, 259
 Reinigung, 215, 218, 341
 statische Berechnung, 111–113, 147, 217,
 311
 Rechenverlust, 215, 217
 Referenzgewässer, 83
 Referenzstrecke, 71
 Regelschiff, 371
 Regendauer, 50–53
 Regenintensität, 50
 Regenschreiber, 10, 11, 15, 16
 Störeinflüsse, 11
 Regenschreiber, 10–12
 Regulierwehr, 168
 Restwasserabfluss, 199
 Retentionsgleichung, 260, 261
 Rieselfahren, 342, 344
 Ringschieber, 313, 314, 334
 Rohr, 38, 144, 220, 223, 246, 252, 253, 279,
 288–290, 292, 294, 298, 299, 301,
 303–307, 311–313, 330
 dickwandiges, 299, 301, 311
 dünnwandiges, 303, 304
 Beulgefah, 304, 310
 Rohrdränung, 356, 362
 Rohrstrecke, wirtschaftliche Bemessung,
 282
 Rohrturbine, 315, 317, 318
 Rückhalt
 auf Böden und Pflanzen, 6, 18
 im Grundwasserleiter, 11, 17, 19
 in der Schneedecke, 17
 in Gletschern, 17
 in Oberflächengewässern, 18
 Rückhalteareal, 16

Rückhaltesperre, 120
 Rundholzschwelle, 94

S

Salzbilanz, 32, 33
 Salzverdünnungsverfahren, 32, 34
 Sammelgraben, 356
 Sandfang, 208–210, 213, 215, 236, 238
 Grenzgeschwindigkeit, 213, 215, 236–238,
 257
 nach Bieri, 209
 nach Büchi, 208
 nach Dufour, 209
 Saugentnahme, 200, 203, 204
 Schachtüberfall, 257
 Schaufelregulierung, 332, 334
 Scheitelabflusskoeffizient, 49, 52
 Scheitelwert, 165
 Schiff, 367–369, 376, 378
 Geradeausfahrt, 367
 im Fahrwasser, 367–369
 Kurvenfahrt, 368
 Schifffahrt, 2, 4, 39, 121, 169, 365, 366,
 368–372, 374, 376, 378, 380
 Linienführung/Querschnitt der Kanäle, 372
 Schifffahrtskanal, 372
 Schiffshebewerk, 378
 Schiffsschleuse, 375
 Schlämmanalyse, 62, 71
 Schlauchwehr, 134, 144
 Schleppspannung, 64
 Schleppverband, 365
 Schleuse, 2, 371, 375–379
 Grenzhöhe, 378
 Schleusenammer, 375–377
 Entleerung, 273, 313, 376–378
 Füllung, 376
 Schleusentor, 371, 376
 Schleusentreppe, 375
 Schleusenvorhafen, 375
 Schleusung, 375
 Schlitzpass, 153
 Schneckenpumpe, 338
 Schnee, 5, 6, 10, 17, 384, 389
 Schneedecke, Wasserwert, 11
 Schneemessung, 11
 Schöpfwerk, 260
 Schraubenpumpe, 323
 Schubspannung, 64, 65, 67, 73, 74, 101, 106,
 213, 235–237, 240
 aktuelle, 64, 65, 67, 106, 235, 240, 389
 kritische, 67, 73, 74, 93, 101, 106, 109,
 131, 176, 227, 235–237, 249, 298,
 304, 330, 371
 transportwirksame, 65

- Schubverband, 365, 366, 370
 Schussrinne, 94, 257, 274, 275
 Schütze, 121
 kombinierte, 134
 Typen, 108, 109, 119, 133, 134, 184, 186, 190, 200, 375
 Schwallgeschwindigkeit, absolute, 230
 Schwallkammer, 189
 Schwallwelle, 231
 Schwebstoffanfall, 62
 Schwebstoffe, 57, 59, 61, 62, 121, 200, 207, 208, 222, 236
 anorganische, 61
 organische, 61
 Schwebstoffkonzentration, 62
 Schwebstofftransport, 61, 77, 212
 Schwebstoffverminderung, 207
 Schwemmkegel, 104, 118
 Schwenkregner, 347
 Schwimmbalken, 219
 Schwimmermessung, 31
 Schwimmerpegel, 11, 23
 Schwimmstoffe, 34, 57, 59–61, 174
 Sedimentation, 57, 59, 72, 235
 Sedimentationssäule, 212
 See, natürlicher
 Regulierung, 121, 135, 166, 168, 169, 176, 313, 319, 321, 332–334
 Seewasserfassung, 199, 219–221
 Entnahme in der Talsperre, 221
 Fassung im See, 221
 Probleme mit Feststoffen, 221
 Segmentklappenschütze, 133
 Segmentschütze, 133
 Segmentschützenwehr, 139
 Seitenentnahme, 129, 200–202, 205, 206
 Sickergraben, 118
 Sickerströmung, umgekehrte, 313
 Sickerwasserströmung, 147
 Siel, 259, 260, 345
 Silotheorie, 253
 Sohlenbauwerk, 93
 Sohlenentnahme, 200, 202
 Sohlengleiten, 95, 384
 Sohlenlage, 21, 73, 74, 116
 Sohlenrampe, 156
 Sohlenschubspannung, 64, 67
 kritische, 67, 73, 74, 93, 101, 106, 109, 131, 176, 227, 235–237, 249, 298, 304, 330, 371
 Sohlenschwelle, 94
 Sohlenstufe, 93
 Speicher, 4, 184, 188, 189, 196, 219, 260–265, 267, 269, 271, 273, 275, 290, 291, 293, 334, 335, 337
 künstlicher, 267
 Speicherbemessung, 199, 260
 Summenkurve, 40, 41, 198, 199, 262–264
 Speicherinhaltslinie, 263, 265, 266
 Speicherkraftwerk, 184
 Sperrentreppe, 105, 106, 108
 Sportschiffahrt, 4, 379, 380
 Sprungschanze, 274, 275
 Spülfracht, 59
 Spülsystem, 208
 Spülwasser, 198
 Spülwasserverlust, 199, 205
 Stahlschütze, 143
 Stauanlage, 2, 188
 Staudamm, 275
 Staufassung, 201
 Staumauer, Hochwasserentlastung, 274
 Stauregelung, 370, 371
 Stauschwallgeschwindigkeit, 368
 Stausee, 189, 199, 220, 222, 263, 264, 269, 276
 Stauwehr, siehe Wehr
 Stauwerk, 184, 350
 Steilleitung, 257
 Steindamm, 271
 Steindrän, 363
 Step-pool-System, 153
 Stichhafen, 375
 Stoßwelle, 256
 Strafloturbine, 317
 Streichwehr, 128, 129, 205
 Strömungsgeschwindigkeit, 35
 Strömungshindernis, 174
 Strömungslehre (Hydraulik), 2
 Strömungswiderstand, 58
 eines beweglichen Körpers, 36
 Stützbühne, 97
 Stützkraftsatz, 231
 Stützwelle, 95
 Suffosion, 241
 Summenkurve, 40, 41, 198, 199, 262–264
 der Abflüsse, 40
 der Zuflüsse, 40
 Summenlinie, 39
 Sunkwelle, 229, 249
- T**
 Tagessammler, 10
 Talsperre, 188, 220, 221, 274–276
 Hochwasserentlastung, 165, 170–173, 175, 264, 272, 274, 275, 277
 Nebenanlage, 272
 Sicherheitskonzept, 276
 Talsperrenkraftwerk, 188

Tangentialspannung, 301, 304, 311
 Thiessen-Polygon, 13
 Tiroler-Wehr, 121, 131, 132, 202, 203
 Fischgewässer, 131
 Tosbecken, 93, 94, 114, 120, 121, 123,
 125–128, 131, 132, 152, 172, 228,
 256, 257, 274, 275
 befestigtes, 93
 hydraulische Bemessung, 109, 123, 124,
 209, 224, 245, 277, 354, 357
 Länge, 114, 126
 Wechselsprung, 95, 124, 228
 Totholz, 59, 60, 76, 383–385
 Tracerkonzentration, 25, 32
 Transformator, 182, 183, 191, 192
 Transformatorleistung, 322
 Translationsgeschwindigkeit, 32
 Transport, 57, 59, 70, 72, 78, 207, 322, 328,
 384, 389
 Transportbeginn, 66, 67, 72, 73, 238
 Transportformen, 4, 59
 Trapezkanal, 230, 248
 Trapezregel, 265
 Traversensystem, 94, 96
 Treibeis, 57, 218
 Tropfbewässerung, 348
 Tunnelbohrmaschine, bemannte, 256
 Turbine, 152, 182, 191, 192, 194–196, 288,
 315, 316, 319–321
 Leistungsabgabe, 193, 321, 322
 Turbinenenergie, 194
 Turbinenkennkurve, 320
 Turbinenleistung, 183, 196, 321
 Turbinenregulierung, 321
 Turbopumpe, 323

U

Überdruckturbine, 315, 317
 Überdruckventil, 314
 Überfallbauwerk, 171
 Überfallbrücke, 121
 Überfallkrone, 121
 Überschusswasser, 200, 205
 Überschwemmungsfläche, 169
 Übertragungsspannung, 182
 Uferböschung, 97, 373
 Stabilität, 101
 Ufergehölz, 102
 Ufergestaltung, 102
 Uferlinie, 22
 Ufermauer, 102
 Uferschutz, 101, 239, 388
 Ufersicherung, 99, 384
 Uhden-Formel, 353
 Ultraschallmessung, 28–30

Umleitstollen, 274–276
 Umleitungsbach, 157
 Umleitwerk, 184, 186
 Umlenkeffekt, 201
 Umlenkfassung, 201
 Umwälzwerk, 191
 Umweltsünde, 1
 Umweltziele, 81, 89, 90, 94, 99, 152
 Unterflurbewässerung, 349
 Unterhaltungsweg, 99
 Unterlauf, 76, 77, 104, 120, 185
 Unterwasserkanal, 189
 Unterwasserstollen, 189, 195

V

Venturi-Kanal, 26
 Verdrängerpumpe, 339
 Verdunstung, 4, 6, 8, 14–17, 19, 41, 42, 116,
 199, 261, 351, 387
 von freien Wasserflächen, 14
 Verdunstungsbecken, 15
 Verkehrswasserbau, 4, 365, 366, 368, 370,
 372, 374, 376, 378, 380, 386
 Verlustwasser, 197–199
 Versickerungsmesser, 16
 Vertikalprofil, 29
 Verzweigungsbauwerk, 175
 Vollmauer, 267, 268
 Vorfluter, 120, 121, 249, 260, 352, 356, 362
 Vulnerabilität, 161

W

Wanderfische, 152, 372
 Wasser, 2, 5, 6, 18, 22–24, 30, 36, 38–40, 57,
 58, 62, 64, 80, 88, 95, 96, 116, 121,
 128, 132, 144, 145, 155, 157, 159,
 160, 179, 180, 186, 188, 194, 197,
 199, 200, 203, 211, 212, 219, 228,
 235, 237, 242, 245, 256–258, 264,
 280, 286, 287, 289, 290, 295, 297,
 298, 313, 323, 334, 339, 341–344,
 346–348, 351, 367, 371, 373, 374,
 381–389
 Schallgeschwindigkeit, 23, 30, 289
 unterirdisches, 23
 Wasserbau, 1, 2, 4, 5, 57, 60, 76, 89, 90,
 96, 159, 179, 313, 341, 342, 344,
 346, 348, 350, 352, 354, 356, 358,
 360, 362, 365, 381, 382, 384, 385,
 387–389, 391
 landwirtschaftlicher, 4, 169, 341, 342, 344,
 346, 348, 350, 352, 354, 356, 358,
 360, 362, 387
 Teilgebiete, 2–4, 13

Wasserbilanz, 6, 15, 16, 41, 143, 260, 261
 Wasserdampf, 5, 9, 10, 297
 Wasserdichte, 30, 58, 310
 Wasserdruck, 23, 57, 98, 135–137, 140, 142,
 144, 149, 217, 276
 dynamischer, 60
 Abschätzung, 135, 141
 hydrostatischer, 58
 Wasserentnahme, geschiebefreie, 200
 Wasserfassung, 121, 131, 179, 196–198, 222,
 223, 233, 236, 238, 273
 mit Sandfang, 236
 ohne Sandfang, 238
 Wasserhaushaltsgesetz (WHG), 162
 Wasserhaushaltsgleichung, 4, 6, 7, 41
 Wasserkraftanlage, 121, 180–183, 187, 194,
 196, 245, 279
 Typen, 108, 109, 119, 133, 134, 184, 186,
 190, 200, 375
 Wasserkraftnutzung, 2, 4, 121, 179–182, 184,
 186, 188, 190, 192, 194, 196, 198,
 200, 202, 204, 206, 208, 210, 212,
 214, 216, 218, 220, 222, 224, 226,
 228, 230, 232, 234, 236, 238, 240,
 242, 244, 246, 248, 250, 252, 254,
 256, 258, 260, 262, 264, 266, 268,
 270, 272, 274, 276, 278, 280, 282,
 284, 286, 288, 290, 292, 294, 296,
 298, 300, 302, 304, 306, 308, 310,
 312, 314, 316, 318, 320, 322, 324,
 326, 328, 330, 332, 334, 336, 338,
 372, 385
 Verlustleistung, 182, 183
 Wasserkreislauf, 5, 6
 Wassermenge, fassbare, 197
 Wasserrückhalt, 7, 159, 165, 168
 Wasserscheide, hydrologische, 8
 Wasserspiegeldifferenz, 18, 180, 233
 Wasserspiegelschwankung, 39
 Wassersprunglänge, 126
 Wasserstand, 23, 25, 27, 102, 125, 167, 176,
 227, 240, 361, 370
 Wasserstandsmessung, 22–25, 34
 Abflussermittlung, 25
 Wasserstraße, 365, 369, 370
 künstliche, 372
 Wasseruhr, 37
 Wasserversorgung, 121, 196, 198
 Wasservorräte der Erde, 5
 Wasserwert der Schneedecke, 11

Wasserwirtschaft, 1, 2, 299, 338, 371,
 381–389
 Wasserzähler, 37
 Wechselsprung, 95, 124, 228
 Wehr, 95, 121–124, 128, 131–133, 135, 145,
 147–149, 157, 171, 174, 176, 185,
 186, 200, 202, 203, 205, 206, 260
 Auftriebssicherheit, 148, 149, 244
 Belastungsfälle, 148
 bewegliches, 122, 205
 Bruchsicherheit, 113, 148, 251, 270
 Dichtungsschirme, 146–148, 242, 243
 festes, 121, 122, 124, 171, 203
 Gleitsicherheit, 102, 113, 148, 149, 151,
 152, 239, 268, 269, 271
 Kippsicherheit, 148, 149, 270
 schiefes, 122
 statisches System, 148
 Wehrfelde, 132
 Wehrkörper, 132
 Stabilität, 147
 Wehrkrone, 176
 Wehröffnung, Notverschlüsse, 145
 Wehrpfeiler, 132, 147
 Wehrschwelle, 121, 123, 124, 132, 142, 144,
 176, 228
 hydraulische Bemessung, 109, 123, 124,
 209, 224, 245, 277, 354, 357
 Wildbach, 76, 104–106, 114, 121, 157, 203,
 382
 Einmündung in den Vorfluter, 120
 Wildbachsperr, 105, 110, 114
 Bruchsicherheit, 113, 148, 251, 270
 Dolen, 111, 120
 Gegensperre, 113, 114
 Hauptsperre, 114
 hydraulische Bemessung, 109, 123, 124,
 209, 224, 245, 277, 354, 357
 Kolk, 93, 96, 106, 110, 111
 Konstruktion, 109, 113, 135, 208, 217,
 218, 236, 270, 276, 389
 Statik, 111, 299, 303, 311, 382
 Wildbachverbauung, 4, 103–105, 381
 Wirbelfallschacht, 257, 258
 Woltman-Flügel, 28, 37

Z

Zentrifugalpumpe, 323
 Zone, gesättigte, 18
 Zylindermauer, 267, 270