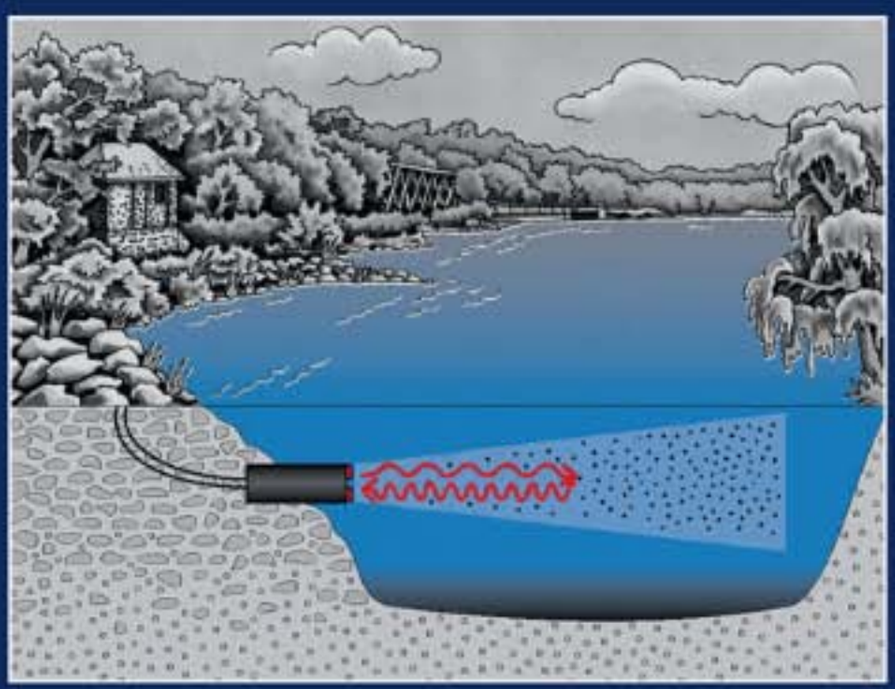
Gerd Morgenschweis

Hydrometrie

Theorie und Praxis der Durchflussmessung in offenen Gerinnen



Springer

VDI

Hydrometrie

Gerd Morgenschweis

Hydrometrie

Theorie und Praxis der Durchflussmessung in offenen Gerinnen

Springer

Prof. Dr. Gerd Morgenschweis
Bergische Universität Wuppertal
Institut für Grundbau,
Abfall- und Wasserwesen
Lehr- und Forschungsgebiet
Wasserwirtschaft u. Wasserbau
Pauluskirchstraße 7
42285 Wuppertal
Deutschland
morgen@uni-wuppertal.de

ISBN 978-3-642-05389-4 e-ISBN 978-3-642-05390-0
DOI 10.1007/978-3-642-05390-0
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 2010
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

Die Kenntnis von Wasserstand und Durchfluss der Gewässer ist eine wesentliche Voraussetzung für die Bemessung wasserwirtschaftlicher Anlagen und die rationelle Bewirtschaftung des Wasserdargebots ebenso wie für die Simulation hydrologischer Prozesse mit Hilfe von mathematisch-physikalischen Modellen. Alle ermittelten Bemessungswerte und Bewirtschaftungsregeln können nur so zuverlässig sein, wie es der Informationsgehalt der bereitgestellten Durchflussdaten erlaubt. Daher ist es für eine zukunftsweisende Wasserbewirtschaftung unerlässlich, über möglichst zuverlässige hydrologische Daten zu verfügen.

Die Bereitstellung zuverlässiger hydrologischer Daten ist das Arbeitsgebiet der Hydrometrie, dem Teilgebiet der Hydrologie, das sich mit der Messung hydrologischer Größen befasst. Dies kann ein großes Spektrum an Messgrößen vom Wasserstand und Durchfluss oberirdischer Gewässer über Grundwasser, Bodenfeuchte und Sedimente bis hin zu Güteparametern umfassen. Im Rahmen des beschränkten Umfangs eines Fachbuchs ist es aber nicht möglich, eine umfassende Einführung in die Gesamtheit der Hydrometrie zu geben. Daher wurde sich, in Anlehnung an den englischsprachigen Raum, auf die Wasserstands-, Durchfluss- und Strömungserfassung oberirdischer Gewässer beschränkt; dies soll neben natürlichen Gewässern auch vom Menschen geschaffene oberirdische Gerinne (z. B. offene Abwasserkanäle und Schifffahrtsstraßen) umfassen. Definitionsgemäß ist danach der Durchfluss in geschlossenen Rohrleitungen und unterirdischen Kanälen nicht Thema dieser Publikation. Da die heutige Informations- und Kommunikationstechnik zunehmend die angewandten Messverfahren beeinflusst, ist es aber unabdingbar, digitale Datenspeicherung und -fernübertragung sowie elektronische Datenverarbeitung einzubeziehen.

Die letzte umfassende Darstellung dieses Fachgebiets stammt von Friedrich Schaffernak, einem österreichischen Wasserwirtschaftler. Sein Lehrbuch mit dem Titel „Hydrographie“ wurde 1960 von der Akademischen Druck- und Verlagsanstalt Graz als unveränderter Abdruck der 1935 im Verlag Julius Springer in Wien erschienenen Ausgabe abgedruckt. Danach wurde das Thema lediglich im Rahmen von allgemeinen Lehrbüchern zur Hydrologie und Wasserwirtschaft kurz abgehandelt. Im englischsprachigen Raum sind dagegen in den letzten Jahren einige Fachbücher zur Hydrometrie veröffentlicht worden.

Um diese Lücke zu schließen, wurde ich von Fachkollegen immer wieder angesprochen, mein Wissen aus meiner mehr als 30-jährigen Erfahrung im Bereich der

Durchflussmesstechnik einer breiteren Fachöffentlichkeit zugänglich zu machen. Persönlich habe ich auf dem Gebiet der hydrologischen Datenerfassung nach 12 Jahren wissenschaftlicher Grundlagenforschung am Institut für Hydrologie der Universität Freiburg i.Br., deren Ergebnisse 1985 in einer Habilitationsschrift mit dem Titel „Aspekte der hydrologischen Datenerfassung, -analyse und -anwendung in den Teilgebieten Abfluss, Seeverdunstung und Bodenwasser“ umfassend dargestellt wurden, in den letzten 28 Jahren praktische Erfahrungen als Hydrologe beim Ruhrverband, bei dem ich für die Steuerung des größten deutschen Talsperrensystems verantwortlich war, sammeln können. Der Kontakt zur Wissenschaft blieb in diesem Zeitraum durch Lehrtätigkeiten an verschiedenen Universitäten im In- und Ausland erhalten; Schwerpunkt der Lehrtätigkeit ist heute die Bergische Universität Wuppertal, an der ich seit 1992 als apl. Prof. am Lehr- und Forschungsgebiet Wasserwirtschaft und Wasserbau im Fachbereich Bauingenieurwesen tätig bin. Darüber hinaus bin ich Mitglied im DWA-Ausschuss „Hydrometrie“ und im entsprechenden DIN-Ausschuss.

Das Buch möchte einen breiten Leserkreis aus vielen Fachbereichen mit den Grundlagen der Hydrometrie oberirdischer Gewässer vertraut machen und sich nicht nur an Spezialisten wenden, sondern auch Informationen an Praktiker weitergeben. Zum besseren Verständnis sind daher eine Reihe von Berechnungsbeispielen eingearbeitet und Informationen über nationale wie auch internationale Herstellerfirmen angefügt. Für Studierende werden umfangreiche weitergehende Literaturhinweise am Ende jedes Hauptkapitels gegeben, die zum vertiefenden Studium anregen sollen. Die Gliederung des Buchs orientiert sich am natürlichen Wasserkreislauf, beginnt mit der Erfassung des Wasserstands, gefolgt von den verschiedenen Möglichkeiten der mobilen und stationären kontinuierlichen Durchflusserfassung, und endet mit der Erfassung, Speicherung, Fernübertragung und Weiterverarbeitung der Messdaten sowie den zugrundeliegenden Messnetzen und dazu notwendigen Organisationsformen.

Ich danke allen Fachkollegen, die mich beharrlich zu dieser Arbeit angeregt und im Laufe der letzten Jahre immer wieder unterstützt haben; hier möchte ich insbesondere meinen langjährigen Freund und Kollegen Dr. G. Luft, die Kolleginnen und Kollegen des Lehr- und Forschungsgebietes Wasserwirtschaft und Wasserbau der Bergischen Universität Wuppertal sowie die Mitglieder der DWA-Arbeitsgruppe „Hydrometrie“, insbesondere die Kollegen M. Adler und S. Siedschlag, nennen. Dank auch an die Herstellerfirmen hydrometrischer Messsysteme, die mich reichlich mit Bildmaterial und technischen Informationen bedacht haben. Mein besonderer Dank gilt meiner langjährigen Sekretärin Frau A. Fricke, die mit Ausdauer und Geduld für die Reinschrift des Manuskripts sorgte. Sie wurde unterstützt von Frau A. Ochs und Frau U. Haak, die die Druckvorlagen der Graphiken und Tabellen anfertigten. Last, but least möchte ich Frau Dipl.-Hydr. I. Budach danken, die als immer kritische Lektorin viel zur fachlichen und sprachlichen Verbesserung des Textes beigetragen hat. Dem Ruhrverband, und hier insbesondere der Hauptabteilung Talsperrenwesen, möchte ich für die vielfältige Unterstützung dieser Arbeit meinen Dank aussprechen. Dem Springer-Verlag bin ich für die geduldige und vertrauensvolle Zusammenarbeit dankbar. Zum guten Schluss gilt mein besonderer Dank meiner Frau, ohne deren tatkräftige Unterstützung diese Veröffentlichung nicht zustandegekommen wäre.

Essen, im September 2010 Gerd Morgenschweis

Inhalt

1 Aufgaben und Bedeutung der Hydrometrie 1
1.1 Definition 1
1.2 Aufgaben und Inhalte 1
1.3 Kurzer geschichtlicher Abriss der Hydrometrie 2
Literatur 6

2 Grundbegriffe 9
2.1 Abflussbildung und Wasserkreislauf 9
2.2 Wasserstand, Abfluss und Durchfluss 9
2.3 Hydraulische Grundlagen des Durchflusses in offenen Gerinnen 10
2.3.1 Physikalische Eigenschaften des Wassers 11
2.3.2 Der Durchfluss in offenen Gerinnen 13
2.3.3 Empirische Fließformeln 19
Literatur 22

3 Messung des Wasserstands 25
3.1 Definition und Zweck von Wasserstandsmessungen 25
3.2 Kriterien für die Standortwahl einer Pegelstelle 26
3.3 Überblick über Messeinrichtungen zur Wasserstandserfassung 27
3.4 Nichtregistrierende Pegel 28
3.4.1 Lattenpegel 28
3.4.2 Stauhöhenpegel 32
3.4.3 Stech- oder Abstichpegel 34
3.5 Selbstregistrierende Pegel 36
3.5.1 Scheitelwert- oder Grenzwertmarkierpegel 37
3.5.2 Mechanischer Schwimmerpegel 41
3.5.3 Einperl- oder Druckluftpegel 52
3.5.4 Drucksondenpegel 59
3.5.5 Ultraschall-Echolotpegel 65
3.5.6 Wasserstandsmessung mit Radar und „geführten“ Mikrowellen 72
3.5.7 Weitere Verfahren zur Wasserstandserfassung 83

3.5.8 Aufzeichnung und Speicherung von Wasserstandsdaten 86
3.5.9 Vergleichende Betrachtung der Messunsicherheit verschiedener Verfahren der Wasserstandsmessung 95
3.5.10 Zusammenfassende Wertung und Kriterien zur Wahl von Wasserstandsmessverfahren 102
Literatur 103
Firmeninformationen und -produkte 105

4 Messung des Durchflusses 107
4.1 Einführung 107
4.2 Grundgleichungen 107
4.3 Überblick über Methoden der Durchflussmessung 109
4.4 Volumetrische Durchflussmessung 111
4.4.1 Messgefäße 112
4.4.2 Messbecken 113
4.4.3 Kippgefäße 114
4.4.4 Danaide 115
4.5 Durchflussbestimmung über die Messung des Durchflussquerschnitts und der Fließgeschwindigkeit einzelner Lotrechten (Stromfäden) 118
4.5.1 Geschwindigkeitsverteilung in einem Gewässer 118
4.5.2 Festlegung der Lage und Anzahl von Messpunkten 122
4.5.3 Überblick über Messgeräte zur punkthaften Fließgeschwindigkeitsmessung 124
4.5.4 Hydrometrische Flügel 127
4.5.5 Magnetisch-induktive Strömungssonden (MID) 137
4.5.6 Ultraschall-Doppler-Strömungssonden 143
4.5.7 Schwimmer zur Fließgeschwindigkeitsmessung 158
4.5.8 Pendeldurchflussmesser 164
4.5.9 Pitot- und Prandtl-Staurohre 168
4.5.10 Thermische Strömungssonden 174
4.5.11 Laser-Doppler-Strömungsmesser 177
4.5.12 Durchführung von Punktmessungen der Fließgeschwindigkeit 183
4.5.13 Berechnung der mittleren Fließgeschwindigkeit und des Gesamtdurchflusses nach der Geschwindigkeitsflächenmethode 197
4.5.14 Unsicherheiten der punkthaften Geschwindigkeitsmessung und der Geschwindigkeitsflächenmethode 208
4.5.15 Zusammenfassende Wertung und Kriterien zur Auswahl von Geräten zur punkthaften Geschwindigkeitsmessung 214
4.6 Bestimmung des Durchflusses über die Messung des Durchflussquerschnitts und der mittleren Querschnittsgeschwindigkeit 217
4.6.1 Messschirme 218

4.6.2 Mobile Ultraschall-Doppler-Geräte (Acoustic Doppler Current Profiler, ADCP) 219
4.6.3 Tracerverfahren 253
4.6.4 Durchführung von Integrationsmessungen zur Bestimmung der mittleren Querschnittsgeschwindigkeit 273
4.6.5 Berechnung des Durchflusses über die mittlere Querschnittsgeschwindigkeit 279
4.6.6 Kriterien zur Auswahl von Verfahren zur integrativen Messung von Querschnittsgeschwindigkeiten 280
4.7 Weitere Verfahren der mobilen Durchflussmessung 282
4.7.1 Mobile Venturikanäle 282
4.7.2 Mobile Überfallwehre 285
4.7.3 Durchflussmessung mit aufsteigenden Luftblasen 286
Literatur 294
Firmeninformationen und -produkte 300

5 Kontinuierliche Erfassung des Durchflusses 303
5.1 Standortwahl und Ausstattung einer Durchflussmessstelle 304
5.1.1 Wahl des Messquerschnitts 304
5.1.2 Ausstattung einer Durchflussmessstelle 305
5.2 Überblick über Methoden der kontinuierlichen Durchflussmessung ... 310
5.3 Durchflussmessung mit Hilfe von Durchflussmessbauwerken und hydraulischen Bestimmungsgrößen 311
5.3.1 Einführung 311
5.3.2 Hydraulische Funktion von Messbauwerken 312
5.3.3 Typisierung von Durchflussmessbauwerken 317
5.3.4 Scharfkantige Wehre 318
5.3.5 Breitkronige Wehre 331
5.3.6 Schmalkronige Wehre (Wehrschwellen) 337
5.3.7 Venturi-Gerinne 344
5.3.8 H-Flumes 357
5.3.9 Ausflussöffnungen (Orifices) 365
5.3.10 Kalibrierung von Durchflussmessbauwerken 368
5.3.11 Unsicherheiten bei der Durchflussermittlung mit Messbauwerken 370
5.3.12 Auswahl eines geeigneten Durchflussmessbauwerks..... 374
5.3.13 Nationale und internationale Normen zu Durchflussmessbauwerken 376
5.4 Durchflussermittlung über Wasserstand-Durchfluss-Beziehungen (Durchfluss- oder Abflusskurven) 377
5.4.1 Prinzip 377
5.4.2 Aufstellen von Wasserstand-Durchfluss-Beziehungen 378
5.4.3 Extrapolation im Hoch- und Niedrigwasserbereich 389
5.4.4 Festlegen des zeitlichen Gültigkeitsbereichs 394
5.4.5 Durchflusstabelle (Abflusstafel) 396

5.4.6 Sensitivität und Unsicherheit von Durchflusskurven 397
5.4.7 Korrektur der Durchflussermittlung bei zeitlich begrenzten Veränderungen der Durchflusskurve 404
5.4.8 Zusammenfassung 409
5.5 Durchflusserfassung mit Ultraschall 410
5.5.1 Einführung 410
5.5.2 Messverfahren 410
5.5.3 Ultraschall-Laufzeit-Verfahren 411
5.5.4 Ultraschall-Doppler-Verfahren 431
5.5.5 Zusammenfassung 438
5.6 Durchflusserfassung nach dem magnetisch-induktiven Prinzip (MID) 439
5.6.1 Einführung 439
5.6.2 Magnetisch-induktives Messprinzip 440
5.6.3 Anforderungen an eine MID-Messstelle 441
5.6.4 Anwendung des magnetisch-induktiven Messprinzips zur kontinuierlichen Durchflussermittlung in offenen Gerinnen 442
5.6.5 Vor- und Nachteile 450
5.7 Durchflusserfassung durch kontinuierliche Messung des Wasserspiegelgefälles (ΔW-Verfahren) 451
5.7.1 Einführung 451
5.7.2 Messprinzip der ΔW-Durchflussmessung 453
5.7.3 ΔW-Anlage zur Messung instationärer Durchflüsse 455
5.8 Visuelle Durchflussmessung 466
5.8.1 Einführung 466
5.8.2 Messprinzip 467
5.8.3 Messtechnische Umsetzung 468
5.8.4 Durchführung von kontinuierlichen visuellen Durchflussmessungen 471
5.8.5 Ergebnisse visueller Durchflussmessungen..... 472
5.8.6 Zusammenfassung 473
5.9 Durchflusserfassung durch Messung der Oberflächengeschwindigkeit 473
5.9.1 Einführung 473
5.9.2 Messung der Oberflächengeschwindigkeit mit Radar..... 474
5.9.3 Weitere Verfahren zur Durchflussbestimmung über Oberflächengeschwindigkeitsmessungen 484
5.10 Durchflussermittlung an Staustufen, Schleusen, Pumpstationen sowie Fischauf- und -abstiegshilfen 487
5.10.1 Einführung..... 487
5.10.2 Prinzip der Durchflussermittlung an Staustufen und Schleusen 488
5.10.3 Messtechnische Erfassung des Durchflusses 489
5.10.4 Kalibrierung 497

5.10.5 Unsicherheit ... 498
5.10.6 Zusammenfassung ... 498
5.11 Zusammenfassende Wertung und Kriterien zur Auswahl von Methoden zur kontinuierlichen Durchflusserfassung ... 499
Literatur ... 502
Firmeninformationen und -produkte ... 510

6 Datenerfassung und -fernübertragung ... 513
6.1 Datenerfassung vor Ort ... 513
6.1.1 Analog-mechanische Registrierung ... 513
6.1.2 Elektronische Datenerfassung ... 513
6.2 Datenfernübertragung (DFÜ) ... 516
6.2.1 Datenfernübertragung über Kabelwege ... 516
6.2.2 Datenfernübertragung über das öffentliche Telefonnetz ... 518
6.2.3 Datenfernübertragung über Funk ... 526
6.2.4 Datenfernübertragung über Satelliten ... 527
6.2.5 Datenmanagementsysteme ... 529
6.3 Zusammenfassende Wertung ... 532
Literatur ... 533
Firmeninformationen und -produkte ... 534

7 Primärstatistische Auswertung von Wasserstands- und Durchflussdaten ... 537
7.1 Einführung ... 537
7.2 Erste Qualitätsüberprüfung von Messdaten ... 537
7.3 Umsetzung von Wasserstandsdaten in Durchflusswerte ... 539
7.4 Primärstatistische Auswertung von Wasserstands- und Durchflussdaten ... 541
7.4.1 Gang- und Summenlinien ... 541
7.4.2 Dauerlinien ... 544
7.4.3 Gewässerkundliche Hauptzahlen ... 546
7.4.4 Hydrologische Längsschnitte ... 548
7.5 Zusammenfassende Wertung und Ausblick ... 548
Literatur ... 550
Firmeninformationen und -produkte ... 551

8 Messnetze zur Durchflusserfassung ... 553
8.1 Aufgabe und historische Entwicklung ... 553
8.2 Erforderliche Messnetzdichte ... 555
8.3 Erforderliche Beobachtungslänge ... 556
8.4 Kategorien von Beobachtungsnetzen ... 557
8.5 Optimierung von Messnetzen ... 558
8.6 Redundanz von Wasserstands- und Durchflussmessnetzen ... 560
8.6.1 Datenverfügbarkeit ... 560
8.6.2 Messunsicherheit ... 562

8.6.3 Redundanz-Kategorien für Pegelmessnetze 563
8.7 Zusammenfassende Wertung 566
Literatur 566

9 Organisation von hydrologischen Messdiensten 569
9.1 Aufgaben und Organisationsformen 569
9.2 Personelle Anforderungen 570
9.3 Messgeräteausrüstung 571
9.4 Messwertprotokolle 572
9.5 Sicherheitsaspekte 573
9.6 Zusammenfassende Wertung 573
Literatur 575

Sachverzeichnis 577

Kapitel 1
Aufgaben und Bedeutung der Hydrometrie

1.1 Definition

Hydrometrie wird im Wissenschaftsgebäude der Hydrologie allgemein als die „Lehre vom Messen hydrologischer Größen“ definiert. Je nach Autor kann dies ein großes Spektrum an Messgrößen vom Wasserstand und Durchfluss oberirdischer Gewässer über Grundwasser, Bodenfeuchte, Sedimente bis hin zu Güteparametern umfassen (Dyck u. Peschke 1995). Im englischsprachigen Raum beschränkt sich dagegen die Hydrometrie im Allgemeinen auf die Durchfluss- und Strömungserfassung oberirdischer Gewässer (Herschy 1978, 2009; Boiten 2008). Da die heutige Informations- und Kommunikationstechnik zunehmend die angewandten Messverfahren beeinflusst, erscheint es unabdingbar, digitale Datenspeicherung und Datenfernübertragung sowie elektronische Datenverarbeitung in die umfassende Behandlung der Hydrometrie einzubeziehen.

Daher wird im Folgenden die Hydrometrie in Anlehnung an den internationalen Gebrauch als die

> Lehre von der Messung, Übertragung und Primärverarbeitung von Durchflussdaten in oberirdischen Gewässern

definiert. Dies soll sowohl natürliche Gewässer als auch vom Menschen geschaffene oberirdische Gerinne (z. B. offene Abwasserkanäle und Schifffahrtsstraßen) umfassen. Definitionsgemäß wird danach der Durchfluss in geschlossenen Rohrleitungen und unterirdischen Kanälen hier nicht behandelt.

1.2 Aufgaben und Inhalte

Die Erfassung von Wasserstand und Durchfluss der Gewässer ist eine wesentliche Voraussetzung für die Bemessung wasserwirtschaftlicher Anlagen und die rationelle Bewirtschaftung des Wasserdargebots ebenso wie für die Simulation hydrologischer Prozesse mit Hilfe von mathematisch-physikalischen Modellen. Alle ermittelten Bemessungswerte und Bewirtschaftungsregeln können nach Dyck (1980) nur so

G. Morgenschweis, *Hydrometrie,*
DOI 10.1007/978-3-642-05390-0_1, © Springer-Verlag Berlin Heidelberg 2010

zuverlässig sein, wie es der Informationsgehalt der bereitgestellten Durchflussdaten erlaubt. Daher ist es für eine zukunftsweisende Wasserbewirtschaftung unerlässlich, über möglichst zuverlässige hydrologische Daten zu verfügen.

Darüber hinaus haben die durch Messung gewonnenen Daten historischen Charakter, d. h. nicht gemessene Durchflüsse können nicht wieder beobachtet werden und bereits gewonnene Durchflussdaten sind unersetzbar. Daraus folgt die Forderung, zum einen möglichst viele Durchflussdaten von Gewässern so genau wie möglich zu erfassen und zum anderen mit einmal gewonnenen Daten sehr sorgfältig umzugehen (nach Dyck 1980).

Hinzu kommt, dass wegen der hohen Variabilität des oberirdischen Abflusses in Raum und Zeit die Daten mit hoher Auflösung gewonnen werden müssen. Daraus resultieren große Datenmengen und Datenflüsse, die den Einsatz von Methoden der Informations- und Kommunikationstechnik zur Datenspeicherung, -übertragung und -weiterverarbeitung notwendig machen (Kap. 6.2 und 7.2).

Die große räumliche Variabilität des Durchflusses erfordert zudem, dass die zugrundeliegenden Messnetze, also die Verteilung der Messstellen innerhalb eines Einzugsgebietes, gut abgestimmt sind und bestimmte Mindestanforderungen erfüllen (Kap. 8).

Um all diesen Fragestellungen gerecht zu werden, enthalten die im Folgenden vorgestellten Messtechniken zur Erfassung des Durchflusses und seiner Zeitfunktion, ob klassisch-traditionell oder modern-neuzeitlich, immer eine Abschätzung der Unsicherheit, alle Erfassungs- und Übertragungstechniken eine Abschätzung der Zuverlässigkeit und die Messnetze eine Abhandlung über die Redundanz der Messsysteme. Praktische Hinweise für den Entwurf von Messstellen und Beispiele aus der nationalen und internationalen Praxis ergänzen jeweils die theoretischen Ausführungen. Ziel ist es, am Ende dem Leser für seine spezifische Fragestellung eine Hilfe bei der Auswahl von geeigneten Messtechniken zur Erfassung des oberirdischen Durchflusses zu geben und dem Nutzer hydrometrischer Daten die Möglichkeiten und Grenzen von gewonnenen bzw. zur Verfügung gestellten Durchflussdaten aufzuzeigen und ihn so zu einem verantwortungsvollen Umgang mit Messdaten zu sensibilisieren.

1.3 Kurzer geschichtlicher Abriss der Hydrometrie

Bevor detailliert auf verschiedene Verfahren der Messung und Berechnung von Wasserstand und Durchfluss eingegangen wird, erscheint ein kurzer Abriss der geschichtlichen Entwicklung der Hydrometrie sinnvoll.

In Ägypten wurden schon vor etwa 4.000 Jahren, zur Zeit der Pharaonen, Wasserstandsanzeiger entlang des Nils installiert, um insbesondere seine Überschwemmungen, die ein Maß für zu erwartende reiche Ernte oder Hungersnot war, zu registrieren. Es handelte sich dabei, wie am Beispiel des Nilometers auf der Insel Elephantine in Abb. 1.1 zu erkennen ist, um in flussnahe Felsen eingehauene Treppenstufen, die als Pegelteilungen dienten.

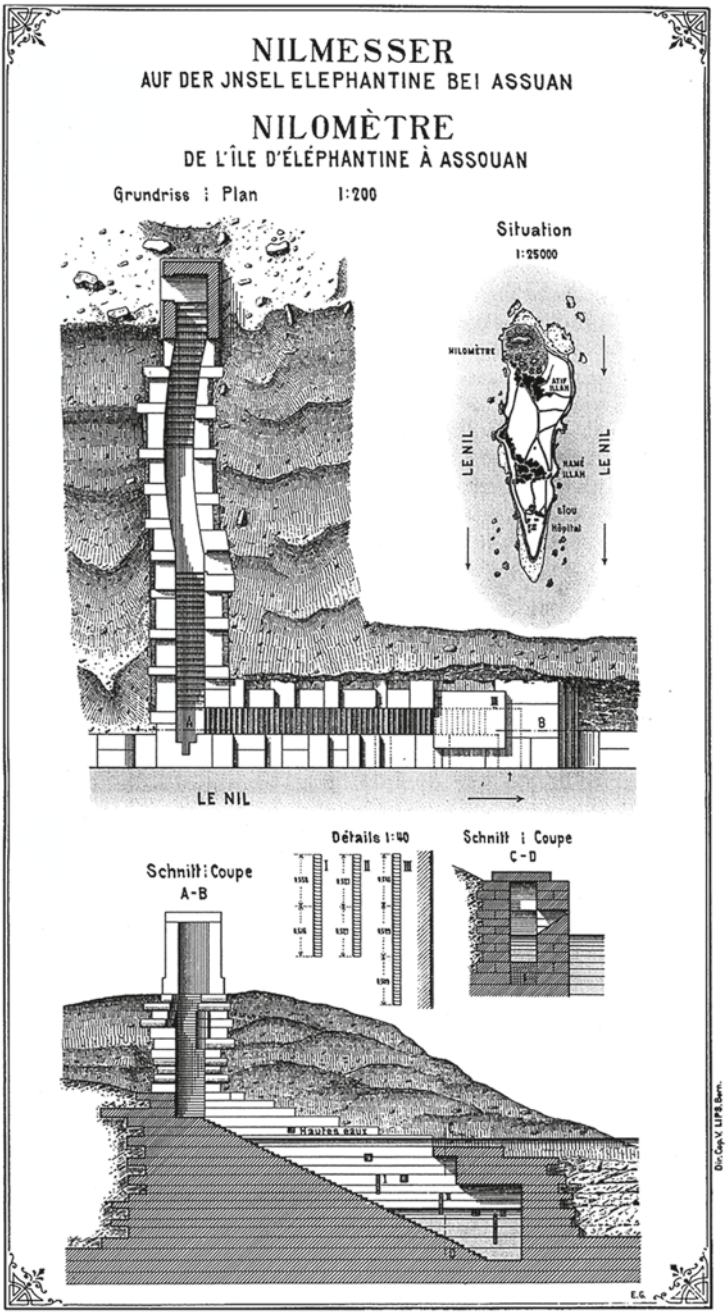


Abb. 1.1 Nilometer bei Assuan. (Mette 1998)

Historiker nehmen an, dass die Römer in ihrem Imperium ebenfalls Wasserstandsbeobachtungen durchgeführt haben, zumal sie damals schon sehr ausgeklügelte, technisch anspruchsvolle Fernwasserleitungen (z. B. aus der Eifel zur Wasserversorgung von Colonia Aggripina/heutiges Köln) gebaut haben. Von den Omaijaden sind Messstellen am Nil zur Steuerung der Bewässerungslandwirtschaft aus dem 1. Jahrhundert n. Chr. bekannt.

Erst gegen Ende des 15. Jahrhunderts nach Christus wurden erste Untersuchungen über mathematische Zusammenhänge zwischen Wasserstand und Durchfluss unter Berücksichtigung von Gewässergefälle und Rauigkeit des Flussbetts durchgeführt. Leonardo da Vinci und Galileo Galilei beschäftigten sich mit hydraulischen Theorien der Wasserbewegung in Flüssen.

Die ersten gewässerkundlichen Messstellen wurden in Deutschland im Zusammenhang mit der Flussschifffahrt errichtet. So existieren z. B. seit 1727 Aufzeichnungen der Elbewasserstände bei Magdeburg und seit 1766 der Rheinwasserstände bei Düsseldorf.

Für die Regulierung der Flüsse und den Bau von Wasserkraftanlagen wurden die bei gemessenen Pegelständen abfließenden Wassermengen benötigt. In diesem Zusammenhang wurde von Woltman (1790) der hydrometrische Flügel entwickelt und 1790 vorgestellt (s. Abb. 1.2). Dieses grundlegende Instrument zur Messung der Fließgeschwindigkeit von Gewässern wurde im 19. und 20. Jahrhundert in Bezug auf eine hydraulisch günstige Form der Messflügel, mechanische und elektronische

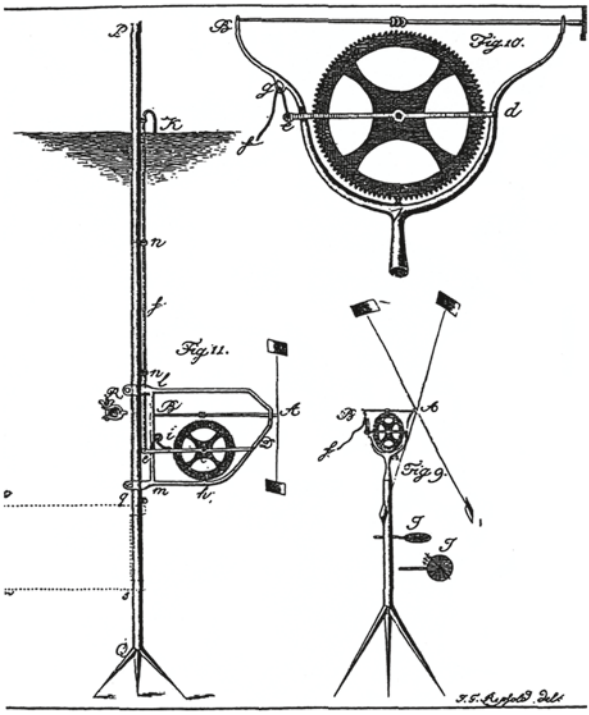


Abb. 1.2 Woltman-Messflügel von 1790. (Brand 1998)

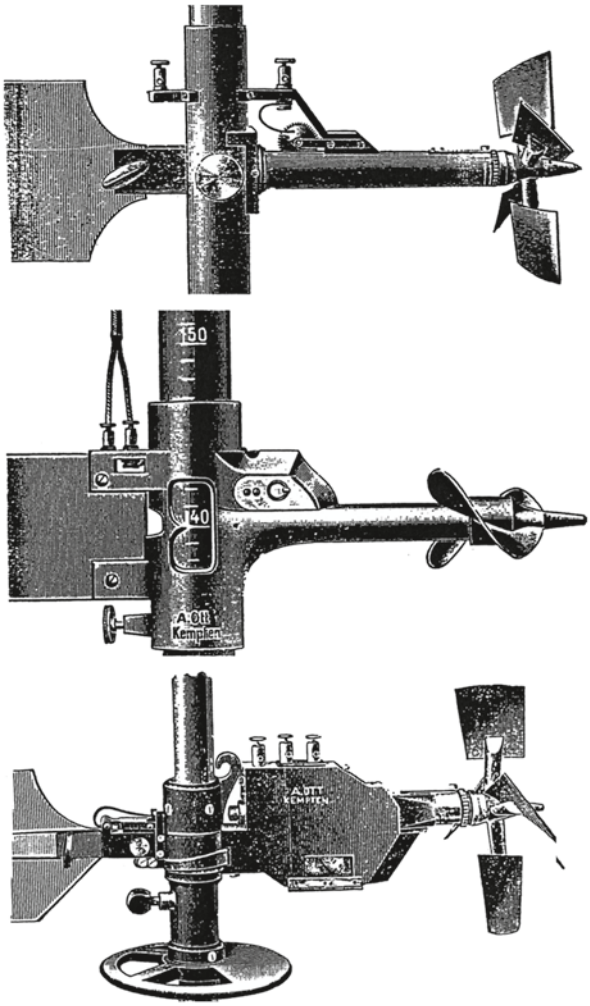


Abb. 1.3 Verschiedene Flügelformen aus dem 19. Jahrhundert. (Brand 1998)

Messwerterfassung sowie Kalibrierung weiterentwickelt und so vervollkommnet (Abb. 1.3 zeigt Beispiele von Zwischenstufen der Entwicklung), dass es auch heute noch eines der in der Hydrometrie weltweit am häufigsten eingesetzten Messgeräte ist. Über die technische Weiterentwicklung des hydrometrischen Flügels gibt F. L. Brand (1998) einen sehr detaillierten fachlichen Überblick. In Kap. 4.5.4 wird der heutige technische Stand des hydrometrischen Flügels ausführlich erläutert.

Ein geregeltes Pegelwesen wurde in Preußen 1809 eingeführt. 1831 erfand der englische Ingenieur H. R. Palmer den ersten Schwimmerschreibpegel. In Deutschland wurde erst 1859 ein solches Messgerät in Hamburg erstmals installiert. 1888 wurde der erste Schreibpegel für die Messung der Rheinwasserstände in Koblenz errichtet. Anfang 2000 wurden nach einer Zusammenstellung der Bundesanstalt

für Gewässerkunde in Deutschland insgesamt rd. 4.800 gewässerkundliche Pegel betrieben.

Ein sehr bedeutender Schritt für die Entwicklung der Hydrometrie in Deutschland war die Gründung des „Bureau für Hauptnivellements und Wasserstandsbeobachtungen“ im Preußischen Ministerium für Öffentliche Arbeit im Jahre 1891.

Zur methodischen Vereinheitlichung erschien 1935 die erste für ganz Deutschland gültige „Pegelvorschrift“, die bis Anfang der 1990er Jahre immer wieder fortgeschrieben wurde, heute jedoch leider nicht mehr in allen Bereichen auf dem aktuellen technischen Stand ist; folgerichtig wird sie nicht mehr in allen gewässerkundlichen Diensten als verbindlich angesehen. Die nationalen, europäischen und internationalen Normen zur Durchflusserfassung (DIN, EN, ISO), die heute für viele Messverfahren den technisch-wissenschaftlichen Standard vorgeben, werden jeweils in den einzelnen Kapiteln behandelt.

Die Entwicklung des Pegelwesens und der Durchflussmesstechnik in den letzten 100 Jahren lässt sich vereinfacht anhand von wesentlichen Entwicklungspfaden charakterisieren. So kann die Wasserstandsmessung in diesem Zeitraum grob in drei Phasen (Schwimmer-, Druckmess- und Echolotsysteme), in denen diese Messtechnik bevorzugt eingesetzt wurde, eingeteilt werden. Bei der mobilen Durchflussmessung sind neben Sonderentwicklungen wie den magnetisch-induktiven und Ultraschall-Doppler Strömungssonden der hydrometrische Messflügel und der Acoustic Doppler Current Profiler (ADCP), der in den letzten Jahren dem Flügel zunehmend den Rang abläuft, zu nennen. Bei der kontinuierlichen Durchflusserfassung stehen zwei Verfahren heute noch gleichwertig nebeneinander: die indirekte Erfassung über die kontinuierliche Messung des Wasserstandes und deren Umwandlung in Durchflüsse über Wasserstand-Abfluss-Beziehungen sowie der Einsatz von Ultraschallmessgeräten, die entweder über Laufzeitdifferenzen oder mit Hilfe des Doppler-Prinzips die Fließgeschwindigkeit quasi-kontinuierlich messen (Morgenschweis 2010). Der aktuelle Stand der Entwicklung wird für alle drei Bereiche in den jeweiligen Kapiteln umfassend dargestellt.

Weitere Details zur Geschichte der Hydrometrie in Deutschland können Stehr (1964), BfG (1984) und Ott-Messtechnik (1998) sowie im englischen Sprachraum Biswas (1970) und Herschy (1986, 2009) entnommen werden.

Literatur

Biswas, A. K.: History of Hydrology. North-Holland Publ. Co.: Amsterdam, 1970.

Boiten, W.: Hydrometry. CRC Press/Balkena: London, 2008 (3. Aufl.).

Brand, F. L.: Der OTT-Messflügel. In: Ott-Messtechnik (1998), S. 124–152.

BfG (Bundesanstalt für Gewässerkunde, Hrsg.): Geschichte der Hydrologie. Bes. Mitt. Dt. Gewässerkdl. Jahrbuch (45), Koblenz, 1984.

Dyck, S. (Hrsg.): Angewandte Hydrologie. Teil 1: Berechnung und Regelung des Durchflusses der Flüsse. Ernst-Verlag: Berlin, 1980 (2. Aufl.).

Dyck, S. u. Peschke, G.: Grundlagen der Hydrologie. Verlag für Bauwesen: Berlin, 1995 (3. Aufl.).

Herschy, R. W. (Hrsg.): Hydrometry. Wiley: Chichester, 1978.
Herschy, R. W. (Hrsg.): New Technology in Hydrometry: Developments in the Acquisition and Management of Streamflow Data. Adam Hilger: Bristol, 1986.
Herschy, R. W.: Streamflow Measurement. Taylor & Francis: Abingdon, 2009 (3. Aufl.).
Mette, U.: Präzision aus dem Allgäu. In: Ott-Messtechnik (1998), S. 9–123.
Morgenschweis, G.: Gedanken zur Entwicklung des Pegelwesens und der Durchflussmesstechnik in den letzten 100 Jahren. Wasserwirtschaft (100) 2010, H. ½, S. 48–54.
Ott-Messtechnik (Hrsg.): Eine Reise durch Technik und Zeit. 125 Jahre OTT. Eigenverlag: Kempten, 1998.
Pegelvorschrift, Stammtext. Hrsg. Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) und Bundesministerium für Verkehr. Parey-Verlag: Hamburg, 1978.
Stehr, E.: Zur Geschichte der Gewässerkunde. Wasserwirtschaft (54) 1964, H. 8, S. 230–235.
Woltman, R.: Theorie und Gebrauch des hydrometrischen Flügels oder eine zuverlässige Methode die Geschwindigkeit der Winde und strömender Gewässer zu beobachten. Benjamin Gottlob Hoffmann: Hamburg, 1790.

Kapitel 2
Grundbegriffe

2.1 Abflussbildung und Wasserkreislauf

Nach Dyck (1980, Teil 1) gehört der Abfluss neben Niederschlag und Verdunstung zu den drei wesentlichen Elementen des Wasserkreislaufs und Wasserhaushalts. Abbildung 2.1 gibt eine vereinfachte schematische Übersicht über den Wasserkreislauf und die Prozesse, die zur Abflussbildung in einem Einzugsgebiet führen. Danach fließt ein Teil des auf ein Einzugsgebiet fallenden Niederschlags unter dem Einfluss der Schwerkraft auf und unter der Erdoberfläche ab. In Abb. 2.2 wird dieser Prozess der Abflussbildung mit seinen verschiedenen Komponenten anschaulich dargestellt. Der aus dem Niederschlag gebildete Abfluss konzentriert sich danach im Gewässernetz. Die sich dort sammelnde und linienhaft im Gewässernetz abfließende Wassermenge setzt sich nach Abb. 2.2 aus Landoberflächenabfluss, oberflächennahem Bodenwasser (hypodermischem Abfluss) und unterirdischem Abfluss (Grundwasserabfluss) zusammen.

Das vorliegende Buch beschränkt sich auf die mengenmäßige Erfassung des *oberirdischen Abflusses* (s. Abb. 2.1).

2.2 Wasserstand, Abfluss und Durchfluss

Nach DIN 4049, Blatt 3 (1994) und DIN EN ISO 772 (2004) wird dabei unterschieden zwischen dem Abfluss und dem Durchfluss. Als *Abfluss* wird dabei einerseits das Wasser definiert, das sich unter dem Einfluss der Schwerkraft auf oder unter der Landoberfläche bewegt und andererseits die Wassermenge, die pro Zeiteinheit ein Einzugsgebiet verlässt. Davon unterscheidet sich der *Durchfluss*, als Wasservolumen, das pro Zeiteinheit einen Gewässerquerschnitt durchfließt. Beide Größen stellen Volumenströme pro Zeiteinheit dar und haben daher die gleiche Dimension m^3/s oder l/s – je nach Größe des Volumenstroms – und für beide Größen wird in der Gewässerkunde die Abkürzung Q verwendet. Abbildung 2.3 verdeutlicht anschaulich beide Begriffe anhand eines Talquerschnitts. Definitionsgemäß beschäftigen wir uns im Folgenden demnach mit dem Durchfluss und seiner Erfassung.

G. Morgenschweis, *Hydrometrie,*
DOI 10.1007/978-3-642-05390-0_2, © Springer-Verlag Berlin Heidelberg 2010

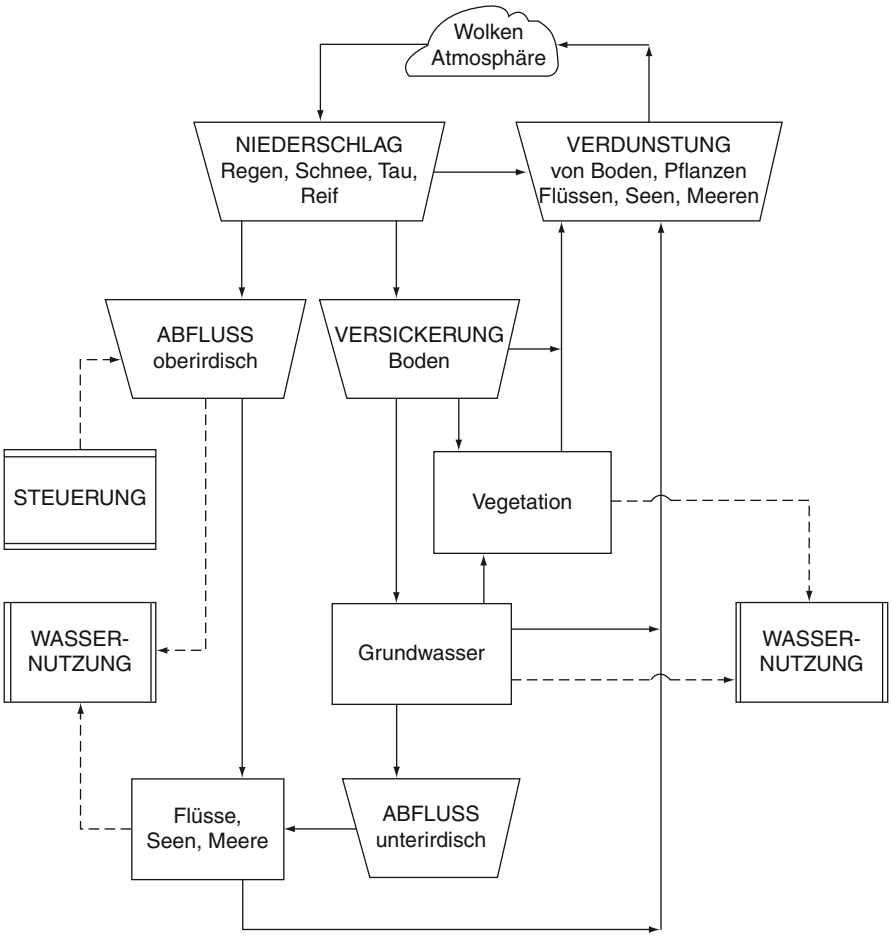


Abb. 2.1 Vereinfachte Übersicht des Wasserkreislaufs. (Euler 1999)

Im Zusammenhang mit dem Durchfluss muss als weiterer wichtiger hydrometrischer Begriff der *Wasserstand* eingeführt werden, der als lotrechter Abstand zwischen Wasserspiegel und Gewässerbett definiert wird (s. auch Abb. 3.1 und 3.2). Da es sich um ein Längenmaß handelt, wird als Dimension je nach Größenordnung cm oder m verwendet. Als Abkürzung für den Wasserstand oder auch die Wassertiefe dient h.

2.3 Hydraulische Grundlagen des Durchflusses in offenen Gerinnen

Sowohl bei der Auswahl und Ausstattung von Messstellen zur eindeutigen, d. h. reproduzierbaren Erfassung von Wasserstand und Durchfluss als auch bei der Wahl der dazu geeigneten Messtechnik müssen vor allen anderen Kriterien die hydrau-

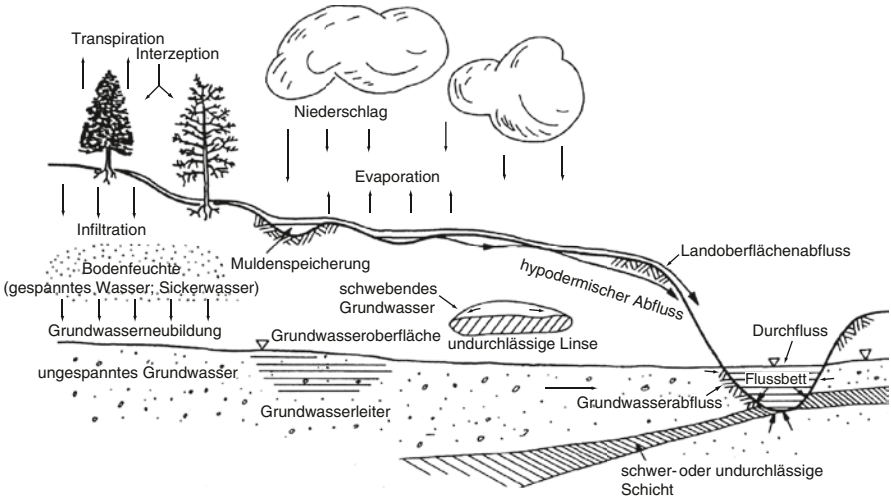


Abb. 2.2 Abflussbildung in einem Einzugsgebiet. (Dyck 1980, Teil 1)

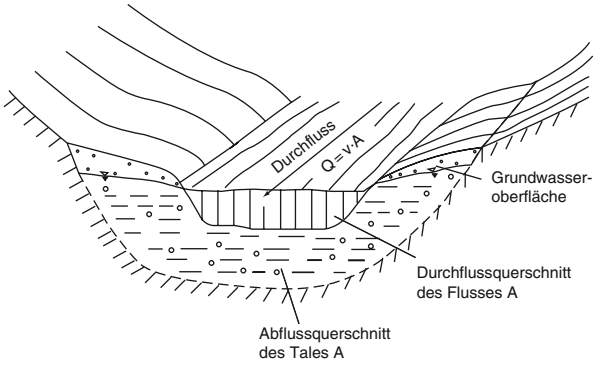


Abb. 2.3 Zur Definition von Wasserstand, Abfluss und Durchfluss. (Nach Dyck u. Peschke 1995)

lischen Gesetzmäßigkeiten angemessen berücksichtigt werden. Daher sollen im Folgenden die wichtigsten hydraulischen Grundlagen des Fließvorgangs in offenen Gerinnen so weit vorgestellt werden, wie sie für das gewässerkundliche Messwesen Bedeutung haben. Hydraulische Details spezieller Mess- und Auswerteverfahren werden im betreffenden Kapitel behandelt, aufbauend auf den hier vorgestellten Grundlagen.

2.3.1 Physikalische Eigenschaften des Wassers

Dichte: Die Dichte ρ eines homogenen Körpers ist als Quotient aus Masse m und Volumen V definiert.

$$\rho = \frac{m}{V} \; [\mathrm{kg/m^3}] \tag{2.1}$$

mit

ρ = Dichte [kg/m³]
m = Masse [kg]
V = Volumen [m³].

Die Maßeinheit für die Dichte ist Kilogramm je Kubikmeter. Gebräuchlich sind auch kg/dm^3, t/m^3 und g/cm^3.

In Wasser enthaltene Schwebstoffe und Verschmutzungen sowie erhöhte Salzgehalte erhöhen die Dichte geringfügig. Ostseewasser mit einem Salzgehalt von 0,94 % besitzt eine Dichte von 1.007 kg/m^3, Wasser eines schwebstoffhaltigen Fließgewässers kann eine Dichte von 1.050 bis 1.100 kg/m^3 erreichen.

Wärmeausdehnung: Ein Körper, dem Wärme zugeführt wird, dehnt sich aus. Die Wärmeausdehnung wird durch die Raumausdehnungszahl α gekennzeichnet. Die Raumausdehnungszahl beschreibt die relative Volumenänderung je Grad Temperaturerhöhung. Sie beträgt bei Wasser 18×10^{-5} je Grad. Das heißt, ein Kubikmeter Wasser nimmt bei einer Erwärmung um 20 °C um 3,6 l zu.

Volumenelastizität und Kompressibilität des Wassers: Steigt der Druck P, der auf ein definiertes Wasservolumen V wirkt, so wird V verringert. Die Volumenänderung kann mit Gl. (2.2) beschrieben werden:

$$\Delta V = -V \cdot \frac{\Delta P}{E_w} \; [\mathrm{m^3, l}]. \tag{2.2}$$

Bei einem Elastizitätsmodul von $E_w = 2{,}1 \times 10^4$ kp/cm^3 für Wasser wird 1 m^3 Wasser bei einer Auflast von 100 m Wassersäule um ca. 0,5 l komprimiert. Dies kann evtl. bei Talsperren, die heute durchaus Stauhöhen von mehr als 100 m aufweisen, von Bedeutung sein, bei Durchflussmessungen in Flüssen ist dieser Einfluss vernachlässigbar.

Viskosität: Die Viskosität oder Zähigkeit einer Flüssigkeit kennzeichnet deren Möglichkeit, Widerstand gegen Formänderungen zu leisten. Die Viskosität basiert auf dem Molekülaustausch zwischen benachbarten Schichten und wird auch innere Reibung genannt. Sie ist in hohem Maße temperaturabhängig. Die Viskosität spielt u. a. eine Rolle bei der Berechnung der Reibungsverluste in Gerinnen und damit bei der Geschwindigkeitsverteilung im Querschnitt.

Oberflächenspannung: Oberflächen- oder Grenzflächenspannung haben ihre Ursache in Kohäsionskräften, mit denen sich Flüssigkeitsmoleküle gegenseitig anziehen. Grenzflächenspannung tritt an der Grenzfläche zwischen einer Flüssigkeit und einem Gas oder zwischen zwei sich nicht vermischenden Flüssigkeiten auf. Sie wird so auch als Oberflächenspannung an der Wasseroberfläche als der Grenzfläche zwischen Wasser und Luft wirksam (Preißler u. Bollrich 1985; Siedschlag 2001).

2.3.2 Der Durchfluss in offenen Gerinnen

Grundgleichung: Wasser bewegt sich nach den physikalischen Gesetzen dem Wege des geringsten Widerstandes folgend von höhergelegenen zu niedrigeren Stellen. Aus einem zu Beginn noch flächenhaften Abfluss wird nach und nach ein Fließen in Rinnsalen, Gräben, Bächen, Flüssen und Strömen.
Der Abflussvorgang charakterisiert das Abflussvermögen eines Einzugsgebietes. Die Größe der abfließenden Wassermengen ist hauptsächlich von geologischen, orographischen und meteorologischen Faktoren abhängig.

Um den Abflussvorgang genau zu erfassen, muss die Größe der jeweils abfließenden Wassermenge bestimmt werden; dies ist die Aufgabe der Hydrometrie. Sie kann sich dabei auf die Gesetzmäßigkeiten der Hydraulik, genauer der Hydromechanik, stützen. Danach kann der Durchfluss Q als das per Zeiteinheit t einen bestimmten Querschnitt durchströmende Volumen V definiert werden.

$$Q = \frac{V}{t} \; [\mathrm{m^3/s, l/s}] \tag{2.3}$$

mit

V = Volumen [m³]
t = Zeit [s].

Hierbei handelt es sich um einen Momentanwert.

Mit Hilfe der Kontinuitätsgleichung lässt sich Gl. (2.3) in die allgemeine Grundgleichung der Durchflussmessung umwandeln

w
$$Q = v_m \cdot A \; [\mathrm{m^3/s, l/s}] \tag{2.4}$$

mit

A = durchströmter Querschnitt in m²
v_m = mittlere Fließgeschwindigkeit in m/s.

Unter mittlerer Fließgeschwindigkeit v_m wird dabei die über den Fließquerschnitt gemittelte Fließgeschwindigkeit verstanden. Bei gegebenem Durchfluss Q und bekanntem Fließquerschnitt A kann danach die mittlere Fließgeschwindigkeit

$$v_m = \frac{Q}{A} \; [\mathrm{m/s}] \tag{2.5}$$

berechnet werden.

Bezogen auf die Durchflussmessung ist hier anzumerken, dass es sich beim Durchfluss grundsätzlich um einen Massenfluss handelt. Und nach Bonfig (1990, 2002) ist im Grunde die Massendurchflussmessung die ideale Methode zur Erfassung des Durchflusses, da sie von Druck und Temperatur des Messmediums unabhängig ist. Bei Messungen in gefüllten Rohrleitungen hat die Massendurchfluss-

messung, die im Wesentlichen das Coriolis-Prinzip nutzt, in den letzten Jahren an Bedeutung gewonnen.

Strömungsarten in Fließgewässern: Die im vorstehenden Kapitel aufgezeigte Grundgleichung zur Durchflussmessung geht von einer stationär gleichförmigen Bewegung des Wassers aus. Dass dies eine Idealisierung im Zusammenhang mit real fließenden Gewässern ist, verdeutlicht folgender „klassische" Versuch, den O. Reynolds 1883 durchführte:

Wird ein Stromfaden durch Zugabe von Farbflüssigkeit markiert, so zeigt sich bei der Durchströmung eines Rohres, dass dieser bei sehr kleinen Fließgeschwindigkeiten tatsächlich die Form eines scharf begrenzten Fadens behält. In diesem Fall bewegen sich die Flüssigkeitsteilchen nebeneinander auf voneinander getrennten Bahnen, die sich gegenseitig nicht durchdringen. Eine derartige wohlgeordnete Bewegung der Flüssigkeitsteilchen wird als *Schicht-* oder *laminare Strömung* bezeichnet. Die Geschwindigkeitsrichtung eines jeden Teilchens stimmt mit der Hauptfließrichtung überein.

Bei größerer Fließgeschwindigkeit zerflattert der Farbfaden, was darauf hindeutet, dass die einzelnen Flüssigkeitsteilchen auf völlig regellosen Bahnen einander durchdringen, so dass es zur Vermischung der Flüssigkeitsschichten kommt. Die Flüssigkeitsteilchen haben wechselnde, von der Hauptfließrichtung abweichende Geschwindigkeitsrichtungen. Eine solche *Mischströmung*, bei welcher die Teilchen regellos durcheinanderwirbeln, heißt *turbulente Strömung* (nach Preißler u. Bollrich 1985).

Abbildung 2.4 verdeutlicht den Unterschied zwischen laminaren (a) und turbulenten (b) Strömungen.

Infolge des Flüssigkeitsaustausches quer zur Fließrichtung wird bei turbulenter Strömung die Fließgeschwindigkeit im Querschnitt vergleichmäßigt. Daraus folgt, dass bei turbulenter Strömung das Geschwindigkeitsprofil flacher als bei laminarer Strömung ist (vgl. Abb. 2.4). Daher ist es verständlich, dass die meisten Durchflussmessgeräte mit Fließgeschwindigkeiten arbeiten, die im Bereich turbulenter Strömung liegen (Bailey-Fischer & Porter 1997).

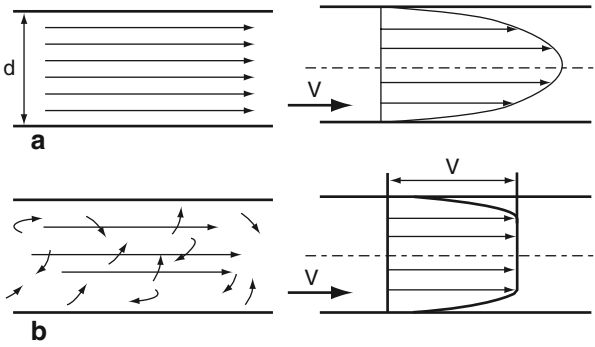


Abb. 2.4 Laminare (**a**) und turbulente (**b**) Strömungen. (Bailey-Fischer & Porter 1997)

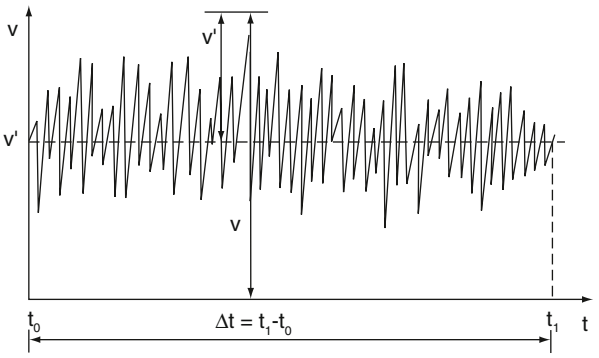


Abb. 2.5 Turbulente Schwankung der Fließgeschwindigkeit. (Preißler u. Bollrich 1985)

Andererseits ist anzumerken, dass bei turbulenter Strömung Geschwindigkeitsschwankungen auftreten können, die auf Pulsationen zurückzuführen sind.

In Abb. 2.5 ist der Betrag der Geschwindigkeit an einem fixen Ort der Strömung über der Zeit aufgetragen, wie er von einem trägheitslos arbeitenden Messinstrument, z. B. einem Hitzdraht- oder Heißfilmanemometer (s. Kap. 4.5.7, 4.5.8), angezeigt werden kann. Von den üblichen trägen Messinstrumenten, wie Pitotrohr oder hydrometrischer Flügel (Kap. 4.5.1), welche den relativ hochfrequenten Pulsationen nicht zu folgen vermögen, wird lediglich der zeitliche Mittelwert der Geschwindigkeit v_m angezeigt (nach Preißler u. Bollrich 1985).

Als Kriterium für die Beurteilung, ob laminare oder turbulente Strömung in einem Gewässer herrscht, dient die *Reynold'sche Zahl* R_e, denn sie enthält die entscheidenden Faktoren v (Geschwindigkeit) und ν (kinematische Viskosität): Die Reynold'sche Zahl berechnet sich nach

$$R_e = (v \cdot h)/\nu \; [-] \tag{2.6}$$

mit

v = Fließgeschwindigkeit [m/s]
h = Wassertiefe [m]
ν = kinematische Viskosität [m²/s].

Allgemein gilt

$R_e < 400$ = laminares Fließen
$R_e > 800$ = turbulentes Fließen.

Beispiel:
$v = 0{,}10$ m/s
$h = 2$ m
$\nu = 1 \times 10^{-6}$ m²/s → $R_e = 20.000 \geq 800$
d. h. es herrscht turbulentes Fließen.

Weiterhin werden *stationäre* und *instationäre* Strömungen unterschieden. Danach ist eine Strömung stationär, wenn sich die Geschwindigkeit am Ort mit der Zeit

nicht ändert. Andernfalls ist sie instationär. Eine Sonderform der stationären Bewegung ist die *gleichförmige* Bewegung. Diese liegt vor, wenn in allen Punkten eines Gewässerabschnittes ständig die gleiche Geschwindigkeit vorherrscht. Hierbei ist die Geschwindigkeit nicht nur von der Zeit sondern auch vom Ort unabhängig.

Diese Unterscheidung zwischen stationärer und instationärer Fließbewegung ist von großer Bedeutung bei der indirekten Methode der kontinuierlichen Durchflussbestimmung über eine W-Q-Beziehung oder Durchflusskurve (vgl. Kap. 5.3), denn diese ist nur bei stationärem Fließvorgang in offenen Gerinnen, bei dem eine eindeutige Beziehung zwischen Wasserstand und Durchfluss existiert, anwendbar.

Betrachtet man Gewässer entlang ihres Fließweges, so fallen zwei weitere grundsätzlich verschiedene Bewegungsarten des Wassers ins Auge: *strömender* und *schießender* Durchfluss. Zum einen „strömt" ein Gewässer in fließenden Bewegungen in einem Gerinne begrenzt durch die Wandungen der freien Ausbildung der Oberfläche, der Sohle an der Grundfläche und der Ufer an den Seitenflächen (s. Abb. 2.6). Beim Überfall, z. B. über einen Wasserfall oder ein Wehr, beschleunigt sich das Gewässer erheblich bei gleichzeitiger Verringerung der Wassertiefe. Hier handelt es sich um *schießenden* Durchfluss.

Den Unterschied zwischen Strömen und Schießen kann man sehr einfach an folgendem Beispiel nachvollziehen:

Wenn man z. B. einen Stein ins Wasser wirft, so wird die Wellengeschwindigkeit w als die Geschwindigkeit sichtbar, mit der sich ein Wellenring von seinem Entstehungszentrum z fortbewegt. Bei stehendem Wasser bilden sich konzentrische Kreise. Bei strömendem Wasser werden die Wellenkreise um die Fließgeschwindigkeit v versetzt, ohne sich zu überschneiden.

Der Übergang vom Strömen zum Schießen verläuft kontinuierlich, weil sich die Gegebenheiten der Strömung von der Stelle des Fließwechsels stromauf und stromab

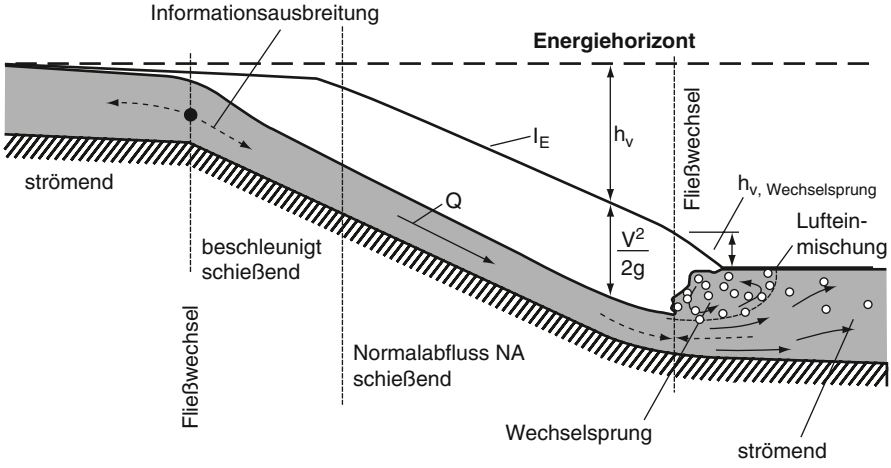


Abb. 2.6 Ausbildung von Fließwechseln zwischen strömendem und schießendem Durchfluss. (Zanke 2001; in: Lecher et al.)

bemerkbar machen. Der Übergang vom Schießen zum Strömen verläuft dagegen diskontinuierlich, da sich das strömende Fließen nicht auf den Oberstrom gelegenen Bereich mit schießendem Abfluss auswirken kann. Abbildung 2.6 fasst die verschiedenen Fließwechsel in einem Gewässerlängsschnitt anschaulich zusammen.

Diese hydraulischen Gesetzmäßigkeiten der Strömung in offenen Gerinnen werden bei einigen Messverfahren gezielt genutzt. So dürfen z. B. sämtliche Durchflussmessbauwerke (s. Kap. 5.3: Messwehre, Messgerinne, Messschwellen etc.) nur angewandt werden, wenn der Zustrom zum Messbauwerk „strömend" ist. Ob strömender Durchfluss vorliegt, kann mit Hilfe der Froudezahl *Fr* überprüft werden:

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gh}} \; [-] \tag{2.7}$$

mit

v = mittlere Fließgeschwindigkeit [m/s]
g = Erdbeschleunigung [9,81 m/s²]
h = mittlere Wassertiefe [m].

Wenn $Fr < 0{,}5$ ist, handelt es sich um strömenden Durchfluss.

Gleichung (2.7) ist strenggenommen nur gültig für Rechteckquerschnitte; für andere flächengleiche Querschnitte kann sie aber näherungsweise angewandt werden. Wichtig ist auch der Übergang vom strömenden zum schießenden Durchfluss, der dann entsteht, wenn strömend fließendes Wasser z. B. durch einen Absturz weiter beschleunigt wird. Dadurch können z. B. bei unvollkommenem Überfall über ein Wehr zurücklaufende Wellen verhindert werden. Dies wird bei Venturi- und Parshallkanälen genutzt (vgl. Kap. 5.3).

Umgekehrt kann der *Übergang vom Schießen zum Strömen* zur Ausbildung einer stehenden Welle führen, da die hohe kinetische Energie der schießenden Strömung verringert werden muss, um den Zustand des Strömens zu erreichen. Die Fließgeschwindigkeit wird geringer und nach der Kontinuitätsgleichung muss der Wasserspiegel ansteigen, was zu einer Welle im strömendem Zustand führt. Es entsteht ein Wechselsprung, der, wenn er örtlich fixiert ist, messtechnisch vorteilhaft, ansonsten unerwünscht ist. Abbildung 2.6 zeigt u. a. den Wechselsprung.

Strömungsverhältnisse in natürlichen Gerinnen: In jedem Gerinne wird die Bewegung des Wassers durch den Strömungswiderstand verzögert. Dieser wiederum wird durch die Wandrauigkeit und zusätzliche Verluste hervorgerufen.

- Sekundärströmungen
  Sekundärströmungen treten grundsätzlich in jedem Gerinne auf, dessen Querschnitt von der Kreisform abweicht, insbesondere aber in gegliederten Querprofilen mit ausgeprägten Vorländern. Unter Sekundärströmungen versteht man Strömungskomponenten senkrecht zur Fließrichtung. Sie bewirken eine Verminderung der Hauptströmung. Typisch für alle Sekundärströmungen ist ihr Verlauf.

Die Strömungslinien sind entlang der Winkelhalbierenden zu den Ecken gerichtet und biegen dann zu den Seitenwänden ab. Diese Bewegung verursacht eine Rückströmung in das Innere des Fließquerschnitts. Es bilden sich geschlossene Schleifen senkrecht zur Hauptströmungsrichtung.
Starke Sekundärströmungen entstehen in natürlichen Gerinnen durch Unebenheiten an der Gewässersohle und an den Uferböschungen. Kräftige Sekundärströmungen sind in gekrümmten Wasserläufen vorhanden.

- Oberflächenverluste
  In der Nähe des freien Wasserspiegels werden zusätzliche Verluste durch freie Oberflächenturbulenz hervorgerufen (rauer, welliger Wasserspiegel). An der Oberfläche ist ein teilweiser Energieausgleich durch höher gelegene Schichten nicht möglich, so dass sich insgesamt bei entsprechender Turbulenz nur eine verminderte Oberflächengeschwindigkeit ausbilden kann (vgl. Verteilung der Fließgeschwindigkeit im Tiefenprofil in Kap. 4.5.1).
- Strömungsablösungen
  Hindernisse am Ufer von Gewässern (z. B. Bäume) und Aufweitungen des Durchflussquerschnittes im Längsverlauf von Gewässern oder Messstrecken können zu *Strömungsablösungen* und als Folge davon zu Wirbelbildung führen. Abbildungen 2.7a, b zeigen Beispiele von Strömungsablösungen bei Aufweitung des Fließquerschnitts und hinter einer scharfen Kante.

Rauigkeit in natürlichen Gerinnen und Geschwindigkeitsverteilung im Flussquerschnitt: Wandreibungsverluste turbulenter Strömungen entstehen durch Wirbel. Diese Wirbel bilden sich durch Ablösung am Rauigkeitskörper oder auch in dessen Strömungsschatten aus und pflanzen sich in Fließrichtung in Form von Wirbelschleppen fort, bis sie sich wieder auflösen. Der gegenseitige Abstand der einzelnen Rauheitskörper beeinflusst maßgebend den Charakter und die Stärke der Energieumwandlung.

Der Strömungswiderstand hängt von Größe, Form und Abstand der Rauheitselemente ab. In natürlichen Gerinnen wirken z. B. die Buhnenfelder in ähnlicher Weise.

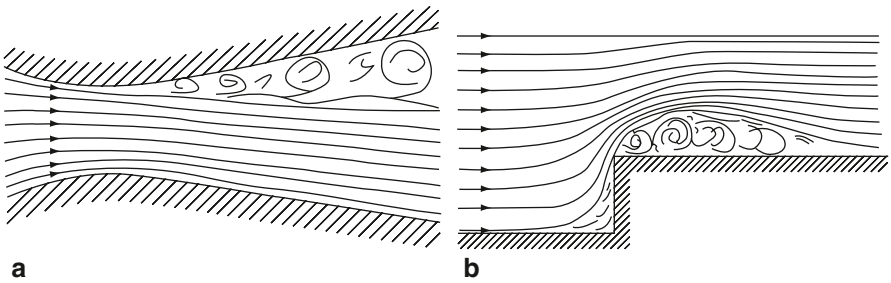


Abb. 2.7 Strömungsablösungen: **a** bei Erweiterung und **b** hinter einer scharfen Kante. (Bailey-Fischer & Porter 1997)

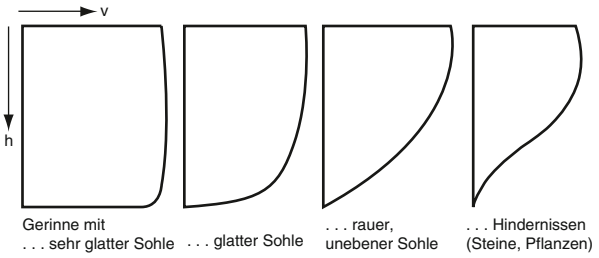


Abb. 2.8 Rauigkeit der Gewässersohle und Geschwindigkeitsverteilung in der Messlotrechten eines Durchflussquerschnitts. (Pegelvorschrift 1991)

Der Einfluss von Form und Beschaffenheit der Gewässersohle auf die Geschwindigkeitsflächen einzelner Lotrechten wird allgemein durch Abb. 2.8 veranschaulicht. Danach ist das Geschwindigkeitsprofil in einem natürlichen Gerinne in idealer Ausbildung parabelförmig mit einem Wendepunkt in etwa 0,63 der Wassertiefe von der Wasseroberfläche aus gesehen (vgl. Abb. 2.8, zweites Tiefenprofil mit glatter Sohle).

2.3.3 Empirische Fließformeln

Für hydraulische Berechnungen geplanter offener Gerinne wird ein mathematischer Ansatz, eine Fließformel benötigt, die allgemein die geometrische Form des Gerinnes, sein Gefälle und seine Wandbeschaffenheit mit den Abflussgrößen Fließquerschnitt A, Wasserstand h und Durchfluss Q verknüpft. Einen derartigen Ansatz bezeichnet man als empirische Fließformel, bei der der mathematische Zusammenhang aus experimentellen Daten abgeleitet wurde.

Eine solche Fließformel kann unter der Voraussetzung abgeleitet werden, dass die Fließbewegung stationär gleichförmig ist (vgl. Kap. 2.3.2).

Das bedeutet, dass

- der Durchfluss sich mit der Zeit nicht ändert,
- die Fließflächen zweier in Strömungsrichtung hintereinander liegender Querschnitte von gleicher Form und Beschaffenheit sind und somit
- die Wassertiefen und die mittleren Geschwindigkeiten gleich groß sind, in anderen Worten: Sohlgefälle, Wasserspiegelgefälle und Energieliniengefälle werden als gleich groß vorausgesetzt.

Entsprechend der Definition in Gl. (2.8) ergibt sich der Durchfluss als Produkt aus durchflossener Querschnittsfläche und mittlerer Fließgeschwindigkeit in diesem Querschnitt. Die Größe des Fließquerschnitts lässt sich einfach und eindeutig durch die Messung des Wasserstands und entsprechende Peilungen des Querprofils ermitteln. Für die Größe der Geschwindigkeit wurde von Brahms 1753 und unabhängig von diesem im Jahre 1755 von Chézy die Geschwindigkeitsformel

$$v = C \cdot \sqrt{R \cdot I} \ [\mathrm{m/s}] \tag{2.8}$$

mit

v = mittlere Fließgeschwindigkeit [m/s]
C = Geschwindigkeitsbeiwert [$m^{1/3}$/s]
R = hydraulischer Radius [m]
I = Wasserspiegelgefälle [−]

aufgestellt. Diese Formel stellt die Grundlage aller weiterentwickelten empirischen Fließformeln dar. Der hydraulische Radius R ergibt sich dabei aus dem Quotienten von Querschnittsfläche und benetztem Umfang (Abb. 2.9).

Das Wasserspiegelgefälle I berechnet sich aus dem Höhenunterschied zweier in Fließrichtung festgesetzter Punkte.

$$I = h_w/s\ [-] \tag{2.9}$$

mit

h_w = Fallhöhe des Wasserspiegels [m]
s = horizontale Entfernung der Messpunkte [m].

Der Geschwindigkeitsbeiwert c vereinigt in sich alle nicht messbaren, den Abflussvorgang beeinflussenden Faktoren. Neben der Profilform übt vor allem die Rauigkeit der Wandungen einen entscheidenden Einfluss aus. Der Geschwindigkeitsbeiwert ist durch Versuchsmessungen von verschiedenen Wissenschaftlern (Ganguillet, Kutter, Forchheimer u. a.) experimentell bestimmt worden.

Es wurden funktionale Zusammenhänge zwischen Rauigkeit und den anderen Größen festgestellt und deren Gesetzmäßigkeit in mathematischen Formeln festgelegt.

Der Nachteil, dass der Geschwindigkeitsbeiwert für Gl. (2.8) gesondert mit Hilfe entsprechender Formeln berechnet werden muss, wurde von Manning und Strickler beseitigt, in dem sie für die Geschwindigkeit v folgende Beziehung aufstellen:

$$v = k_{ST} \cdot \sqrt{I} \cdot \sqrt[3]{R^2}\ [\mathrm{m/s}]. \tag{2.10}$$

Damit ergibt sich der Durchfluss zu

$$Q = v\ k_{ST} \sqrt{I} \cdot \sqrt[3]{R^2}\ [\mathrm{m^3/s}]. \tag{2.11}$$

Der Geschwindigkeitsbeiwert k_{ST} hat die Einheit $m^{1/3}$/s, der hydraulische Radium R ist in m und das Gefälle I als Dezimalbruch zu verwenden.

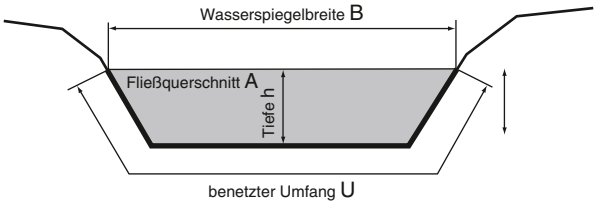


Abb. 2.9 Messquerschnitt und hydraulischer Radius. (Nach Siedschlag 2001)

Diese auf Gauckler, Manning und Strickler zurückgehende empirische Fließformel hat heute wegen ihrer einfachen Handhabung einen relativ weiten Anwendungsbereich und ist für die meisten wasserwirtschaftlichen Fragestellungen ausreichend genau (Zanke 2001).

Die Nutzung der Formel setzt eine gute Kenntnis der Rauigkeitsbeiwerte k_{ST} voraus, die der Fließgeschwindigkeit bzw. dem Durchfluss direkt proportional sind. In Tab. 2.1 sind Erfahrungswerte für k_{ST} für unterschiedliche Gerinnezustände zusammengestellt. Zusätzlich gibt es graphische Lösungen, die ebenfalls zur Abschätzung der Fließgeschwindigkeiten nach Gl. (2.10) herangezogen werden können.

In der Hydrometrie kommen hydraulische Fließformeln zum Einsatz z. B. bei der Extrapolation von Durchflusskurven (Kap. 5.4.4), beim Aufstellen von W-Q-Beziehungen für komplexe Durchflussquerschnitte (Kap. 5.4.3), beim Einsatz von hydrodynamischen Simulationsmodellen (Kap. 5.4.6) und nicht zuletzt bei

Tab. 2.1 Manning-Strickler-Rauigkeitsbeiwerte. (Zanke 2001)

Gerinnezustand		k_{ST} in $m^{1/3}/s$
a.	Natürliche Wasserläufe	
	Natürliche Flußbetten mit fester Sohle, ohne Unregelmäßigkeiten	40
	Natürliche Flutbetten mit mäßigem Geschiebe	33–35
	Natürliche Flußbetten, verkrautet	30–35
	Natürliche Flußbetten mit Geröll und Unregelmäßigkeiten	30
	Natürliche Flußbetten, stark geschiebeführend	28
	Wildbäche m. grobem Geröll (kopfgroße Steine) b. ruhendem Geschiebe	25–28
	Wildbäche mit grobem Geröll bei in Bewegung befindlichem Geschiebe	19–22
b.	Erdkanäle	
	Erdkanäle in festem Material, glatt	60
	Erdkanäle in festem Sand mit etwas Ton oder Schotter	50
	Erdkanäle mit Sohle aus Sand und Kies mit gepflasterten Böschungen	45–50
	Erdkanäle aus Feinkies, ca. 10/20/30 mm	45
	Erdkanäle aus mittl. Kies, ca. 20/40/60 mm	40
	Erdkanäle aus Grobkies, ca. 50/100/150 mm	35
	Erdkanäle aus scholligem Lehm	30
	Erdkanäle mit groben Steinen ausgelegt	25–30
	Erdkanäle aus Sand, Lehm oder Kies, stark bewachsen	20–25
c.	Felskanäle	
	Mittelgrober Felsausbruch	25–30
	Felsausbruch bei sorgfältiger Sprengung	20–25
	Sehr grober Felsausbruch, große Unregelmäßigkeiten	15–20
d.	Gemauerte Kanäle	
	Kanäle aus Ziegelmauerwerk, Ziegel, auch Klinker gut gefugt	80
	Hausteinquader	70–80
	Sorgfältiges Bruchsteinmauerwerk	70
	Kanäle aus Mauerwerk (normal)	60
	Normales (gutes) Bruchsteinmauerwerk, behauene Steine	60
	Grobes Bruchsteinmauerwerk, Steine nur grob behauen	50
	Bruchstelnwände, gepflasterte Böschungen mit Sohle aus Sand und Kies	45–50

Tab. 2.1 (Fortsetzen)

Gerinnezustand	k_{ST} in $m^{1/3}/s$
e. Betonkanäle	
Zementglattstrich	100
Beton bei Verwendung von Stahlschalung	90–100
Glattverputz	90–95
Beton geglättet	90
Gute Verschalung, glatter, unversehrter Zementputz, glatter Beton mit hohem Zementgehalt	80–90
Beton bei Verwendung von Holzverschalung, ohne Verputz	65–70
Stampfbeton mit glatter Oberfläche	60–65
Alter Beton, saubere Flächen	60
Betonschalen m. 150 bis 200 kg Zement je m^3, je nach Alter u. Ausführung	50–60
Grobe Betonauskleidung	55
Ungleichmäßige Betonflächen	50
f. Holzgerinne	
Neue, glatte Gerinne	95
Gehobelte, gut gefügte Bretter	90
Ungehobelte Bretter	80
Ältere Holzgerinne	65–70
g. Blechgerinne	
Glatte Rohre mit versenkten Nietköpfen	90–95
Neue gußeiserne Rohre	90
Genietete Rohre, Niete nicht versenkt, im Umfang mehrmals überlappt	65–70
h. Sonstige Auskleidungen	
Walzgußasphalt-Auskleidung bei Werkkanälen	70–75

verschiedenen Messverfahren zur kontinuierlichen Durchflusserfassung wie z. B. durch Einsatz von Messwehren (Kap. 5.3) und der Messung des Wasserspiegelgefälles ΔW (Kap. 5.7). Spezifische hydraulische Betrachtungen, die über die im vorstehenden Kapitel vermittelten Grundkenntnisse hinausgehen, werden von Fall zu Fall in diesen Kapiteln behandelt. (Bei weitergehenden hydraulischen Fragestellungen wird auf die Lehrbücher von Knapp 1960; Naudascher 1992; Hager 1994; Schröder u. Zanke 2003 verwiesen).

Literatur

Bailey-Fischer & Porter (Hrsg.): Handbuch der Durchflussmessung. Eigenverlag: Göttingen, 1997.

Bonfig, K. W. (Hrsg.): Durchflussmessung von Flüssigkeiten und Gasen. expert-verlag: Ehningen, 1990.

Bonfig, K. W.: Technische Durchflussmessung unter besonderer Berücksichtigung neuartiger Durchflussmessverfahren. Vulkan-Verlag: Essen, 2002 (3. Aufl.)

DIN 4049-1: Hydrologie – Teil 1: Grundbegriffe. Beuth Verlag: Berlin, 1992.

DIN 4049-3: Hydrologie – Teil 3: Begriffe zur quantivativen Hydrologie. Beuth Verlag: Berlin, 1994.

DIN EN ISO 772: Hydrometrische Festlegungen. Beuth Verlag: Berlin, 2004.

Dyck, S. (Hrsg.): Angewandte Hydrologie – Teil 1: Berechnung und Regelung des Durchflusses der Flüsse. Ernst-Verlag: Berlin, 1980 (2. Aufl.).

Dyck, S. u. Peschke, G.: Grundlagen der Hydrologie. Verlag für Bauwesen: Berlin, 1995 (3. Aufl.).

Euler, G. u. Knauf, D.: Ingenieurhydrologie und Wasserwirtschaft. In: Schröder, W. (Hrsg.): Grundlagen des Wasserbaus. Werner Verlag: Düsseldorf, 1999 (4. Aufl.).

Hager, H. W.: Abwasserhydraulik. Theorie und Praxis. Springer: Berlin, 1994.

Knapp, F. H.: Ausfluss, Überfall und Durchfluss im Wasserbau. Verlag G. Braun: Karlsruhe, 1960.

Naudascher, E.: Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke. Springer: Wien, 1992.

Pegelvorschrift, Anlage D: Richtlinie für das Messen und Ermitteln von Abflüssen und Durchflüssen. Hrsg. Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) und Bundesminister für Verkehr (BMV). Parey-Verlag: Hamburg, 1991.

Preißler, G. u. Bollrich, G.: Technische Hydromechanik, Bd. 1. Verlag für Bauwesen: Berlin, 1985 (2. Aufl.).

Schröder, R. u. Zanke, U.: Technische Hydraulik. Springer: Berlin, 2003 (2. Aufl.).

Siedschlag, S.: Hydraulische Grundlagen für den Abfluss in offenen Gerinnen. Schulungsmaterial Quantum Hydrometrie: Berlin, 2001.

Zanke, U.: Hydraulik. In: Lecher, K., Lühr, H. P. u. Zanke, U. C. E. (Hrsg.): Taschenbuch der Wasserwirtschaft. Parey-Verlag: Hamburg, 2001, S. 153–234.

Kapitel 3
Messung des Wasserstands

3.1 Definition und Zweck von Wasserstandsmessungen

Der *Wasserstand h* ist nach DIN 4049-3 (1994) der lotrechte Abstand eines Punktes des Wasserspiegels über oder unter einem Bezugshorizont, z. B. durch einen Pegelnullpunkt PNP festgelegt (s. Abb. 3.1). Der Wasserstand wird üblicherweise in Meter oder Zentimeter angegeben.

Der *Pegelnullpunkt PNP* gibt die Höhenlage des Nullpunkts des Pegels an und bezieht sich im Allgemeinen auf das jeweilige amtlich festgelegte Höhensystem. Für ganz Deutschland beziehen sich seit dem 01.01.2002 alle Höhenangaben auf Normalhöhen zum Nullpunkt des Amsterdamer Pegels. Diese Höhen werden in Meter über Normalhöhennull (m ü. NHN)[1] angegeben. Viele Unterlagen und topographische Karten enthalten jedoch auch heute noch die Höhenangaben über den alten Bezugsflächen, nämlich in m ü. NN (m über Normalnull). In Abb. 3.8 ist beispielsweise das Stauziel der Fürwiggetalsperre in beiden Höhensystemen angegeben. Da es kein universelles Höhenbezugssystem gibt, müssen die von Land zu Land unterschiedlichen amtlichen Systeme beachtet werden, so sind z. B. in Belgien die Höhenangaben 2,34 m tiefer und in Frankreich 0,13 m höher als der Amsterdamer Pegel (Boiten 2008).

Im Folgenden werden Wasserstandsmessungen sowohl von fließenden als auch stehenden Gewässern, wie z. B. Seen, Talsperren, behandelt. Die angeführten Verfahren können grundsätzlich auch für die Erfassung von Grundwasserständen genutzt werden, auch wenn definitionsgemäß unterirdisches Wasser nicht Bestandteil dieser Publikation ist.

Die Kenntnis der Wasserstände eines Gewässers wird u. a. benötigt, um

- den Durchfluss Q mittels W-Q-Beziehung zu ermitteln (s. Kap. 5.4),
- die hydrologischen Verhältnisse eines Einzugsgebietes, insbesondere den Wasserkreislauf und seine wasserwirtschaftlichen Nutzungen bzw. Nutzungsmöglichkeiten, beurteilen zu können,

[1] NHN wurde eingeführt, da für die bisherigen Höhen über Normalnull (m ü. NN) das tatsächliche Schwerefeld der Erde nicht berücksichtigt wurde. Damit änderte sich die Berechnungsmethode, indem die Erdoberfläche durch ein Ellipsoid mathematisch einfach und eindeutig definiert wurde. (Details können unter LVA NRW DHHN92 abgefragt werden)

G. Morgenschweis, *Hydrometrie,*
DOI 10.1007/978-3-642-05390-0_3, © Springer-Verlag Berlin Heidelberg 2010

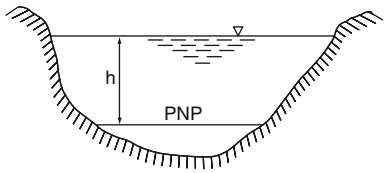


Abb. 3.1 Definition des Begriffs Wasserstand. (Nach Dyck u. Peschke 1995)

- die Nutzung von Gewässern für den Schriftverkehr zu ermöglichen und zu sichern,
- Melde- und Warndienste, z. B. für Hochwasser, aufzubauen und zu betreiben,
- den Wasserstand von Gewässern in Hochwasser- und Niedrigwasserzeit zu regulieren,
- morphologische Veränderungen z. B. des Gewässerbetts, zu erfassen und zu beurteilen,
- den aktuellen Füllungsstand von Speichersystemen (z. B. Talsperren) als Grundlage für ihre Bewirtschaftung zu erfassen und zu nutzen.

Für die geregelte Bewirtschaftung wasserwirtschaftlicher Systeme ist neben dem Wasserstand die Kenntnis der zugehörigen Durchflussmengen Voraussetzung (Maniak 1997).

Zur Messung des Wasserstands dienen *Pegel*, auch Wasserpegel oder Limnimeter genannt (Schaffernak 1960). Für kurzfristige oder einmalige Wasserstandsbeobachtungen genügen i. d. R. einnivellierte Pflöcke, deren Abstich bestimmt werden kann. Für längerfristige Beobachtungen dienen fest installierte Pegelstationen, die je nach Anforderung und Fluktuation des Wasserstands mit registrierenden oder nichtregistrierenden Messgeräten ausgestattet sind (vgl. Kap. 3.3 bis 3.5). Die Pegel sind einerseits Bestandteil eines Messnetzes, mit dem das oberirdische Wasserdargebot lückenlos erfasst werden soll (Aufbau und Betrieb von Messnetzen wird in Kap. 8 ausführlich behandelt), andererseits müssen bei der Standortwahl einer einzelnen Messstelle bestimmte Kriterien erfüllt werden, um das oben genannte Ziel zu erreichen.

3.2 Kriterien für die Standortwahl einer Pegelstelle

Grundsätzlich sollte nach Boiten (2008) die Lage einer Pegelstelle im Rahmen eines Messnetzes so ausgewählt werden, dass Wasserstandsinformationen für jeden Punkt eines Gewässers zumindest mit Hilfe von Interpolation zur Verfügung gestellt werden können. Für den Einzelstandort eines Pegels sollten folgende Voraussetzungen nach Möglichkeit erfüllt sein:

- Die Pegelstelle sollte jederzeit bei allen denkbaren Wasserständen gefahrlos zugänglich sein, auch wenn eine automatische Registrierung installiert ist.
- Das Messprofil sollte so ausgelegt sein, dass die gesamte Wasserstandsschwankung zwischen extremem Niedrigwasser und extremem Hochwasser erfasst wird.

- Die Pegelstelle sollte nicht von Schiffen, Treibgut oder Geschiebe beschädigt werden können.
- Die Messstelle muss frei sein von Rückstau sowie Um- und Unterläufigkeit. Das Ausschlusskriterium „Rückstau“ gilt nicht bei Durchfluss-Messmethoden, die speziell für diesen hydraulischen Fall entwickelt wurden, wie das ΔW-Verfahren (vgl. Kap. 5.7) oder die Ultraschallverfahren in Kap. 5.4 und 5.5.
- Flussmorphologische und bodenmechanische Prozesse, geologische und hydrogeologische Voraussetzungen sind bei der Auswahl einer Messstelle zu beachten. Dies trifft insbesondere auf die höhenmäßige Festlegung des Pegelnullpunkts zu.
- Bei hohen Ansprüchen an die Messgenauigkeit sollten kleine Durchflussänderungen im Gewässer durch genügend große Wasserstandsdifferenzen angezeigt werden, dies bedeutet, dass schmale und tiefe Messquerschnitte breiten und flachen Flussquerschnitten vorzuziehen sind.
- Pegelstellen zur Erfassung des Wasserstands (Füllstands) in Seen und Talsperren sind i. d. R. im Bereich des Auslasses bzw. in der Nähe der Abgabeorgane angeordnet. Hier muss insbesondere darauf geachtet werden, dass der Pegel außerhalb des Bereichs der durch Geschwindigkeitserhöhung entstehenden Absenklinie installiert ist. Bei großen Wasserflächen, die windexponiert sind, müssen u. U. mehrere Pegel an geeigneten Stellen eingerichtet werden.
- Um die Konstanz der Höhenlage des Pegelnullpunkts PNP zu sichern, sind nach der Pegelvorschrift, Stammtext (1978) mindestens drei Festpunkte erforderlich, die unabhängig vom Pegelbauwerk sein müssen und regelmäßig durch geodätische Nivellements überprüft werden.
- Bei Messstellen, die gleichzeitig zur Durchflussermittlung dienen sollen, sind zusätzliche Anforderungen zu erfüllen; hierzu wird auf Kap. 5.1 verwiesen.

Bezüglich der konkreten Planung und Bauausführung zur Einrichtung einer Pegelstelle wird auf die einschlägigen Empfehlungen in der Pegelvorschrift (1978, 1991) und die jeweils eingeführten Vorschriften der gewässerkundlichen Dienste der Länder und des Bundes verwiesen. (Normen und Vorschriften werden in den jeweiligen Kapiteln vorgestellt).

3.3 Überblick über Messeinrichtungen zur Wasserstandserfassung

Die Ausstattung einer Pegelstation kann sehr unterschiedlich sein, sie erstreckt sich von diskontinuierlich arbeitenden Lattenpegeln über selbstregistrierende Systeme, die die Wasserstände mechanisch aufzeichnen bis hin zu elektronischen Systemen, die die Wasserstandsdaten digital speichern.

Zu den *nichtregistrierenden* Messeinrichtungen (Kap. 3.4) zählen:

- Lattenpegel,
- Stech- oder Abstichpegel.

Die wichtigsten *selbstregistrierenden* Messeinrichtungen (Kap. 3.5) sind:

- Scheitelwert- oder Grenzwertmarkierpegel,
- Schwimmerpegel,
- Pneumatik- oder Einperlpegel,
- Drucksondenpegel,
- Ultraschall-Echolotpegel,
- Mikrowellen-Radarpegel sowie
- weitere Verfahren (Nutzung elektrischer Eigenschaften, Laser, Remote sensing).

Auf die o. a. Messeinrichtungen wird im Folgenden detailliert eingegangen. Die zu Wasserstandsmessung eingesetzten Messgeräte werden nach DIN EN ISO 4373 (2009) für unterschiedliche Messbereiche in Abhängigkeit der zu erreichenden Auflösung und der sich daraus ergebenden Messunsicherheit in 3 Leistungsklassen eingeteilt (s. Tab. 1 in DIN EN ISO 4373 2009). Danach wird z. B. bei Leistungsklasse 1, der Kategorie mit den höchsten Ansprüchen, bei einem Messbereich von 5 m eine Auflösung von 2 mm gefordert, um eine Messunsicherheit von ± 0,1 % zu erreichen. Dagegen wäre eine Messunsicherheit von ±1 cm (1 % vom Messbereich), wie sie im gewässerkundlichen Messwesen häufig als Standard angesehen wird, z. B. in Leistungsklasse 3 bei Messgeräten mit 1 cm Auflösung nur für einen relativ eingeschränkten Messbereich von 1,0 m zu erreichen.

Bei der Auswahl der einzusetzenden Messgeräte sollten diese Überlegungen berücksichtigt werden.

3.4 Nichtregistrierende Pegel

3.4.1 Lattenpegel

Die einfachste Form der Wasserstandsmessung, im Lehrbuch von Schaffernak (1935 bzw. 1960) auch als „Niveaumetrie“ bezeichnet, ist der Lattenpegel, mit dem jede Wasserstandsmessstelle ausgestattet sein muss. Ein Beobachter kann in regelmäßigen Zeitabständen, z. B. täglich um 7.00 Uhr, den Wasserstand ablesen und notieren. Es handelt sich um eine im Gewässer fest eingebaute Messlatte, die aus sehr verschiedenen Materialien hergestellt werden können: Walzstahl, emailliertes Stahlblech, Alu-Guss, glasfaserverstärkter Kunststoff (GfK), Hart-PVC bzw. Astralon (in früheren Jahren auch noch Holz).

Ein systematischer Test der Bundesanstalt für Gewässerkunde (Zenz 2000), bei dem acht in Deutschland angebotene Pegellatten aus verschiedenen Materialien und von verschiedenen Herstellern im praktischen Einsatz überprüft wurden, ergab, dass grundsätzlich alle getesteten Typen von Pegellatten eingesetzt werden können. Maßgeblich für die Auswahl einer geeigneten Pegellatte sind danach einerseits die ortsspezifischen Einsatzkriterien und die daraus resultierenden An-

forderungen und andererseits die Wirtschaftlichkeit bezüglich Anschaffung, notwendiger baulicher Maßnahmen zur Befestigung sowie Unterhaltskosten. So können gusseiserne Lattenpegel hohen mechanischen Beanspruchungen standhalten, emaillierte Stahlblech- und Kunststofflatten sind korrosionsfest, erstere allerdings empfindlich gegen Schläge. Maßgebend für die Auswahl kann auch die vorgesehene Einsatzdauer sein. Insgesamt haben Pegellatten aus emailliertem Stahlblech bzgl. Verunreinigung durch Schmutz, Ablagerung (z. B. von Kalk), Bewuchs (Algen, Muscheln), Beschädigung an der Oberfläche durch z. B. Kratzer, Korrosion und Farbveränderungen die besten Eigenschaften gezeigt (sie waren „rundweg gut“). Ebenso sehr gute Testergebnisse lieferten Hart-PVC-Kunststofflatten, bei der die Teilungen als ausgesägte Teile aufgebracht sind (mehr Details, s. Zenz 2000). Abbildung 3.2 zeigt Beispiele von Pegellatten aus verschiedenen Materialien.

Die Pegellatten haben meist eine 2 cm-Gradierung, in Sonderfällen 1 cm (Abb. 3.2), sind wegen der besseren Ablesbarkeit i. d. R. zweifarbig (gelb-schwarz oder weiß-schwarz, in Sonderfällen rot-weiß) und dezimeterweise mit einer E-Teilung versehen (vgl. Abb. 3.2), deren abwechselnde kurze und lange Balken

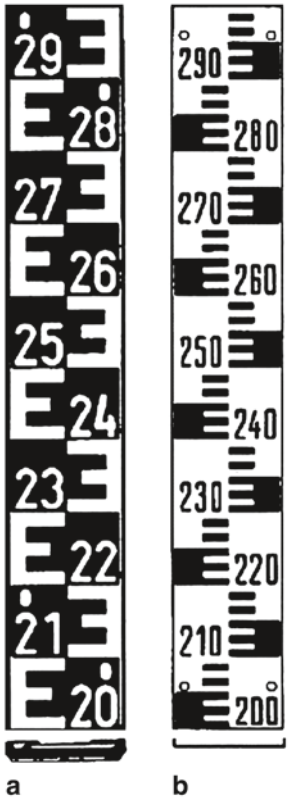


Abb. 3.2 Senkrecht-Lattenpegel **a** aus Aluminium, **b** aus Stahlblech

Abb. 3.3 Kombinierte Senkrecht- und Schrägpegellatten am Pegel Möhnesee-Neuhaus/Heve. (Foto: Ruhrverband)

bei nicht allzu stark schwankendem Wasserstand im Gewässer eine Ablesegenauigkeit von 1 cm ermöglichen. Die Teilung kann erhaben oder glatt ausgeführt sein; erhabene Teilung verursacht z. B. einen erhöhten Aufwand bei der Reinigung, andererseits gestattet diese eine leichtere Nachlackierung bei Lackschäden.

Senkrecht-Lattenpegel: Senkrecht-Lattenpegel, auch lotrechte oder Vertikal-Lattenpegel genannt, haben eine *unverzerrte* Maßeinteilung. Sie werden bevorzugt an steilen Ufern, Spundwänden, Brückenpfeilern oder Pegelschächten installiert, seltener an freistehenden Pfählen (vgl. Abb. 3.2 und 3.4).

Schräglattenpegel: An geböschten Ufern finden sich häufig mit der Böschung bündig liegende Schrägpegel (s. Abb. 3.3). Sie erhalten eine der Böschungsneigung $n = tan\ \alpha$ (α = Böschungswinkel) entsprechende Teilung; die Lattenlänge ergibt sich aus

$$L = h \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{n^2}}, \tag{3.1}$$

wobei h der tatsächliche Wasserstand ist. Dadurch weisen die Schrägpegel eine *verzerrte* Maßeinteilung auf.

Häufig werden Senkrecht- und Schrägpegellatten, wie das Beispiel in Abb. 3.3 zeigt, in Kombination genutzt.

Treppenpegel: Bei flachen Böschungen werden die Pegellatten häufig treppenförmig angeordnet. Diese Treppenpegel genannte Form hat den Vorteil, dass die Graduierung *unverzerrt* (s. Abb. 3.4) und gut ablesbar ist.

Staffelpegel: Bei gegliederten Messprofilen mit Vorländern und steilen Böschungen werden häufig Staffelpegel aufgestellt. Dabei handelt es sich um Senkrecht-Lattenpegel, die höhenmäßig eine Staffelung aufweisen (s. Beispiel in Abb. 3.5). Sie beziehen sich alle auf den gleichen Pegelnullpunkt.

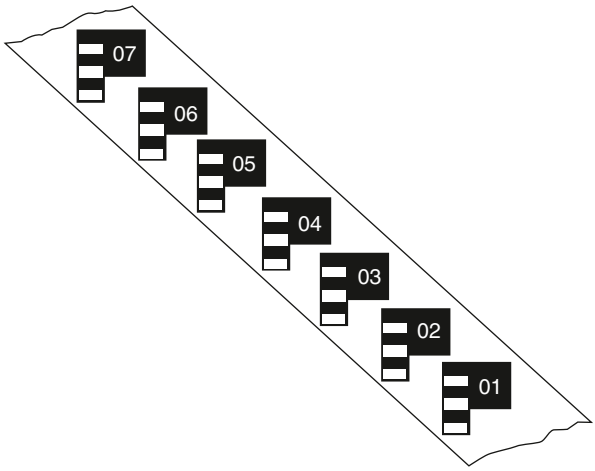


Abb. 3.4 Treppenpegel. (Rössert 1976)

Abb. 3.5 Staffelpegel am Pegel Hagen-Hohenlimburg/ Lenne. (Foto: Ruhrverband)

Die Spannweite des Wasserstands an diesem Pegel im Unterlauf der Lenne, dem Hauptnebenfluss der Ruhr, beträgt rd. 4 m. Um diesen Wasserstandsbereich vollständig abdecken zu können, wurden höhenmäßig gestaffelte Senkrecht-Pegellatten installiert.

Für die *Installation* der Pegellatten stehen verschiedene Befestigungsmöglichkeiten aus unterschiedlichen Materialien zur Verfügung (s. Abb. 3.6). In der Praxis haben sich Langlochbohrungen in den Pegellatten bewährt, da diese eine nachträgliche Justierung leicht machen. Ebenso empfehlenswert sind feste Nivellierbolzen an den Pegellatten, die ein leichtes und eindeutiges Anlegen der Nivellierlatte ermöglichen. Abbildung 3.7 zeigt beide Details am Beispiel der Pegellatte des Pegels Nichtinghausen/Henne.

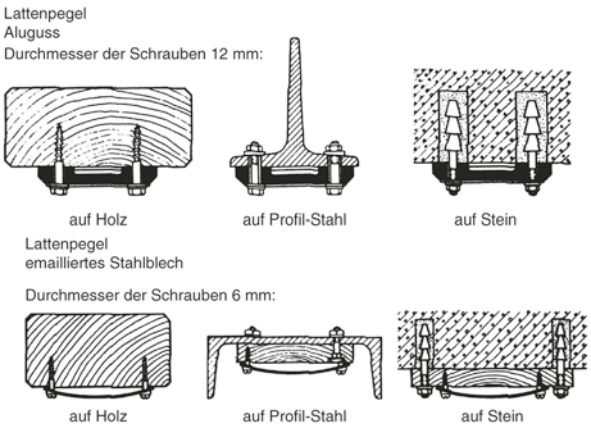


Abb. 3.6 Beispiele für Pegellattenbefestigungen

Abb. 3.7 Pegellatte mit Langlochbohrung und Nivellierbolzen für regelmäßige Kontrollmessungen. (Foto: Ruhrverband)

3.4.2 Stauhöhenpegel

Stauhöhenpegel von Talsperren und Seen sind eine Sonderform des Lattenpegels. In der Regel sind sie mit Senkrecht-Lattenpegeln ausgestattet und es werden die gleichen Ausführungen wie bei Gewässerpegeln verwendet.

Sie weisen jedoch in Abhängigkeit der maximalen Speichertiefe häufig 50 m und mehr Länge auf. Zusätzlich wird am oberen Ende eines Stauhöhenpegels das Stauziel in m ü. NN oder seit 2002 in m ü. NHN angegeben. Abbildung 3.8 zeigt als

Abb. 3.8 Stauhöhenpegellatte der Fürwiggetalsperre. (Foto: Ruhrverband)

Beispiel den Stauhöhenpegel der Fürwiggetalsperre, bei der beide Höhenangaben zu sehen sind.

Wenn möglich, sind die Stauhöhenlatten an den senkrechten Wänden eines Entnahmeturms, wie in Abb. 3.8, angebracht; dies ist meist bei Staumauern der Fall. Bei Staudämmen sind aufgrund der größeren Kubatur des Staubauwerks meist Staffelpegel mit Senkrechtlatten im Einsatz.

Unsicherheit von Lattenpegeln: Die Ablesegenauigkeit von Lattenpegeln beträgt bei ruhiger Wasseroberfläche ±0,5 cm.

Bei Hochwasser können die Wasserstände an

- Senkrecht-Lattenpegeln bei Einbau im Fließquerschnitt auf ±2 cm,
- Schrägpegeln im Fließquerschnitt auf ±5 cm,
- Senkrecht-Lattenpegeln bei Einbau im Pegelschacht auf ±1 cm

abgelesen werden (Angaben nach Landeshydrologie der Schweiz, in: Wyder 1998).

Die Herstellgenauigkeit von Pegellatten beträgt ±0,2 mm; sie sind somit nach DIN EN ISO 4373 (2009) je nach Messbereich in die Leistungsklasse 1 oder 2 einzuordnen.

Die Überprüfung der Höhenlage kann mit Hilfe eines Präzisionsnivellements auf ±1 mm erfolgen.

3.4.3 Stech- oder Abstichpegel

An Stellen, an denen ein Lattenpegel nicht oder nur schwierig anzubringen ist, entweder wegen Unzugänglichkeit, wegen der Gefahr von Vandalismus oder weil eine höhere Genauigkeit der Wasserstandserfassung benötigt wird, kann stattdessen ein *Abstichpegel* als Bezugspegel installiert werden. Beim Abstichverfahren wird die Höhenlage der Wasseroberfläche mittels eines Maßstabes von einem Bezugspunkt oberhalb des Gewässers eingemessen. In der Regel dienen fest angebrachte Abstichkonsolen als Bezugspunkt, von dort wird die Wasseroberfläche mit einem an einem Maßband befestigten Teller (s. Abb. 3.9) oder einer Spitze, die an einer Messlatte angebracht ist, abgetastet. Aus dem Abstand „Konsole bis Wasserspiegel“ und der Höhe der Konsole kann der Wasserstand berechnet werden.

Bei Messstellen mit erhöhter Genauigkeitsanforderung wird der Abstich mit einem hochpräzisen *Stechpegel* durchgeführt, bei dem eine Spitze, die an einer Metallstange befestigt ist, durch einen Zahntrieb so weit nach unten gedreht wird, bis sie den Wasserspiegel berührt (d. h. Spitze und Spiegelbild stoßen aneinander). Mit Hilfe einer Ableseskala mit Nonius lässt sich eine manuelle Genauigkeit von 0,2 mm erreichen. Abbildung 3.10 zeigt einen Stechpegel einschließlich der Ableseeinrichtung. Je nachdem, ob es sich um stehendes oder bewegtes Wasser handelt, können gebogene oder gerade Abtastspitzen verwendet werden (s. Abb. 3.10). Bei schwer einsehbaren Pegelschächten kann der Wasserspiegel mit Hilfe eines elektronischen Indikators mit Summer und Leuchtdiode ertastet werden (s. Abb. 3.10 rechts).

In der Praxis wird das anfallende Sickerwasser in und an Bauwerken, z. B. von Talsperren im Rahmen der Sicherheitsüberwachung, i. Allg. in Messkästen, deren Auslass mit einem vorkalibrierten Messwehr ausgestattet ist, gesammelt und die Überfallhöhe über das Messwehr mit einem Stechpegel erfasst. Zur Verwendung und Kalibrierung von Messwehren s. Kap. 5.3.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass mit dem Stechpegel ein hochgenaues Messgerät für Kontrollmessungen zur Verfügung steht. Dies sollte m. E. nicht nur

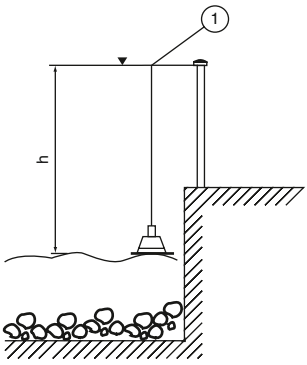


Abb. 3.9 Prinzip eines Abstichpegels. (Wyder 1998)

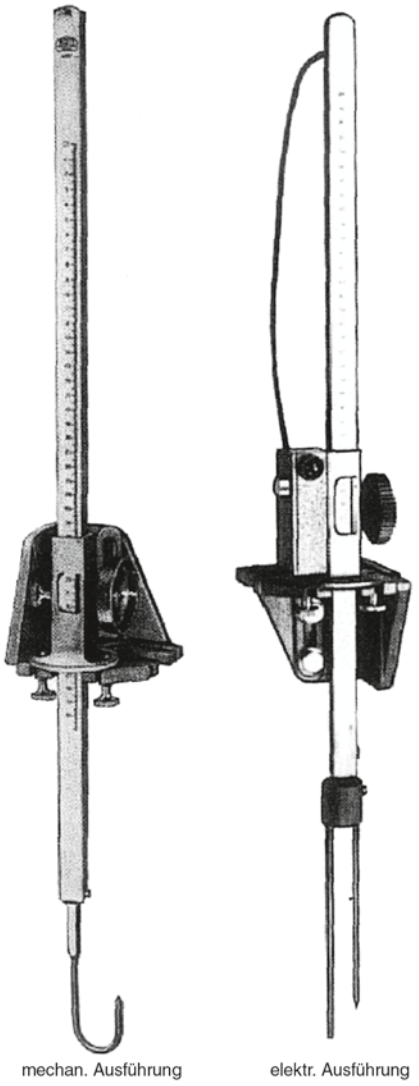


Abb. 3.10 Stechpegel. (Ott-Messtechnik)

für Detailuntersuchungen und wissenschaftliche Versuchseinrichtungen mit hohem Genauigkeitsanspruch (vgl. Keller et al. 1973) vorbehalten bleiben, sondern auch zur Absicherung von Messsystemen mit einer Genauigkeit <1 cm verwendet werden, da diese Genauigkeit bei optischer Kontrolle des Wasserstands an einer „normalen“ Pegellatte mit 2 cm-Teilung nicht oder nur sehr schwer zu erreichen ist. Daher sollte der Stechpegel m. E. auch heute noch oder wieder im gewässerkundlichen Messdienst eingesetzt werden.

Am Ende des Kapitels über nichtregistrierende Pegel möchte ich die Pegelvorschrift, das von der Länderarbeitsgemeinschaft Wasser und dem Bundesminister

für Verkehr gemeinsam herausgegebene und in den gewässerkundlichen Diensten eingeführte Regelwerk, zitieren. Dort wird im Stammtext die Bedeutung des Lattenpegels hervorgehoben: „Der maßgebende Teil eines Pegels ist der Lattenpegel, der aus Pegellatte und Pegelfestpunkten besteht. Registrier- und Übertragungseinrichtungen sind Ergänzungen zum Lattenpegel“ (Pegelvorschrift 1978).

Diese Aussage erscheint im Hinblick auf moderne High-Tec-Pegeleinrichtungen mit digitaler Datenerfassung in Datenloggern und digitaler Fernübertragung, wie sie in den folgenden Kapiteln als Stand der Technik vorgestellt werden, auf den ersten Blick absurd. Es ist jedoch festzuhalten, dass die Aufzeichnungen aller noch so fortentwickelten Erfassungs- und Speichersysteme über ein unabhängiges Messsystem regelmäßig überprüft und ggfs. justiert werden müssen. Und dazu dienen die Ablesungen der Lattenpegel als Bezug. Von daher sind diese in der Tat ein wesentlicher Bestandteil eines Pegelmesssystems und dürfen grundsätzlich nicht fehlen.

Am Schluss des Kapitels über die nichtregistrierende Wasserstandsmessung sollen noch mobile Messgeräte wie Kabellichtlote, Brunnenpfeifen oder Bandgewichtpegel erwähnt werden, die nach DIN EN ISO 4373 (2009) eine „annehmbare“ Genauigkeit der Wasserstandserfassung erreichen können und die bevorzugt bei schlechter Zugänglichkeit und Sichtbarbeit der Messstelle eingesetzt werden (Details s. DIN EN ISO 4373 2009).

3.5 Selbstregistrierende Pegel

Da die tägliche Ablesung des Wasserstands durch einen Beobachter zeitaufwändig und in der zeitlichen Auflösung oft unzureichend ist, wird die kontinuierliche Wasserstandsmessung i. d. R. mit Hilfe selbstregistrierender Pegelgeräte durchgeführt. Auch wenn die im Folgenden vorgestellten Messsysteme nach der Pegelvorschrift lediglich „ergänzende Einrichtungen“ darstellen (vgl. Kap. 3.4), nehmen sie heute bei einer Pegelstation im Allgemeinen den wesentlich größeren Raum ein.

Die selbstregistrierenden Pegel zur *kontinuierlichen* Wasserstandsmessung basieren auf der Nutzung verschiedener physikalischer Gesetzmäßigkeiten und lassen sich nach Felder (1992) in zwei Kategorien einordnen:

1. *Längenmessung*, wozu die mechanischen (Schwimmer), akustischen (Ultraschall), elektromagnetischen (Mikrowellen) und optischen (Laser) Verfahren gehören und
2. *Gewichtsmessung*, wozu alle Druckmesssysteme wie Drucksonden und Pneumatikpegel gerechnet werden.

Um die Mess- und Registriergeräte vor Witterung und Vandalismus zu schützen, haben sich *Pegelhäuser* oder -hütten bewährt. Diese sollten nach Möglichkeit so groß

sein, dass alle Messgeräte der in den nächsten Kapiteln vorgestellten Verfahren gut zugänglich installiert werden können und dass sie dem Wartungspersonal zusätzlich Schutz bieten. Generell wird eine Größe von $2 \times 2 \times 2$ m als Minimum angesehen. Abbildungen 3.15, 3.16, 3.17 und 3.22, 3.23, 3.24 sowie 3.44 zeigen Beispiele von Pegelhäusern aus der internationalen Praxis.

Selbstregistrierende Pegel erfassen den Wasserstand als kontinuierliche Funktion der Zeit (Ganglinie); die Aufzeichnung der Daten kann mechanisch-analog oder/und elektronisch-digital erfolgen, hierüber wird in Kap. 3.5.8 ausführlich berichtet.

Eine Mittelstellung zwischen nichtregistrierenden (Kap. 3.4) und kontinuierlich aufzeichnenden Systemen der Wasserstandserfassung nehmen die Scheitel- oder Grenzwertpegel ein.

3.5.1 Scheitelwert- oder Grenzwertmarkierpegel

Anwendung: Scheitelwert- oder Grenzwertmarkierpegel (engl. peak level indicator) werden zum Festhalten des höchsten, eingetretenen Wasserstands, z. B. während eines Hochwassers, sowohl im Tidegebiet als auch Binnenland, verwendet. Sie werden insbesondere an unzugänglichen Stellen und bei nicht perennierenden Flüssen wie Wadis oder Oueds eingesetzt und dienen zur Beweissicherung oder/und zur nachträglichen Rekonstruktion einer Flutwelle. So kann aus eindeutig markierten Scheitelwasserständen im Nachhinein der Scheitelwert eines Hochwasserereignisses berechnet werden.

Typen von Scheitelwert- oder Grenzwertmarkierpegeln: Scheitelwert- oder Grenzwertpegel sind i. Allg. sehr einfache Registriereinrichtungen und variieren stark je nach den örtlichen Bedingungen und Möglichkeiten.

Anhand von fünf Beispielen soll die Bandbreite der Möglichkeiten verdeutlicht werden:

- Grenzwertpegel (Abb. 3.11):
  In einem Plexiglasrohr befindet sich ein Kunststoffmessstreifen von 1 m Länge, mit cm-Teilung (E-Teilung) und dm-Beschriftung. Auf diesem wird ein transparentes mit wasserlöslicher Farbe getränktes Farbband befestigt. Aufsteigendes Wasser wäscht die Farbe bis zum höchsten erreichten Wasserstand so aus, dass eine scharfe Trennlinie den maximalen Wasserstand markiert. Das Farbband muss anschließend ausgewechselt werden. Statt des Plexiglasrohres kommen auch handelsübliche Metallrohre zum Einsatz.
  Ein mit Löchern versehener Deckel am unteren Ende des Plexiglasrohrs (s. Abb. 3.11) verhindert, dass sich Wellenschlag auf die Registrierung auswirkt. Hydraulische Untersuchungen der Landeshydrologie der Schweiz zeigten, dass die Anordnung der Löcher signifikante Auswirkung auf die erreichbare Genau-

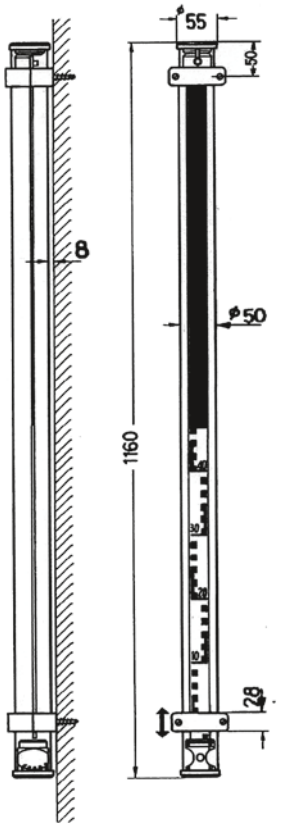


Abb. 3.11 Grenzwertpegel. (Ott-Messtechnik Typ G1)

igkeit der Registrierung hat. Danach ergaben sich die geringsten Differenzen zur effektiven Wasserstandshöhe bei Ausrichtung der Öffnungen an der Anströmrichtung (Wyder 1998). Ein oberer Deckel verhindert, dass Niederschlagswasser eindringen kann.

Abbildung 3.12 zeigt beispielhaft die Montage eines Hochwassermarkierpegels.

- Griffin-Pegel:
  Hierbei handelt es sich um einen mit löslicher Farbe angestrichenen Holzpfahl, der senkrecht ins Gewässer eingeschlagen wird und meist mit einem Glas- oder Plexiglasrohr geschützt ist. Analog zum Grenzwertpegel löst das Wasser die Farbe und markiert so den Hochwasserstand (Boiten 2008).
- Scheitelwertpegel des U.S. Geological Survey:
  Hierbei markiert granulierter Kork, der an einem in einem Metallrohr montierten Maßstab kleben bleibt, den Scheitelwert des Wasserstands (mehr Details s. WMO 1980, Vol. I).

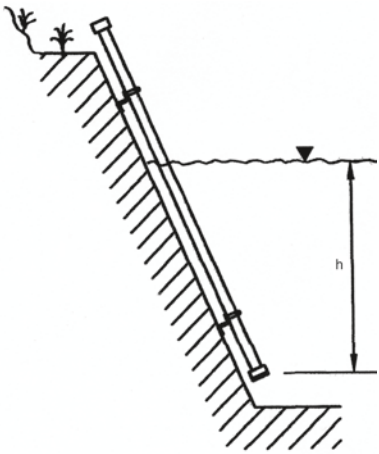


Abb. 3.12 Hochwassermarkierpegel. (Wyder 1998)

Alle drei Pegeltypen sollten nach Möglichkeit senkrecht ins Gewässer oder auf steile Böschungen montiert werden, damit wegen des schleifenden Schnitts keine unscharfen Trennlinien registriert werden.

- Tassenpegel:
  Hierbei sind an einem lotrechten Holzpfahl in gleichen Abständen, z. B. alle 10 cm, tassenähnliche Gefäße angebracht. Die oberste noch gefüllte Tasse zeigt den höchsten Wasserstand, z. B. einer Flutwelle (Rössert 1976).
- Flaschenpegel (Abb. 3.13):
  Analog zum Tassenpegel ist der Flaschenpegel aufgebaut, nur dass hier horizontal angebrachte Flaschen (Glas oder Plastik) als Indikator des jeweils höchsten

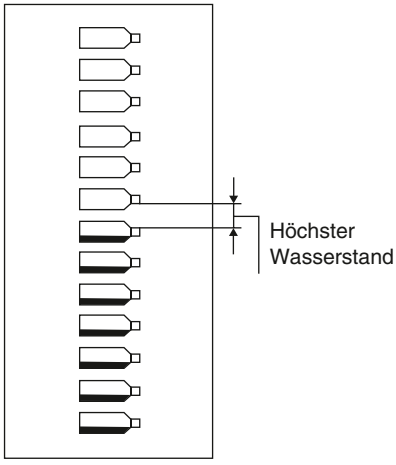


Abb. 3.13 Flaschenpegel. (Nach Boiten 2008)

Wasserstands verwendet werden. In Abb. 3.13 schlägt Boiten (2008) vor, den Mittelwert zwischen der höchsten mit Wasser gefüllten und der ersten leeren Flasche als maximalen Wasserstand zu verwenden.

Alle Grenzwertmarkierpegel müssen vor Regen geschützt werden, da ansonsten das Ergebnis verfälscht wird. Sie sollten regelmäßig und insbesondere nach jedem Hochwasser kontrolliert und gewartet werden; sie gelten daher als arbeitsintensiv. Eine geodätische Einmessung der Höhenlage ist empfehlenswert, damit die Ergebnisse in das vorhandene Messnetz eingeordnet werden können.

Messunsicherheit: Die Genauigkeit der Registrierung von Scheitelwerten ist von der Wahl des Messstandorts, der technischen Ausstattung des Messsystems und dessen Wartung abhängig.

Vergleichende Untersuchungen von Markierpegeln durch die Landeshydrologie der Schweiz, die parallel zu Limnigraphen betrieben wurden, zeigten – wenn auch große Unterschiede von Station zu Station auftraten – dass generell zunehmende Wasserstände eine Zunahme der Ungenauigkeit bewirken. Dies wird im Wesentlichen durch stärkere Wirbelbildung verursacht. Daraus wurden für die Schweiz folgende mittlere Unsicherheiten der Scheitelwertregistrierung abgeleitet:

- mittlere Hochwasserereignisse ±3–5 cm,
- extreme Hochwasserereignisse ±5–10 cm (Wyder 1998).

Damit weisen Grenzwertmarkierpegel eine signifikant geringere Messgenauigkeit als die im Folgenden vorgestellten Messsysteme zur kontinuierlichen Erfassung des Wasserstands auf.

Wertung und Ausblick: Scheitelwert- oder Grenzwertmarkierpegel sind einfache Messeinrichtungen, mit denen Scheitelwerte des Wasserstands registriert werden können. Grundsätzlich werden sie als ergänzende Einrichtung für alle nichtregistrierenden Pegelstellen empfohlen. Außerdem sollten, da sie kostengünstig sind, aus Sicherheitsgründen jeweils mindestens zwei Grenzwertmarkierpegel pro Messquerschnitt installiert werden.

Die hier vorgestellten Typen sind in ariden und semiariden Gebieten, z. B. Wüstenrandregionen, oft die einzige Möglichkeit, den Durchgang einer Flutwelle zu rekonstruieren. Insbesondere in Torrente-Flussbetten wird der Verlauf des Flusses bei jedem Hochwasser verlegt und fließt in einem neu gestalteten Durchflussquerschnitt ab. Die Flüsse halten sich dabei selten an vom Menschen festgelegte Messquerschnitte. Abbildung 3.14 zeigt als Beispiel den Rio Grande in der Quebrada de Humahuaca bei Tilcara in Nordwestargentinien. Das Flussbett ist hier ca. 1.200 m breit, die auf dem Foto festgehaltene Abflusssituation entspricht in etwa Niedrigwasser. Nur bei extremen Hochwasserereignissen wird das gesamte Flussbett mit Wasser gefüllt. In solchen Situationen kann eine Serie von Grenzwertmarkierpegeln, angeordnet in einer Catena im Flussquerschnitt, zusammen mit der räumlichen Kartierung der Geschwemmsellinien an beiden Ufern

Abb. 3.14 Torrente-Flussbett in einer semiariden Klimaregion am Beispiel des Rio Grande bei Tilcara in NW-Argentinien während Niedrigwasser, Blickrichtung flussaufwärts

eine annähernd verlässliche hydraulische Nachbearbeitung eines Hochwasserereignisses ermöglichen.

3.5.2 Mechanischer Schwimmerpegel

Hierbei handelt es sich um den ältesten Pegeltyp zur kontinuierlichen Erfassung des Wasserstands. Er ist seit Mitte des 19. Jahrhunderts vielerorts im Einsatz und hat sich als einfach und zuverlässig im praktischen gewässerkundlichen Messwesen bewährt (s. Kap. 1.3). Die Geräte zeigen den Wasserstand direkt, d. h. ohne externe Energiequelle, an. Sie sind genau, leicht zu bedienen und liefern plausible Wasserstandsganglinien von Flüssen, Kanälen, Seen, Talsperren und Grundwasser. Die Wirkungsweise eines heute gebräuchlichen mechanischen Schwimmerpegels soll anhand von Abb. 3.15 erläutert werden.

Messprinzip: Ein teilweise ins Wasser eingetauchter Schwimmer (1) bewegt sich mit den Wasserstandsschwankungen auf und ab und dient so als Fühler für den Höhenstand eines fließenden oder stehenden Gewässers. Die Bewegung des

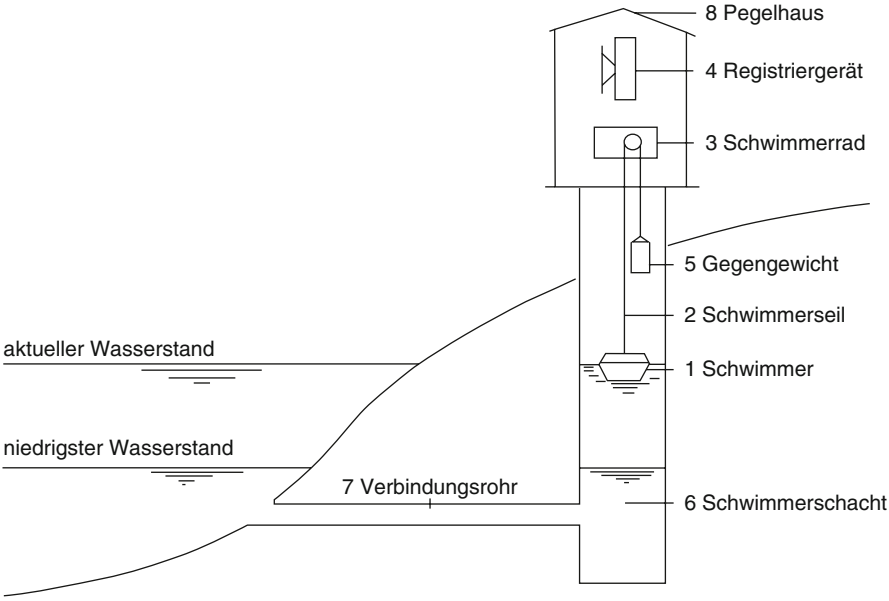


Abb. 3.15 Prinzip eines Schwimmerpegels. (Nach Boiten 2008)

Schwimmers wird mit Hilfe eines Schwimmerseils (2) auf ein Schwimmerrad (3) übertragen, welches die Bewegungen entweder mechanisch auf Papier (Trommel- oder Bandschreiber) oder elektronisch (Datenlogger) registriert (4). Das Schwimmerseil wird durch ein Gegengewicht (5) gespannt; daher werden diese Systeme auch Schwimmer- und Gegengewichtspegel genannt (DIN EN ISO 4373 2009). Physikalisch gesehen handelt es sich bei der Schwimmermessung um eine mechanische Längenmessung.

Der Schwimmer sollte, um ihn vor Beschädigung, z. B. durch Treibgut im Gewässer, zu schützen, entweder in einem Brunnen-ähnlichen Schacht (6) oder in einem im Gewässer stehenden (perforierten) Rohr (vgl. Rohrpegel in Abb. 3.16) untergebracht sein. Über ein Verbindungsrohr (7) ist der Pegelschacht mit dem Gewässer verbunden und nach dem Gesetz der kommunizierenden Röhren stellt sich im Pegelschacht der gleiche Wasserstand wie im zu messenden Gewässer ein (s. Abb. 3.15). So aufgebaute Pegel werden auch als „Schwimmerschachtpegel“ bezeichnet.

Als maßgebender Bezugspunkt für die Höhenmessung dient ein Lattenpegel oder eine Abstichvorrichtung.

Ein Schwimmerpegel muss so ausgelegt sein, dass er alle denkbaren höchsten (HHW) und niedrigsten Wasserstände (NNW) an einer Pegelstation erfassen kann. Dies bedeutet, dass das Verbindungsrohr (7) unter NNW angebracht sein muss (vgl. Abb. 3.15).

Abbildung 3.17a zeigt das Beispiel eines Schwimmerrohrpegels am Karun River in Südwest-Iran (Khuzistan). Der Rohrpegel mit einer Höhe von ca. 15 m ist

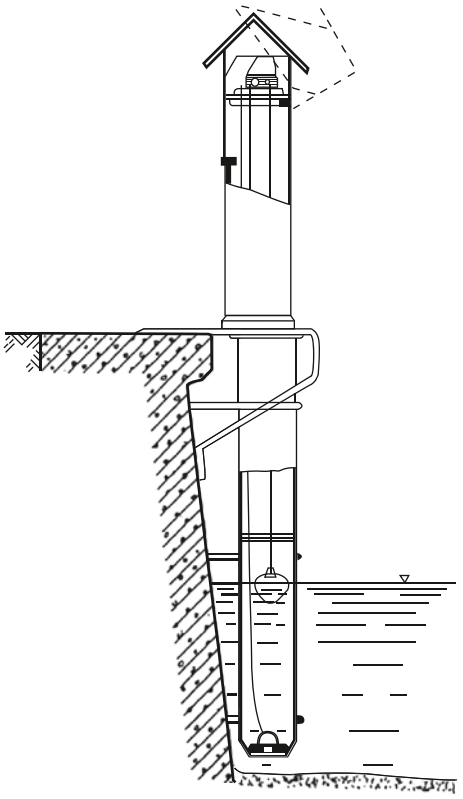


Abb. 3.16 Prinzip eines Schwimmerrohrpegels. (Rössert 1976)

Abb. 3.17 **a** Schwimmerrohrpegel in Ahwaz am unteren Karun, Iran **b** Schwimmerrohrpegel Pol-e-Shalu im oberen Karun-Einzugsgebiet, Iran

über eine Zugangsbrücke bei jeder Wasserführung erreichbar. Im Gegensatz dazu ist in Abb. 3.17b ein Rohrpegel an einem Nebenfluss des Karun direkt am Ufer des Flusses am Felsen montiert. Bei Abb. 3.17a ist der Schwimmerrohrpegel vom Ufer aus relativ weit in den Durchflussquerschnitt hineingebaut und erlaubt so eine repräsentativere Erfassung des Wasserstands. Dies bedingt jedoch hohe Investitionen, insbesondere für den Bau der Zugangsbrücke.

Damit das oben erläuterte, prinzipiell sehr einfache Messsystem brauchbare Ergebnisse liefert, sind eine Reihe von Regeln beim Entwurf und Betrieb eines Schwimmerpegels einzuhalten, auf die ich kurz eingehen möchte, da bei diesem Messverfahren aufgrund seines schon jahrzehntelangen und weltweit sehr häufigen Einsatzes viele Erfahrungen gesammelt werden konnten. Da insbesondere in der Bewässerungslandwirtschaft Schwimmersysteme zur Kontrolle und Verteilung des Bewässerungswassers eine große Rolle spielen, wurden im Fachbereich Bewässerungslandwirtschaft dazu umfangreiche Grundlagenuntersuchungen durchgeführt (vgl. IHE Delft Lecture Courses, Boiten 2008), auf die ich mich im Folgenden stütze.

Elemente eines Schwimmerpegels:

- *Schwimmerschächte* werden i. d. R. in die Uferböschung gebaut, sie können aus Ortbeton, Betonrohren, Fertigbauteilen oder Stahl hergestellt sein. Wichtig ist, dass der Boden des Schachts mindestens 0,3 m tiefer als der tiefste erwartete Wasserstand (NNW) liegt und die Oberkante des Schachts ausreichend für die Erfassung eines 50-jährlichen (internationaler Standard), besser eines 100-jährlichen Hochwassers ausgelegt ist.
  Der Durchmesser des Schachts oder Rohrs sollte mindestens so groß sein, dass alle eingesetzten Messgeräteteile (Schwimmer und Gegengewicht) sich frei bewegen können. Bei großen Schachttiefen sollte auf einen exakt lotrechten Einbau geachtet werden, damit Schwimmer und Gegengewicht nicht gegen die Schachtwand anstoßen, z. B. bei mehr als 6 m Schachttiefe sollten mindestens 7,5 cm um den Schwimmer frei sein.
- Der *Schwimmerdurchmesser*, der notwendig ist, um den Anlaufwiderstand, der sich aus Reibungseffekten des Aufzeichnungsgerätes (Schwimmerrad und -achse) zusammensetzt, zu überwinden, kann nach einem Verfahren von Kraijenhoff van de Leur (1972) über den Reibungswiderstand abgeschätzt werden (s. Abb. 3.18):
  Wenn das Gegengewicht in Abb. 3.18 eine Zugkraft F auf das Schwimmerseil ausübt, muss diese Kraft um ΔF zu- oder abnehmen, bevor das Registriergerät (z. B. ein Trommelschreiber) reagiert:

$$\Delta F \geq \frac{T_f}{r} \tag{3.2}$$

mit

ΔF = Änderung der Zugkraft auf das Schwimmerseil [N]
r = Radius des Schwimmerrads [m]
T_f = Reibungswiderstand der Schwimmerradachse [Nm].

Bei ansteigendem Wasserstand im Pegelschacht wird ΔF kleiner durch die aufwärts gerichtete Kraft auf den eingetauchten Schwimmer. Dadurch bleibt der

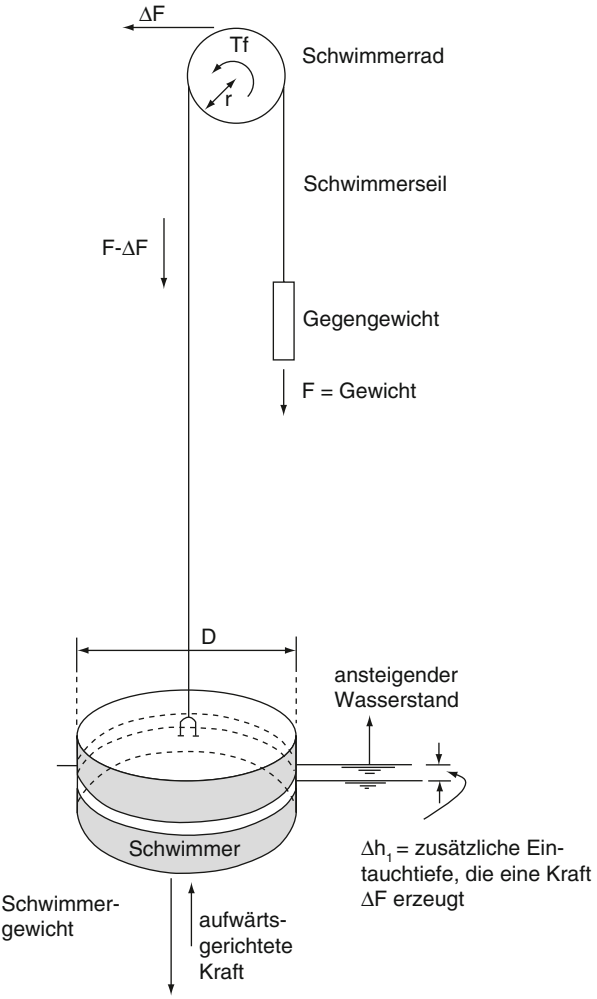


Abb. 3.18 Kräfte, die auf einen Schwimmer einwirken. (Nach Kraijenhoff van de Leur 1972)

Schwimmer um den Betrag Δh_1 hinter dem ansteigenden Wasserstand im Pegelschacht zurück. Das durch den Schwimmer verdrängte Wasservolumen ist

$$\Delta V = \frac{\pi}{4 \cdot D^2 \cdot \Delta h_1} \tag{3.3}$$

mit

D = Schwimmerdurchmesser [m].

Nach dem Archimedischen Gesetz nimmt die aufwärts gerichtete Kraft linear mit dem Gewicht des verdrängten Wasservolumens zu

$$\Delta F = \frac{\pi}{4 \cdot D^2 \cdot \Delta h_1 \cdot \rho \cdot g} \tag{3.4}$$

mit

ρ = Dichte des Wassers [kg/m³].

Daraus resultiert ein Fehler in der Wasserstandsanzeige, auch Verzögerung oder lag genannt,

$$\Delta h_1 = \frac{4\ \Delta F}{\rho\ g\ \pi\ D^2} \tag{3.5}$$

Er bewirkt, dass ein ansteigender Wasserstand zu hoch angezeigt wird. Dieser systematische Fehler kann durch einen ausreichend großen Durchmesser des Schwimmers D oder des Schwimmerrades r reduziert werden. Für die Berechnung des erforderlichen Schwimmerdurchmessers gilt

$$D \geq \sqrt{\frac{4\ \Delta F}{\rho\ g\ \pi\ \Delta h_1}} \tag{3.6}$$

Unabhängig davon kann es für hochgenaue Wasserstandsmessungen notwendig sein, Schwimmerdurchmesser von 300 bis zu 500 mm und entsprechend angepasst große Schwimmerschachtdurchmesser zu verwenden. So wurde z. B. im Hydrologischen Versuchsgebiet Ostkaiserstuhl bei Freiburg, wo für wissenschaftliche Prozessstudien zum Abflussverhalten in einem kleinen Lösseinzugsgebiet eine mm-Genauigkeit der Wasserstandserfassung erforderlich war, ein Schwimmer mit einem Durchmesser von 0,5 m eingesetzt (Luft et al. 1981).

Die Wahl des Schwimmerdurchmessers hat, wie das Berechnungsbeispiel verdeutlicht, zwangsweise Auswirkungen auf den Durchmesser des Schwimmerschachts und damit auf die Kosten der Errichtung des Pegels. Hier muss im

Einzelfall ein Kompromiss gefunden werden. Es bleibt jedoch festzuhalten, dass die Wahl des Schwimmerdurchmessers entscheidenden Einfluss auf die erzielbare Genauigkeit eines Pegels hat und dass daher zu kleine Durchmesser (Ø <150 mm) im gewässerkundlichen Messwesen nach Möglichkeit vermieden werden sollen.

Das *Verbindungsrohr* verbindet das Gewässer mit dem Pegelschacht und ist dafür maßgeblich, dass der Wasserstand im Gewässer mit dem im Pegelschacht übereinstimmt. Um ein Verstopfen des Verbindungsrohrs zu vermeiden, sollte es mindestens 0,15 m oberhalb des Schachtbodens einmünden. In Gebieten mit Frost sollte das Verbindungsrohr unterhalb der Frostgrenze installiert werden.

Um bei unruhigem Wasserstand im Gewässer eine Dämpfung zu erreichen, muss der Durchmesser des Verbindungsrohrs grundsätzlich klein gewählt werden. Nach Schaffernak (1960) gilt: je kleiner das Verhältnis zwischen dem Einlassquerschnitt und dem Querschnitt des Schwimmerschachts, desto wirksamer wird die Dämpfung. Er fordert ein Verhältnis von 1:200 oder weniger. Andererseits bewirkt ein zu kleiner Durchmesser einen Druckverlust, wodurch bei steigendem Durchfluss im Gewässer der Wasserstand im Pegelschacht systematisch zu niedrig und bei fallendem Durchfluss zu hoch ist. Um diesen Fehlereinfluss auf wenige Millimeter zu begrenzen, kann der optimale Durchmesser entweder über eine Faustformel, die besagt, dass der Querschnitt des Verbindungsrohrs nicht kleiner als 1 % des Schachtquerschnitts sein soll, geschätzt werden oder, aufbauend auf dem oben vorgestellten Konzept von Kraijenhoff van de Leur (1972), wie folgt berechnet werden:

Über die Verzögerungszeit für eine gegebene Wasserstandsänderung, die über den Energieverlust in einem Rohr mit Hilfe der Darcy-Weisbach-Gleichung abgeschätzt werden kann (s. Boiten 2008), lässt sich der Durchmesser des Verbindungsrohrs d_p ermitteln zu

$$d_p = \sqrt[5]{\frac{0{,}01 L d_w^4 \left(\frac{dh}{dt}\right)^2}{g \Delta h_2}} \tag{3.7}$$

mit

d_p = Durchmesser des Verbindungsrohrs [m]
L = Länge des Verbindungsrohrs [m]
d_w = Durchmesser des Schwimmerschachts [m]
dh/dt = Wasserstandsänderungsrate [m/s]
g = Erdbeschleunigung g = 9,81 [m/s^2]
Δh_2 = Verzögerung der Wasserstandsanzeige [m].

- *Schwimmerform*: Nach Bernard (1990) hat die Schwimmermethode den Nachteil, dass die Eintauchtiefe des Schwimmers grundsätzlich von der Dichte des Messstoffs abhängt, d. h. bei Dichteänderungen ändert sich die Eintauchtiefe und täuscht so eine Wasserstandsänderung vor. Wie in Kap. 2.3.1 erläutert, kann sich die Dichte des Wassers durch Schwebstoffe, Verschmutzungen sowie erhöhten Salzgehalt geringfügig verändern. Generell gilt, dass der Dichteeinfluss umso geringer ist, je größer die Querschnittsfläche des Schwimmers ist. Dies hat Einfluss auf die Form des Schwimmers. Der zylindrische Körper in Abb. 3.19 links würde bei einer Dichteänderung seine Eintauchtiefe 10-mal stärker ändern, als der rechte linsenförmige Schwimmer, da er nur 1/10 von dessen Querschnittsfläche besitzt. Daher sind die verwendeten Schwimmer meist kugel- oder linsenförmig (vgl. Abb. 3.20). In der industriellen Füllstandsmessung werden meist plattenförmige Schwimmer, sog. Tastplatten, eingesetzt, bei denen der Dichteeinfluss vernachlässigbar klein ist.
  In Abb. 3.20 sind als Beispiel zwei Schwimmer aus der heutigen Messpraxis aufgeführt. Sie sind i. d. R. aus Kunststoff (PE) hergestellt und in Abhängigkeit zum gewünschten Auftrieb bis zu einer bestimmten Füllhöhe mit Quarzsand für das Eigengewicht gefüllt. So hat z. B. der in Abb. 3.20 rechts dargestellte 200-mm-

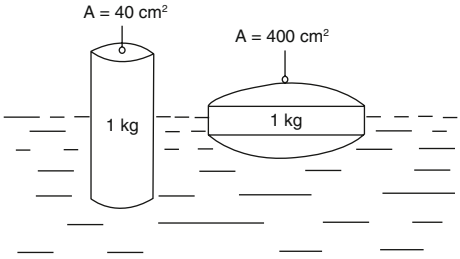


Abb. 3.19 Einfluss der Schwimmerform auf die Eintauchtiefe. (Bernard 1990)

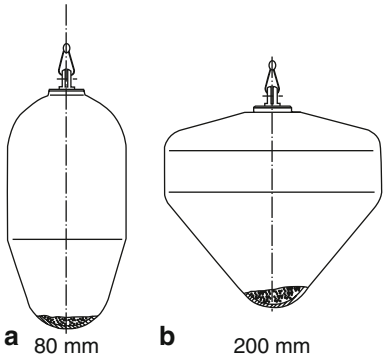


Abb. 3.20 Beispiele von Schwimmern **a** 80 mm **b** 200 mm. (Ott-Messtechnik)

Schwimmer werksseitig ein Gesamtgewicht von 2.950 g mit einem zugehörigen Auftrieb von $308 \cdot 10^{-3}$ N/mm.

- Das Gewicht des *Gegengewichts* hängt vom gewählten Schwimmer ab, i. d. R. wird ein Gegengewicht von 0,25 kg für Schwimmerdurchmesser von 80 mm und 0,60 kg für größere Schwimmer (110–300 mm) empfohlen. Wichtig ist, dass das Gegengewicht bei aufsteigendem Wasserstand und Schwimmer niemals gegen den Schwimmer stößt, sondern entweder oberhalb zum Stehen kommt oder vorbeigeführt wird.
  Andererseits darf das Gegengewicht nicht in das Wasser im Schacht eintauchen, weil ansonsten die Wasserstandsmessung durch Auftrieb beeinflusst wird. Umgekehrt muss darauf geachtet werden, dass das Gegengewicht nicht am oberen Ende gegen das Schwimmerrad stößt. Eine Lösung dieser Probleme ist i. d. R. erreicht, wenn die Oberkante des Pegelschachts bzw. die Montagehöhe des Registriergeräts in ca. 1,5 m über Geländehöhe installiert wird; dadurch wird außerdem erreicht, dass das Registriergerät in etwa in Augenhöhe zu stehen kommt und so die Wartungsarbeit erleichtert. In Sonderfällen kann das Gegengewicht auch durch einen Federmotor ersetzt werden.
- *Schwimmerseile* stehen in Nirosta (Ø 0,6 oder 1,0 mm) oder Perlschnur (Kunststoff) zur Verfügung. Bei großen Längen ist die temperaturabhängige Dehnung der Schwimmerseile in Abhängigkeit der verwendeten Materialien u. U. zu beachten. Ebenso müssen die Schwimmerräder dem Durchmesser des Schwimmerseils angepasst sein. Um ein Rutschen des Schwimmerseils bei abrupten Wasserstandsänderungen zu vermeiden, können Schwimmerlochbänder verwendet werden.
  Verschiedene Übersetzungen bzw. Aufzeichnungsmaßstäbe durch unterschiedliche Seilführungen und Schwimmerräder werden in Kap. 3.5.8 behandelt.
- Die Verbindungsrohre zu den Pegelschächten müssen in regelmäßigen Abständen gereinigt werden. Bei Pegelanlagen mit großen Vorländern und Flüssen mit Sedimenttransport empfiehlt sich die Installation einer permanenten *Spüleinrichtung*, wie sie in Abb. 3.21 als Prinzipskizze am Beispiel des Pegels Hagen-Hohenlimburg vorgestellt wird. Mit Hilfe von Schiebern und Pumpen kann so das Verbindungsrohr ohne viel Aufwand freigespült werden. Es sind mindestens zwei parallele Verbindungsrohre zu installieren. Bei kleineren Anlagen reicht i. d. R. ein Rohrreinigungsset, wie es auch in Privathaushalten im Einsatz ist.

Berechnungsbeispiel: In einem rechteckigen Kanal soll der Wasserstand mit Hilfe eines mechanischen Schwimmerpegels erfasst werden. Die zu erfassende Schwankungsbreite des Wasserstands zwischen NNW und HHW beträgt 1,9 m und die maximale Wasserstandsänderung dh/dt = 0,001 m/s. Das Verbindungsrohr hat eine Länge von L = 5 m. Das Registriergerät besitzt nach Herstellerangaben einen Reibungswiderstand von T_f = 0,015 Nm, der Schwimmerraddurchmesser beträgt d_{fw} = 0,116 m. Die maximal erlaubte Verzögerung darf Δh_1 = 0,0015 m nicht überschreiten. Berechne die erforderliche Schwimmergröße sowie den erforderlichen Durchmesser des Schwimmerschachts und des Verbindungsrohres.

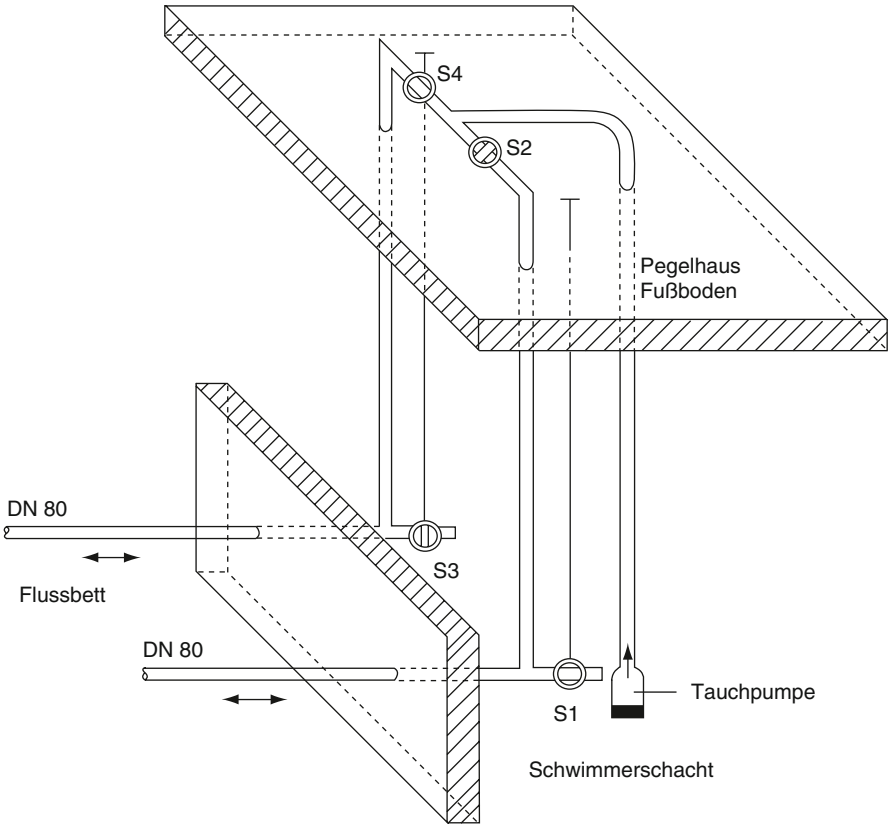


Abb. 3.21 Systemskizze einer Spüleinrichtung am Beispiel des Pegels Hagen-Hohenlimburg/Lenne. (Quelle: Ruhrverband)

1. Berechnung des Schwimmerdurchmessers:
   a) Zugkraftänderung nach Gl. (3.2):
   $\Delta F = T_f/0{,}5\ d_{fw} = 0{,}015/0{,}5 \cdot 0{,}116 = 0{,}259$ N
   b) Schwimmerdurchmesser nach Gl. (3.6):
   $D = (4 \cdot 0{,}259/1000 \cdot 9{,}81 \cdot \pi \cdot 0{,}0015)^{1/2} = 0{,}150$ m,
   d. h. der Schwimmer sollte einen Mindestdurchmesser von 150 mm haben.
2. Durchmesser des Schwimmerschachtes d_w ausgehend von einer Schachttiefe >6 m:
   $d_w = 0{,}150 + 0{,}075 + 0{,}075 = 0{,}300$ m,
   d. h. der Schwimmerschacht muss bei Einsatz eines Schwimmers mit einem Durchmesser von 150 mm einen Durchmesser von mindestens 300 mm haben; beim Einsatz von mehreren Schwimmern, z. B. aus Gründen der Redundanz, ist ausreichend Raum vorzusehen.
3. Durchmesser des Verbindungsrohrs d_p nach Gl. (3.7):
   $d_p = [(0{,}01 \cdot 5{,}0 \cdot 0{,}30^4 \cdot 0{,}001^2)/(9{,}81 \cdot 0{,}0015)]^{1/5} = 0{,}03$ m,
   d. h. das Verbindungsrohr sollte einen Durchmesser von 3 cm haben, damit die Verzögerung Δh_2 innerhalb der vorgegebenen Grenze von 0,0015 bleibt.

(Das Berechnungsbeispiel wurde vereinfacht aus Boiten (2008) entnommen).

Betrieb und Unterhalt: Schwimmersysteme sind einfach zu bedienen, müssen jedoch wie alle Messsysteme regelmäßig gewartet werden. Üblicherweise benötigen Schwimmerpegel einen Messschacht, dessen Installation und Unterhaltung kostenintensiv ist.

Eisbildung im Pegelschacht kann im Winter die Wasserstandsregistrierung beeinflussen bzw. unbrauchbar machen. Eine Beheizung des Schwimmerschachts und gute Wärmedämmung der Schachtwände und des Pegelhauses können dieses Problem lösen.

Die *Versandung* der Verbindungsrohre, insbesondere nach Hochwasserereignissen, kann durch die Spüleinrichtung (s. Abb. 3.21) beseitigt werden.

Messunsicherheit der Wasserstandsmessung mit Schwimmersystemen: Die systematische Abweichung bei Schwimmermessungen setzt sich nach Boiten (2008) zusammen aus

a) verzögerter Schwimmereinstellung,
b) Schwimmerseilbewegung und
c) Eintauchen des Gegengewichts.

a) Eine Verzögerung der Schwimmereinstellung Δh_1 resultiert im Wesentlichen daraus, dass beim Ansteigen des Wasserstands korrekte Werte angezeigt werden, wohingegen sich bei fallendem Wasserstand systemimmanent zu hohe Werte einstellen, da sich die Eintauchtiefe des Schwimmers ändert. Die Größe von Δh_1 variiert mit der Leichtgängigkeit des Registriergeräts und ist umgekehrt proportional zum Quadrat des Schwimmerdurchmessers (mehr Details s. Boiten 2008).
   Als Fehlergröße werden +2 mm für fallende Wasserstände und −2 mm bei ansteigendem Wasserstand angegeben.
b) Die Abweichung durch die Schwimmerseilbewegung bei Wasserstandsänderungen entsteht dadurch, dass der Schwimmer in Abhängigkeit des Schwimmerdurchmessers und des Schwimmerseilgewichts mehr oder weniger tief eintaucht.
   Die Größenordnung dieses Fehleranteils wird mit 2 mm angegeben.
c) Beim Eintauchen des Gegengewichts in das Wasser des Schwimmerschachts wird sein Gewicht durch Auftrieb reduziert, wodurch der Schwimmer weniger tief eintaucht.

Die Unsicherheitsquellen a) und b) können durch die Wahl größerer Schwimmerdurchmesser reduziert werden; Teil c) dadurch, dass der Schwimmerschacht genügend hoch ausgelegt wird oder dass das Gegengewicht in einem separaten Rohr geführt wird.

Die zufällige Abweichung setzt sich i. W. aus Fehlern des Wartungspersonals zusammen, wie z. B. falsches Aufsetzen des Schreibstifts in der Zeit, Vergessen des Aufziehens des Uhrwerks oder Nichtaufsetzen des Schreibstifts.

Die Gesamtunsicherheit aller Methoden der Wasserstandsmessung wird in Kap. 3.5.9 vergleichend dargestellt.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass Schwimmerpegel ein altbewährtes und ausgereiftes Messverfahren zur kontinuierlichen Wasserstandserfassung sind und dass die Geräte sich durch einfache und robuste Konstruktion auszeichnen. Wartung und Reparatur sind i. Allg. nicht aufwändig, Stromversorgung ist grundsätzlich nicht erforderlich. Nachteilig sind hohe Installationskosten, da der Bau eines Pegelschachts i. d. R. kostspielig ist.

Unter der Voraussetzung, dass alle im vorstehenden Kapitel aufgeführten Kriterien beim Bau und Betrieb umgesetzt werden, handelt es sich um ein Verfahren, das durch leichte Bedienung, einfache Mechanik und hohe Genauigkeit auch von vielen neuen Messtechniken, die im Folgenden vorgestellt werden, im gewässerkundlichen Messwesen bisher nicht verdrängt werden kann (Wyder 1998).

3.5.3 Einperl- oder Druckluftpegel

Messprinzip: Bei den beiden in der Hydrometrie seit Anfang der 1970er Jahre eingesetzten Druckmessverfahren (Einperlpegel und Drucksonden) wird grundsätzlich das Gewicht der Wassersäule über der Gewässersohle als Maß für den Wasserstand gemessen. Beide Verfahren nutzen die Proportionalität zwischen Druck P und Flüssigkeitshöhe h:

$$P = \rho \cdot g \cdot h \tag{3.8}$$

mit

P = hydrostatischer Druck [mbar, hPa]
ρ = Dichte des Wassers [kg/m³]
g = Erdbeschleunigung [m/s²]
h = Wasserstand [m].

Danach ist bei bekannter Dichte und konstanter Erdbeschleunigung der gemessene Druck P gleich dem gesuchten Wasserstand h. Die Dichte ρ des Wassers wird durch die Wassertemperatur und den Schwebstoffgehalt beeinflusst.

Beim Druckluft- oder Einperlpegel zu dem auch die Pneumatikpegel gehören, wird dabei im Gegensatz zum Drucksondenpegel (s. Kap. 3.5.4), der hydrostatische Druck nicht direkt, sondern mittelbar mit Hilfe einer Luftleitung zu einem Druckaufnehmer übertragen. Die zu Beginn der Entwicklung von Einperlpegeln als Druckmessgeräte eingesetzten Quecksilbermanometer sind heute wegen der von Quecksilber ausgehenden Gesundheitsgefährdung kaum noch im Einsatz! Stattdessen werden Servor-Balkenwaagensysteme (s. Abb. 3.23) unter der Bezeichnung „Pneumatikpegel“ bevorzugt verwendet. Prinzipiell sind auch Druckmessdosen oder Druckwandler als Druckmessgeräte einsetzbar.

Abbildung 3.22 verdeutlicht den Aufbau eines solchen Pegels. Über einen in das Gewässer verlegten (dünnen) Schlauch wird Gas (Luft, Stickstoff) an der Gewässersohle zur Ausperlung gebracht. Der zur Perlung aufzubringende Druck wird als

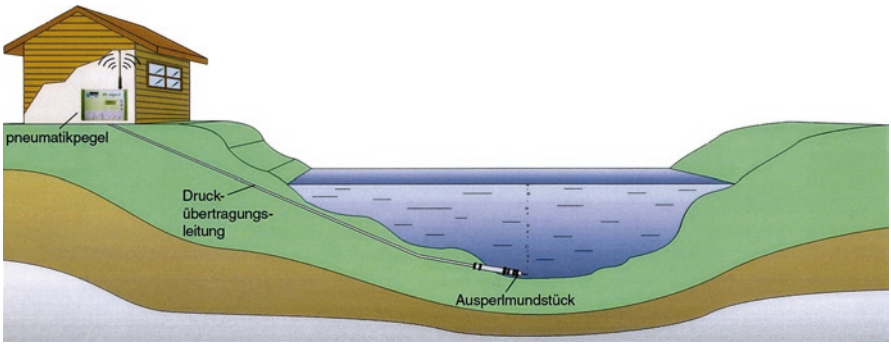


Abb. 3.22 Prinzipieller Aufbau eines Pneumatikpegels. (Nach Seba Hydrometrie, Pneumatikpegel)

Maß für den hydrostatischen Druck mit Hilfe eines Druckmessumformers ermittelt.

Hauptcharakteristik des pneumatischen Pegels ist demnach, dass das Messgerät nicht direkt von der zu messenden Flüssigkeit beaufschlagt wird, sondern dass zwischen der Messstelle, d. h. der Ausperlöffnung, und dem Messgerät eine Luftsäule geschaltet wird. Der Messdruck wird danach durch Luft übertragen. Mit Hilfe einer Druckflasche wird Stickstoff oder mit Hilfe eines Kompressors Luft so stark in eine Messleitung gedrückt, dass das Wasser aus der Messleitung verdrängt wird und das Gas in Form von Blasen frei ausperlen kann. Die Messleitung wird so in das Gewässer verlegt, dass die Austrittöffnung am tiefsten Punkt des Gewässerquerschnitts möglichst unterhalb NNW liegt (s. Prinzipsskizze in Abb. 3.22).

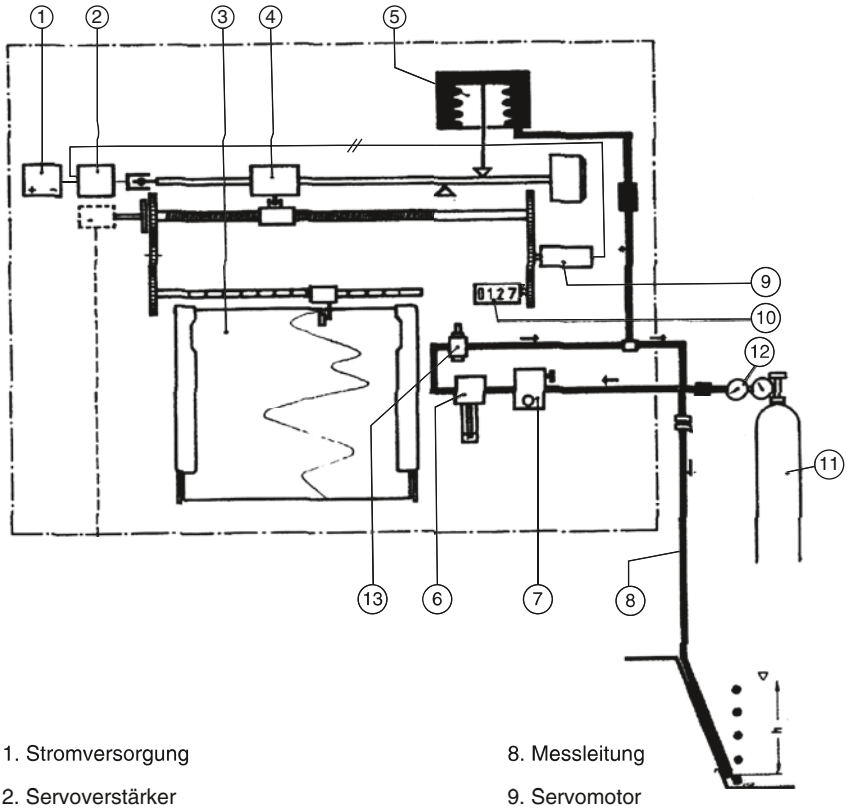
Nach Gl. (3.3) entspricht der sich in der Messleitung einstellende Druck exakt dem hydrostatischen Druck der Flüssigkeitssäule über der Austrittsöffnung. Abbildung 3.22 zeigt den Aufbau eines Pneumatikpegels.

3.5.3.1 Pneumatikpegel mit kontinuierlicher Einperlung

Anhand von Abb. 3.23 soll die Funktionsweise eines Pneumatikpegels erläutert werden:

Zur technischen Ausstattung gehören ein Druckminderer (17) und Regler sowie eine Mengendosierung (11), über die die austretende Gas- oder Luftmenge (10) bzw. die Geschwindigkeit des Ausperlvorgangs so gesteuert werden kann, dass einerseits ständig ein gleichmäßiges Ausperlen gewährleistet ist, aber andererseits der eingestellte Luftstrom so gering ist, dass keine Druckverfälschung durch zu große Strömung entsteht.

Der sich je nach Wasserstand einstellende Wirkdruck wird mit Hilfe einer Membrandruckwaage (5) gemessen. Wasserstandsschwankungen erzeugen Druckschwankungen; der dadurch entstehende Wirkdruck wird geräteintern durch einen



1. Stromversorgung
2. Servoverstärker
3. Bandschreiberoder Trommelschreiber
4. Laufgewicht
5. Membranbelag
6. Blasenschauglas
7. Mengendosierung
8. Messleitung
9. Servomotor
10. Kontrollzähler
11. Stickstoffflasche
12. Druckminderer
13. Sicherheitsventil

Abb. 3.23 Funktionsschema eines Pneumatikpegels. (Ott-Messtechnik)

Gegendruck kompensiert. Dies geschieht über einen Waagebalken, der mittels eines Servomotors (14) und eines davon bewegten Laufgewichts (4) automatisch austariert wird, wobei die Stellung des Tariergewichts auf ein Registriergerät (9) übertragen wird (Registriereinrichtungen s. Kap. 3.5.8). Abbildung 3.24 zeigt die Gesamtansicht eines klassischen Druckluftpegels am Beispiel der Messstelle Husten im Biggeeinzugsgebiet.

Für die *Ausperlung* am unteren Ende der Messleitung stehen verschiedene mehr oder weniger hydraulisch günstig geformte Mundstücke, Mündungsrohre bzw. Aus-

Abb. 3.24 Druckluftpegel im Einsatz am Pegel Husten/Bigge-Einzugsgebiet

perltöpfe (synonyme Begriffe) zur Verfügung, die zum einen zur eindeutigen Fixierung der Messleitung im tiefsten Punkt des Messquerschnitts und zum anderen zur definierten Ausperlung gleich großer Luftblasen dienen. Abbildung 3.25 zeigt als Beispiel einen walfischrückenartig geformten Ausperltopf, der über ein Kugelgelenk leicht installiert und ausgerichtet werden kann. Dieser Ausperltopf ist analog zum Prandtl-Staurohr (Kap. 4.5.9) aufgebaut; ein Luftpolster von 50 cm³ im Inneren verhindert, das Verschmutzung eindringen kann und erzeugt eine leichte Dämpfung. Die strömungsgünstige Form soll die Einperlung geschwindigkeitsunabhängig machen. Damit kein Strömungsimpuls die Druckmessung beeinflusst, wird der Einperltopf strömungsabgewandt (0–30°) eingebaut. Solche Ausperleinrichtungen kommen auch bei hochpräzisen Druckdifferenzmessungen im Rahmen von ΔW-Anlagen (Kap. 5.7) zum Einsatz.

Abb. 3.25 Ausperltopf für Druckluftpegel. (Ott-Messtechnik, Typ EPS 50)

Die *Messleitung* besteht aus Polyethylen, hat i. d. R. einen Innendurchmesser von 2 bis 4 mm und sollte nicht länger als 100 m sein, da die Übertragungsgeschwindigkeit von Messwertänderungen u. a. von dem unter Messdruck stehenden Luftvolumen und damit der Länge der Zuleitung abhängt. Bei höher eingestelltem Spüldruck kann die Übertragungsleitung bis zu 300 m lang sein. Dies hat den Vorteil, dass das Pegelhaus nicht unmittelbar neben dem Messprofil positioniert sein muss und dass beim Zusammenfluss mehrerer Flüsse oder beim Einmünden eines Nebengewässers ein Pegelhaus die Messsysteme mehrerer Pegel aufnehmen kann. Bei großen Entfernungen und damit langen Messleitungen muss jedoch bei der Verlegung der Leitungen auf stetiges Gefälle vom Messgerät zur Ausperlöffnung geachtet und müssen „Leitungssäcke" vermieden werden, damit keine Kondenswassereinschlüsse in der Leitung auftreten. Es ist auf jeden Fall empfehlenswert, Lufttrockner (z. B. Orangegel) am Kompressor vor Einleiten der Luft in die Messleitung zu installieren. Beim Einsatz von Stickstoffdruckflaschen ist dies nicht erforderlich, da diese „reine" trockene Luft liefern.

Der *Messbereich* der Einperltechnik erstreckt sich auf bis zu 30 m. Wegen dieses weit gespannten Messbereichs wird das Einperlverfahren häufig zur Stauhöhenmessung von Talsperren und Seen eingesetzt.

Die *Stromversorgung* kann über einen 12 V-Akku oder 220 V-Netzanschluss erfolgen, dadurch ist autarker Einsatz möglich. Es stehen analoge und digitale Ausgänge zur Datenregistrierung, -speicherung und -fernübertragung zur Verfügung.

Die erreichbare *Messgenauigkeit* von Einperlsystemen ist nach Rittmeyer (1996) abhängig von

- dem Druckabfall in der Übertragungsleitung,
- dem Luftblasenaustritt,
- Änderungen des atmosphärischen Drucks,
- Temperaturänderungen der übertragenden Luftsäule und von
- der Übertragungsgeschwindigkeit bei Messwertänderungen.

Der Druckabfall in der Übertragungsleitung kann durch Installation einer Doppelleitung, d. h. einer getrennten Mess- und Einspeiseleitung, reduziert bzw. eliminiert werden.

Der Luftblasenaustritt an der Ausperlöffnung ist maßgebend für die erzielbare Genauigkeit und hängt von dem eingestellten Spüldruck ab. Die Graphik in Abb. 3.26 ist hilfreich bei der Festlegung des minimalen Spüldrucks, mit dem die Messleitung zu Reinigungs- und Wartungszwecken periodisch gereinigt wird.

Die richtige Dosierung der Luftmenge hängt von der Geschwindigkeit der Wasserstandsänderung und der Leitungslänge ab (s. Abb. 3.27).

Durch periodischen atmosphärischen Druckausgleich ist das Verfahren unabhängig von Luftdruckschwankungen und driftfrei.

Die *Messunsicherheit* dieses indirekten Messverfahrens hängt von der Güte der beiden Systemkomponenten „Druckregler" und „Druckmesser" ab; sie kann ±1 mm erreichen; die Feldmessgenauigkeit über den gesamten Messbereich wird mit <1 cm angegeben.

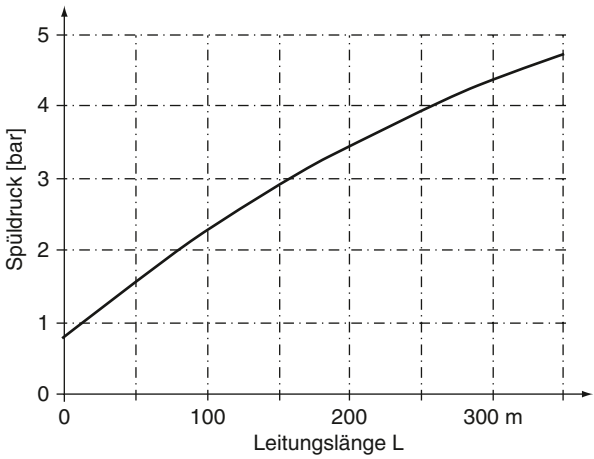


Abb. 3.26 Bestimmung des minimalen Spüldrucks. (Rittmeyer 1996)

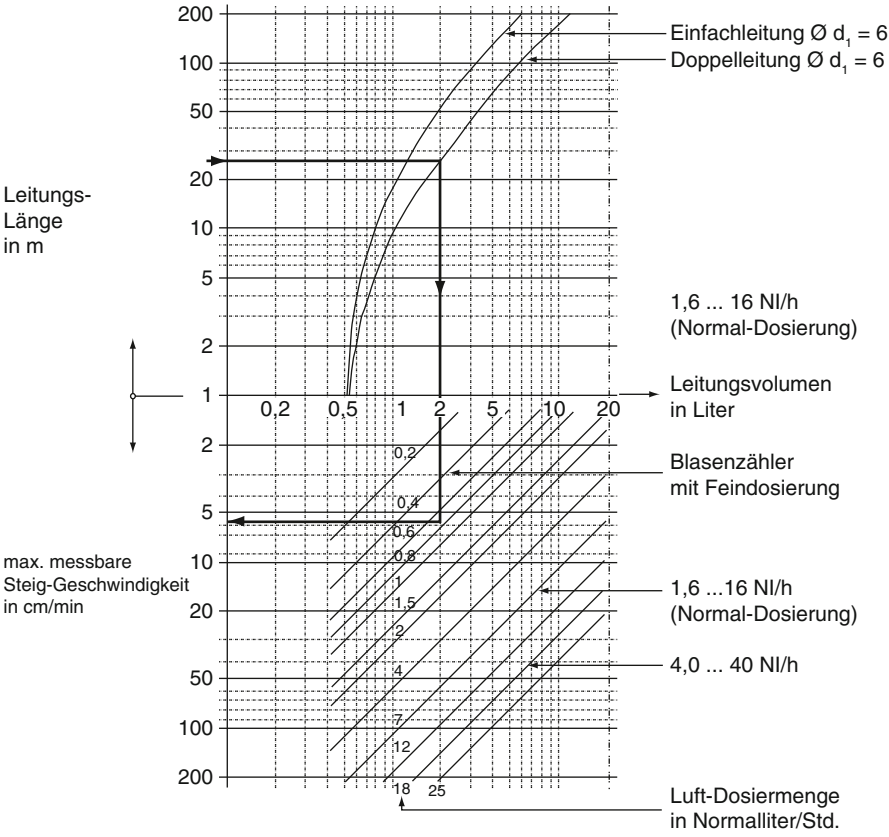


Abb. 3.27 Diagramm zur Bestimmung der maximalen Steiggeschwindigkeit des Wasserstands in Abhängigkeit von Leitungslänge und Luft-Dosiermenge. (Rittmeyer 1996)

Messgeräte mit konstanter Einperlung, wie sie seit Jahren von Ott, Seba, Rittmeyer u. a. angeboten werden, haben heute einen hohen Standard erreicht und haben sich in der Praxis vielfältig bewährt.

3.5.3.2 Einperlpegel mit diskontinuierlicher Einperlung (Kompakteinperlpegel)

Da sich Druckluftpegel als einfach und fast universal einsetzbar in der Vergangenheit bewährt haben, erfuhr das Messverfahren in den letzten Jahren eine stetige technische Weiterentwicklung hin zu sog. *Kompaktgeräten*. Diese verbinden die oben erläuterten messtechnischen Vorzüge des Einperlverfahrens (Driftfreiheit, Langzeitstabilität, großer Messbereich) mit einfacherer Handhabung durch Integration aller notwendigen Systembestandteile in einem Gerät. So wird der Einperldruck z. B. mittels einer einfachen integrierten Kolbenpumpe zu einstellbaren Messintervallen erzeugt. Dazwischen ist das Gerät in Ruhestellung. Solche intelligenten Steuerungen erhöhen die Standzeit der Pumpaggregate und reduzieren den Stromverbrauch des Gerätes erheblich. Des Weiteren wird sowohl der Leitungsdruck als auch der atmosphärische Luftdruck über Druckmesszellen analog den Drucksonden in Kap. 3.5.3 messtechnisch erfasst und durch Differenzbildung beider Signale die Drift automatisch durchgeführt. All diese Weiterentwicklungen bewirkten eine deutliche Vereinfachung bei Installation und Wartung sowie eine erhebliche Kostenreduzierung. So sind die Kompaktgeräte (z. B. SEBA PS-Light II oder OTT CBS, QUANTUM Q-log mini) ein positives Beispiel für die zeitgemäße Weiterentwicklung eines bewährten „klassischen“ Verfahrens zur Wasserstandsmessung. Abbildung 3.28 zeigt beispielhaft einen solchen Kompaktdruckluftpegel. In der Praxis werden diese häufig als Redundanzgerät in vorhandene Messsysteme integriert.

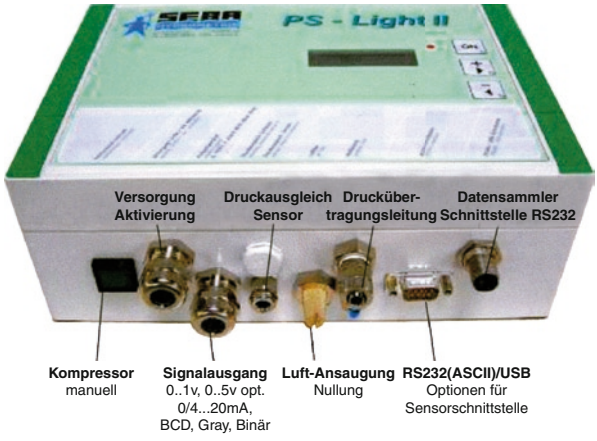


Abb. 3.28 Kompakteinperlpegel (Seba Hydrometrie System Seba PS-Light II)

Die Aussagen über Messprinzip, Messbereich und erreichbare Genauigkeit beim klassischen Pneumatikpegel sind für Kompaktdruckluftpegel unverändert gültig.

Vor- und Nachteile des Einperlverfahrens im Allgemeinen:

- Die Installationskosten sind gegenüber einem Schwimmerpegel mit Pegelschacht erheblich geringer; ebenso die Unterhaltungskosten, da die Reinigung, z. B. von Verbindungsrohren, entfällt.
  Der Kostenvorteil wird noch bedeutender bei Messstellen mit langen, flach geneigten Böschungen und großen Vorländern.
- Die eigentlichen Messgeräte kommen nicht mit dem Messmedium in Kontakt und sind so im praktischen Betrieb geschützt. Dadurch sind auch zuverlässige Messungen in stark feststoffführenden Gewässern möglich. Nur die Messleitung ist dem Wasser direkt ausgesetzt und muss daher besonders geschützt und gewartet werden. Außerdem sind Druckluftpegel weniger frostanfällig als Schwimmerschachtpegel (Dyck et al. 1995).
- Die Zuverlässigkeit der heutigen Messgeräte wird als gut bezeichnet (Wyder 1998), jedoch unter der Voraussetzung, dass das Mess- und Wartungspersonal gut geschult ist. Gegenüber der Wartung eines Schwimmerpegels ist eine höhere Qualifikation erforderlich.
- Die Unsicherheit der Wasserstandserfassung nach dem Einperlverfahren wird im Wesentlichen durch Undichtigkeiten der Druckmessleitunen, Kondenswassereinschlüsse in den Messleitungen oder durch zu hohe Luftströmung beeinflusst. Werden diese Unsicherheitsquellen durch entsprechende Fachkenntnis klein gehalten oder ausgeschaltet, kann die Genauigkeit mit <1 cm über den gesamten Messbereich (Boiten 2008) und damit in der gleichen Größenordnung wie für herkömmliche Schwimmersysteme angegeben werden.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass es sich beim Einperlverfahren um ein bewährtes traditionelles Verfahren handelt, das weiterentwickelt mit intelligenter Technik preiswert und mit guter Genauigkeit den Wasserstand zu erfassen vermag, das zudem gut geeignet für den Einsatz digitaler Datenspeicherung und -fernübertragung ist. Hinzu kommt, dass diese Messtechnik in ihrer kompakten Ausformung in der industriellen Füllstandsmesstechnik in großen Stückzahlen, z. B. für Zisternen zur Regenwasserbewirtschaftung, zum Einsatz kommt.

3.5.4 Drucksondenpegel

Messprinzip: Ebenso wie die Einperl- oder Druckluftpegel (Kap. 3.5.3) gehört die Wasserstandsmessung mit Hilfe von Drucksonden zu den hydrostatischen Messverfahren. Der Druck als Maß für die Flüssigkeitshöhe h (vgl. Gl. (3.8)) wird hier jedoch in einem geschlossenen System mit Hilfe von Druckmessumformern, sog.

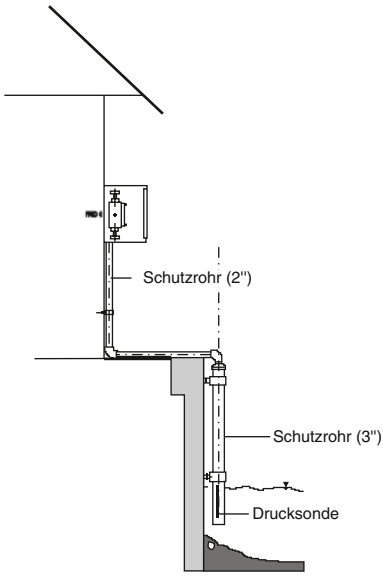


Abb. 3.29 Schema der Wasserstandserfassung mit einer Drucksonde

Drucksonden, erfasst, die, wie in Abb. 3.29 schematisch dargestellt, im Gewässer installiert werden und den Flüssigkeitsdruck in ein elektrisches Signal umwandeln; man spricht daher nach DIN EN ISO 4573 (2009) auch von „elektrischen Druckwandlern".

Drucksonden können selbstverständlich auch in Pegelschächte eingebaut werden. Dies geschieht häufig, wenn aus Redundanzgründen ein zweites, physikalisch unterschiedliches Messverfahren eingesetzt wird (zu Redundanz s. Kap. 8.6).

Für die Messung des Wasserstands in Gewässern werden i. d. R. Druckaufnehmer mit frontbündiger Membran als Messfühler verwendet, deren Verformung nach verschiedenen physikalischen Prinzipien (kapazitiv, induktiv, Dehnungsmessstreifen (DMS), piezoresistiv) in eine elektrische Größe abgebildet wird. Die Membranen sind danach die elastischen Glieder der Druckmessgeräte, sie wandeln die mechanische Messgröße in einen Weg oder eine Kraft und diese in ein elektrisches Messsignal um (Bonfig 1990). Die Wandstärken der Messfühler sind gering, i. d. R. unter 1 mm, damit die Elemente sich ohne Verzögerung an Druckänderungen anpassen können. Da Druckmessfühler dadurch sehr empfindlich gegen mechanische Beanspruchung sind, werden die Drucksonden heute meist in das Messgerät, die Drucksonde, baulich integriert. Der Sondenkörper enthält dabei neben der eigentlichen Messzelle die Elektronik, mit der alle Einflussgrößen kompensiert werden. Abbildung 3.30 zeigt den prinzipiellen Aufbau einer Drucksonde.

Abb. 3.30 Kapazitiv-keramische Drucksonde. (Ott-Messtechnik, Typ PLS)

Drucksensoren: In der gewässerkundlichen Messpraxis sind heute im wesentlichen zwei *Sensortypen*, piezoresistiv und kapazitiv-keramisch, im Einsatz. (Für Details der unterschiedlichen Sensoren wird auf Bonfig (1991) verwiesen).

1. *Kapazitiv-keramische Sensoren*, bei denen über eine Membrane die durch Druck- bzw. Wasserstandsänderung verursachte Veränderung der Kapazität eines Plattenkondensators gemessen wird (= kapazitiv) und der Drucksensor monolithisch aus Keramik (= keramisch) besteht, zeichnen sich aus durch

   a) hohe Robustheit gegen mechanische Beanspruchung und Überlast,
   b) einfache Wartung, da die Sensoren im Sondenkörper dauerhaft hermetisch versiegelt sind,
   c) hohe Überlastfestigkeit, d. h. nach Wegnahme der Überlast kehrt der Sensor ohne Schaden und ohne Hysterese in die Ausgangslage zurück,
   d) hohe Genauigkeit (±0,1 % vom Bereichsendwert) und Langzeitstabilität (±0,1 % pro Jahr vom Messbereichsendwert),
   e) Unempfindlichkeit gegenüber Austrocknung und Vereisung im eigentlichen Sensor,
   f) eine trockene Messzelle. Dadurch entfällt der mögliche physikalische Einfluss durch die Transmitterflüssigkeit (vgl. Kirberich 1991).

Diese positive Bilanz wurde entwicklungstechnisch erst möglich durch die Einführung von Keramik (99,9 % Al_2O_3) als Basiswerkstoff für den Sensor. Keramik gilt als extrem überlastbar, absolut verschleißfrei, langzeitstabil, hysteresefrei, korrosions- und temperaturbeständig (vgl. Druckaufnehmer Ceracore UCS2 von Endress + Hauser, Drucksonde PLS von Ott).

Diese positiven Eigenschaften lassen keramisch-kapazitive Drucksensoren als besonders geeignet für den Einsatz unter den rauen Umweltbedingungen von offenen Gerinnen erscheinen. Diese Vorteile bedingen jedoch einen deutlich höheren Preis gegenüber Sonden mit piezoresistiven Sensoren.

Piezoresistive Sensoren wandeln die mechanische Größe Druck in ein elektrisches Signal um. Diese Umwandlung erfolgt über die elastische Durchbiegung einer Membrane aus einkristallinem Silizium. Eine in die Membrane eindiffundierte Wheatstonesche Messbrücke (Dehnungsmessstreifen DMS) erfährt durch Druckeinwirkung eine Widerstandsänderung. Diese wird unter Berücksichtigung der sensorspezifischen Daten sowie der Kompensation des Temperatureinflusses mittels eines Mikrocontrollers ausgewertet. Das druckproportionale Signal wird in der Messumformerelektronik weiter verarbeitet und linearisiert als digitales, störsicheres Signal zur Verfügung gestellt. Die piezoresistiven Sensoren zeichnen sich aus durch

a) kostengünstige Herstellung und
b) hohe Empfindlichkeit im Hinblick auf Druckänderungen, aber auch
c) sehr starke Temperaturabhängigkeit.

Die piezoresistiven Sensoren werden meist auf Siliziumbasis hergestellt und sind mit Öl, das als Transmitter wirkt, gefüllt.

(Bei der Drucksonde PD-2 von der Fa. Sommer, die insbesondere in abgelegenen Hochgebirgsregionen mit hohem Verlustrisiko eingesetzt wird, werden aus Kostengründen piezoresistive Sensoren verwendet, ebenso bei dem Druck- und Füllstandsmesssystem MPI der Fa. Rittmeyer).

Messverfahren: Unabhängig davon, ob piezoresistive oder kapazitiv-keramische Sensoren verwendet werden, ist zu beachten, dass der gemessene Druckwert sich aus dem hydrostatischen Druck der über dem Sensor liegenden Wassersäule P_{Wasser} und dem atmosphärischen Druck P_{Luft} zusammensetzt. Um den Einfluss des atmosphärischen Drucks zu eliminieren, gibt es zwei Prinzipien:

a) Absolutdruck- oder
b) Differenzdruckmessung.

Wie Abb. 3.31 zu entnehmen ist, muss bei der Absolutdruckmethode (a), im englisch-sprachigen Raum mit „a" = absolute bezeichnet, der Luftdruck P_{Luft} getrennt mit einer Druckzelle gemessen und anschließend bei der Berechnung des Wasserstands als zusätzlicher Messwert berücksichtigt werden.

Bei der *Differenzdruckmethode* (Abb. 3.31 Fall b), im englisch-sprachigen Raum mit „g" = gauge gekennzeichnet, wird durch eine mit der Atmosphäre korrespondierenden Ausgleichskapillare eine ständige Luftdruckkompensation erreicht. Diese in das Sondenkabel integrierte dünne Ausgleichskapillare leitet die umgebende Luft in das Innere der Druckmesszelle (s. Abb. 3.31 Fall b); d. h. der Sensor misst den Überdruck relativ zum Atmosphärendruck. Auf diese Weise wird erreicht, dass sich

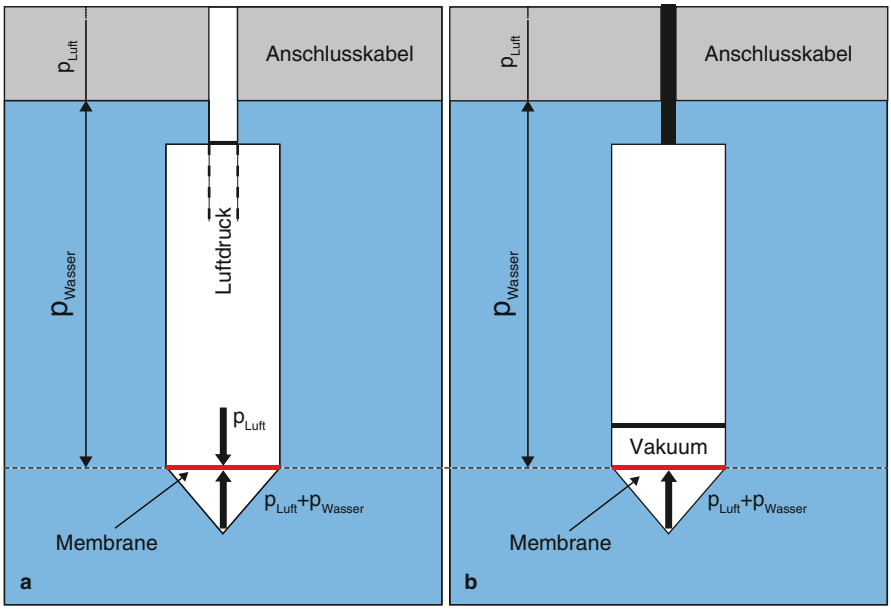


Abb. 3.31 Prinzip der Absolutdruck- (**a**) und Differenzdruckmessung (**b**). (Nach Ott 2007)

auf beiden Seiten der Messmembran der gleiche atmosphärische Druck einstellt und so seine Wirkung aufgehoben wird und die Auslenkung der Membrane nur durch den hydrostatischen Druck verursacht wird. Die durch den Wirkdruck auf die Membrane erzeugte kapazitive Änderung wird an die in der Drucksonde vorhandene Elektronik und den zugehörigen Controller weitergegeben. Dieser leitet daraus den hydrostatischen Druck ab und errechnet daraus unter Berücksichtigung der aktuellen Temperatur, die mit einem Temperatursensor in der Drucksonde parallel erfasst wird, der Dichte und der Erdbeschleunigung (s. Gl. (3.8)) den zugehörigen Wasserstand als gesuchte Messgröße.

Obwohl die Absolutdruckmessmethode einige Vorteile hat – insbesondere ist sie technisch einfacher (keine Kapillare im Anschlusskabel, keine feste Kabellänge) und billiger in der Herstellung – wird heute im gewässerkundlichen Messdienst fast ausschließlich das relative Verfahren der Differenzdruckmessung eingesetzt. So gehören die als Beispiele angeführten Geräte alle zu dieser Kategorie, da die Handhabung für den Benutzer mehrere Vorteile hat, insbesondere ist kein Postprocessing der Messdaten notwendig und die aktuellen Messdaten können direkt vor Ort abgelesen werden. Außerdem ist das Absolutdruckverfahren weniger genau, da zwei Sensoren verwendet werden, die zwangsläufig beide individuelle Fehlerquellen aufweisen.

Technische Daten: Bei allen Sondentypen und Geräteherstellern stehen verschiedene *Standardschnittstellen* (4–20 mA, SDI-12, RS-485) als Ausgang zur Verfügung, um die Daten auf handelsübliche Datalogger vor Ort zu speichern und/oder per Fernübertragung zu einem Kontrollzentrum zu transferieren.

(Details hierzu können den Firmenunterlagen entnommen werden).

Die Betriebstemperatur kann zwischen −25 und +70 °C schwanken, d. h. die Geräte sind in gemäßigtem Klimabereich uneingeschränkt einsatzfähig.

Drucksonden sind von der Bauart her meist relativ dünne zylindrische Rohre; die *Außenmaße* erstrecken sich von 22 bis 45 mm; sie brauchen jedoch eine größere Länge (180–300 mm), da die gesamte Elektronik in der Sonde enthalten ist. Die Sondenkörper sind aus Edelstahl oder Aluminium hergestellt, so dass Drucksonden auch in aggressiven Wässern (z. B. bei Kläranlagen) eingesetzt werden können.

Für die Stromversorgung reichen 3,6 V- bzw. 12 V-Batterien.

Der *Messbereich* erstreckt sich von 0–40 m Wassersäule; um die bestmögliche Messgenauigkeit zu erreichen, sind Messbereiche (0–4, 0–10, 0–20, 0–40 m WS) festgelegt. Als Faustregel gilt, je enger der Messbereich, desto besser ist die Genauigkeit des Gerätes bezüglich Auflösung, Linearität und Hysterese, Langzeitstabilität und Nullpunktdrift, da diese immer relativ zum Messbereichsendwert angegeben werden.

Bei der *Kalibrierung* von Drucksonden ist besonders hervorzuheben, dass hier herstellerseits die Entwicklung sehr weit fortgeschritten ist. So werden heute zur Qualitätskontrolle und zum individuellen „Eichen“ der einzelnen Messgeräte sog. „Drucknormale“ verwendet. Dies sind je nach Genauigkeitsklasse bevorzugt Kolbenmanometer oder Referenzdruckaufnehmer mit hochpräzisen Dehnungsmess-

streifen (DMS), die von der Physikalisch-Technischen Bundesanstalt (PTB) geprüft und zertifiziert werden (mehr Details s. Paul u. Wägner 1991). Diese positive Entwicklung hängt m. E. damit zusammen, dass Druckaufnehmer in der industriellen Anwendung eine große Bedeutung haben und es daher auf diesem Sektor eine große Anzahl von Herstellerfirmen gibt.

Messunsicherheit: Was die Unsicherheit der Wasserstandsmessung mit Drucksonden anbetrifft, ist festzuhalten, dass qualitativ hochwertige Drucksonden heute eine Genauigkeit erreichen, die auch im rauen Feldeinsatz als mehr als ausreichend zu bezeichnen ist. So liegt nach Herstellerangaben (z. B Ceracon UCS2 von Endress + Hauser) die Auflösung bei 1 mm oder 0,1 mbar, die Langzeitstabilität bei 0,1 % pro Jahr und Messbereichsendwert, d. h. bei einem Messbereich von 0–4 m sind dies 4 mm/a; für die Genauigkeit bzgl. Linearität und Hysterese liegt dieser Wert bei ±2 mm. Nimmt man praxisbezogen noch eine gewisse standortspezifische Ungenauigkeit durch die jeweiligen Umweltbedingungen der Messstelle hinzu, so stehen Drucksonden beim heutigen Stand der Messtechnik den anderen Messverfahren der Kap. 3.5.2 und 3.5.4 nicht nach. Diese Aussage hat jedoch nur Gültigkeit bei Drucksonden neuerer Bauart, die nach dem Differenzdruckverfahren arbeiten und die neueste Entwicklung im Drucksensor- und Auswerteelektronikbereich nutzen. Dies war u. a. auch Ergebnis eines Kurzzeittests von verschiedenen handelsüblichen Drucksonden nationaler und internationaler Hersteller, der für die Wasser- und Schifffahrtsdirektionen des Bundes seinerzeit von der Bundesanstalt für Gewässerkunde durchgeführt wurde (Zenz 1992).

Zusammenfassend kann festgehalten werden:

- *Vorteilhaft* ist, dass Drucksonden heute einen Standard in der industriellen Messtechnik darstellen und in großen Stückzahlen hergestellt werden. Daraus resultiert ein hoher technischer Entwicklungsstand bei gleichzeitig relativ günstigen Stückpreisen.
- Drucksonden sind sehr einfach zu installieren. Sie können in beliebiger Lage eingesetzt werden. Die Leitungsführung ist weniger restriktiv und einfacher als bei pneumatischen Messleitungen.
- Drucksonden können einen großen Wasserstandsschwankungsbereich abdecken.
- *Nachteilig* ist, dass Drucksonden im Dauereinsatz anfällig gegenüber Verschmutzung sind, da Messtechnik und zugehörige Elektronik permanent dem Wasser und seinen Inhaltsstoffen ausgesetzt sind. Daher ist eine ständige Kontrolle und Wartung, vergleichbar mit Schwimmersystemen, notwendig. Außerdem nimmt die Messunsicherheit mit abnehmendem Wasserstand zu (DIN EN ISO 4373 2009).

Nur hochqualitative (und damit relativ teure) Drucksonden erfüllen die Anforderungen des gewässerkundlichen Messwesens. Die meisten namhaften Hersteller hydrometrischer Messsysteme (wie z. B. Endress + Hauser, Ott, Rittmeyer, Seba oder Sommer) bieten heute Drucksonden für den Einsatz in offenen Gerinnen an (s. Firmeninformationen und -produkte am Ende von Kap. 4).

Hinweis: Da Drucksonden mit kapazitiv-keramischen Sensoren unempfindlich gegen Trockenfallen sind, bieten sie sich für die Wasserstandsmessung in nicht perennierenden Flüssen, z. B. Wadis, an. Im Kap. 3.5.1 wurde darauf bei der Behandlung von Grenzwertregistrierpegeln eingegangen.

3.5.5 Ultraschall-Echolotpegel

Einführung: Ultraschall-Echolote gehören zur Kategorie der *berührungslosen* Pegelmesssysteme ebenso wie die Nutzung von Radar (Kap. 3.5.6) und Laser (Kap. 3.5.7). Hierbei werden die Messgeräte in der Luft oberhalb des zu messenden Wasserstands montiert und alle drei Verfahren nutzen als Grundprinzip die Laufzeitmessung eines reflektierten Signals (s. Abb. 3.32). Die berührungslosen Verfahren haben dadurch den Vorteil, dass keine Messgeräte oder Messleitungen ins Gewässer eingebaut werden müssen. Sie können daher nicht vom Messmedium und seinen Inhaltsstoffen (Geschiebe, Bäume, Kalk etc.) beeinträchtigt oder beschädigt werden.

Echolot-Prinzip: Ultraschall-Echolote gehören zu den Verfahren der *akustischen* Wasserstandsmessung, die die physikalischen Effekte der Laufzeit oder der Absorption eines Schallimpulses nutzen. Im gewässerkundlichen Messwesen kommt ausschließlich das Laufzeitverfahren zum Einsatz, das nach dem Prinzip des Echolots arbeitet (s. Abb. 3.32).

Hierbei sendet ein oberhalb eines Gewässers (z. B. mittels eines Auslegers (s. Abb. 3.34, 3.35, 3.36, 3.37) oder an einer Brücke) angeordneter Schallgeber (Sensor) einen Schallimpuls durch die Luft in Richtung Wasseroberfläche. Dieser Im-

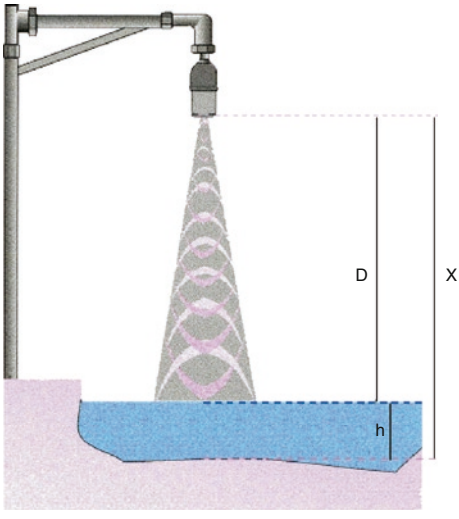


Abb. 3.32 Prinzip des Echolots

puls wird an der Wasseroberfläche reflektiert und vom gleichen Sensor, der jetzt als Empfänger dient, empfangen und in ein elektrisches Signal gewandelt. Die Zeit zwischen Senden und Empfangen des Impulses, d. h. die Laufzeit, ist direkt proportional zum Abstand Sensor-Wasseroberfläche.

Da die Schallgeschwindigkeit c von Luft bekannt ist (c = 340 m/s) lässt sich der Abstand D aus der Laufzeit t und der Schallgeschwindigkeit c nach

$$D = c \cdot t/2 \text{ [m]} \tag{3.9}$$

mit

D = Abstand zwischen Sensor und Wasseroberfläche [m]
c = Schallgeschwindigkeit [m/s]
t = Laufzeit [s]

bestimmen.

So entspricht z. B. eine Laufzeit von 0,02 s oder 20 ms bei einer Schallgeschwindigkeit von 340 m/s einer Distanz von 3,4 m. Wenn die Gesamttiefe zwischen Sensor und der Gewässersohle bzw. dem Pegelnullpunkt bekannt ist, kann der Wasserstand durch einfache Differenzbildung ermittelt werden (vgl. Abb. 3.32).

Grundsätzlich ist auch eine *Echolotung mit Schallweg im Wasser*, bei der das Ultraschallmessgerät auf der Gewässersohle installiert und die Laufzeit des Ultraschalls bis zur Wasser-Luft-Grenzfläche gemessen wird, möglich (Details s. DIN EN ISO 4373 2009). Da aber zum einen die Schallgeschwindigkeit im Wasser stark proportional zur Temperatur ist und deren Einfluss kompensiert werden muss und zum anderen bei dieser Messanordnung der oben beschriebene Vorteil der berührungslosen Messung aufgegeben wird, wird dieses Verfahren in der Hydrometrie offener Gerinne immer seltener eingesetzt.

Physikalisch-technische Grundlagen: Grundlage für alle akustischen Verfahren ist die Erzeugung von *Schallwellen*. Physikalisch gesehen entstehen diese durch mechanische Schwingungen eines Gegenstandes, die sich auf die Atmosphäre übertragen und sich dort rhythmisch ausbreiten. Die Anzahl der Schwingungen pro Zeiteinheit, z. B. pro Sekunde, ist die *Frequenz*, die die Dimension Hertz (Hz, MHz, GHz) hat. Die *Wellenlänge*, ein weiteres wichtiges Kennzeichen der akustischen Verfahren, ist der Quotient aus Schallgeschwindigkeit und Frequenz.

Ultraschallwellen sind akustisch-mechanische Schwingungen, deren Frequenz mit >20 kHz oberhalb der menschlichen Hörbarkeitsgrenze liegt. Dies entspricht in der Luft einer Wellenlänge von <17 mm. In der Messtechnik werden nach dem Ultraschallverfahren arbeitende Messgeräte mit Frequenzen zwischen 20 und 500 kHz bei Freispiegelgerinnen und bis zu 2 MHz in geschlossenen Rohrleitungen eingesetzt.

Technisch werden Schallwellen in der Regel mit Hilfe des piezoelektrischen Effekts (nicht zu verwechseln mit dem piezoresistiven Effekt, s. Kap 3.5.4) erzeugt, bei dem mittels Druck durch Ladungstrennung eine elektrische Spannung in einem Kristall entsteht. Dabei werden im Inneren des Kristalls Ionen verschoben und es entstehen mechanische Schwingungen, z. B. in einer Membrane, die aus einem sol-

chen Kristall aufgebaut ist. Diese rhythmischen Schwingungen übertragen sich als „Schallwellen“ in die Atmosphäre. Quarzkristalle werden hierbei bevorzugt verwendet.

Sender und Empfänger: Die so von einem „Sender“ abgestrahlten Schallwellen durchqueren in Schallgeschwindigkeit als kurze Ultraschallimpulse den Luftraum, werden an der Wasseroberfläche reflektiert und versetzen die Membrane des Senders ihrerseits in mechanische Schwingungen, die von einer Piezoscheibe in elektrische Energie umgewandelt wird; so wird der Sender zum „Empfänger“. Gerätekonfigurationen, bei denen Sender und Empfänger in einem Gerät angeordnet sind (vgl. Abb. 3.32), werden reversible Wandler genannt. Sie werden heute in der Messtechnik bevorzugt eingesetzt, da sie kleinere Bauformen ermöglichen und preisgünstiger sind als Geräte mit getrennten Sendern und Empfängern.

Da während der Phase des Sendens keine Empfangssignale erkannt werden können, muss ein Mindestabstand zwischen Sender/Empfänger und der Wasseroberfläche eingehalten werden; dieser Abstand – *Totzone* genannt – ist abhängig von der verwendeten Wellenlänge des Sensors. Je kleiner die Frequenz, desto geringer ist die Totzone. In extrem räumlich beengten Situationen kann die Totzone durch getrennte Sende- und Empfangssysteme verkleinert werden (Details s. Lau 1990).

Störeinflüsse bei Wasserstandsmessungen mit Ultraschall: Der größte Einfluss auf die Messung der Ultraschallgeschwindigkeit nach dem Echolotverfahren geht von der *Temperatur* der Luft zwischen Sensor und Wasseroberfläche und ihrer Änderung aus; so bewirkt eine Lufttemperaturänderung von 1 °K eine Verminderung oder Erhöhung der Schallgeschwindigkeit um 0,18 %. Dieser Einfluss muss daher kompensiert werden. Hierzu wird i. d. R. die Lufttemperatur mit Hilfe einer im Messgerät eingebauten Temperatursonde gemessen. Dies ist aus zwei Gründen nicht unproblematisch:

a) Die Temperaturmessung sollte wegen seines oben aufgezeigten signifikanten Einflusses auf die Schallgeschwindigkeit eine Genauigkeit von mindestens 0,1 °C haben; eine solche Genauigkeit ist aber bei Feldmessungen schwer erreichbar. Zudem werden eingebaute Temperatursensoren häufig vom Oaseneffekt (Aufheizung des Gerätes und der direkten Umgebung) beeinflusst und erfassen nicht einen möglichen Temperaturgradienten im Verlauf des Ultraschallweges.
b) Bei einer reinen Temperaturkompensation wird der Einfluss der Luftfeuchte und des Luftdrucks nicht berücksichtigt.

Eine Änderung des Molekulargewichts spielt nur bei geschlossenen Tanks in der industriellen Füllstandsmessung in Abhängigkeit des ausgasenden Stoffes eine Rolle (Lau 1990). Weitere mögliche Störeinflüsse sind Wind, Regen und Schnee.

Der Ultraschallimpuls verliert zwangsläufig Energie auf seinem Weg hin und zurück durch *Schallabsorption*. Deren Größe hängt von der verwendeten Frequenz und der Beschaffenheit der Messstrecke ab. Grundsätzlich gilt, dass eine hohe Arbeitsfrequenz von z. B. 44 kHz deutlich stärker abgeschwächt wird als eine tiefe Frequenz. Die Folge ist, dass bei großen Reichweiten tiefe Frequenzen eingesetzt werden. Gleichzeitig gilt, dass der maximal mögliche Messbereich eines Ultra-

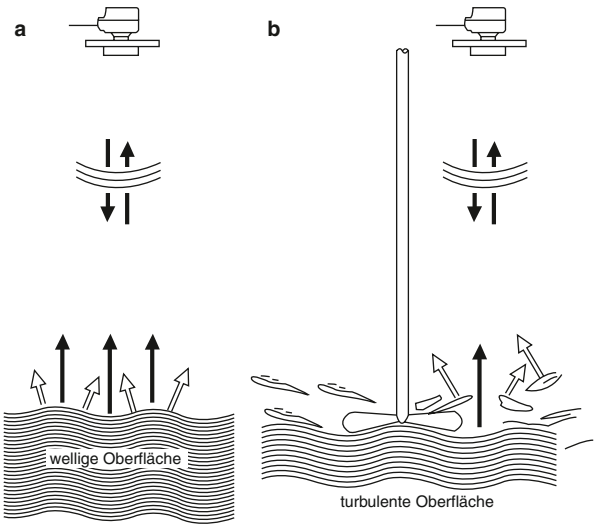


Abb. 3.33 Rückstreuverluste von Ultraschallimpulsen bei welliger **a** und turbulenter **b** Wasseroberfläche. (Nach Lau 1990)

schallimpulses direkt mit der Schwächung des Signals durch Schallabsorption zusammenhängt. Beide Zusammenhänge sind allgemeingültiger Natur und gelten sowohl für die Wasserstandsmessung als auch für die Durchflussmessung (Kap. 4.8) mit Ultraschall nach dem Laufzeitverfahren.

Eine weitere Störgröße resultiert aus *Rückstreuverlusten* an der Wasseroberfläche. Generell gilt, dass eine glatte Wasseroberfläche wie ein Spiegel reflektiert (Einfallswinkel = Ausfallswinkel), dabei entstehen keine Reflexionsverluste. Wellige bis turbulente Wasseroberflächen verursachen Streuverluste, da – wie Abb. 3.33 verdeutlicht – mehr oder weniger große Teile des auftreffenden Ultraschallimpulses zur Seite reflektiert und nicht mehr vom Empfänger erfasst werden.

Beinahe ein Ausschlusskriterium für den Einsatz eines Ultraschall-Echolotes ist *Schaumbildung* an der Gewässeroberfläche. Schaum wirkt sehr stark absorbierend und schwächt so das Empfangssignal. Das Ausmaß der Signalschwächung ist von der Dichte des Schaumes, der Schaumschichtdicke und dem Durchmesser der Schaumblasen abhängig.

Ähnlich restriktiv für den möglichen Einsatz dieser Technik verhält es sich, wenn *Wasserpflanzen* (Seerosen, Ranunculus fluitans, Elodea nutallis) die Wasseroberfläche bedecken.

Einsatzbereich: Der Einsatzbereich von Ultraschall-Echoloten ist bei Berücksichtigung der angeführten Restriktionen mit 5 bis 45 m dennoch so groß, dass es für die Anwendung in offenen Gerinnen keine Einschränkungen darstellt; bei Stauhöhen von Talsperren oder Speichern reicht er häufig nicht. Dabei ist auch zu bedenken, dass bei größeren Arbeitsbereichen die Messgenauigkeit im Allgemeinen geringer wird.

Messunsicherheit: Die Unsicherheit von Wasserstandsmessungen mittels Ultraschall-Echolot wird von den Geräteherstellern mit ±10 mm angegeben. Dies setzt

Abb. 3.34 Ultraschall-Echolot im mit einem Parshall-Flume (s. Kap. 5.3.6) ausgerüsteten Zulaufkanal der Kläranlage Essen-Kettwig (System Nivus Typ NivuMaster mit Sensor P-06). (Foto: Archiv Ruhrverband)

Abb. 3.35 Ultraschall-Echolot am Pegel Siedlinghausen/Neger, einem Zufluss der oberen Ruhr (System Endress + Hauser FDU 80)

jedoch voraus, dass die Echolotgeräte mit neuartiger digitaler Signalempfangs- und -verarbeitungstechnik arbeiten, die zum einen eine höhere Signalausbeute ermöglicht und zum anderen die rechnerische Kompensation der wesentlichen Störeinflüsse durchführt. Bei höheren Genauigkeitsansprüchen wird auf Abschnitt „Ultraschallmesssysteme mit höherem Genauigkeitsanspruch“ verwiesen.

Abbildungen 3.34, 3.35 und 3.36 zeigen Ultraschall-Echolote verschiedener Hersteller bei Kläranlagen bzw. gewässerkundlichen Pegeln im Einsatz.

Wegen weiterer Informationen zu diesem Messverfahren wird auf Lau (1990, 1991) und Bonfig (1990) sowie Unterlagen der Herstellerfirma Endress + Hauser, Krohne, Nivus, Mobrey, Sommer, Quantum, Vega, Rittmeyer u. a. verwiesen (s. Firmeninformationen am Ende von Kap. 3) .

Ultraschallmesssysteme mit erhöhtem Genauigkeitsanspruch: Da, wie oben beschrieben, die Schallgeschwindigkeit im Luftraum zwischen dem Messgerät und der zu messenden Wasseroberfläche signifikant von der dort herrschenden Temperatur und in geringerem Maß von der Feuchte und dem Luftdruck abhängt, müssen diese Einflussgrößen kompensiert werden. Ein besonders effektiver Weg der Kompensation

Abb. 3.36 Ultraschall-Echolot im Zulauf der Kläranlage Halve kombiniert mit einem Venturi-Gerinne (vgl. Kap. 5.3.6). (Foto: Archiv Ruhrverband)

ist die zusätzliche Installation eines hochgenauen Schallreflektors (s. Abb. 3.37a), der als Referenz-Sensor auf gleicher Höhe wie der Ultraschallsensor installiert, die Schallgeschwindigkeit mit einer Genauigkeit von <0,05 m/s kontinuierlich erfasst. Damit können die Variationen der Schallgeschwindigkeit zwischen dem Sensor und dem Reflektor direkt kompensiert und so das Ultraschallwasserstandsmesssystem automatisch kalibriert werden. Auf diese Weise wird nicht nur der mögliche Störeinfluss von Temperaturschwankungen, sondern auch aller anderen physikalisch relevanten Einflussgrößen wie Feuchte, Luftdruck etc. eliminiert und eine garantierte Genauigkeit der Wasserstandserfassung von kleiner 10 mm nach Herstellerangaben erreicht. Detaillierte Testserien von Rijkswaterstaat in den Niederlanden und der Bundesanstalt für Gewässerkunde in Koblenz (Zenz 2007) haben diese Angaben bestätigt.

Abbildung 3.37b zeigt als Beispiel das Messsystem LOG_aLevel von General Acoustics an einem Gewässerpegel in Frankreich im Einsatz. Aus Redundanzgründen sind zwei Ultraschallsensoren neben dem Referenzschallsensor installiert.

Neben der höheren erreichbaren Messgenauigkeit zeichnet sich das System dadurch aus, dass es vorab kalibriert werden kann. Unter der Bedingung, dass die

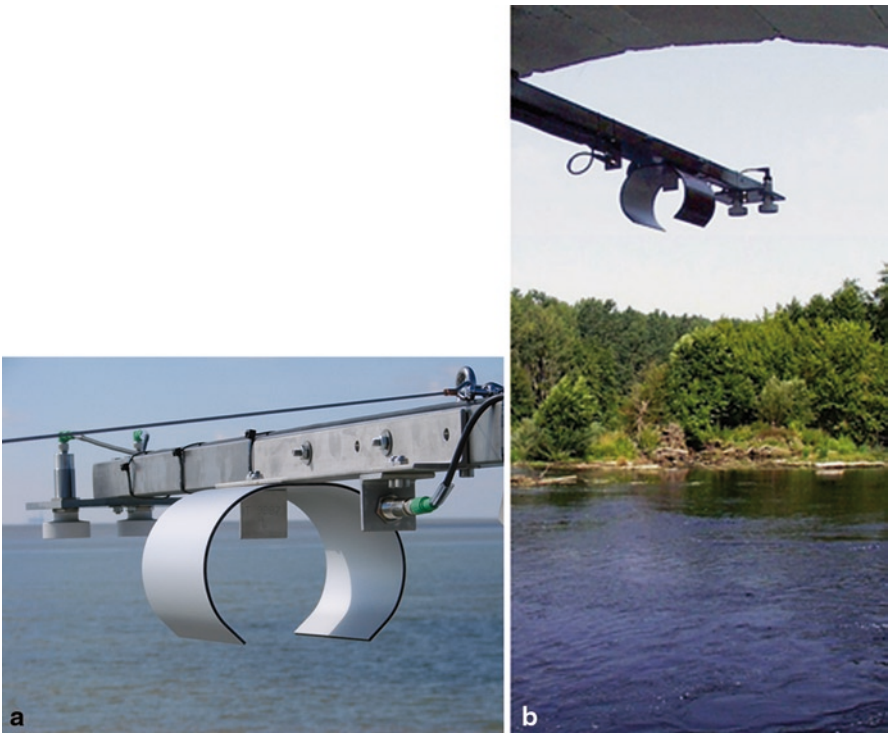


Abb. 3.37 **a** Ultraschall-Echolot mit zusätzlichem Referenzultraschallsensor (rechts im Bild) (System LOG_aLevel von General Acoustics, Kiel). **b** Ultraschall-Echolotsystem LOG_aLevel von General Acoustics im Einsatz am Pegel Vouneuil sur Vienne/Vienne in Frankreich. (Fotos: General Acoustics, Kiel)

geometrische Anordnung der Messkomponenten unverändert bleibt, entfallen so aufwändig Kalibriermessungen vor Ort.

Diese weitergehenden Entwicklungen sind technisch und kostenmäßig aufwändiger und wurden daher, trotz ihrer technischen Überlegenheit, heute bevorzugt bei Spezialanwendungen, wie z. B. im Tidebereich zur detaillierten Erfassung von Wellen und bei den Tsunami- und Taifun-Warnsystemen an der Ostküste Indiens eingesetzt. Wegen weiterer technischer Details und Anwendungsbeispiele wird auf die Internetpräsentation von General Acoustics verwiesen.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass die Wasserstandsmessung mit dem Ultraschall-Echolot von einem vergleichsweise einfachen und kostengünstigen technischen Aufbau gekennzeichnet ist. Sie ist daher heute in der industriellen Füllstandsmessung am weitesten verbreitet. Nachteilig ist die Beeinflussung der Schallgeschwindigkeit in der Luft durch Temperatur, Wind, Regen und Schnee. Bei Messungen mit kurzer Distanz (z. B. auf Kläranlagen) können diese Störeinflüsse messtechnisch kompensiert werden. Daher stellen Ultraschallgeräte heute im Bereich der Abwassertechnik ein Standard dar. Bei freifließenden und größeren Gewässern mit langen Distanz-

messstrecken kann dagegen die im gewässerkundlichen Messwesen allgemein geforderte Messgenauigkeit von ±1 cm Wasserstand nur durch aufwändig Kompensation bei der Installation und bei der Signalverarbeitung erreicht werden.

3.5.6 *Wasserstandsmessung mit Radar und „geführten" Mikrowellen*

Messprinzip: Mit Radar, der Begriff kommt aus dem Englischen und ist eine Abkürzung für *RA*dio *D*etection *A*nd *R*anging, können sowohl Objekte geortet als auch deren Geschwindigkeit bestimmt werden. So wird in der Hydrometrie Radar zur Erfassung von Fließgeschwindigkeiten (Kap. 5.9) und, wie in diesem Kapitel dargestellt, zur Messung von Wasserständen eingesetzt. Bei der Wasserstandsmessung wird dem „Echolotprinzip" analog zur *berührungslosen* Wasserstandsmessung mit Ultraschall (s. Kap. 3.5.5) gearbeitet. Dabei werden jedoch Mikrowellen, d. h. elektromagnetische Wellen in einem Frequenzbereich zwischen 300 kHz (Fernsehen) und 300 GHz (Infrarotlicht), verwendet. Bei 1 GHz entspricht dies einer Wellenlänge von 0,3 m, bei 10 GHz von 3 cm und bei 100 GHz von 3 mm. Elektromagnetische Wellen breiten sich im freien Raum (Vakuum) mit einer Geschwindigkeit von $c = 299.792.458$ m/s oder $3 \cdot 10^8$ m/s aus (Details zu den physikalischen Grundlagen des Radars, s. Panzke 1990; Devine 2001).

Elektromagnetische Wellen haben grundsätzlich die gleichen physikalischen Eigenschaften wie Licht bezüglich *Reflexion* (gute Reflexionseigenschaft bei leitfähigen Flüssigkeiten), *Polarisation* (definiert die Ausrichtung der elektromagnetischen Wellen, linear oder elliptisch), *Beugung* (bewirkt die sog. Keulenstruktur des Radarstrahls), *Brechung* (durch Änderung des Dielektrikums an einer Luft/Wasser-Schnittstelle) und *Interferenz* (Auslösung oder Verstärkung von Messsignalen). Diese physikalischen Eigenschaften müssen bei der Auswahl der Sensoren bezüglich der verwendeten Frequenz und der Antennen (Horn- oder Stabantenne) sowie der Art der Installation der Messsysteme (z. B. in Nähe zu Wandungen) berücksichtigt werden, um Messprobleme beim Einsatz von Radar zu vermeiden.

Betrachtet man die Rahmenbedingungen für den Einsatz von Radar zur Wasserstandsmessung von Flüssen oder Füllstandsmessungen von stehenden Gewässern (Seen, Talsperren etc.), so sind die Einflüsse der aufgeführten physikalischen Eigenschaften i. d. R. vernachlässigbar klein. Abbildung 3.38, in der der Effekt der Lufttemperatur auf den Fehler der Laufzeitmessung von Radarwellen dargestellt ist, zeigt, dass im Temperaturbereich bis 100 °C ein sehr geringer Fehler (<0,01 %) auftritt. Damit ist die Geschwindigkeit von elektromagnetischen Wellen, im Gegensatz zu akustischen Wellen (Kap. 3.5.5), im Bereich von gewässerkundlichen Messungen quasi unabhängig von der Temperatur der durchstrahlten Luft. Das gilt ebenso für Dichteänderungen im Messraum. Dies bedeutet, dass bei der Nutzung von Radarwellen zur Wasserstandsmessung keine Kompensation von externen Einflussgrößen notwendig ist. Dies vereinfacht die Messtechnik erheblich und wirkt sich auf die erreichbare Messgenauigkeit aus.

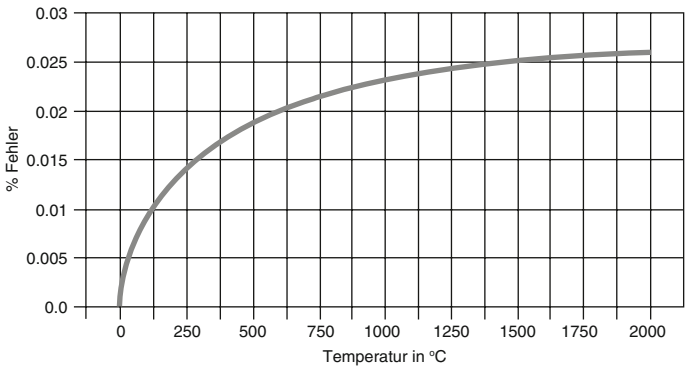


Abb. 3.38 Temperatureinfluss auf den Fehler von Radar-Laufzeitmessungen. (Devine 2001)

Elektromagnetische Wellen wurden lange Zeit hauptsächlich in der Funktechnik eingesetzt. Die Entwicklung und der Bau von Hochfrequenz-Halbleiterbauelementen und die Integration moderner Signalauswertesoftware (z. B. mit Nutzung von fuzzy-logic Algorithmen) waren die technologische Voraussetzung für den industriellen Einsatz dieses Verfahrens in der Messtechnik.

Als weitere Voraussetzung für den Einsatz der Mikrowellentechnik im „Freien" war zu klären, ob Mikrowellen für die menschliche Gesundheit schädlich sind. Grundsätzlich können Mikrowellen menschliches und tierisches Gewebe (z. B. bei Mikrowellenherden) schädigen. Die in der Hydrometrie eingesetzten und im Folgenden beschriebenen Mikrowellensensoren weisen eine Leistungsdichte zwischen ca. 1 bis 10 mW/cm² auf und liegen weit unterhalb der Schädlichkeitsgrenze (Panzke 1990).

Radartypen: Grundsätzlich werden nach Panzke (1990) vier Mikrowellensysteme unterschieden:

- CW/FMCW-Radar, auch Dauerstrichradar genannt,
- Chirp-Radar,
- Reflektometer-Radar und
- Pulsradar.

Von diesen vier Systemen bietet sich für die Messung absoluter Entfernungen, wie bei der Wasserstandsmessung eines Gewässers oder bei der Füllstandsmessung eines Speichers, grundsätzlich das frequenzmodulierte Dauerstrichverfahren mit konstanter Amplitude (FMCW = Frequency Modulated Continuous Wave) an. Solche im X-Band von 8,5 bis 9,5 GHz arbeitenden Systeme sind sehr gut erforscht und für die Praxis ausgereift, aus funktechnischen Gründen ist ihr Einsatz jedoch auf geschlossene metallische Behälter beschränkt.

Während Chirp- und Reflektometer-Radar i. W. zur Erfassung beweglicher Gegenstände eingesetzt werden, findet in der Hydrometrie ausschließlich das *Puls-Radar* Anwendung; daher beschränken sich die folgenden Ausführungen auf diesen Radartyp.

Pulsradar: Das Messprinzip des Pulsradars beruht auf der Laufzeitmessung von Mikrowellenimpulsen nach dem Time Domain Reflectometry (TDR)-Prinzip.

Man spricht auch vom Puls-Laufzeitverfahren, da gleichförmige periodisch wiederkehrende Mikrowellensignale in extrem kurzen Pulsen im Milli- oder Nanosekundenbereich ausgesendet und die Laufzeit zur und von der Wasseroberfläche gemessen werden. Die Grundgleichung lautet demnach

$$D = c \cdot \frac{t}{2} \tag{3.10}$$

mit

D = Messdistanz [m]
c = Lichtgeschwindigkeit [m/s]
t = Laufzeit [s].

So entspricht bei einem Mikrowellensensor mit einer Frequenz von 5,8 GHz (C-Band) eine Laufzeit von 6,6 ns einer Distanz von 1,0 m. Bei Kenntnis des Messbereichs (Gesamttiefe zwischen Sensor und Gewässersohle) kann der Wasserstand durch einfache Differenzbildung ermittelt werden (s. Abb. 3.39). Eine mikroprozessorgesteuerte Sensorelektronik wandelt die empfangenen Signale in distanzproportionale Messdaten.

Das empfangene Signal besteht aus mehreren Pulsen, sog. Wellenpaketen. Die Länge eines Pulses und die Anzahl der Wellen sind von der Pulsdauer und der eingesetzten Frequenz abhängig. Prinzipiell ist zwischen zwei gesendeten Pulsen eine Ruhepause erforderlich, in der das Rückkehrecho wieder empfangen und an das integrierte Auswertesystem übermittelt werden kann. Zur Berechnung der Pulsfolgefrequenz (PRF) wird auf Devine (2001) verwiesen. In der Praxis ist die Pulsfrequenz hoch, d. h. es werden Millionen von Pulsen pro Sekunde abgestrahlt (bei einem 5,8 GHz-Sensor z. B. 3.600.000 Messungen pro Sekunde). Durch ein spezielles Samplingverfahren können die äußerst schnellen und gleichförmigen Signa-

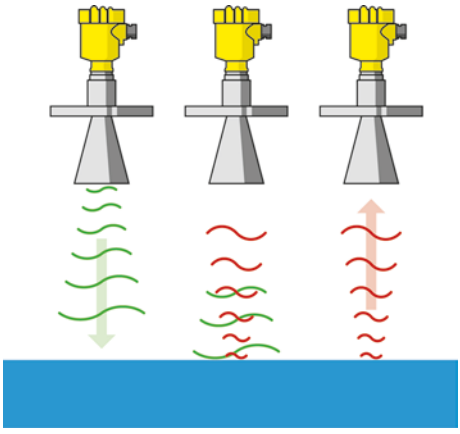


Abb. 3.39 Prinzip des Pulsradars. (Quelle: VEGA Grieshaber)

le messtechnisch auswertbar umgestaltet werden. Abbildung 3.39 verdeutlicht das Pulsradar.

Dieses Verfahren wird auch als „einfaches Pulsradar“ bezeichnet im Gegensatz zum Puls-Doppler-Radar, das im Wesentlichen zur Überwachung von zivilen und militärischen Flugzeugbewegungen genutzt wird und sich durch genaue Geschwindigkeitsmessung, aber ungenaue Entfernungsmessung auszeichnet. Aus diesem Grunde wird für die Wasserstandsmessung mit Mikrowellen ausschließlich das einfache Pulsradarverfahren eingesetzt.

Der *Frequenzbereich* der in der Hydrometrie verwendeten Pulsradarsensoren liegt zwischen 6 GHz (C-Band) und ca. 26 GHz (K-Band) und weist somit ein sehr breites Spektrum auf. Dadurch sind Pulsradargeräte in einem weiten Anwendungsbereich einsetzbar. Die Sensoren mit der niedrigen 6 GHz-Frequenz sind unanfällig für Verschmutzungen des Antennensystems oder für Schaum an der Wasseroberfläche; sie sind daher z. B. für Abwasseraufbereitungsanlagen prädestiniert.

Die Geräte im K-Bandbereich mit Frequenzen über 20 GHz benötigen nur sehr kleine Antennen, dadurch sind die Gehäuse sehr kompakt. Gleichzeitig erreichen sie eine sehr hohe Messgenauigkeit, da die verwendeten Radarsignale stark gebündelt sind. Geräte mit diesem Frequenzbereich werden bevorzugt im gewässerkundlichen Messwesen bei offenen Gerinnen verwendet.

Neben den Bauteilen, die die Radarsignale aussenden und empfangen, werden Radargeräte durch ihre *Antennen* charakterisiert. Die Antennen sollen bewirken, dass die größtmögliche Menge der abgestrahlten Mikrowellenenergie gegen die zu messende Wasseroberfläche gerichtet wird (Richtwirkung). Bei Wasserstandsmessungen mit Pulsradar werden i. Allg. Hornantennen und bei beengten räumlichen Verhältnissen dielektrische Stabantennen verwendet.

In Abb. 3.45 ist die Hornantenne an der Unterseite des Messgerätes zu erkennen.

Der *Öffnungs- oder Strahlwinkel* eines Radarsensors ist vom Durchmesser der Antenne abhängig, wie aus dem Diagramm in Abb. 3.40 ersichtlich wird, in dem die gebräuchlichsten Radarfrequenzen 6,3, 10 und 26 GHz dargestellt sind. Das heißt bei einer vorgegebenen Antennengröße wird der Öffnungswinkel bei höheren Frequenzen (kürzeren Wellenlängen) kleiner.

Für eine Hornantenne kann der Öffnungswinkel nach Gl. (3.11) berechnen werden:

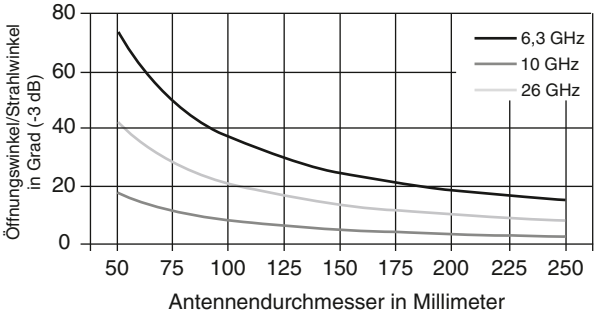


Abb. 3.40 Zusammenhang zwischen Hornantennendurchmesser und Öffnungswinkel des Radarstrahls. (Quelle: VEGA Grieshaber)

$$\Phi = 70\frac{\lambda}{D} \tag{3.11}$$

mit

D = Antennendurchmesser [mm]
λ = Wellenlänge [mm].

Die meisten in der Hydrometrie angebotenen Radargeräte zur Wasserstandsmessung offener Gerinne arbeiten mit Pulsradar im Hochfrequenzbereich (24 GHz, z. B. SEBAPULS, Ott RLS).

Das Pulsradar in Abb. 3.41 verwendet eine Stabantenne. Die im gleichen Bild zu erkennende schräg geneigte Hornantenne dient zur Messung der Oberflächengeschwindigkeit; auf dieses Verfahren wird in Kap. 5.9 ausführlich eingegangen.

Bei neueren Entwicklungen, wie z. B. dem Ott-System RLS (s. Abb. 3.44), befinden sich im Gehäuse zwei flache Antennen, eine Sende- und Empfangsantenne, wodurch das Gehäuse kleiner wird und die Antenne selbst nicht mehr als äußeres Erkennungsmerkmal in Erscheinung tritt.

Die *Installation* des Radargerätes muss lotrecht über der zu messenden Gewässerstrecke erfolgen. Die Winkelabweichung zur Lotrechten muss kleiner als 5° sein. Für die Montage werden vorhandene Brücken und Messstege bevorzugt. Abbildungen 3.41 sowie 3.43 und 3.44 sind Beispiele hierfür. Abbildung 3.45 zeigt die Montage an einem schwenkbaren Kragarm am Pegel Adelboden/Allenbach in der Schweiz; an dem zweiten Kragarm ist im übrigen aus Redundanzgründen ein weite-

Abb. 3.41 Pulsradar mit Stabantenne zur Wasserstandsmessung am Pegel Stiepel/Ruhr (Sommer RQ-24 mit 6 GHz Radar-Laufzeitmessung)

res Radargerät zur Messung der Oberflächengeschwindigkeit bei Hochwasser (zur Messung der Oberflächengeschwindigkeit mit Radar s. Kap. 5.9) installiert.

Mess- und Einsatzbereich: Der *Messbereich* von Pulsradargeräten ist mit bis zu 35 m sehr weit, so dass sich das Verfahren grundsätzlich auch zur Stauhöhenmessung von Speicherbecken, Talsperren etc. eignet. Hier muss jedoch insbesondere auf den Öffnungswinkel der Antenne und die daraus resultierende Strahlbreite geachtet werden. Bei einem Öffnungswinkel von 12° wie beim Typ RLS würde der Radarstrahl nach einigen Metern Messtiefe auf die wasserseitige Damm- oder Maueroberfläche treffen und so das Messergebnis verfälschen. Bei Sensoren mit geringem Abstrahlwinkel, wie z. B. dem Radarsensor Typ SEBAPULS mit einem Winkel von 5°, ist die Strahlbreite geringer, andererseits aber wird der Messbereich auf max. 20 m reduziert, da die Hornantenne mit einem Durchmesser von 40 mm kleiner ist. Abhilfe verschaffen kann die Befestigung des Radargerätes an einem galgenförmigen Ausleger, der bei größeren Speichertiefen und entsprechend der Kubatur des Absperrbauwerks jedoch eine beträchtliche Größe erreichen kann.

Eine andere Möglichkeit bietet die Montage eines dazu geeigneten Gerätetyps mittels eines Flanschs auf ein Rohr, das bis zum tiefsten zu messenden Wasserstand führt. So wurde das in Abb. 3.42 gezeigte Radargerät mit einem Flansch auf ein 15 m langes Edelstahlrohr mit 50 mm Nennweite montiert und in einen der Entnahmetürme der Fürwiggetalsperre eingebaut. Unter der Voraussetzung, dass die Schweißnähte des Führungsrohrs nicht mehr als 0,8 mm nach innen ragen, liefert das Messgerät reproduzierbare und zuverlässige Stauhöhendaten. Selbst bei Rohren mit 90°-Biegungen sind mit solchen Systemen Messungen möglich.

Der *Energiebedarf* von Pulsradargeräten ist sehr gering (Ruhepause <1 mA, Messphase: je nach Hersteller zwischen <12 bis 170 mA), daher können sie auch energieautark mit Solarstrom versorgt werden. Auch dies macht Radargeräte sehr flexibel einsetzbar.

Der *Einsatzbereich* von Pulsradargeräten ist nicht nur wegen des geringen Stromverbrauchs, sondern auch wegen der berührungslosen Messtechnik fast uni-

Abb. 3.42 Pulsradar beim Stauhöhenpegel der Fürwiggetalsperre im Einsatz (Vega Typ VEGAPULS 62). (Foto: Ruhrverband)

versell. Das Gerät arbeitet ausfallsicher auch bei Gewässern mit hohem Schwebstoffgehalt oder Verkrautung. Aufgrund der kompakten Bauweise, der autarken Stromversorgung und des großen abgedeckten Wasserstandsmessbereichs sind Radar-Echolote prädestiniert für Hochwassermessungen. Da die Montage der Geräte einfach ist und die Messdaten leicht in vorhandene Mess- und Übertragungssysteme integriert werden können, gibt es Überlegungen, solche Geräte während Extremhochwasserereignissen vorübergehend an hoch gelegenen Brücken zu installieren (vgl. Abb. 5.129 b und c in Kap. 5.9). Darüber hinaus werden Radargeräte heute schon zusätzlich in vorhandene Messstellen installiert, um Redundanz der Gebersysteme zu erreichen.

Abbildungen 3.43 bis 3.45 zeigen Beispiele von Anwendungen von Pulsradar im gewässerkundlichen Messwesen.

Einige Radarsysteme (z. B. RQ-24, FLO-DAR) sind kombinierte Geräte, bei denen zusätzlich zur Wasserstandsmessung Pulsradar zur Messung der Oberflächengeschwindigkeit eingesetzt wird, um dann aus beiden Informationen den aktuellen Durchfluss abzuleiten. Diese Nutzung des Radarprinzips, wird in Kap. 5.9 ausführlich behandelt.

Messunsicherheit: Pulsradarsysteme sind sehr genau. Von den Herstellern wird die Genauigkeit in Abhängigkeit zur verwendeten Frequenz bei K-Band-Geräten mit

Abb. 3.43 Radarsensor, montiert an der Messbrücke des Pegels Walkmühle/ Ennepe **a** Gesamtansicht, **b** Detail Messgerät. (Endress + Hauser Typ FMR 240)

Abb. 3.44 Radarsensor RLS mit Flachantenne im Einsatz am Pegel Durrach/Durrach. (Foto: Ott Messtechnik)

Abb. 3.45 Radarsensor montiert an einem Kragarm am Pegel Adelboden/Allenbach. (Foto: Bundesamt für Umwelt (BAFU), Bern/Schweiz)

±3 mm, bei C-Band-Geräten mit ±1 mm angegeben. Hierbei muss allerdings beachtet werden, dass bei Radargeräten die größten Distanzfehler bei den geringsten Wasserständen, also bei Niedrigwasser, auftreten, da hier die Messdistanz am größten ist. Unruhige Wasseroberflächen verursachen ebenfalls fehlerhafte Messungen. Die

daraus resultierenden Abweichungen können durch geeignete Mittelwertbildung reduziert werden. Bei Hochwasser und schäumender Gischt mit uneindeutiger Grenzschicht zwischen Wasser und Luft können die Messergebnisse diffus sein. Insgesamt ist eine Genauigkeit von besser als 1 cm möglich. Damit weisen Pulsradargeräte eine Genauigkeit auf, die für das gewässerkundliche Messwesen mehr als ausreichend ist.

Zusammenfassend lassen sich für Pulsradarsysteme folgende Vor- und Nachteile anführen:

- Berührungslose Messung nach dem Echolotprinzip gewährleistet ausfallsicheren und wartungsarmen Betrieb.
- Im Gegensatz zum Ultraschall-Echolot (Kap. 3.5.5) wird die Radarsignalmessung nicht von Eigenschaften des Luftraums zwischen Geber und Wasseroberfläche, wie Temperatur oder Dichte, beeinflusst.
- Kompakte Gehäuse, autarke Stromversorgung, leichte Integration in vorhandenen Datenerfassungs- und -übertragungssystemen ermöglichen eine einfache und sichere Montage und Inbetriebnahme.
- Aufgrund des weitgespannten Messbereichs (bis 30 bzw. 35 m) ist ein großes Spektrum von Einsatzmöglichkeiten von Kläranlagenkanälen über Gewässer aller Größenordnungen bis hin zu Talsperren möglich.
- Pulsradar kann Wasserstände mm-genau messen.
- Nachteilig ist lediglich, dass bisher noch wenig Erfahrung mit diesem innovativen Messverfahren bei großen und größeren Gewässern (Mehranlagensystemen) vorliegt.

„Geführte Mikrowellen“: Hierbei handelt es sich um eine Sonderform der Nutzung von elektromagnetischen Wellen zur Wasserstands- und Füllstandsmessung, die in der industriellen Messtechnik in den letzten Jahren zur Messung von Schüttgütern und von Trennschichten in Flüssigkeiten unter erschwerten Randbedingungen entwickelt wurde.

Das *Messprinzip* ist grundsätzlich identisch mit dem beim Pulsradar, nur dass die Mikrowellenimpulse auf ein Seil oder einen Stab gekoppelt und entlang der Sonde geführt werden. Der Stab oder das Seil seinerseits tauchen in das Messmedium, in unserem Fall das Wasser, ein. Erreicht der von der Sonde geführte Mikrowellenimpuls, ein Medium mit einer anderen Dielektrizitätskonstanten, z. B. Wasser, wird ein Teil der Energie zum Messumformer reflektiert. Die Laufzeit des Impulses vom Senden bis zum Empfangen ist proportional dem Abstand zur Wasseroberfläche. Aus diesem Abstand wird der Wasserstand berechnet.

Die Messgeräte unterscheiden sich von den Pulsradargeräten dadurch, dass sie keine Antenne besitzen, stattdessen verfügen sie über eine Seilmesssonde (Ø 4–6 mm) oder eine Stabsonde (Ø 6–16 mm, s. Abb. 3.46 und 3.47). Die Länge des Seils kann leicht an die örtlichen Messbedingungen angepasst werden.

Abbildung 3.46 zeigt als Beispiel das System VEGAFLEX62. Weitere Beispiele sind die Levelflex-Serie von Endress & Hauser, die Rosemount Serie 3300 von Mobrey (UK) sowie das Pulscon von Pepperl + Fuchs, die nach dem Verfahren

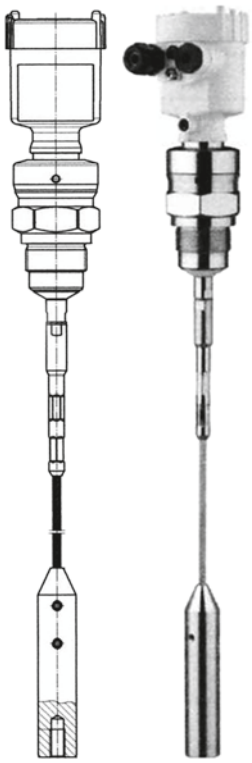


Abb. 3.46 „Geführte Mikrowellen"-Sonde System VEGAFLEX 62 mit Seil (Vega Typ VEGAFLEX 62)

der „geführten Mikrowellen" arbeiten, sich jedoch in ihren Anwendungsspektren unterscheiden.

Das Messverfahren ist wie beim Pulsradar in dem Bereich, der bei natürlichen Gewässern vorkommt, unabhängig von Temperatur, Dichte, Druck, Wasserdampf, Turbulenzen, variierenden Viskositäten und pH-Werten.

Der *Einsatzbereich* von Mikrowellensystemen wird durch das Prinzip der „Geführten Mikrowellen" erweitert; sie ermöglicht insbesondere, dass diese Technologie auch unter beengten räumlichen Bedingungen ohne Genauigkeitsverlust anwendbar ist. Dies gilt z. B. für die Stauhöhenmessung von Speichern/Talsperren. Aufgrund der Kubatur der Sperrbauwerke sind hier bisher Radarsysteme mit Hornantenne wegen des für große Messtiefen erforderlichen Öffnungswinkels nicht ohne Weiteres einsetzbar; die in Abb. 3.42 vorgestellte Montage eines Pulsradars auf einem 15 m langen Edelstahlrohr DN 50 ist fertigungstechnisch anspruchsvoll. Hier bietet sich das Verfahren der „Geführten Mikrowellen" als einfache Lösung an. Bei Einsatz eines Seils kann ein Messbereich von bis zu 60 m abgedeckt werden. Abbildung 3.47 zeigt das System Vegaflex 61 bei der Montage an der Biggetalsperre, wo es mit einer Seillänge von 25 m einen Messbereich von 24 m (1 m Blanking seitens des Gerätes) abdeckt und seit kurzem zur

Abb. 3.47 Stauhöhenpegel der Biggetalsperre mit „Geführter Mikrowelle“ montiert in einem vorhandenen Pegelschacht. Die Seillänge beträgt 25 m. (Foto: Ruhrverband)

kontinuierlichen Stauhöhenmessung erfolgreich eingesetzt wird. Es ersetzt dort ein schwimmerbetriebenes Messsystem. Auf dem Bild ist ein kurzes Stück des Sondenseils zu erkennen.

Die *Messunsicherheit* der Geräte mit geführter Mikrowelle beträgt laut Herstellerangaben ±5 mm und liegt damit ein wenig höher als für herkömmliche Pulsradarsysteme. Eine Überprüfung dieser Angaben steht noch aus.

Zusammenfassung und Ausblick: Mikrowellenradargeräte, ob Pulsradar oder „geführte Mikrowelle“ werden im Gegensatz zu Ultraschall-Echoloten nicht durch systemimmanente Störgrößen beeinflusst. Sie sind fast universell einsetzbar und stellen eine kostengünstige Alternative zu den bisher eingesetzten Messverfahren dar. Daher wird m. E. mit großer Wahrscheinlichkeit dieses Messverfahren, das in den letzten Jahren insbesondere in der chemischen Industrie erfolgreich zum Einsatz gekommen ist, in nächster Zukunft im gewässerkundlichen Messwesen an Bedeutung gewinnen. In der Praxis bieten für den Einsatz in offenen Gerinnen inzwischen eine Reihe von Herstellern wie Endress + Hauser, Krohne, Mobrey, Ott, Sommer, Vega u. a. entsprechende Messgeräte an (s. Firmeninformationen am Ende von Kap. 4).

3.5.7 Weitere Verfahren zur Wasserstandserfassung

Einführung: In diesem Kapitel sollen physikalische Messverfahren angeführt werden, die in der technischen Füllstandsmessung in der Prozessindustrie heute schon im praktischen Einsatz sind, für Wasserstandsmessungen in offenen Gerinnen jedoch aus verschiedenen Gründen (Sicherheit, raue Umweltbedingungen, Messbereich, Kosten etc.) im gewässerkundlichen Messwesen bisher (noch) nicht genutzt werden. Es ist nicht auszuschließen, dass das eine oder andere Verfahren so weiterentwickelt wird, dass es in naher Zukunft auch für Wasserstandsmessungen in offenen Gerinnen Anwendung findet. Die Entwicklung der Nutzung des Radarprinzips ist ein Beispiel dafür aus der jüngeren Vergangenheit.

3.5.7.1 Wasserstandsmessung unter Nutzung elektrischer Eigenschaften

Hierzu rechnen *kapazitiv*-elektrische Verfahren, bei denen die mit der Eintauchtiefe sich verändernde elektrische Kapazität als Maß für den Wasserstand erfasst wird sowie Systeme zur direkten oder indirekten Messung des *elektrischen Widerstands*, der sich beim Feuchtwerden bestimmter Materialien verändert, so dass die benetzte Länge als Maß für den Wasserstand herangezogen werden kann. Beide Systeme kommen in der industriellen Füllstandsmessung in mehr oder weniger geschlossenen Räumen zum Einsatz, werden in offenen Gerinnen jedoch sehr selten eingesetzt, zumal sie nach DIN EN ISO 4373 (2009) keinen Preis-Leistungsvorteil gegenüber den übrigen vorgestellten Messsystemen aufweisen.

3.5.7.2 Wasserstandsmessung mit Laser

Betrachtet man die *optischen* Verfahren der industriellen Füllstandsmessung (Fehrenbach 1990, S. 157 ff), so erscheinen nach dem heutigen Stand des Wissens lediglich die Verfahren mit gebündeltem Licht, d. h. Laser, für die Hydrometrie von Interesse.

Das *Messprinzip* ist prinzipiell mit dem Ultraschall-Echolot und dem Mikrowellenradar vergleichbar. Es handelt sich ebenfalls um ein berührungsloses Verfahren, es basiert ebenso auf einer Laufzeitmessung, jedoch wird hier mit Messlicht gearbeitet. Analog zur Radartechnik in Kap. 3.5.6 wird das Impuls-Laufzeitverfahren zur kontinuierlichen Entfernungsmessung eingesetzt. (In der Geodäsie wird im Übrigen die gleiche Methode zur Distanzmessung verwendet). Die Laufzeiten, um die es sich beim Einsatz von Laser handelt, sind naturgemäß sehr kurz, sie liegen im Nano- bis Picosekundenbereich, da Licht sich mit rd. 3,3 ns/m ausbreitet. Mit Hilfe schneller elektronischer Bauteile und entsprechender Signalverarbeitung kann dieses Problem heute jedoch auch bei kurzen Entfernungen ausreichend genau gelöst werden.

Der *Messbereich* liegt zwischen 1 und 30 m bei einer Auflösung von <1 cm. Störeinflüsse von der durchleuchteten Luftsäule zwischen Geber und Wasser-

Abb. 3.48 Laser-Transmitter (K-Tek Typ LaserMeter LM80)

oberfläche gibt es nicht. Abbildung 3.48 zeigt ein Laser-Füllstandsmessgerät, das im Prinzip auch zur Wasserstandsmessung in Gewässern eingesetzt werden kann.

Grundsätzlich müssen Arbeitssicherheitsaspekte beim Dauereinsatz von Laserlicht im Freien beachtet werden. Das in Abb. 3.47 vorgestellte Lasergerät gehört laut Herstellerangaben zur Laser-Schutzklasse 1, das bedeutet, dass dafür kein besonderer Augenschutz erforderlich ist.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass der Einsatz von Laser zur Wasserstandsmessung ebenso wie von Ultraschall und Mikrowellen zu den berührungslosen Verfahren gehört, es wird ebenfalls das bewährte Impuls-Laufzeitverfahren zur Entfernungsmessung eingesetzt. Die aufgrund des Einsatzes von Licht extrem kurzen Laufzeiten sind – mindestens in geschlossenen Räumen – durch hochentwickelte Signalverarbeitungstechnik messbar. Die Messgenauigkeit dürfte auf jeden Fall die Mindestanforderung des gewässerkundlichen Messwesens von 1 cm Wasserstand erfüllen. Daher ist das Verfahren grundsätzlich auch für Messungen in offenen Gerinnen geeignet. Fragen zur Sicherheit beim Einsatz im Freien müssen jedoch noch im Einzelnen geklärt werden. Bisher ist es in beschränkten Maß zur Füllstandsmessung von Schüttgütern im Einsatz.

3.5.7.3 Wasserstandsmessung über „stehende Wellen“

Dieses Verfahren, das ursprünglich für Grundwasserstandsmessungen entwickelt wurde (s. Felder 1992), kann grundsätzlich auch für Wasserstandsmessungen in Oberflächengewässern z. B. mit Hilfe eines Rohrpegels eingesetzt werden. Das *Messprinzip* beruht darauf, dass in einer geschlossenen Luftsäule, beim Rohrpegel etwa im Raum zwischen der Rohroberkante und der Wasseroberfläche, sich eine akustische Resonanz einstellt, wenn die Höhe der Luftsäule im Rohr gleich einem ungeradzahligen Vielfachen von $\lambda/4$ (λ = Wellenlänge) der entsprechenden Oberwelle ist. Die hierzu benötigten Signale werden durch einen Niederfrequenzgenerator mit Frequenzen zwischen 0,1 und 100 Hz erzeugt.

Nach Felder (1992) hat das Messverfahren folgende Vorteile:

- berührungslose Messung,
- anwendbar bei großen Tiefen.

Als Nachteil wird angeführt, dass

- das Messsignal temperatur- und feuchteabhängig ist und
- hoher Stromverbrauch erforderlich ist.

Bisher ist dieses Verfahren im Wesentlichen zur Wasserstandsmessung tiefer Grundwasservorkommen eingesetzt worden.

Über weitere Verfahren der technischen Füllstandsmessung, wie z. B. kapazitive oder radiometrische Messverfahren, gibt Bonfig (2002) einen guten Überblick. Ob das eine oder andere Verfahren im gewässerkundlichen Messwesen zukünftig zum Einsatz kommen wird, ist m. E. im Augenblick schwer abzuschätzen.

3.5.7.4 Wasserstandsmessung mit Hilfe von Fernerkundung

In Schultz et al. (2000) wird der derzeitige Stand der Nutzung von Fernerkundung mit Satelliten für Hydrologie und Wasserwirtschaft umfassend dargestellt. Die mögliche Nutzung der Fernerkundung im Hinblick auf die Erfassung von Oberflächengewässern wird darin von Kite u. Pietroniro erörtert. Danach bietet insbesondere der Einsatz von Radarsensoren in Satelliten die erfolgsversprechendste Möglichkeit,

- Oberflächengewässer (Seen, große Flüsse) zu detektieren,
- die flächenmäßige Ausdehnung von Oberflächengewässern und deren Veränderung im Laufe von Jahren bzw. Jahrzehnten zu erfassen,
- Feuchtland und seine Ausbreitung zu ermitteln,
- Seewasserspiegel und deren Veränderung festzuhalten,
- Hochwasserüberflutungsflächen mehr oder weniger genau zu schätzen.

Solche Informationen können für die Kalibrierung von Niederschlag-Abfluss- bzw. Einzugsgebietsmodellen heute schon wertvolle Hilfe leisten (Papadakis 2000).

Bezüglich *Echtzeit-Messung* hydrologischer Daten hat Schultz (1988) schon festgestellt, dass Satellitensensoren unglücklicherweise diese nicht direkt messen können. Nach Kite und Pietroniro (Schultz et al. 2000) kann unter extrem günstigen Rahmenbedingungen (sehr großes Flussgebiet, stabile Wasserstand-Abfluss-Beziehungen) mit Hilfe eines Radar-Altimeters, wie es z. B. im Geosat-Satelliten installiert ist, der Wasserstand eines Oberflächengewässers (z. B. des Amazonas) mit einer Genauigkeit von ±10 bis ±20 cm abgeschätzt werden. Einschränkend kommt hinzu, dass Satellitendaten auf relativ wolkenfreie Zeiten und auf Tageslicht angewiesen sind. Mikrowellen-Satelliten könnten hier in Zukunft eine Lösung sein.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass die Erfassung von kurzfristigen Ereignissen (Tageswerten) von Flusswasserständen mittels Fernerkundung selbst bei Nutzung aller verfügbarer Satelliten, seien sie geostationär wie METEOSAT und

GOES oder in fester Umlaufbahn wie NOAA/AVHRR, LANDSAT, SPOT und ERS-1, zur Zeit mit ausreichender Genauigkeit sowohl in zeitlicher als auch räumlicher Auflösung nicht möglich ist und dies auch in absehbarer Zukunft nicht erreichbar sein wird (Papadakis 2008).

3.5.8 Aufzeichnung und Speicherung von Wasserstandsdaten

Einführung: Ziel von kontinuierlich arbeitenden Wasserstandsmessgeräten ist die Aufzeichnung des Wasserstands als Funktion der Zeit, auch Ganglinie genannt. Alle in Kap. 3.5 aufgeführten Verfahren der Wasserstandsmessung sind für eine solch kontinuierliche Erfassung geeignet. Grundsätzlich kann die Aufzeichnung/Registrierung sowohl mit *mechanischen* als auch *elektronischen* Systemen oder auch beiden gleichzeitig erfolgen.

Zur mechanischen Aufzeichnung dienen Pegelschreiber, die den Wasserstand in analoger Form auf einen Papierstreifen für einen vorgegebenen Zeitraum (Tag, Woche, Monat) aufschreiben. Digital-mechanische Registriergeräte, die die Wasserstandsdaten auf einem Lochstreifen (z. B. 8-Kanal Lochstreifenpegel System Ott oder 16-Kanal Tape Punch Recorder System Stevens) aufzeichneten, waren in den 1970er und 1980er Jahren im Einsatz und sind heute durch weiterentwickelte elektronische Registriersysteme ersetzt.

Die elektronischen Datenerfassungssysteme werden unterteilt in *Datalogger* (Datenspeichergeräte), die vor Ort an der Pegelstelle die Daten sammeln und für einen vorgegebenen Zeitraum speichern und *Fernübertragungs- oder Telemetriersysteme* (Kap. 6.2), die die Messdaten ein Mal pro Tag oder in Echtzeit zu einem Zentralrechner, z. B. in einer Steuer- oder Leitzentrale, übertragen.

Die analog-mechanischen Aufzeichnungen müssen für weitergehende Nutzung in der EDV zu einem späteren Zeitpunkt manuell umgewandelt (digitalisiert) werden. Hierzu gibt es EDV-gestützte halbautomatische Digitizer, dennoch ist dies arbeitsintensiv. Elektronisch-digital gespeicherte Daten können direkt in Rechnern weiterverarbeitet werden, bedürfen jedoch auch einer vorherigen Qualitätskontrolle und ggf. Korrektur.

Welche der beiden Registriertechniken zum Einsatz kommt, muss auf der Grundlage der aktuellen wissenschaftlichen und technischen Rahmenbedingungen von Fall zu Fall entschieden werden. Generell gilt, dass zum heutigen Zeitpunkt einer Ausstattung mit digital-elektronischen Registriereinrichtungen häufig der Vorzug gegeben wird, da die Kosten für die Erstinstallation gegenüber den Personalkosten für einen jahrzehntelangen Betrieb verhältnismäßig gering sind. Aus Datensicherheitsgründen ist der kombinierte Einsatz von analog und digital registrierenden Systemen ideal. Bei Messstellen mit vorhandener Messtechnik ist dies relativ kostengünstig durch Nachrüstung mit digitaler Datenerfassung zu erreichen. Dies wird im Zusammenhang mit Fragen der Redundanz von Messsystemen in Kap. 7.3 ausführlich erörtert.

Abb. 3.49 Vertikal-Trommelschreiber (Seba Hydrometrie Typ Alpha)

Analog-mechanische Aufzeichnung: Hierbei handelt es sich im Allgemeinen um Pegelschreiber, die graphisch den Wasserstand kontinuierlich auf einem Registrierstreifen (i. d. R. aus Papier) über eine bestimmte Zeitdauer aufzeichnen. Bei Anwendung z. B. des Schwimmerprinzips zur Wasserstandserfassung (Kap. 3.5.1) wird die Bewegung des Schwimmers mittels des Schwimmerseils auf das Schwimmerrad und von dort auf einen Schreibstift übertragen, der auf dem auf der Pegeltrommel aufgespannten Diagrammpapier (Pegelbogen) die Wasserstandsganglinie aufzeichnet. Die Schreibtrommel wird durch ein Uhrwerk gleichmäßig in einstellbarer Geschwindigkeit um ihre eigene Achse gedreht. Die Trommeln der Schreibpegel können horizontal oder vertikal angeordnet sein. Abbildung 3.49 zeigt einen horizontal gelagerten Trommelschreibpegel, wie er weltweit (verschiedene Hersteller) auch heute noch im Einsatz ist. Die Trommeln werden von Uhren (mechanische oder Quarz-) in vorgebbarer Geschwindigkeit bewegt; die Umlaufzeiten der Trommel können zwischen 8 und 32 Tagen gewählt werden. Gebräuchlicher Wert bei Pegeln im Binnenland ist bei einem Papiervorschub von 2 mm/h eine Trommelumlaufzeit von 8 Tagen. Das bedeutet, dass bei dieser Einstellung die Pegelbögen alle 8 Tage (jede Woche) gewechselt werden müssen.

Damit die Gehäuse der Pegelschreiber bei einer großen Spannweite zwischen zu messendem niedrigsten und höchsten Wasserstand nicht übermäßig und unterschiedlich groß werden, können Aufzeichnungsmaßstäbe von 1:1, 1:2,5, 1:5, 1:10, 1:20 bis 1:50 durch verschiedene Seilführung (Abb. 3.50) und durch den Austausch von Schwimmerrädern eingestellt werden. Das Übersetzungsverhältnis muss umso höher sein, je größer die zu messenden Wasserstandsänderungen sind.

Im Binnenland wird bei einer Schreibbreite von 250 mm ein Höhenmaßstab von 1:10 eingesetzt.

Damit Aufzeichnungen von außergewöhnlich hohen oder niedrigen Wasserständen nicht verloren gehen, gibt es seit vielen Jahrzehnten Umkehrschreibwerte, bei denen eine an sich über den Diagrammrand hinausgehende Ganglinienspitze symmetrisch nach innen ausgeklappt aufgezeichnet wird (Abb. 3.51). Dies wird me-

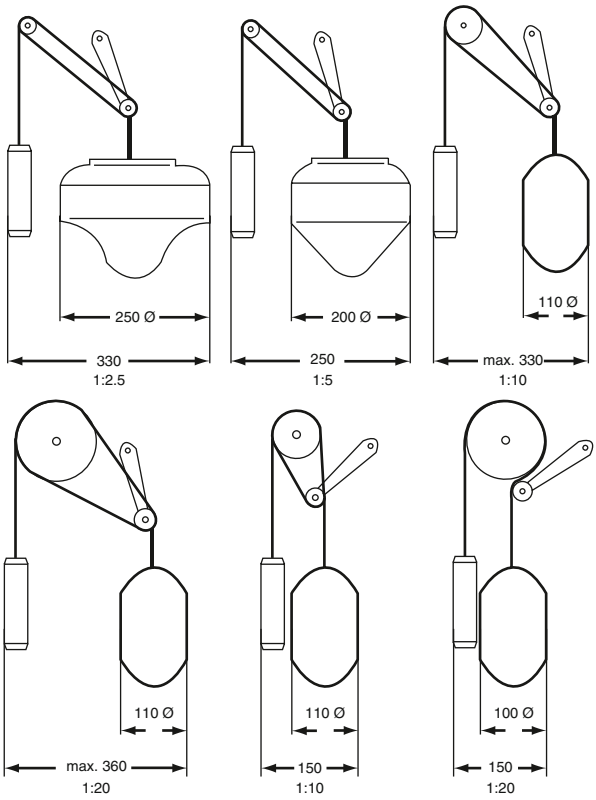


Abb. 3.50 Unterschiedliche Aufzeichnungsmaßstäbe von Schwimmerpegeln in Abhängigkeit der Seilführungen

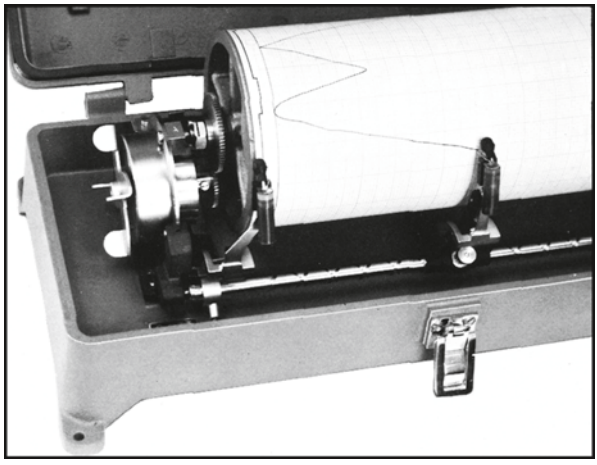


Abb. 3.51 Aufzeichnung eines Trommelschreiber mit Umkehr (Ott Messtechnik Typ X)

Abb. 3.52 Bandschreiber (Ott Messtechnik Typ R 20)

chanisch bewirkt, indem die die Schreiberhalterung führende Spindel mit einem rechts- oder linksgängigen Gewinde ausgerüstet ist.

An Messstellen, bei denen nicht jede Woche der Diagrammstreifen ausgewechselt werden kann, werden Bandschreiber als Registriergerät eingesetzt, die, je nach eingestelltem Papiervorschub (wahlweise zwischen 2–20 mm/h), bis 6 Monate aufzeichnen können. Diese Geräte müssen mit einem elektrischen Uhrwerk, z. B. einer batteriegespeisten Quarzuhr, ausgerüstet sein. Abbildung 3.52 zeigt einen handelsüblichen Bandschreiber.

Wichtig ist, insbesondere bei Bandschreibern, dass die Aufzeichnungsgeräte nicht großer Luftfeuchtigkeit ausgesetzt sind, da sich ansonsten das Diagrammpapier durch erhöhte Haftung leicht „verheddert“ und dadurch der Papiertransport gestört wird. Abbildung 3.53 verdeutlicht dies am Beispiel des Pegels Ahwaz/Karun in SW-Iran, wo in der Nähe des Persischen Golfs die natürliche Luftfeuchte im Herbst teilweise >90 % liegt. Unter solchen Umweltbedingungen muss das Aufzeichnungsgerät hermetisch geschlossen sein und zur Lufttrocknung mit ausreichend Trocknungsmittel (z. B. Orangegel) ausgerüstet sein.

Zusätzlich sollte unabhängig von der Klimaregion bei Schwimmerpegeln das obere Ende des Schachts bzw. Rohrs so weit wie möglich geschlossen sein und lediglich kleine Löcher für das Schwimmerseil (Schwimmer und Gegengewicht) aufweisen. Dies wird u. a. bei der Ausstattung von Pegelhäusern in Kap. 5.1 ausführlich erörtert.

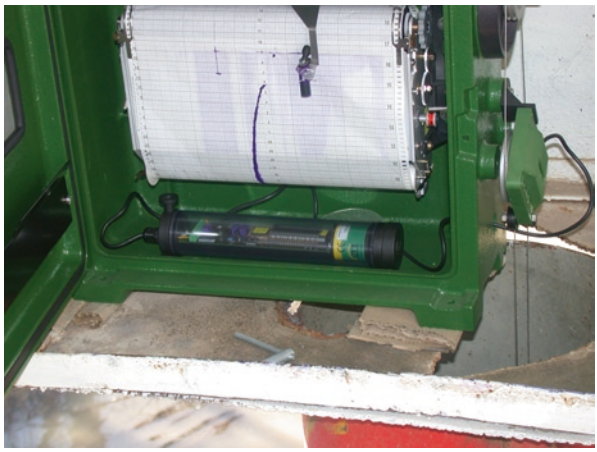


Abb. 3.53 Pegelbandschreiber am Pegel Ahwaz/Karun in SW-Iran mit Papiertransportproblemen

Analoge Aufzeichnungen werden jedoch in der Praxis nicht ausschließlich bei Schwimmerschreibpegeln eingesetzt, sondern ebenso bei Einperlpegeln der klassischen Art wie in Abb. 3.24 ersichtlich. Bei den übrigen Verfahren der kontinuierlichen Wasserstandserfassung wie Drucksonden (Kap. 3.5.4), Ultraschall-Echolot (s. Kap. 3.5.5) und Mikrowellen-Radar (Kap. 3.5.6) sind Analogaufzeichnungen die Ausnahme, da diese Messverfahren direkt elektrische Signale liefern, die für eine graphische Aufzeichnung erst umgewandelt werden müssen. Als zusätzliche Schreiber können handelsübliche Linienschreiber (1–3 Kanäle) oder Punktschreiber (1–6 Kanäle) angeschlossen werden, i. d. R. handelt es sich um Bandschreiber. Bei der Auswahl von Schreibern sollte darauf geachtet werden, ob diese für die rauen Bedingungen von Freilandmessungen geeignet sind. Geräte, die diese Bedingungen erfüllen, sind i. d. R. relativ teuer, so dass heute zunehmend der elektronischen Datenspeicherung oder der digitalen Datenfernübertragung der Vorrang gegeben wird, jedoch werden sie im Rahmen von Redundanzkonzepten (s. Kap. 8) noch häufig als Sicherung oder zur schnellen visuellen Kontrolle von Wasserständen vor Ort eingesetzt (s. DIN EN ISO 4373 2009).

Eine technologische und wirtschaftliche Alternative für Papierschreiber sind heute *Bildschirmschreiber*, die eine graphische Darstellung in Ganglinienform auf einem Farbgraphikdisplay ohne Papier und Stift ermöglichen (Abb. 3.54). Solche Geräte werden in Leitwarten in der Verfahrenstechnik als Vor-Ort-Visualisierung analog zum „klassischen“ Schreiber eingesetzt, sind aber deutlich leistungsfähiger und flexibler als diese; sie könnten z. B. über eingegebene Schlüsselkurven neben Ganglinien des Wasserstands die zugehörigen Durchflussganglinien sowie statistische Kenngrößen darstellen. Mehr dazu in Kap. 7.

Elektronische Datenerfassung: Um Daten elektronisch erfassen zu können, ob zur Speicherung in einem Datalogger vor Ort oder zur Fernübertragung zu einer Kontrolleinrichtung (Büro, Leitwarte etc.) und dortiger Speicherung in einem Rechner, müssen die Messdaten als elektrisches analoges oder digitales Signal (0–20 mV oder 4–20 mA) zur Verfügung stehen (wie es z. B. der Fall ist bei der Verwendung

Abb. 3.54 Bildschirmschreiber (Endress + Hauser Typ memograph Vers. II)

von Drucksonden oder Ultraschall- und Radarsensoren) oder in ein entsprechendes Signal umgewandelt werden (wie z. B. bei Schwimmersystemen).

Die Umwandlung kann grundsätzlich über Winkelkodierer oder Drehwinkelgeber erfolgen. Bei Schwimmerpegeln (Kap. 3.5.2) wird die Bewegung des Schwimmers über das Schwimmerseil auf das Schwimmerrad übertragen. Diese Bewegung des Schwimmerrads wird bei Verwendung eines *Winkelkodierers*, einem Schwimmerrad mit eingebauter Sensorik entweder durch den Wiegand-Effekt magnetisch oder bei Verwendung des Gray-Binär-Codes durch optoelektrische Abtastung in ein digitales Signal (4–20 mA) übersetzt (s. Abb. 3.55). Dieses Signal kann an einen

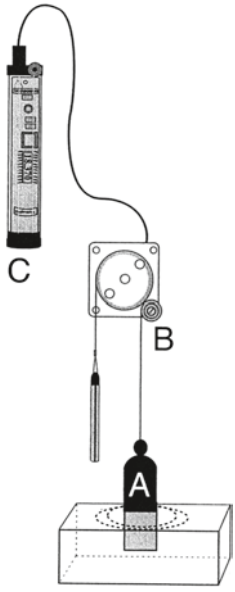


Abb. 3.55 Prinzip der Schwimmermessung mit Winkelkodierer *A* Schwimmer, *B* Winkelkodierer, *C* Datalogger (Nach Ott Messtechnik)

Abb. 3.56 Trommelschreiber (horizontal und vertikal) mit angebautem Winkelkodierer (Ott Messtechnik Typ Thalimedes)

externen Datensammler oder über die serielle SDI-12-Schnittstelle per Fernübertragung weitergegeben werden.

Grundsätzlich kann ein Winkelkodierer als selbstständige Einheit im Solobetrieb, wie in Abb. 3.55 dargestellt, eingesetzt werden oder vorhandene Schreibpegelgeräte (Trommel- und Bandschreiber, horizontal und vertikal) können damit nachgerüstet werden (Abb. 3.56).

Nach Felder (1992) sind die *Vorteile* von Winkelkodierern darin zu sehen, dass sie

- keine Langzeitdrift aufweisen,
- einen geringen Stromverbrauch haben,
- eine hohe Messgenauigkeit erreichen und
- preiswert sind.

Als nachteilig wird die Vereisungsgefahr im Winter angeführt.

In der gewässerkundlichen Praxis haben sich Winkelkodierer bewährt, insbesondere dann, wenn sie mit einem LC-Display ausgestattet sind, welches den aktuellen Wasserstand anzeigt. Abbildung 3.57 zeigt eine solche Kombination im internationalen Einsatz. Was die Genauigkeit heutiger Winkelkodierer (z. B. OTT SE 200, SEBA Surfloat) angeht, so ist festzuhalten, dass unter der Voraussetzung einer hoch-

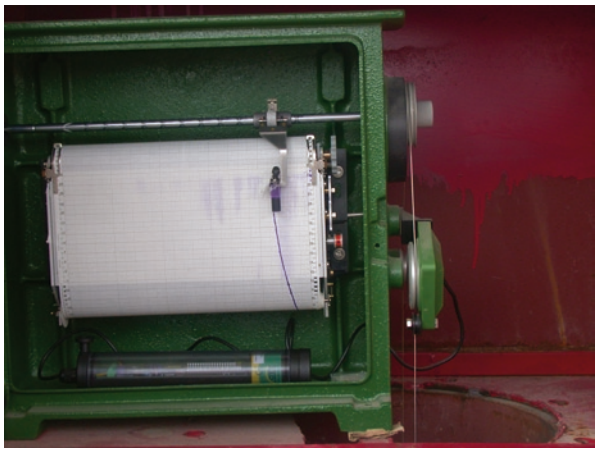


Abb. 3.57 Winkelkodierer mit Datensammler montiert an Bandschreiber am Beispiel des Pegels Dez/Karun (Iran)

wertigen mechanischen (leichtgängig, dicht nach IP 67) und elektromechanischen (berührungslose, verschleißfreie Sensorik) Ausstattung bei einem Messbereich von ±30 cm eine Genauigkeit von

±0,1 % vom Messbereich bei 4–20 mA
(dies entspricht bei 10 m Messbereich ±10 mm WS)

und

±0,003 % vom Messbereich bei SDI-12-Ausgang
(dies entspricht bei 10 m Messbereich ±0,33 mm WS)

angegeben wird.

Analog zum Winkelkodierer kann an das Schwimmerrad eines vorhandenen Schreibpegels ein *Potentiometer* angebaut werden (Abb. 3.58), das die analogen Messwerte mit Hilfe eines Wendelpotentiometers in analoge Widerstandswerten (0–5 kΩ) umformt; diese wiederum können über einen Messverstärker in einen Stromwert von 0/4–20 mA gewandelt werden.

Ein Schwimmersystem mit Potentiometer kann ebenfalls als selbstständige Einheit, z. B. zusammen mit einem Datensammler, betrieben werden. Die Genauigkeit

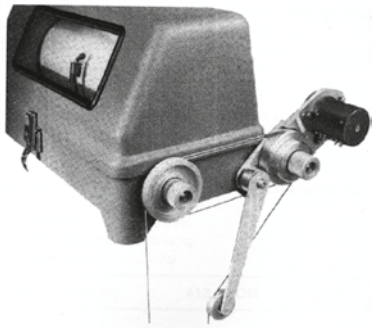


Abb. 3.58 Horizontalschreibpegel mit Potentiometer (Ott Messtechnik Typ OPG1)

eines solchen Systems hängt direkt vom Messbereich (möglich zwischen 1,25 und 100 m) und interessanterweise vom Schwimmerdurchmesser ab. So wird für einen mittleren Messbereich von 10 m und einen eingesetzten Schwimmer mit einem Durchmesser von 110 mm eine erreichbare Genauigkeit von ±2 mm angegeben; dies ist für gewässerkundliche Anwendungen vollständig ausreichend.

Dennoch werden Potentiometer in der heutigen Praxis zunehmend seltener als Winkelkodierer eingesetzt, da sie durch die mehrfache Umwandlung der Ausgangsmesswerte anfälliger für Fehler und Störungen sind.

Grundsätzlich gibt es noch die Möglichkeit, mit Hilfe von *Drehwinkelgebern*, bei denen die Wasserspiegeländerung durch eine biegesteife Verbindung zwischen Schwimmer und Winkelkodierer übertragen wird, digitale Signale zu erzeugen. Da bei diesem Verfahren der Messbereich durch die Länge der Verbindungsstange beschränkt ist, wird es nur inhouse (Wasserbaulaboratorium, geschlossene Behälter o. Ä.) eingesetzt.

Die hier am Beispiel des Schwimmerprinzips vorgestellten Möglichkeiten der elektronischen Speicherung von Wasserstandsdaten gelten in gleicher Weise für Pneumatikpegel (Kap. 3.5.3).

Stehen die Wasserstandsdaten als elektrisches Signal zur Verfügung, ist es naheliegend, diese in digitaler Form zu speichern. Hierzu werden heute vielfältig *Datensammler*, auch *Datalogger* genannt, vor Ort eingesetzt, die die Messdaten erfassen, speichern und ggfs. die Übertragung steuern. Aufgrund der technologischen Entwicklung im Allgemeinen und in der Hydrometrie im Besonderen gibt es heute eine große Anzahl von Datensammlern verschiedener Hersteller, auf die im Einzelnen nicht eingegangen werden soll, zumal die Aktualität dieser Systeme häufig recht kurzlebig ist. Dennoch sollen einige grundsätzliche Merkmale bzw. Anforderungen an Datalogger für den rauen Vor-Ort-Einsatz erläutert werden:

- Datensammler in der Hydrometrie sollen zuverlässig sein bzgl.
  - Datenkommunikation vor Ort (Korrosion und mechanische Abnutzung von Schnittstellenverbindungen),
  - Datenspeicherung (z. B. Ringspeicher und Puffer),
  - Datenauslese (Auslesevorgang mit und ohne Löschung der Daten vor Ort),
  - Überspannungsschutz, damit die Ausfallwahrscheinlichkeit gering wird.
- Datensammler in der Hydrometrie sollen vielseitig im Einsatz sein durch
  - Ausschlussmöglichkeit für serielle analoge und digitale Sensoren,
  - Nutzungsmöglichkeit vieler/aller Datenübertragungstechnologien wie Telefon, GSM, Funk, Satellit, aktiver und passiver Datenabruf sowie Übertragungsdienste wie SMS, D-Kanal, GPRS. (in Kap. 7 ausführlich behandelt),
  - niedrigen Energieverbrauch, der den autarken Betrieb von abseits gelegenen Messstellen entweder durch Solarenergie oder Batterieversorgung ermöglicht.

Bei der Geräteauswahl muss zuerst der tatsächliche Bedarf an vor Ort an der jeweiligen Messstelle zu speichernden Sensoren und der daraus resultierenden notwendigen Anzahl von Eingängen und Kommunikationsschnittstellen (Ausgängen) er-

Abb. 3.59 Datalogger im (Routine-)Einsatz am Pegel Horbach im Beileitungssystem der Hennetalsperre (Ott Messtechnik Typ Duosens)

mittelt werden. Dies ist entscheidend dafür, ob Kompakt- oder Multi-Kanal-Datensammler eingesetzt werden sollten. Wirtschaftliche und Redundanz-Gesichtspunkte können bei der Aufstellung eines solchen Konzepts eine wichtige Rolle spielen. Das ausgewählte System sollte auf jeden Fall ausbaufähig sein, um zum einen neue Sensoren in der Wasserstands- und Durchflussmessung und zum anderen neue Datenübertragungswege und -dienste nachträglich integrieren zu können, zumal die technische Entwicklung immer rascher voranschreitet.

Abbildung 3.59 zeigt aus der Fülle der auf dem Markt angebotenen Datensammler das (typische) Beispiel eines Dataloggers im praktischen Einsatz.

3.5.9 Vergleichende Betrachtung der Messunsicherheit verschiedener Verfahren der Wasserstandsmessung

Allgemeines: Zu Beginn dieses Kapitels muss darauf hingewiesen werden, dass Unsicherheitsanalysen nach der allgemein in der Messtechnik eingeführten GUM-Methodik in der Hydrometrie erst relativ spät aufgegriffen wurde (ISO CEN TS 25377 2007). Muste (2009) zeigt u. a., dass es in der Hydrometrie mit der ISO 5168 (1993) eine vergleichbaren Vorläufer gab; dennoch wurden relativ wenige Genauigkeitsbetrachtungen nach dieser Vorgehensweise für die verschiedenen hydrometrischen Messgeräte und -methoden durchgeführt. Daher werden in den einzelnen Kapitel, soweit vorhanden bzw. publiziert, Ergebnisse von Unsicherheitsbetrachtungen nach GUM einbezogen; ansonsten werden alle verfügbaren Informationen zur Genauigkeit einzelner Verfahren herangezogen. So werden auch in dem hier vorliegenden Unterkapitel vor allem die für die in Kap. 3.5 vorgestellten Wasserstandsmessverfahren spezifischen Aussagen erörtert.

In der Literatur sind folgende allgemeine Angaben zur erforderlichen Genauigkeit von Wasserstandsmessungen zu finden:

Wasserstandsaufzeichnungen, die zur Ableitung von Durchflusswerten über eine W-Q-Beziehung genutzt werden, benötigen nach der WMO (1980) eine Genauigkeit von mindestens ±0,003 m. Wasserstandsmessungen im Oberwasser von hydraulischen Strukturen wie Messwehren, Flumes (s. Kap. 4.4) erfordern nach Bos (1989) eine Genauigkeit von 2 bis 4 mm. Für die Aufstellung von gewässerkundlichen Statistiken (Jahrbüchern) und von Durchflusskurven (s. Kap. 5.3) reicht i. Allg. eine Genauigkeit der Wasserstandserfassung von ±1 cm. Daher ist es wichtig zu wissen, inwieweit die vorgestellten Verfahren der Wasserstandsmessung diese Anforderungen erfüllen.

Zuvor sind jedoch einige grundlegende Gedanken zur *Fehlerbetrachtung* erforderlich. Generell gilt, dass aufgrund der Ungenauigkeit von Messgeräten und infolge unvermeidlicher Beobachtungsfehler jedes Messergebnis mit Abweichungen vom wahren Wert behaftet ist (vgl. DIN 1319-3, 1985). Diese Abweichungen können als „Fehler", als „Unsicherheiten" oder als „Ungenauigkeiten" bzw. „Genauigkeiten" bezeichnet werden (Pegelvorschrift 1991; ISO 5168 1983; ISO 748 2008). So weisen grundsätzlich alle Messungen mehr oder weniger große Abweichungen auf. Diese sind bei der Wasserstandsmessung zum einen auf die Messgenauigkeit des eingesetzten Verfahrens und zum anderen auf die Unstetigkeit der Strömung zurückzuführen. Daher unterscheidet man:

a) *Systematische Abweichungen*, die durch die angewendeten Messmethoden und die eingesetzten Messgeräte bedingt sind. Eine erhöhte Anzahl von Messungen verringert die systematischen Abweichungen nicht, vorausgesetzt, die Gerätschaft und die Messbedingungen bleiben unverändert. Nach ISO 5618 (1983) können zwei Arten von systematischen Abweichungen unterschieden werden:

   Konstante systematische Abweichungen:
   Diese treten bei allen Messungen auf, welche unter gleichen Bedingungen stattfinden. Sie sind zeitlich konstant, können aber abhängig von der Messgröße unterschiedliche Abweichungen aufweisen. Die Ungenauigkeiten können z. B. nach der Kalibrierung über den gesamten Messbereich variieren. Eine konstante systematische Abweichung kann sich aber auch unabhängig von den Messwerten aus einer falschen Nullpunkteichung ergeben.

   Variable systematische Abweichungen:
   Diese können auftreten, wenn sich während der Messung die äußeren Bedingungen (z. B. Wind, Wassertemperatur), aber auch die Messgeräte maßgeblich verändern. Diese Fehlerart ist gewöhnlich nicht symmetrisch verteilt.

b) *Zufällige Abweichungen*, die auf zahlreichen, kleinen und unabhängigen Einflüssen basieren; dies kann die Wahl der Messstelle sein oder der stochastische Charakter des Auftretens von Geschwindigkeitsbahnen, welche verhindern, dass sich bei Messwiederholungen einer konstanten Größe stets das gleiche Ergebnis einstellt (Reproduzierbarkeit). Die Messwerte weichen dabei von dem Mittelwert so ab, dass sie sich mit steigender Anzahl von Messungen einer Normalver-

teilung nähern. Zufallsabweichungen können also eingeschränkt werden, wenn z. B. die Messzeit verlängert und/oder die Zahl der Messpunkte im Querprofil vergrößert wird.

Es ist aber in der Praxis nicht immer einfach, zufällige und systematische Abweichungen eindeutig voneinander zu unterscheiden. Daher wurde im „Hydrometric Uncertainty Guide“ (ISO CEN TS 25377 2007 (HUG)) auf diese Unterscheidung verzichtet. Im Folgenden wird dennoch in Anlehnung an Boiten (2008) versucht, die unterschiedlichen Abweichungsarten und die daraus resultierenden Abweichungen zu diskutieren, da dies in einigen Fällen einen Einblick in die „innere“ Fehlerstruktur des Messverfahrens gibt. So steht z. B. fest, dass Zufallsabweichungen den Ursprung aller Abweichungen, also auch den der systematischen und groben Abweichungen, darstellen. Dies erklärt, dass viele Verfasser Abweichungen als zufällig bezeichnen, obwohl sie streng genommen zu einer Untergruppe der systematischen Abweichungen gehören. Als wesentliche Einflussgröße auf die zufällige Abweichung sind noch die natürlichen Schwankungen der Strömung zu nennen, die sich als Turbulenzen oder Pulsation und Richtungsänderung der Strömung bemerkbar machen. Ebenso wirken Verkrautung und Treibgut in Gewässern.

Unsicherheit von Wasserstandsmessungen: Nach den Erläuterungen zur allgemeinen Fehlerbetrachtung sind auch Wasserstandsmessungen grundsätzlich mit Abweichungen behaftet. Im Folgenden sollen nun die Faktoren, die die Genauigkeit der Wasserstandserfassung beeinflussen, anhand einiger Messverfahren erörtert werden:

1. Unsicherheit von Schwimmerschreibpegeln: Beim Einsatz des Schwimmerprinzips bestimmen nach WMO (1980) und Boiten (2008) drei systematische Einflussgrößen die Messunsicherheit:

a) *Registrierfehler des Schwimmers* Δh_1, der im Wesentlichen daraus resultiert, dass beim Ansteigen des Wasserstands korrekte Werte angezeigt werden, wohingegen bei fallendem Wasserstand durch Verzögerung sich systemimmanent zu hohe Werte einstellen, da sich die Eintauchtiefe des Schwimmers ändert. Die Größe Δh_1 hängt direkt von der Kraft F ab, die notwendig ist, um den Pegelschreiber mechanisch zu bewegen, und ist umgekehrt proportional zum Quadrat des Schwimmerdurchmessers D. Je nach Messgerät liegt F zwischen 0,03 und 0,15 N und kann vom jeweiligen Hersteller erfragt werden.
Der maximale Registrierfehler des Schwimmers Δh_1 lässt mit Gl. (3.12) berechnen zu

$$\Delta h_1 = \frac{0{,}00256 \cdot F}{D^2} \text{ [m]} \tag{3.12}$$

mit

F = Reibung (Drehmoment) [N]
D = Schwimmerdurchmesser [m].

Berechnungsbeispiel: Bei einem Schwimmerschreibpegel mit $D = 0{,}2$ m und $F = 0{,}08$ N ergibt dies ein $\Delta h_1 = 0{,}005$ m, d. h. wenn der Schwimmer beim Wellenanstieg exakt eingestellt war, betrug der Verzögerungsfehler beim Wellenanstieg ± 5 mm.

Der Einfluss des Schwimmerdurchmessers wird deutlich, wenn bei ansonsten gleichen Parametern der Schwimmerdurchmesser von 0,20 m auf 0,08 m verkleinert wird, dann erhöht sich Δh_1 auf +0,03 bzw. −0,03 m (mehr Details und die Ableitung von Gl. (3.12) s. Boiten 2008).

b) Einfluss der *Schwimmerseilbewegung* Δh_2: Dadurch, dass sich ein Teil des Schwimmerseils oder -bands bei jeder Wasserstandsänderung von der einen Seite des Schwimmerrads zur anderen Seite bewegt, ändert sich sein Gewicht und damit die Eintauchtiefe des Schwimmers.
Der Gradient der Wasserstandsänderung ΔH ab der letzten exakten Geräteeinstellung, das Gewicht des Schwimmerseils oder -bands u pro m und der Schwimmerdurchmesser D gehen in die Schätzformel in Gl. (3.13) wie folgt ein:

$$\Delta h_2 = 0{,}00256 \cdot \frac{u}{D^2} \cdot \Delta H \text{ [m]} \tag{3.13}$$

mit

u = Gewicht des Schwimmerbands [kg/m]
D = Durchmesser des Schwimmers [m]
ΔH = Wasserstandsänderung [m].

Berechnungsbeispiel: Bei einem Schwimmerschreibpegel mit $u = 0{,}013$ kg/m, einem $\Delta H =$ 10 m und $D = 0{,}2$ m ergibt dies ein $\Delta h_2 = 0{,}008$ m oder 8 mm.

c) *Eintauchen des Gegengewichts* in das Wasser des Schwimmerschachts bei großen Wasserstandsanstiegen. Dadurch wird das Gewicht des Gegengewichts durch Auftrieb reduziert und der Schwimmer taucht tiefer ein; bei fallendem Wasserstand verhält es sich umgekehrt. Dieser Einfluss wirkt mit anderem Vorzeichen wie der Fehler der Schwimmerseilbewegung in b) und kompensiert daher diesen unter Umständen. Der Fehler durch Auftrieb des Gegengewichts Δh_3 kann mit Gl. (3.14) abgeschätzt werden:

$$\Delta h_3 = 0{,}000118 \cdot \frac{c}{D^2} \text{ [m]} \tag{3.14}$$

mit

c = Gewicht des Gegengewichts [kg]
D = Durchmesser des Schwimmers [m].

Berechnungsbeispiel: Bei einem Schwimmerschreibpegel mit $c = 0{,}6$ kg und $D = 0{,}2$ m ergibt dies ein Δh_3 von 0,0018 m oder 18 mm.

Die Unsicherheitsquellen a) und b) können durch die Wahl größerer Schwimmerdurchmesser reduziert werden; Unsicherheitsquelle c) dadurch, dass der

Schwimmerschacht genügend hoch ausgelegt wird oder dass das Gegengewicht in einem separaten Rohr geführt wird. Mehr Details können WMO (1980, Teil I), Boiten (2008) entnommen werden. Die Kräfte, die beim Schwimmersystem zum Tragen kommen, hat Kraijenhoff van de Leur (1972) systematisch aufgearbeitet. Die Fehler von Schwimmerpegeln wurden von Stevens (1921), dem Entwickler und Hersteller eines weltweit verbreiteten Schreibpegels, umfassend dargestellt.

Im WMO-Guide (WMO 1980, Teil I) wird noch auf eine zusätzliche systematische Unsicherheitsquelle verwiesen, die unter extremen Klimabedingungen und bei extremer Dimensionierung von Pegelanlagen von Bedeutung sein kann. Bei einem Rohrpegel in einem Stahlrohr mit geringem Durchmesser, z. B. 200 mm (NW200), und 25 m Höhe wird bei einem Temperaturanstieg von 40 °C das Messgerät, fest montiert auf dem Pegelrohr, durch Ausdehnung oder Zusammenziehen des Pegelschachts um 0,012 m gehoben. Abbildungen 3.17a und 3.17b zeigen vergleichbare Rohrpegel im Südwest-Iran im Einsatz.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die gesamte systematische Abweichung von Schwimmerpegeln bei sorgfältig geplanten und installierten, genau kalibrierten und einwandfrei funktionierenden Messsystemen i. d. R. unter 1 % des Messbereichs liegt.

Die *Zufallsabweichung* von Schwimmerschreibpegeln kann nach Boiten (2008) in drei Kategorien eingeteilt werden:

a) *Fehler durch Messwerteausfall*, die verursacht werden können durch

- ungenaue Zeitmessung. Bei analoger Aufzeichnung (Pegelschreibern) wird der Registrierstreifen durch eine Uhr mechanisch in einstellbarem Papiervorschub (z. B. 2 mm/h) transportiert; bei digitaler Datenspeicherung liefern integrierte elektronische Uhren die Zeitzuordnung. Die Ganggenauigkeit einer Uhr sollte mindestens ±30 s/d betragen. Bei Messungen innerhalb von Messnetzen, z. B. im Längsschnitt eines Gewässers, bei denen u. U. der Genauigkeit der Zeitzuordnung eine große Bedeutung zukommt, ist es empfehlenswert, Uhren zu verwenden, die über Funk oder GPS periodisch aktualisiert werden.
- Unterbrechung der Aufzeichnung durch unrichtiges Aufsetzen der Schreibfedern oder falsches Einstellen der Datalogger sowie durch Änderungen der Lufttemperatur oder Luftfeuchte (vgl. Abb. 3.53, bei dem durch hohe Luftfeuchte der Transport der Papierrolle eines Bandschreibers unterbrochen wurde). Datenausfälle können auch bei batteriebetriebenen Systemen durch unkontrolliertes Absinken der Batterieladung unter Nennlast entstehen.

b) *Größenordnungsfehler* durch systematische und zufällige Abweichungen in Abhängigkeit der eingesetzten Messverfahren. So kann ein *Lattenpegel* in Abhängigkeit vom örtlichen Strömungsbild und von Wind mit einer Genauigkeit von 1 bis 3 cm abgelesen werden. Extremwertpegel liefern eine Genauigkeit von 5 bis 10 cm, wohingegen Pulsradarsensoren 1 bis 2 mm-Genauigkeit der Wasserstandsmessung erreichen können.

Tab. 3.1 Gesamtunsicherheiten von Verfahren zur Wasserstandsmessung. (Nach Boiten 2008, mit eigenen Ergänzungen)

Messverfahren	Kapitel	Unsicherheiten [mm]	Anmerkungen
Lattenpegel	3.4.1	10–30	–
Extremwertmarkierung	3.5.1	50–100	–
Schwimmer	3.5.2	2–4	–
Einperlung	3.5.3	5–10	je nach Messbereich
Drucksonde	3.5.4	10–50	je nach Messbereich
–	–	2–10	Präzisionsgeräte, je nach Messbereich
Ultraschall	3.5.5	2–10	je nach Messbereich
Puls-Radar	3.5.6	K-Band ± 3 C-Band ± 1	–
Laser	3.5.7	–	–

c) *Fehler in Organisation und Verwaltung* der Messstellen können durch Einsatz unqualifizierten Personals, zu grobes Kontrollraster und örtliches Versetzen bzw. Austauschen von Messgeräten verursacht werden (s. Kap. 9 Organisation von hydrologischen Messdiensten).
In Tab. 3.1 sind die Gesamtunsicherheiten verschiedener Wasserstandsmessverfahren zusammengestellt.
Danach wird Schwimmersystemen eine Gesamtunsicherheit von 2 bis 4 mm zugeordnet.

2. Unsicherheit von Einperlpegeln: Hier werden „klassische" Einperlpegel mit konstanter Einperlung behandelt, bei denen im Gegensatz zu den Kompaktsystemen (s. Kap. 3.5.3) diverse Einstell- und damit auch Fehlermöglichkeiten gegeben sind.
Dies betrifft nach WMO (1980)

a) ungleichmäßige Einperlung des Gases, die insbesondere bei langen Zuleitungen durch Reibung in der Einperlleitung entstehen kann. Die systematische Abweichung wird bis >113 m Länge mit <3 mm angegeben. Bei größeren Längen oder Genauigkeitsproblemen werden zwei Gasleitungen empfohlen, eine Leitung zur Versorgung der Einperldüse mit Gas und eine parallele Leitung zur Erzeugung eines statischen Drucks zwischen Druckaufnehmer und Einperlvorrichtung. Dies wird z. B. bei den Einperlvorrichtungen beim ΔW-Verfahren (Kap. 5.7) so gehandhabt.
b) die erforderliche Ausperlrate (Luftblase pro Minute), die in Abhängigkeit von der Länge der Einperlleitung und dem maximalen Gradient des Wasserspiegelanstiegs zu hoch oder zu niedrig ist. Abbildung 3.27 enthält ein entsprechendes Diagramm als Entscheidungshilfe,
c) die Variation des Gasgewichts in der Einperlleitung in Abhängigkeit vom Wasserstand. Dies gilt nur bei Anlagen mit großem Höhenunterschied zwischen dem Druckaufnehmer und der Ausperlung.

Als gesamte Unsicherheit wird in Tab. 3.1 der Bereich zwischen 5 und 10 mm je nach zugrunde gelegten Messbereich genannt.

3. Unsicherheit von Einperlpegeln: Für diese Wasserstandsmessverfahren liegen bis heute noch keine umfassenden Fehleranalysen vor. Daher beschränken sich Genauigkeitsaussagen in Tab. 3.1 einerseits auf die Angaben der Hersteller und andererseits – außer bei Drucksonden – auf die relativ kurzen Erfahrungen von Anwendern.

Bei der Anwendung von *Drucksonden* muss dabei deutlich unterschieden werden zwischen Low-Cost und Präzisionsprodukten. Letztere erreichen durch technisch aufwändige Entwicklungen eine hohe Reproduzierbarkeit und Genauigkeit, haben in der Regel aber auch einen deutlich höheren Kaufpreis.

Die systematischen Abweichungen beim Einsatz von Drucksonden liegen bei Präzisionsgeräten, und nur diese sollten für den langfristigen Einsatz im gewässerkundlichen Messwesen verwendet werden, bei kleiner 1 % des aktuellen Messwerts. Die Unsicherheit liegt bei Präzisionsgeräten, die nach der Differenzdruckmethode arbeiten, zwischen 2 und 10 mm Wasserstand.

Bei der Anwendung des *Ultraschall*-Laufzeitverfahrens gelten für die systematischen Abweichungen wahrscheinlich die gleichen Aussagen wie beim Einsatz von Drucksonden. Die Gesamtunsicherheit liegt laut Tab. 3.1 bei 10 mm.

Pulsradarpegel, die ebenso wie die Ultraschallpegel nach dem Echolotprinzip arbeiten, werden jedoch im Gegensatz zum Ultraschallverfahren nicht von Eigenschaften des durchstrahlten Luftraums beeinflusst. Daher dürfte die systematische Abweichung dieses Verfahrens ein wenig niedriger sein. Was die Gesamtunsicherheit anbetrifft, so wird in Tab. 3.1 nach der verwendeten Frequenz unterschieden. Danach liegt sie bei Radargeräten im niedrigen Frequenzbereich (K-Band) bei ±3 mm und bei Hochfrequenzradar (C-Band) bei ±1 mm Wasserstand. Beide unterscheiden sich in ihrem Arbeitsbereich wie in Kap. 3.5.6 erläutert.

4. Unsicherheit von Extremwertregistrierpegeln: Bei Extremwert-Anzeigesystemen ist eine deutlich geringere Genauigkeit von nur 50 bis 100 mm erreichbar, was für ihren Einsatzbereich dennoch häufig hinreichend sein kann.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die erreichbare Genauigkeit bei den verschiedenen vorgestellten Verfahren in der Regel für routinemäßige kontinuierliche Wasserstandsmessungen ausreichend ist und daher kein Ausschlusskriterium für den Einsatz einzelner Verfahren darstellt. Bei der Entscheidung für ein bestimmtes Messverfahren kommt es mehr auf den vorgesehenen Einsatzbereich der Geräte und die Organisation des Messdienstes an.

Bei wissenschaftlichen Prozessstudien, z. B. in kleinen Testeinzugsgebieten, kann dagegen der Anspruch an die Genauigkeit der Wasserstandsmessung deutlich höher liegen, so dass hier bei der Wahl des Messsystems die erreichbare Genauigkeit ein entscheidendes Kriterium sein kann bzw. bei der Konfiguration des Messsystems die wesentlichen Einflussgrößen, wie sie in den einzelnen Kapiteln ausführlich dargestellt worden sind, berücksichtigt werden müssen.

Besonders hohe Anforderung an die Genauigkeit der Wasserstandserfassung stellen die Verfahren der Durchflusserfassung mit Hilfe von hydraulischen (vorkalibrierten) Strukturen (Messwehre, Venturigerinne etc., s. Kap. 5.3) und mittels des ΔW-Verfahrens (s. Kap. 5.7).

3.5.10 Zusammenfassende Wertung und Kriterien zur Wahl von Wasserstandsmessverfahren

Tabelle 3.2 gibt in Anlehnung an eine Zusammenstellung im Handbuch der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung (WSV 2007) eine Übersicht über die physikalischen Messmethoden zur kontinuierlichen Wasserstandserfassung. Ihre Vor- und Nachteile sowie die Wirtschaftlichkeit ihres Einsatzes stellen dabei die Hauptauswahlkriterien dar. Ergänzt werden muss diese Zusammenstellung um die in Tab. 3.1 in Kap. 3.5.9 angegebenen Unsicherheiten der einzelnen Verfahren.

Angaben über die Lebensdauer als Kriterium der Wirtschaftlichkeit können bei Messwertgebern wie z. B. Radar, die erst seit einigen Jahren in der Hydrometrie offener Gerinne im Einsatz sind, noch nicht genannt werden.

Da je nach Aufgabenstellung, vorhandener Infrastruktur und verfügbarem Personal sehr unterschiedliche Randbedingungen vorliegen können, ist eine allgemeingültige Empfehlung für eines der Systeme nicht möglich. So kann das klassische

Tab. 3.2 Übersicht über Methoden der kontinuierlichen Wasserstandsmessung (in Anlehnung an WSV 2007)

Messwertgeber	Vorteile	Nachteile	Wirtschaftlichkeit
Schwimmer	Einfach, zuverlässig u. robust	Schutz vor Wind u. Wellen notwendig	Hohe Investitionskosten, geringe Betriebskosten
Einperlpegel			
a) mit kontinuierlicher Einperlung	Einfacher Aufbau, kein Drift wg. mechanischer Messwertumformung	In Gewässern mit veränderlichem Salzgehalt nicht einsetzbar	Geringe Investitionsmittlere Betriebskosten, Pflege durch Fachpersonal
b) mit diskontinuierlicher Einperlung	Kompakte Anlage, einfach zu installieren	In Gewässern mit veränderl. Salzgehalt nur bedingt einsetzbar	Kostengünstig, jedoch begrenzte Lebensdauer (insbes. wg. Pumpe)
Drucksonde	Kompakte Bauweise einfache und schnelle Montage, Industriestandard	In Gewässern mit veränderl. Salzgehalt nur bedingt einsetzbar	Lebensdauer 2–15 Jahre, bei hochgenauen Geräten kein Kostenvorteil
Ultraschall	In Luft (Echolot-prinzip) und in Wasser (von Sohle) einsetzbar	Beeinflussung des Ultraschalls in der Luft (Temperatur, Nebel, Regen) und im Wasser (Temp., Strömung etc.)	Kostengünstig bei Einfachgeräten, hohe Kosten bei Einsatz von Referenz-Sensoren mit hoher Genauigkeit
Pulsradar	Hochgenaue berührungslose Messung, keine atmosphärische Beeinflussung	Bei Eis keine Messung möglich	Einfache Montage, autarker Einsatz möglich, Pflege nur durch Fachpersonal

Schwimmerprinzip bei auf lange Messdauer angelegten Messungen mit nicht zu hohem Genauigkeitsanspruch nach Abwägung aller Kriterien weiterhin das günstigste Messverfahren sein; bei Neuanlagen in Einzugsgebieten ohne starke Vereisung der Gewässer und mit hohem Genauigkeitsanspruch kann nach dem heutigen Stand des Wissens z. B. Pulsradar das Messprinzip der Wahl sein, da es die meisten messtechnischen Vorteile vorzuweisen hat. Da dieses Verfahren in der industriellen Messtechnik zunehmend eingesetzt wird, könnte zukünftig der Anschaffungspreis für solche Messwertgeber eher günstiger werden.

Bei der Auswahl der Messwertgeber sollte auch die angestrebte Redundanz innerhalb des Messnetzes (s. Kap. 8.6) berücksichtigt werden, da bei der Sensorik grundsätzlich zwei unterschiedliche physikalische Messverfahren zum Einsatz kommen sollen. Dabei ergeben sich, wie in Kap. 8.6 ausgeführt, verschiedene Kombinationsmöglichkeiten von Messwertgebern.

Was die Messunsicherheit anbetrifft, so werden im gewässerkundlichen Messwesen i. d. R. systematische Abweichungen <1 cm bei einem Messbereich von 10 m, also 1 ‰ Genauigkeit gefordert. Das diese an und für sich hohe Genauigkeitsanforderung je nach hydraulischen Gegebenheiten des Messquerschnitts insbesondere bei abgeleiteten Durchflussdaten unzureichend sein kann, wurde in Kap. 3.5.2 im Zusammenhang mit einer integralen Fehlerbetrachtung am Beispiel von mechanischen Schwimmermessungen eingehend erörtert; dies trifft insbesondere für Niedrigwasserwerte zu. Daher kann es durchaus notwendig und sinnvoll sein, an einer Messstelle zwei verschiedene Messwertgeber einzusetzen. Dies kann u. U. kostengünstiger sein, als einen Messquerschnitt entsprechend baulich umzugestalten. Entscheidend für die Wahl des Messwertgebers ist demnach die Frage, ob nur Wasserstandsdaten oder auch daraus abgeleitet Durchflusswerte benötigt werden.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass auf Grund der messtechnischen Entwicklung der letzten Jahrzehnte heute m. E. für alle Fragestellungen, Randbedingungen und Ansprüche geeignete Messsysteme zur kontinuierlichen Wasserstandserfassung zur Verfügung stehen.

Literatur

Bernard, H.: Füllstandsmessung mit Schwimmermethoden. In: Bonfig, K. W.1990, S. 22–33.

Boiten, W.: Hydrometry. CRC Press/Balkena: London, 2008 (3. Aufl.).

Bonfig, K. W. (Hrsg.): Technische Füllstandsmessung und Grenzwertkontrolle. expert-verlag: Ehningen, 1990.

Bonfig, K. W. (Hrsg.): Sensoren und Sensorsysteme. expert-verlag: Ehningen, 1991.

Bonfig, K. W.: Technische Durchflussmessung unter besonderer Berücksichtigung neuartiger Durchflussmessverfahren. Vulkan-Verlag: Essen, 2002 (3. Aufl.).

Bos, M. G. (Hrsg.): Discharge Measurement Structures. International Institute for Land Reclamation & Improvement/ILRI: Wageningen, 1989 (3. Aufl.).

Devine, P.: Füllstandsmessung mit Radar. Eigenverlag Vega-Grieshaber: Schiltach, 2001.

DIN 1319: Grundlagen der Messtechnik. Beuth Verlag: Berlin, 1985.

DIN 4049-3: Hydrologie – Teil 3: Begriffe zur quantitativen Hydrologie. Beuth Verlag: Berlin, 1994.

DIN EN ISO 748: Hydrometrie – Durchflussmessung in offenen Gerinnen mittels Fließgeschwindigkeitsmessgeräten oder Schwimmern. Beuth Verlag: Berlin, 2008.
DIN EN ISO 4373: Hydrometrie – Geräte zur Wasserstandserfassung. Beuth Verlag: Berlin, 2009.
Dyck, S. u. Peschke, G.: Grundlagen der Hydrologie. Verlag für Bauwesen: Berlin, 1995 (3. Aufl.).
Fehrenbach, J.: Optische Verfahren in der industriellen Füllstandsmessung. In: Bonfig, K. W. 1990, S. 157–165.
Felder, A.: Möglichkeiten der kontinuierlichen Erfassung des Wasserstandes, Anforderungen und Erfahrungen. In: 17. Fortbildungslehrgang für Hydrologie. „Durchflusserfassung in offenen Gerinnen – Klassische Verfahren und neue Entwicklungen“ vom 21.–25.9.1992 in Essen. DVWK: Bonn, 1992.
ISO 5168:. Estimation of the uncertainty of a flowrate measurement. International Standards Organization: Geneva, 1983.
ISO CEN TS 25377: Hydrometric Uncertainty Guide (HUG). International Standards Organisation: Geneva, 2007.
Keller, R., Luft, G. u. Morgenschweis, G.: Das Hydrologische Versuchsgebiet Ostkaiserstuhl. Studien zum Wasserhaushalt 1970–1972. Freiburger Geogr. Mitt., 1973, 1, S. 171–180.
Kirberich, L.: Innovative Druckmesstechnik mit Keramiktechnologie für industrielle Druck- und Differenzdruckmessaufgaben. In: Bonfig, K. W. 1991, S. 117–131.
Kite, G. u. Pietroniro, A.: Remote sensing of surface water. In: Schultz, G. A. et al. 2000, S. 217–238.
Kraijenhoff van de Leur, D. A.: Hydraulica 1, Lecture Notes. Agricultural University: Wageningen, 1972.
Lau, J.: Akustische Füllstandsmessung mittels Laufzeitmessung im Gasraum oberhalb des Füllgutes. In: Bonfig, K. W. 1990, S. 76–101.
Lau, J.: Ultraschallsensoren für die Füllstandsmessung. In: Bonfig, K. W. 1991, S. 344–352.
Luft, G., Morgenschweis, G. u. Keller, R.: Auswirkungen von Großterrassierungen auf hydrologische Prozesse. Wasser und Boden (33) 1981, H. 9, S. 436–442.
Maniak, U.: Hydrologie und Wasserwirtschaft. Eine Einführung für Ingenieure. Springer: Berlin, 1997 (4. Aufl.).
Ott (Hrsg.): Comparison to the absolute measurement principle. International Sales Meeting OTT/HACH Environmental, Gargelten 2007.
Panzke, R.: Füllstandsmessung mit Mikrowellen. In: Bonfig, K. W. 1990, S. 144–156.
Papadakis, I.: mündl. Mitt., 2008.
Papadakis, I. u. Schultz, G. A.: Computation of Hydrological Data for Design of Water Projects in Ungauged River Basins. In: Schultz, G. A. et al. 2000, S. 401–418.
Paul, H. u. Wägner, R.: Ein neuer, hochgenauer Referenzdruckaufnehmer. In: Bonfig, K. W. 1991, S. 44–59.
Pegelvorschrift, Stammtext. Hrsg. Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) und Bundesminister für Verkehr (BMV). Parey-Verlag: Hamburg, 1978.
Pegelvorschrift, Anlage D.: Richtlinie für das Messen und Ermitteln von Abflüssen und Durchfluss. Hrsg. Landesarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) und Bundesminister für Verkehr (BMV). Parey-Verlag: Hamburg, 1991.
Rittmeyer (Hrsg.): Manual „Pneumatisches Druckübertragungssystem für Stand- und Druckmessung.“ Eigenverlag: Zug, 1996.
Rössert, R.: Grundlagen der Wasserwirtschaft und Gewässerkunde. Oldenbourg: München, 1976.
Schaffernak, F.: Hydrographie. Julius Springer-Verlag: Wien, 1935; unveränderter Nachdruck: Akademische Druck- und Verlagsanstalt: Graz, 1960.
Schultz, G. A.: Remote sensing in hydrology. Journal of Hydrology (100) 1988, H. 1/3, S. 239–265.
Schultz, G. A. u. Engman, E. T. (Hrsg.): Remote sensing in hydrology and water management. Springer: Berlin, 2000.
Stevens, J. C.: The accuracy of water-level recorders and indicators of the float type. Transactions of the American Society of Civil Engineers (83) 1921, S. 894–903.

WMO (World Meteorological Organization): Manual on Stream Gauging. Vol. I: Fieldwork, Vol. II: Computation of Discharge. Operational Hydrology Report No. 13 (WMO-No. 519): Geneva, 1980.

WSV (Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes): Handbuch Moderne Pegel. Qualitätszirkel Gewässerkunde. Koblenz, 2007.

Wyder, D.: Handbuch der Pegelmessung. Landeshydrologie und -geologie Bern. Hydrologische Mitt. Nr. 26: Bern, 1998.

Zenz, Th.: Sind Drucksonden zur kontinuierlichen Wasserstandsmessung im gewässerkundlichen Dienst geeignet? Ergebnisse von Kurzzeittests verschiedener Drucksonden. 17. DVWK-Fortbildungslehrgang Hydrologie „Durchflusserfassung in offenen Gerinnen – Klassische Verfahren und neue Entwicklungen". Essen. DVWK: Bonn, 1992.

Zenz, Th.: Untersuchungen zu Pegellatten. Bundesanstalt für Gewässerkunde Koblenz, 2000 (BfG – 1311, unveröffentlicht).

Zenz, Th.: Bericht „Erprobung eines Ultraschallsensormesssystems für Wellen- und Pegelmessung des Typs Log_aLevel-Standard der Firma General Acoustics GmbH". Bericht Nr. BFG-1551, Koblenz, 2007 (unveröffentlicht).

Firmeninformationen und -produkte

- **Endress + Hauser** Messtechnik GmbH + Co., Postfach 2222, D-79574 Weil am Rhein (www.de.endress.com)
  Produkte: Ultraschallsensor *FMU80*, Drucksenso*r FMP 240*, Druckzelle *USCS2*, Radarsenso*r Micropilot*
- **General Acoustics** GmbH, Am Kiel-Kanal 1, D-24106 Kiel (www.GeneralAcoustics.com)
  Produkt: Ultraschallsensor *Log_aLevel*
- **K-TEK**, 6100 West by Northwest 140, Houston, TX 77040 USA: (www.kteksolidslevel.com)
  Produkt: Laser-Echolot *LM 80*
- **Krohne** Mess- und Regeltechnik, Ludwig-Krohne-Str., D-47058 Duisburg (www.krohne.com)
  Produkte: Radarsensor *Optiwave B70A*, Ultraschallsensor *Optisound 3030*
- **NIVUS** GmbH, Im Thäle 2, D-75031 Eppingen (www.nivus.de)
  Produkt: Ultraschallmessumformer *NivuMaster*, Drucktauchsonde *NivuBar*
- **Mobrey** Emerson Process Management GmbH, Rheinstr. 2, 42781 Haan (www.mobrey.de)
  Produkte: Ultraschall Niveautransmitter *MSP*, Radartransmitter (geführte Mikrowelle) *3300*
- **Ott** Messtechnik GmbH & Co. KG, Ludwigstr. 16, D-87437 Kempten (www.ott-hydrometry.de)
  Produkte: *Stechpegel, Grenzwertpegel G1, Trommel- u. Bandschreiber, Horizontal- und Vertikalschreiber, Pneumatikpegel u. CBS mit EPS50*, Drucksensor *PLS*, Radarsensore*n RLS u. Kalesto*
- **Quantum** Hydrometrie, Zossener Str. 55, D-10961 Berlin (www.quantum-hydrometrie.com)
  Produkt:Ultraschallsensor *Q-log mini*
- **Rittmeyer** AG, Inwilerriedstr. 72, 6341 Baar/Schweiz (www.rittmeyer.com)
  Produkte: Ultraschallsensor *MPULxx*, Drucksensor *MPW2Qxx,* Pneumatikmesssystem *MPI*
- **Seba** Hydrometrie GmbH, Gewerbestr. 61a, D-87600 Kaufbeuren (www.seba.de)
  Produkte: *Pneumatikpegel u. PS Light II*, Ultraschallsensor *SEBAPULS, Trommel- und Bandschreiber, Horizontal- u. Vertikalschreiber*
- **SOMMER** GmbH & Co KG., Straßenhäuser 27, A-6842 Koblach/Österreich (www.sommer.at)
  Produkt: Radarecholot *RQ-24*, Ultraschallsensor *UPM8*, Drucksensor *DS-22*
- **VEGA** Grieshaber KG, Am Hohenstein 113, D-77761 Schiltach (www.vega.com)
  Produkte: Ultraschallecholot *VEGASON*, Radar *VEGAPULS*, geführte Mikrowelle *VEGAFLEX*)

Kapitel 4
Messung des Durchflusses

4.1 Einführung

Wie in Kap. 1.2 ausführlich dargestellt, sind für eine rationale Bewirtschaftung der Wasserressourcen zuverlässige hydrologische Daten erforderlich. Dabei ist der Abfluss aus einem Einzugsgebiet eines der wichtigsten Elemente des Wasserhaushalts. Daher sind Kenntnisse über das Abflussgeschehen eine wichtige Voraussetzung für Wasserbewirtschaftung und wasserbauliche Maßnahmen, wie z. B. die Planung und Bemessung von Schutzmaßnahmen im Hoch- und Niedrigwasserbereich. Um diese Basisinformationen zu erhalten, sind Durchflussmessungen an ausgewählten Gewässerquerschnitten in Verbindung mit Messungen des Wasserstands an einem Pegel (vgl. Kap. 3) notwendig.

Die verschiedenen Messverfahren, mit denen der Durchfluss in einem Gerinneprofil bei einem bestimmten Wasserstand zu einem bestimmten Zeitpunkt ermittelt werden kann, sind Gegenstand von Kap. 4.3.

In den meisten Fällen reichen Einzelmessungen des Durchflusses nicht aus, so dass die *kontinuierliche Erfassung des Durchflusses* unerlässlich ist; die hierzu verwendeten Techniken und Verfahren werden in Kap. 4.5 ausführlich behandelt.

4.2 Grundgleichungen

Grundvoraussetzung für eine fachgerechte Durchflussmessung sind Kenntnisse der hydraulischen Gesetzmäßigkeiten, die bei der Auswahl einer Messstelle und bei der Durchführung von Durchflussmessungen berücksichtigt werden müssen. Dies gilt unabhängig von der eingesetzten Messmethode und dem dabei verwendeten Messgerät. Die hydraulischen Grundlagen für den Durchfluss in offenen Gerinnen wurden in Kap. 2.3 ausführlich behandelt. Dort wurde aufbauend auf der Kontinuitätsgleichung die allgemeine Grundgleichung zur Bestimmung des Durchflusses Q abgeleitet:

$$Q = v_m \cdot A \ [\mathrm{m}^3/s, l/\mathrm{s}] \tag{4.1}$$

G. Morgenschweis, *Hydrometrie,*
DOI 10.1007/978-3-642-05390-0_4, © Springer-Verlag Berlin Heidelberg 2010

mit

A = durchströmter Querschnitt [m^2]
v_m = mittlere Fließgeschwindigkeit im Durchflussquerschnitt [m/s].

Auf der Basis von Gl. (4.1) kann also der Durchfluss Q bei Kenntnis des durchströmten Querschnitts A und der mittleren Fließgeschwindigkeit v_m für jeden beliebigen Zeitpunkt bestimmt werden; A wird über den gemessenen Wasserstand bei bekanntem Querprofil, v_m mit Hilfe von Fließgeschwindigkeitsmessungen (vgl. Kap. 4.3) im Querschnitt ermittelt.

Dieses einfache Konzept hat für die meisten offenen Gewässer, seien es natürliche Flüsse oder künstliche Kanäle, Gültigkeit.

Darüber hinaus gibt es für offene Gerinne eine Relation zwischen Wasserstand und Durchfluss im Gewässer, d. h. es gilt: je höher der Wasserstand, desto höher ist der Durchfluss. Setzt man in Gl. (4.1) für v_m die empirische Geschwindigkeitsformel nach Chézy ($v_m = C\sqrt{R \cdot I}$, vgl. Gl. (2.6)) und für den durchströmten Querschnitt $A = h\ dB$ ein, so ergibt dies die Durchflussgleichung

$$Q = \int_0^B C\sqrt{R \cdot I} \cdot h\ dB \tag{4.2}$$

mit

Q = Durchfluss [m^3/s]
C = Geschwindigkeitsbeiwert n. Chézy [$m^{1/2}/s$]
h = Wassertiefe [m]
I = Energieliniengefälle, näherungsweise Fallhöhe des Wasserspiegels
R = hydraulischer Radius, definiert als der Quotient von Querschnittsfläche A und benetztem Umfang U ($R = A/U$)
B = Gewässerbreite [m].

Da bei den meisten Gewässern die Gewässerbreite B im Vergleich zur Gewässertiefe h sehr groß ist, kann der hydraulische Radius R i. d. R. durch die Wassertiefe h ersetzt werden. Gleichung (4.2) lautet dann

$$Q = \int_0^B C\sqrt{I} \cdot dB. \tag{4.3}$$

Die Anwendung dieser Näherungsformel setzt voraus, dass die Charakteristik des Gewässerquerschnitts, d. h. das Verhältnis zwischen Gewässerbreite und Gewässertiefe, sowie die Bettrauigkeit bekannt sind. Insbesondere bei Gewässern mit beweglicher Sohle ist die letzte Voraussetzung schwer zu schätzen bzw. häufig nicht erfüllt, zumal dann, wenn die Wassertiefe sich z. B. bei einem Hochwasser durch Erosion oder Akkumulation ändert. Boiten (2008) folgert daraus, dass in solchen Gewässern häufige Durchflussmessungen zwingend sind.

Kaldenhoff (1992) leitet aus Gl. (4.3) die grundsätzliche Forderung ab, bei kontinuierlichen Durchflussmessungen nicht generell den Wasserstand (als Näherungslösung), sondern stattdessen – wo möglich – das Energie- oder Wasserspiegelgefälle I zu messen, damit Durchflussmessungen immer gemäß der hydraulischen Bedingungen durchgeführt werden. Diese Forderung war Anlass für die Entwicklung des ΔW-Verfahrens, das in Kap 5.7 ausführlich vorgestellt wird.

4.3 Überblick über Methoden der Durchflussmessung

Grundsätzlich lassen sich die Methoden der Durchflussmessung danach gliedern, ob es sich um *direkte* (z. B. Gefäßmessung) oder *indirekte* Verfahren (z. B. Geschwindigkeitsmessungen mit Flügeln) handelt. Da der weitaus überwiegende Teil der angewandten Durchflussmessverfahren nach der indirekten Methode arbeitet, ist diese Gliederung jedoch nicht zielführend.

Daher wird im Folgenden als Gliederungskriterium die Unterscheidung zwischen *diskontinuierlich* arbeitenden Verfahren, die einmalig den Durchfluss bei einem bestimmten Wasserstand erfassen und i. d. R. zu Kontroll- bzw. Kalibrierzwecken mit mobilen Messgeräten durchgeführt werden, und *kontinuierlichen* Verfahren, die mit Hilfe fest installierter Messeinrichtungen den Durchfluss als Ganglinie erfassen, verwendet (s. Tab. 4.1). Dieser Gliederungsansatz geht zurück auf Schaffernak (1960) und Luft u. Morgenschweis (1979).

Den verschiedenen Methoden liegen z. T. die gleichen Durchführungsmodalitäten und die gleichen Berechnungsverfahren zugrunde. Diese werden daher in einem übergeordneten Kapitel behandelt. In Fällen, in denen ein spezifisches Prinzip in einem Kapitel ausführlich dargestellt wurde, wird in den weiteren Kapiteln darauf verwiesen.

Bei der Einführung der Messverfahren geht es vorrangig um die Vorstellung bzw. Ableitung des Messprinzips und nicht um detaillierte Installations- und Wartungsanweisungen. Zu letzteren wird auf entsprechende Arbeitsanweisungen und Normen verwiesen.

Alle Messverfahren werden nach Möglichkeit so allgemein vorgestellt, dass sie unabhängig von firmenspezifischen Entwicklungen einzelner Hersteller sind. Außerdem werden bei der Bildauswahl alle wesentlichen Hersteller eines Verfahrens nach Möglichkeit berücksichtigt, um die fachliche Unabhängigkeit des Autors zu wahren. Am Ende eines jeden Hauptkapitels werden im Literaturverzeichnis Bezugsquellen bzw. Internetadressen der verschiedenen Hersteller aufgelistet.

Die folgenden Kapitel sind in Anlehnung an die in Tab. 4.1 aufgelistete Systematik der Durchflussmessverfahren gegliedert. So enthalten die in Kap. 4.4 bis 4.6 die diskontinuierlichen und das Kap. 5 die kontinuierlich arbeitenden Durchflussmessverfahren.

Tab. 4.1 Gliederung der Durchflussmessverfahren

1. Diskontinuierliche Messverfahren
   - 1.1 Volumetrische Durchflussmessung
     - 1.1.1 Transportable Messgefäße
     - 1.1.2 Messbecken
     - 1.1.3 Kippgefäße
   - 1.2 Bestimmung des Durchflusses über die Messung der mittleren Geschwindigkeit einzelner Lotrechten (Stromfäden)
     - 1.2.1 Hydrometrische Flügel
     - 1.2.2 Magnetisch-induktive Strömungssonden
     - 1.2.3 Ultraschall-Doppler-Strömungssonden
     - 1.2.4 Schwimmer
     - 1.2.5 Pendelströmungsmesser (Tauchstab)
     - 1.2.6 Pitot- und Prandtl-Staurohre
     - 1.2.7 Thermische Strömungssonden (Hitzdraht)
     - 1.2.8 Laser-Doppler-Strömungsmesser
   - 1.3 Bestimmung des Durchflusses über die Messung der mittleren Querschnittsgeschwindigkeit
     - 1.3.1 Messschirme
     - 1.3.2 Mobile Ultraschall-Doppler Current Profiler (ADCP)
     - 1.3.3 Tracerverfahren (konstante Einspeisung, Momentaninjektion)
   - 1.4 Weitere mobile Durchflussmessverfahren
     - 1.4.1 Mobile Venturigerinne
     - 1.4.2 Mobile Überfallwehre
     - 1.4.3 Aufsteigende Schwimmer (Luftblasen)
2. Kontinuierliche Messverfahren
   - 2.1 Bestimmung des Durchflusses über Wasserstand-Durchfluss-Beziehungen
   - 2.2 Bestimmung des Durchflusses mit Durchflussbauwerken und hydraulischen Bestimmungsgrößen
     - 2.2.1 Messwehre und Wehrschwellen
     - 2.2.2 Venturigerinne
     - 2.2.3 Messkästen (Flumes)
     - 2.2.4 Ausflussöffnungen (Orifice)
   - 2.3 Erfassung des Durchflusses über kontinuierliche Geschwindigkeitsmessung mittels Ultraschall
     - 2.3.1 Laufzeitverfahren
     - 2.3.2 Dopplerverfahren
   - 2.4 Erfassung des Durchflusses nach der magnetisch-induktiven Methode
   - 2.5 Erfassung des Durchflusses durch kontinuierliche Messung des Wassergefälles (ΔW-Verfahren)
   - 2.6 Visuelle Durchflussmessung
   - 2.7 Erfassung des Durchflusses durch kontinuierliche Messung der Oberflächengeschwindigkeit
     - 2.6.1 Mittels Radar
     - 2.6.2 Mittels Videokamera
   - 2.8 Durchflussmessung an Stauwehren

4.4 Volumetrische Durchflussmessung

Prinzip: Bei diesem Verfahren wird der in einer bestimmten Zeit t durch einen Messquerschnitt strömende Durchfluss Q durch Auffüllen eines Messgefäßes bekannten Volumens V unmittelbar bestimmt:

$$Q = \frac{V}{t} \; [\mathrm{m^3/s}] \tag{4.4}$$

mit

Q = Durchfluss [l/s, m^3/s]
V = Volumen des Messgefäßes [l, m^3]
t = Füllzeit [s].

Als Messgefäße kommen transportable Messbehälter (Kap. 4.4.1), fest installierte Messbecken (Kap. 4.4.2) oder Kippgefäße (Kap. 4.4.3), die auch Dauermessungen erlauben, zum Einsatz. Darüber hinaus gibt es volumetrische Verfahren, bei denen Teilmengen des Durchflusses erfasst werden, wie z. B. bei der Danaide (Kap. 4.4.4). Bei Durchflussmessungen in geschlossenen Rohrleitungen stehen eine große Anzahl von Volumenzählern wie Einkolben-, Mehrkolben- und Ringkolbenzähler, Ovalrad- und Drehkolbenzähler zur Verfügung, die meist nach dem Verdrängungsprinzip arbeiten (Details, s. Bonfig 2002); da deren Einsatz jedoch auf Rohrleitungen begrenzt ist, soll hier nicht weiter darauf eingegangen werden.

Das *Volumen der Messgefäße* kann durch Füllen mit kalibrierten Messgefäßen, durch Wägung oder über die Maße des Messbehälters bestimmt werden. Da neben der Füllzeitmessung die Größe und Form des Messgefäßes direkten Einfluss auf die erreichbare Genauigkeit des Verfahrens haben, ist einerseits die Volumenbestimmung möglichst exakt durchzuführen; andererseits muss ein notwendiges Mindestvolumen gewährleistet werden, damit eine *Messdauer* von mindestens 5 s für eine Einzelmessung eingehalten werden kann.

Die *Messung der Füllzeit t* erfolgt i. d. R. mit einer Stoppuhr; um gesicherte Ergebnisse zu erhalten werden 4 bis 5 Wiederholungsmessungen empfohlen.

Voraussetzungen für eine exakte volumetrische Durchflussmessung sind lt. Pegelvorschrift, Anl. D (1991):

- Das einen Querschnitt durchfließende Wasser muss vollständig aufgefangen werden,
- es muss ein vollkommener Überfall mit einem belüfteten Wasserstrahl bestehen,
- die Überfallkante muss so hoch liegen, dass das Messgefäß ohne Probleme unter den Wasserstrahl geschoben werden kann.

Um dies zu erreichen, ist das Gewässer meist vorübergehend durch geeignete Einbauten aufzustauen. Häufig wird dies mit dem Einbau eines Überfallwehrs (s. Kap. 5.3.4) erreicht (Ausführungsdetails s. Pegelvorschrift 1991).

Der Anwendungsbereich des Verfahrens hängt von der Größe des zur Verfügung stehenden Messgefäßes ab und wird daher in den Kap. 4.4.1 bis 4.4.4 explizit behandelt.

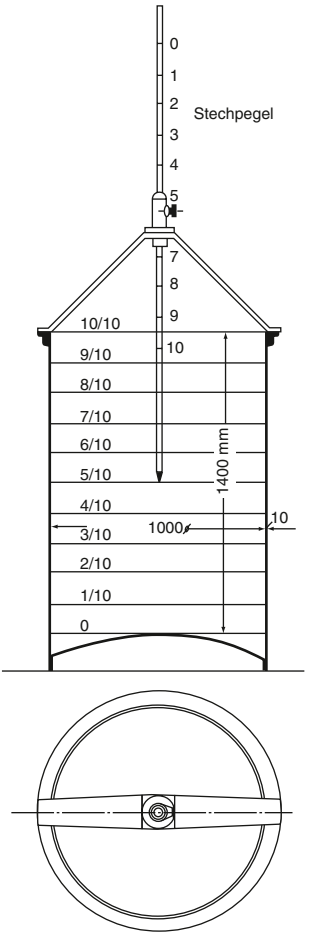


Abb. 4.1 Messbehälter für eine volumetrische Wassermessung. (Schweizerischer Ingenieur- u. Architektenverein 1924)

4.4.1 Messgefäße

Als transportable Messgefäße kommen i. d. R. Eimer und Wannen bis max. 120 l Inhalt zum Einsatz; bei einer Mindestmesszeit von 5 s lassen sich also maximal 24 l/s messen. Bei Gefäßen >15 l sind einnivellierte Führungsschienen unterhalb des Überfalls zur leichteren Handhabung erforderlich (vgl. Abb. 4.2). Aus messtechnischen Gründen sind tiefe Gefäße mit kleiner Oberfläche zu bevorzugen. Wegen häufig vorhandener geringer Überfallhöhe ist der Einsatz flacher, großflächiger Behälter dennoch oft zwingend; zur verbesserten Ablesung von Füllmarkierungen bzw. des Überfalls von Wannen ist die Installation von strömungsberuhigenden Einbauten empfehlenswert.

In Abb. 4.1 ist als Beispiel ein in der Schweiz entwickelter Messbehälter in Zylinderform (Ø 0,5–1,5 m/Höhe 0,7–2,0 m) aus Zinkblech, mit dem Wassermengen

Abb. 4.2 Gefäßmessung am Pegel Grevenstein/Enscheider Siepen (Sauerland)

von 5–120 l/s gemessen werden können, angeführt. Der Wasserspiegel im Behälter lässt sich mit Hilfe eines Stechpegels (vgl. Kap. 3.4.3), der am Deckel des Zylinders fixiert ist, abtasten (Schaffernak 1960).

Abbildung 4.2 zeigt eine Gefäßmessung zur Überprüfung der Wasserstand-Durchfluss-Beziehung am Pegel Grevenstein mit einer Metallwanne von 80 l Fassungsvermögen.

Details zur Durchführung von Gefäßmessungen können der Pegelvorschrift, Anl. D (1991), der LAWA-Grundwasser-Richtlinie Teil 4: Quellen (1995) und dem DVWK-Merkblatt (1999) entnommen werden.

4.4.2 Messbecken

Bei Behältermessungen größeren Umfangs, wie sie z. B. in hydrologischen Versuchsgebieten zur exakten Kalibrierung der angewandten Durchflussmessverfahren durchgeführt werden, kommen auch fest installierte Messbecken mit großem Fassungsvermögen zum Einsatz.

Am Beispiel des Versuchsgebietes Oberharz sei dies vorgestellt: Die Messstelle Lange Bramke besteht, wie Abb. 4.3 zu entnehmen ist, aus einem Einlaufbauwerk, einem Schotterfang, einem Messgerinne, welches aufgrund seiner Länge auch als Beruhigungsbecken dient sowie einem Plattenwehr, das einen scharfkantigen Dreiecksüberfall nach Thomson mit einem Öffnungswinkel von 90° aufweist. Zur volumetrischen Kalibrierung wurde die Messstelle mit einem großvolumigen Absolutmessbecken (Volumen: 12 m^3) ausgestattet. Ein Schnellverschlussschieber ermöglicht die Schließung des Messbeckens in kürzester Zeit, so dass auch bei größeren Zuflüssen Kalibriermessungen möglich sind (Liebscher 1975).

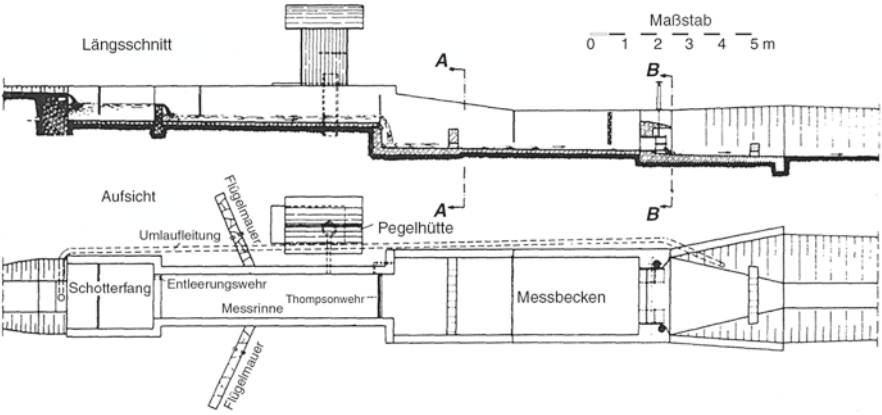


Abb. 4.3 Pegel Lange Bramke mit Messbecken in den Oberharzer Versuchsgebieten. (Liebscher 1975)

Ein so großer bau- und messtechnischer Aufwand ist jedoch nur für wissenschaftliche Prozessstudien, bei denen aufgrund von relativ geringen Einzugsgebietsgrößen überproportional hohe Genauigkeitsansprüche bestehen, vertretbar.

Die *Genauigkeit* solcher Messungen kann bei großen Becken wie in Abb. 4.3 bis auf ±0,1 % gebracht werden.

4.4.3 Kippgefäße

Eine Mittelposition zwischen transportablen Messgefäßen und fest installierten Messbecken nehmen die Kippgefäße ein, die sowohl für einmalige Kontrollmessungen als auch kontinuierliche Durchflussmessungen eingesetzt werden können. Nach Schaffernak (1960) unterscheidet man Kippzähler, bei denen die Mengenmessung durch Wägung erfolgt (z. B. Kippmesser nach Steinmüller für konstante Gewichtsfüllung), von Kippzählern, die über die Inhaltsmessung bei konstanter Volumenfüllung der Behälter arbeiten. Obwohl die Kippzähler mit Gewichtsmessung eine höhere Genauigkeit erreichen, sind in der Praxis heute die volumetrisch arbeitenden Systeme häufiger im Einsatz. Daher wird sich auf die Erläuterung dieses Verfahrens beschränkt.

Messprinzip: Zwei Behälter bekannten Volumens sind mittels einer Kippvorrichtung so untereinander verbunden, dass ihre wechselseitige Füllung bzw. Entleerung automatisch geschieht. Abbildung 4.4 verdeutlicht diesen Vorgang. Bei Füllung des Behälters a durch von oben einströmendes Wasser wird der Schwerpunkt des Behälters so weit verlagert, dass er um die Achse am Punkt A kippt.

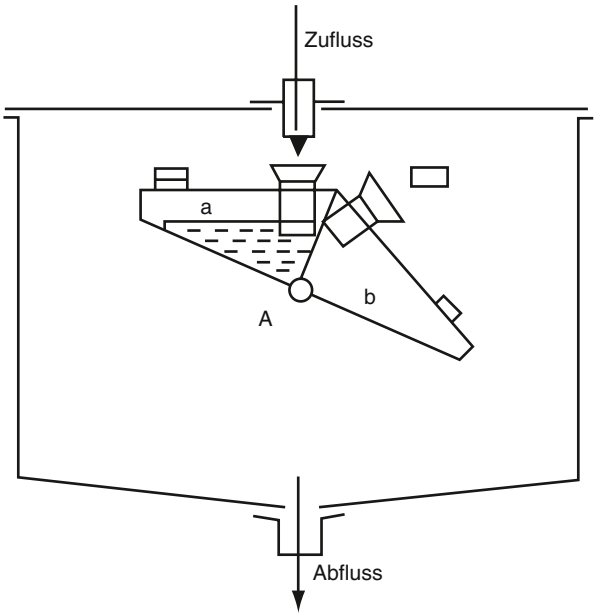


Abb. 4.4 Aufbau eines Kippmessers. (Bonfig 2002)

Nun wird das Gefäß b gefüllt, während Gefäß a gleichzeitig leer läuft. Dieser Vorgang wiederholt sich; die Anzahl der Kippungen wird mechanisch oder elektronisch registriert.

Der *Messbereich* von Kippzählern hängt von der Größe der verwendeten Kippgefäße ab; allgemein finden sie heute für kleine Durchflussmengen bis zu 50 l/h Verwendung.

Die *Messunsicherheit* beträgt bei kleinen Durchflussmengen ±0,1 %. Bei größerem Durchfluss wird ein Teil des Zuflusses während des Kippvorgangs nicht erfasst, so dass ein negativer Messfehler entsteht.

Kippgefäße sind in Kombination mit geeigneten Zählgeräten (mechanisch, elektronisch) auch zur kontinuierlichen Durchflussmessung einsetzbar und stellen eine Möglichkeit für Quellschüttungsmessungen dar (Details können dem ATV-DVWK-Merkblatt M 604 2002 entnommen werden).

4.4.4 Danaide

Messprinzip: Bei der Danaide, die 1892 von Brauer eingeführt wurde, handelt es sich um ein Messgefäß mit ebenem Boden, in den eine Anzahl von Ausflussöffnungen gleichen Durchmessers und gleicher Bauart eingebaut sind (s. Abb. 4.5). Sind

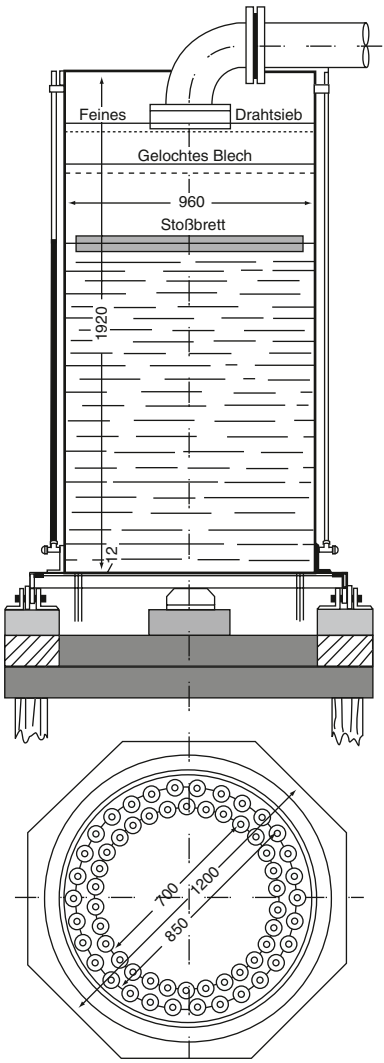


Abb. 4.5 60-Loch-Danaide nach Stauss (1925)

alle Ausflussöffnungen einheitlich gleich ausgeführt und ist der Abstand zwischen ihnen mindestens gleich dem Drei- bis Vierfachen der lichten Weite D, dann sind die Ausflussmengen aus den einzelnen Öffnungen unabhängig voneinander und es genügt die Mengenmessung eines Ausflussstrahls. Da es sich dabei um verhältnismäßig kleine Wassermengen handelt (ca. 1 l/s), ist eine sehr genaue Kalibrierung möglich.

Abbildung 4.5 zeigt eine Danaide mit 60 Auslassöffnungen nach A. Stauss.

Die Ausflussöffnungen sind als Messbleche oder Messdüsen gestaltet und es gilt für die Ausflussmenge Q:

$$Q = \mu \left(\pi \cdot \frac{D^2}{4} \right) \cdot \sqrt{2gH} \text{ [l/s]} \tag{4.5}$$

mit

D = lichte Weite der Ausflussöffnung [cm]
H = Wasserstand im Behälter [cm]
μ = Abflussbeiwert [-].

Untersuchungen von A. Stauss (1925) haben ergeben, dass zwischen den einzelnen Öffnungen nur etwa ±0,2 % Unterschied auftrat. Der Ausflussbeiwert μ aus Gl. (4.5) wurde experimentell bestimmt und beträgt, wie Abb. 4.6 zeigt, für Messdüsen schon bei geringen Druckhöhen bzw. Wasserständen im Behälter (>40 cm) konstant 0,97.

Die Unsicherheit von Mengenmessungen mit einer Danaide beträgt ±0,2 % und ist damit außerordentlich hoch.

Es können Durchflussmengen von max. 60 l/s erfasst werden; die Anwendung der Danaide ist i. Allg. auf Versuchsgerinne beschränkt.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass es sich bei der volumetrischen Durchflussmessung mit Gefäßen um eines der wenigen direkt messenden Verfahren handelt, das zudem messtechnisch eine besonders hohe Genauigkeit erreicht. Gleichzeitig gilt, dass seine Anwendung auf kleinste bis kleine Gewässer beschränkt ist, entweder wegen der Begrenzung durch die maximal handhabbare Größe transportabler Messbehälter oder durch die hohen Installationskosten von Messbecken größeren Speichervolumens. Ein typischer Einsatzbereich sind daher Quellschüttungsmessungen.

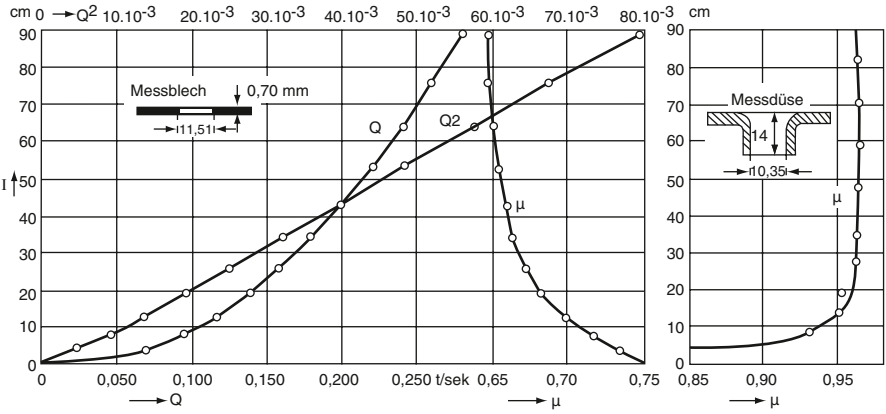


Abb. 4.6 Ausflussbeiwerte μ für Messbecken und Messdüsen nach Stauss (1925)

4.5 Durchflussbestimmung über die Messung des Durchflussquerschnitts und der Fließgeschwindigkeit einzelner Lotrechten (Stromfäden)

Dieses Verfahren, in der englischsprachigen Literatur als „velocity area method" bekannt, im deutschsprachigen Raum auch „Messflügelverfahren" genannt, basiert auf der allgemeinen Grundgleichung der Durchflussmessung (s. Kap. 4.2):

$$Q = v_m \cdot A \tag{4.1}$$

mit

Q = Durchfluss [m^3/s]
v_m = mittlere Fließgeschwindigkeit im Messquerschnitt [m/s]
A = durchströmter Querschnitt [m^2/s].

Der durchströmte Querschnitt A wird hier mit Hilfe von Peilungen und dem aktuellen Wasserstand in verschiedenen Messvertikalen (Lotrechten) ermittelt. Die Fließgeschwindigkeiten werden mit hydrometrischen Flügeln (Kap. 4.5.4), magnetisch-induktiven Strömungssonden (Kap. 4.5.5), Ultraschall-Doppler-Strömungsmessgeräten (Kap. 4.5.6), Schwimmkörpern (Kap. 4.5.7), Pendelströmungsmessern (Kap. 4.5.8), Staurohren (Kap. 4.5.9) oder thermischen Verfahren (Kap. 4.5.10) gemessen. In der Regel handelt es sich dabei um Punktmessungen. Bei einigen Geräten (z. B. den Pendelströmungsmessern) und bei einem Messverfahren (Integrationsverfahren) wird die mittlere Fließgeschwindigkeit einer Vertikalen (Lotrechten) direkt gemessen. Diese Verfahren dürfen jedoch nicht mit den in Kap. 4.6 behandelten Verfahren (z. B. ADCP) verwechselt werden, bei denen die mittlere Geschwindigkeit eines Gesamtquerschnitts erfasst wird.

Die Messlotrechten werden so festgelegt, dass sie den Querschnitt und seine Unregelmäßigkeiten bestmöglich erfassen. Die Anzahl der Lotrechten schwankt je nach Gewässergröße i. Allg. zwischen 5 und 15. Die Gewässerbreite B wird mit einem Maßband gemessen. Anmerkung: In der Hydrometrie ist es üblich, alle Messungen vom in Fließrichtung linken Ufer zu beginnen.

Da die mittlere Fließgeschwindigkeit v_m des gesamten Messquerschnitts nicht direkt gemessen werden kann, wird sie bei diesem Verfahren über die Geschwindigkeitsverteilung in einzelnen Lotrechten ermittelt.

Abbildung 4.7 zeigt schematisch einen solchen Messquerschnitt, seine Aufteilung in verschiedene Sektoren und die pro Zeiteinheit diese Sektoren durchfließende Wassermenge.

4.5.1 Geschwindigkeitsverteilung in einem Gewässer

Abbildung 4.7 verdeutlicht auch, dass die Geschwindigkeit in den einzelnen Lotrechten nicht gleich groß ist. Auf Grund unterschiedlicher Rauhigkeiten und damit

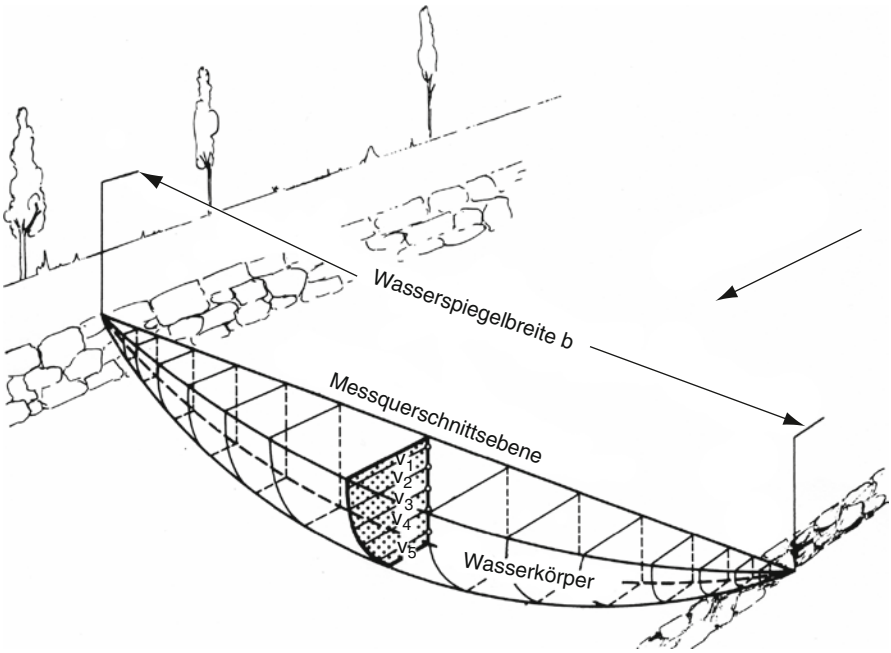


Abb. 4.7 Prinzip der Durchflussmessung mit Hilfe von Punktmessungen der Fließgeschwindigkeit einzelner Stromfäden (Lotrechten)

zusammenhängender Reibungsverluste an der Gewässersohle und den Böschungen nimmt die Fließgeschwindigkeit von der Wasseroberfläche zur Gewässersohle und zu den Ufern hin ab (s. auch Kap. 2.3.2).

In Abb. 4.8 ist die typische *Geschwindigkeitsverteilung in einer Lotrechten* in einem natürlichen Gerinne dargestellt.

Danach weist die Geschwindigkeitsverteilung in einer Vertikalen eine annähernd parabolische Form auf.

Wie in Kap. 2.3 (Hydraulische Grundlagen) ausführlich dargestellt, hängt die Geschwindigkeitsverteilung in einer Vertikalen davon ab, ob der Fließvorgang turbulent oder laminar ist. Unterscheidungskriterium hierfür ist die Reynold'sche Zahl R_e, die nach Gl. (2.6) berechnet werden kann.

Allgemein gilt

$R_e < 400$ = laminares Fließen
$R_e > 800$ = turbulentes Fließen.

In natürlich fließenden Gewässern wird relativ selten laminares Strömen vorgefunden, meist herrscht turbulentes Fließen vor. Dies ist auch für Durchflussmessungen vorteilhaft, da sich bei turbulenter Strömung infolge des Flüssigkeitsaustausches quer zur Fließrichtung eine vergleichmäßigte Fließgeschwindigkeitsverteilung im Querschnitt einstellt (vgl. auch Abb. 2.4 in Kap. 2.3.2).

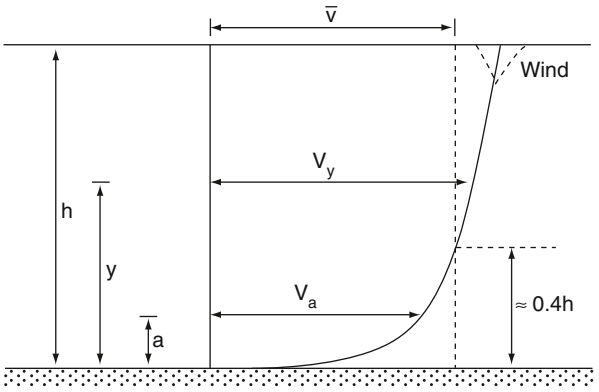


Abb. 4.8 Geschwindigkeitsverteilung in einer Lotrechten. (Nach Boiten 2008)

Bei turbulentem Strömen kann daher davon ausgegangen werden, dass sich im Idealfall eine parabelförmige Geschwindigkeitsverteilung mit der Tiefe wie in Abb. 4.8 einstellt. Andererseits gilt, dass bei turbulenter Strömung Pulsationen auftreten können (s. Abb. 2.5 in Kap. 2.3.2). Daher fluktuiert jede Punktmessung unabhängig von der verwendeten Messtechnik um einen Mittelwert. Aus diesem Grund wird eine minimale Messzeit t pro Messung zwischen 30 und 60 s empfohlen; im Einzelnen gilt

hohe Fließgeschwindigkeit: $t = 30$ bis 50 s
geringe Fließgeschwindigkeit: $t = 60$ bis 100 s.

Dass die Geschwindigkeitsverteilung mit der Tiefe durch Form und Beschaffenheit der Gewässersohle maßgeblich beeinflusst wird, wurde schon in Kap. 2.3 im Zusammenhang mit den hydraulischen Grundlagen ausführlich behandelt. Abbildung 4.9 aus Anlage D der Pegelvorschrift (1991) veranschaulicht dies an Beispielen aus der Messpraxis.

Danach wird die Fließgeschwindigkeit bei einem Gerinne mit glatter Sohle logischerweise kaum durch Rauhigkeit beeinflusst und weist eine beinahe rechteckige Geschwindigkeitsverteilung mit der Tiefe auf, wohingegen ein Gerinne mit rauer, unebener Sohle eine nach unten spitzzulaufende Geschwindigkeitsfläche besitzt. Die oben angeführte „ideale“ parabelförmige Geschwindigkeitsverteilungskurve entspricht demnach der einer glatten Gewässersohle.

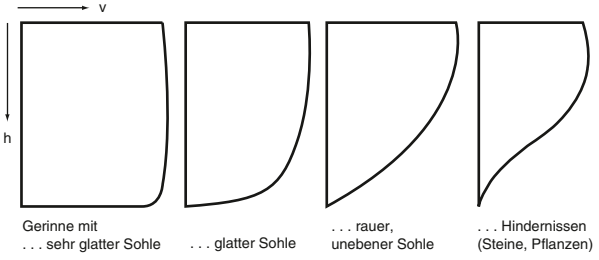


Abb. 4.9 Geschwindigkeitsverteilung in einer Messlotrechten in Abhängigkeit der Gewässersohlen-Beschaffenheit. (Aus: Pegelvorschrift, Anl. D 1991)

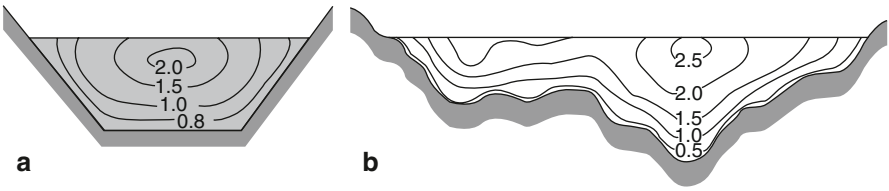


Abb. 4.10 Beispiele der Geschwindigkeitsverteilung in verschiedenen Fließquerschnittsformen, **a** Rechteckgerinne, **b** natürliches Gerinne. (Nach Boiten 2008)

Hydraulisch lässt sich ableiten, dass die Fließgeschwindigkeit in einer Messtiefe von ca. 0,6 der Wassertiefe (von der Wasseroberfläche aus gesehen) bzw. 0,4 der Wassertiefe (von der Sohle aus gesehen) der mittleren Fließgeschwindigkeit eines Tiefenprofils näherungsweise entspricht. Dieser Wert kann in Abhängigkeit von der Bettrauhigkeit leicht variieren (Details zur Ableitung der charakteristischen Messtiefe, s. Boiten 2008). Diese Messtiefe stellt geometrisch den Wendepunkt des parabelförmigen Geschwindigkeitsprofils dar. Mit Hilfe statistischer Analyse einer großen Stichprobe von mit hydrometrischen Flügeln aufgenommenen Geschwindigkeitsprofilen hat Kreps (1954) eine für die mittlere Fließgeschwindigkeit einer Messlotrechten repräsentative Messtiefe von 0,62 der Wassertiefe von der Wasseroberfläche aus gesehen, bzw. reziprok 0,38 von der Gewässersohle aus gesehen, ermittelt. Dies wird im Detail bei den „abgekürzten Punktmessverfahren“ in Kap. 4.5.13 genutzt.

Die *Geschwindigkeitsverteilung in einem Messquerschnitt* ist bei turbulenten Strömungen, wie in Kap. 2.3.2 dargelegt, von der Rauigkeit im Gewässer abhängig. So entstehen bei turbulenten Strömungen Wandreibungsverluste an den Böschungen der Gewässer durch Wirbel. Daher hängt die Geschwindigkeitsverteilung in einem Gewässerquerschnitt stark von der Form des Querschnitts ab, wie die Beispiele in Abb. 4.10 gut veranschaulichen.

Daraus kann gefolgert werden, dass bei der Ermittlung der mittleren Fließgeschwindigkeit v_m sowohl die vertikale als auch die horizontale Geschwindigkeitsverteilung berücksichtigt werden muss. Dies wiederum bedeutet, dass sowohl in der Vertikalen als auch den Horizontalen eine Mindestanzahl von Messpunkten erforderlich ist, um ein zuverlässiges und reproduzierbares Ergebnis zu erhalten. Andererseits ist festzuhalten, dass die erreichbare Genauigkeit des hier behandelten Verfahrens stark von der Anzahl und Anordnung der Messlotrechten in einem Querschnitt und von der Anzahl und Anordnung der Messpunkte in den einzelnen Vertikalen abhängig ist. Untersuchungen des Technical Committee der International Organization for Standardization (ISO) im Zusammenhang mit der Bearbeitung der DIN EN ISO 748 (2008), bei denen eine große Anzahl von Durchflussmessungen aus den USA, Großbritannien, den Niederlanden und Indien analysiert wurde, haben u. a. zu Empfehlungen für die Wahl und Anzahl der Messpunkte geführt. Im Detail wird hierauf in Kap. 4.5.14, in dem die Messgenauigkeit von Punktmessungen erörtert wird, eingegangen. Da aber die Festlegung der Messpunkte unabhängig vom angewandten Verfahren der Geschwindigkeitsmessung (z. B. Flügel,

magnetisch-induktive Sonde etc.) ist, soll in diesem einführenden Kapitel übergreifend darauf eingegangen werden.

4.5.2 Festlegung der Lage und Anzahl von Messpunkten

Hierbei geht es zum einen um die Verteilung der Lotrechten in einem Messprofil und zum anderen um die Lage der Messpunkte in einer festgelegten Lotrechten.

Die Verteilung *der Messlotrechten* (Vertikalen) im Messprofil sollte nicht schematisch, z. B. äquidistant, erfolgen, sondern sich an die vorhandenen Querschnittsverhältnisse (Profilform, Sohlrauigkeit) anpassen. Das heißt, dass z. B. bei den Profilen in Abb. 4.10 zuerst die Knickpunkte des Messprofils als Lotrechte festgelegt werden; die Zwischenräume können dann so aufgeteilt werden, dass jede Vertikale zu nicht mehr als maximal 10 % zum Gesamtdurchfluss beiträgt (Faustregel der Landeshydrologie, s. Bundesanstalt für Umweltschutz 1982). Bei natürlichen Gewässern genügen im Allgemeinen 20 bis 25 Messlotrechten unabhängig von der Breite des Gewässers und der Durchflussmenge. Bei gleichförmiger Geschwindigkeitsverteilung im Querschnitt kann die Anzahl der Messlotrechten reduziert werden.

Die *Lage der Messpunkte in einer Messlotrechten* sollte grundsätzlich so festgelegt werden, dass die Geschwindigkeitsverteilung in einer Vertikalen durch wenige *Punktmessungen* gut angenähert erfasst wird. In Abhängigkeit von der aktuellen Wassertiefe und der Größe der eingesetzten Messgeräte können Lage und Anzahl der Einzelmessungen festgelegt werden.

Je nach Form des Messquerschnitts, der Wassertiefe, der Strömungsverhältnisse, der Größe der Wasserstandsschwankungen und der geforderten Genauigkeit können bei der Durchführung verschiedene *Messverfahren* mit jeweils charakteristischen Messpunktanordnungen angewandt werden; man kann sie in drei Gruppen einteilen:

a) Vielpunktverfahren,
b) Abgekürzte Punktmessverfahren und
c) Integrationsverfahren.

Bei dem *Vielpunktverfahren* werden je nach Wassertiefe mehrere (>2) Messpunkte ausgewählt, in denen Geschwindigkeitsmessungen durchgeführt werden. DIN EN ISO 748 (2008) nennt hier das

- Sechspunktverfahren, bei dem die Fließgeschwindigkeit gerade über der Sohle, gerade unterhalb des Wasserspiegels und in 20 %, 40 %, 60 % sowie 80 % der Wassertiefe gemessen wird,
- Fünfpunktverfahren, bei dem die Geschwindigkeit nahe der Sohle und Wasseroberfläche sowie in 20 %, 40 % und 80 % der Wassertiefe messtechnisch erfasst wird und
- Dreipunktverfahren, bei dem die Fließgeschwindigkeit in 20 %, 60 % und 80 %, der Wassertiefe gemessen wird.

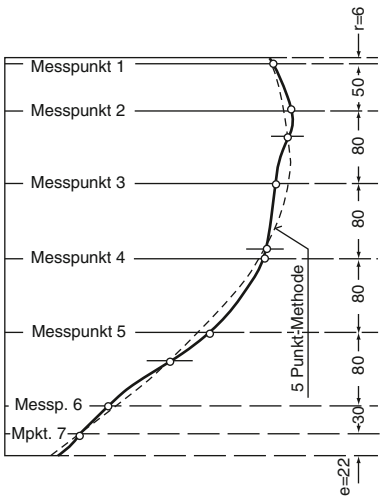


Abb. 4.11 Verteilung der Messpunkte in einer Lotrechten bei großer Wassertiefe. (Bundesamt für Umweltschutz 1982)

Abbildung 4.11 zeigt ein Beispiel einer Messpunktverteilung bei großer Wassertiefe, Abb. 4.12 bei geringer Wassertiefe.

Abgekürzte Punktmessverfahren reduzieren die Messung auf zwei und im Extremfall auf einen Punkt. Solche Schnellverfahren werden dann angewandt, wenn entweder kurzfristig starke Wasserstandsschwankungen, z. B. während eines auflaufenden Hochwassers, zu erwarten sind und dadurch bei länger andauernder Messung die Grundvoraussetzung der beharrenden Strömung nicht mehr erfüllt wäre oder wenn der Zeitaufwand für Durchführung und Auswertung der Messung verkürzt werden soll. Die in der Praxis am häufigsten angewandten Messverfahren sind dabei die *Zweipunktmessmethoden*, bei denen zwei Verfahren unterschieden werden:

a) Zweipunktverfahren nach Kreps (1954):
   In jeder Messlotrechten wird die mittlere Profilgeschwindigkeit v_m durch Messung an der Wasseroberfläche (v_0) und in $0{,}38 \cdot h$ (über der Sohle) bzw. $0{,}62 \cdot h$ (unter dem Wasserspiegel) ermittelt.
b) Zweipunktverfahren des US Geological Survey (USGS), auch „Amerikanisches" Zweipunktverfahren genannt:
   Hierbei werden die Fließgeschwindigkeiten in $0{,}2 \cdot h$ und $0{,}8 \cdot h$ über Sohle gemessen.

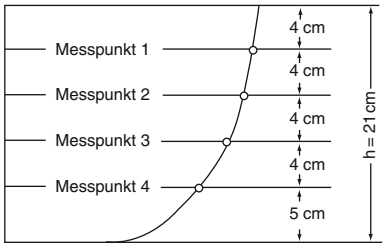


Abb. 4.12 Verteilung der Messpunkte in einer Lotrechten bei geringer Wassertiefe. (Bundesamt für Umweltschutz 1982)

Das „amerikanische“ Verfahren ist für breite Gewässer mit geringer Wassertiefe besonders geeignet. Das Verfahren nach Kreps wurde in alpinen Gewässern entwickelt und hat sich dort in der Praxis bewährt.

Beim *Einpunktverfahren* wird die Fließgeschwindigkeit lediglich in einer Tiefe und zwar nach Möglichkeit in $0{,}38 \cdot h$ über Sohle gemessen. Diese Messtiefe wurde statistisch abgeleitet (s. Kap. 4.5.1) und entspricht bei einem parabelförmigen Verlauf des Geschwindigkeitspolygons dem Wendepunkt. Diese Methode stellt das absolute Minimum an Messaufwand dar und sollte nach Möglichkeit nur zur ersten „groben“ Abschätzung des Durchflusses oder bei Gewässern mit außerordentlich homogenem Strömungsbild und gleichverteilten Geschwindigkeiten verwendet werden.

In diesem Zusammenhang ist zu erwähnen, dass eine neuere Entwicklung, die den Durchfluss kontinuierlich über die mit Radar gemessene Oberflächengeschwindigkeit zu erfassen versucht (vgl. Kap. 5.9), im Grunde genommen ein Einpunktmessverfahren darstellt.

Beim *Integrationsverfahren*, auch Ablaufverfahren genannt, wird die mittlere Fließgeschwindigkeit einer Messlotrechten aus der Absenkung eines Geschwindigkeitsmessgeräts mit konstanter Absenkgeschwindigkeit ermittelt. Mit Hilfe von Seilkrananlagen (s. Kap. 4.5.12) oder mobilen Kabelwinden können die Messgeräte von der Wasseroberfläche bis zum Gewässergrund abgesenkt werden. Grundsätzlich ist dieses Verfahren mit allen mobilen Strömungsmessgeräten durchführbar. In der Praxis wurde es jedoch für den Einsatz hydrometrischer Flügel entwickelt, so dass hierfür die gesamte notwendige Ausrüstung von der mobilen Winde bis zum Integrations-Messgerät zur Verfügung steht.

Das Integrationsverfahren ist insbesondere für Gewässer größerer Tiefe und Breite entwickelt worden, um dort den Zeitaufwand gegenüber der Vielpunktmethode zu reduzieren. So wurde es von der Wasserschifffahrtsverwaltung vor Einführung der ADCP-Messtechnik ab Mitte der 1990er Jahre (vgl. Kap. 4.6.2) bevorzugt an den großen Flüssen wie Rhein, Oder, Elbe, Donau eingesetzt.

Was die Kriterien für die Standortwahl einer Pegel- bzw. Durchflussmessstelle betrifft, wird auf Kap. 5.1 verwiesen.

4.5.3 Überblick über Messgeräte zur punkthaften Fließgeschwindigkeitsmessung

Im Laufe der letzten beiden Jahrhunderte wurden verschiedene Geräte, mit denen die Fließgeschwindigkeit an einem Punkt bzw. die mittlere Geschwindigkeit einer Lotrechten in einem offenen Gerinne gemessen werden kann, entwickelt. Neben dem Einsatz von Schwimmern waren lange Zeit Messflügel in ihren verschiedenen Varianten *das* Messgerät für Oberflächengewässer. Tabelle 4.2 gibt einen Überblick über die heute gebräuchlichsten Geschwindigkeitsmessgeräte.

Tab. 4.2 Überblick über Messgeräte zur punkthaften Messung von Fließgeschwindigkeiten

1. Hydrometrische Flügel (Kap. 4.5.4)
   - 1.1 Propellerflügel
     - 1.1.1 Mit horizontaler Flügelachse
     - 1.1.2 Mit vertikaler Flügelachse
   - 1.2 Becherradflügel
   - 1.3 Stangenflügel
   - 1.4 Schwimmflügel
2. Magnetisch-induktive Strömungssonden (Kap. 4.5.5)
   - 2.1 Mobile Sonden
   - 2.2 Stationäre Geräte in mobilem Einsatz
3. Ultraschall-Doppler-Strömungssonden (Kap. 4.5.6)
   - 3.1 Strömungssonden zur Messung der punkthaften Geschwindigkeit
   - 3.2 Strömungsprofiler zur Messung der mittleren Lotrechtengeschwindigkeit
4. Schwimmer (Kap. 4.5.7)
   - 4.1 Oberflächenschwimmer
   - 4.2 Zylinderschwimmer
   - 4.3 Stab- oder Kettenschwimmer
5. Pendeldurchflussmesser (Kap. 4.5.8)
   - 5.1 KLM pendulum current meter
   - 5.2 Tauchstab nach Jens
6. Pitot- und Prandtl-Staurohre (Kap. 4.5.9)
   - 6.1 Pitotrohr
   - 6.2 Prandtl-Staurohr
7. Thermische Strömungssonden (Kap. 4.5.10)
   - 7.1 Hitzdraht
8. Laser-Doppler-Strömungsmesser (Kap. 4.5.11)

Staurohre und thermische Verfahren sind bevorzugt im wasserbaulichen Versuchswesen im Einsatz. Pendelströmungsmesser, wie der Tauchstab, werden insbesondere bei flachen (kleinen) Gewässern genutzt. Zu den Ultraschall-Doppler-Sonden gehören nicht die ADCP-Geräte (Kap. 4.6.2), die keine Punkt-, sondern Gesamtquerschnittsmessungen durchführen. Alle anderen angeführten Instrumente dienen zur Punktmessung von Fließgeschwindigkeiten.

Die Geschwindigkeitsmessgeräte werden in den Kap. 4.5.4 bis 4.5.11, der Reihenfolge von Tab. 4.2 folgend, detailliert behandelt.

Zur *Kalibrierung* von Geschwindigkeitsmessgeräten ist allgemein anzumerken, dass unabhängig vom verwendeten Gerät alle in Tab. 4.2 aufgeführten Instrumente kalibriert werden müssen. Da der hydrometrische Flügel über Jahrhunderte der meist gebrauchte Geschwindigkeitsmesser war, sind die vorhandenen Kalibriereinrichtungen stark am Flügel orientiert und die übrigen Messgeräte werden häufig in für die Flügelkalibrierung eingerichteten Anlagen kalibriert.

Da die Geschwindigkeit des anströmenden Wassers nicht genügend genau und gleichbleibend simuliert werden kann, werden die Messgeräte in verschiedenen Ge-

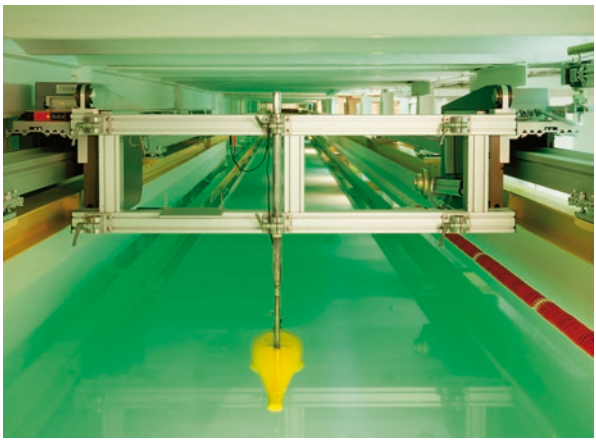


Abb. 4.13 Messkanal mit zur Kalibrierung montiertem Messflügel. (Foto: A. Ott, Kempten)

schwindigkeiten durch einen Kanal mit Stillwasser gezogen. Da die im *Messkanal* zu überbrückende Strecke bekannt ist, muss lediglich die dazu notwendige Zeit exakt gemessen sowie die Anzahl der Umdrehungen beim Flügel oder die Geschwindigkeit bei direkt anzeigenden Messsystemen registriert werden. Voraussetzung ist, dass die Fortbewegung des Messwagens mit den daran montierten Messgeräten möglichst konstant über die gesamte Messfahrt ist und dass die Kalibrierkanäle breit, tief und lang genug sind, damit die Messungen nicht von reflektierenden Wellen beeinträchtigt werden. Als Beispiel für eine solche Kalibriereinrichtung wird in Abb. 4.13 der Messkanal der Fa. Ott in Kempten gezeigt, der mit einer Länge von 50 m, einer Breite von 2,9 m und einer Tiefe von maximal 2,1 m Geschwindigkeiten zwischen 0,005 m/s und maximal 10 m/s mit einer maximalen Toleranz von ±0,02 % messen kann; er gehört zu den modernsten Einrichtungen dieser Art auf der Welt.

Die Anforderungen an solche Anlagen sind, zumindest für die Kalibrierung von Messflügeln, in ISO 3455 (2007) detailliert festgelegt. Kalibriermessungen können für einzelne oder für eine Gruppe von Messgeräten durchgeführt werden; in Abb. 4.13 handelt es sich um die individuelle Kalibrierung eines Schwimmflügels. In Kap. 4.5.4 werden die flügelspezifische Kalibrierung detailliert erörtert und das Für und Wider der verschiedenen Vorgehensweisen eingehend diskutiert.

Allgemein gilt, dass mit solchen Kalibrierungen entweder die gerätespezifischen Konstanten der allgemeinen Geschwindigkeitsgleichung (wie z. B. Gl. (4.6) für den Flügel in Kap. 4.5.4) ermittelt werden oder die vom Hersteller mitgelieferten „Eichgleichungen“ (wie z. B. bei den magnetisch-induktiven Strömungssonden in Kap. 4.5.5) überprüft werden. Wichtig ist, dass bei den Kalibrieruntersuchungen das Messgerät immer an der gleichen Befestigungseinrichtung (z. B. einem Gestänge oder einem Seil) montiert ist, wie sie bei den Feldmessungen genutzt wird, da die Art und Weise, wie die Geräte ins Wasser eingebracht und in der Messposition

fixiert werden, einen signifikanten Einfluss auf die lokalen Strömungsverhältnisse und damit auf das Messergebnis haben kann.

Kalibriertanks, wie in Abb. 4.13 dargestellt, gibt es entweder in nationalen Forschungseinrichtungen wie der Hydraulic Research Station in Wallingford/UK (WMO 1980) und der Central Water and Power Research Station in Pune/Indien (Herschy 2009) oder in staatlichen Institutionen wie dem Bundesamt für Umweltschutz in Bern/Schweiz (Bundesamt für Umwelt 1982) oder bei national wie international bedeutenden Herstellern von Geschwindigkeitsmessgeräten wie in Abb. 4.13 dokumentiert. Unabhängig von diesen Einrichtungen, die sich bisher vorwiegend der Kalibrierung und Überprüfung von Messflügeln gewidmet haben, gibt es auch die Möglichkeit, Messgeräte mit ihrem Zubehör in wasserbaulichen Versuchsanstalten und Hydrauliklabors zu kalibrieren bzw. zu kontrollieren. Vorhandene Kipprinnen ausreichender Dimensionierung und hochgenaue Geschwindigkeitsmessung, z. B. mit berührungsloser Laser-Doppler-Anemometrie, sowie hydraulisch geschultes wissenschaftliches Personal bieten hierzu gute Voraussetzungen (vergleiche Kalibrierung von MID-Sonden in Kap. 4.5.5).

Unabhängig von der Erstkalibrierung eines Messgerätes ist die turnusmäßige Überprüfung (z. B. beim Flügel alle zwei Jahre nach Pegelvorschrift, Anl. D (1991)) unerlässlich. Bei erkennbaren Schäden sind solche Überprüfungen auch vorzeitig durchzuführen.

4.5.4 Hydrometrische Flügel

4.5.4.1 Messprinzip

Messprinzip und Grundgleichungen: Hydrometrische Flügel, im englischen Sprachgebrauch „current meter“, in den romanischen Sprachen als Verkleinerungsform von „Mühle“, im Französischen „moulinet“, im Spanischen „molinete“ genannt, erfassen punkthaft die Anströmgeschwindigkeit einzelner Stromfäden eines Messquerschnitts. Die Fließgeschwindigkeit wird dabei nicht direkt, sondern über die Anzahl der Umdrehungen der Flügelschaufel bestimmt. Abbildung 4.14 zeigt schematisch den Aufbau eines Messflügels, wie er heute weltweit im Einsatz ist.

Historisch betrachtet, handelt es sich beim Messflügel um ein Messinstrument, das in der Hydrometrie und Hydraulik seit mehr als 200 Jahren zur Messung der Strömungsgeschwindigkeit in offenen Gerinnen und Druckleitungen genutzt wird (vgl. Kap. 1.3). Auf die in diesem Zeitraum abgelaufene Entwicklung von der Einführung eines ersten hydrometrischen Flügels durch Reinhard Woltman im Jahre 1790, bei dem die Fließgeschwindigkeit mechanisch mit einer Art „Hydrotachometer“, wie er es nannte, erfasst wurde, bis hin zu heutigen Messflügeln, bei denen die Umdrehungen elektrisch mit Hilfe von berührungslosen Kontaktgebern gemes-

sen werden, wird detailliert von D. Vischer (1987 anlässlich des 150. Todestages von Woltman) und von F. L. Brand (1990) eingegangen. Da dieses Messverfahren über einen so langen Zeitraum nahezu weltweit im Einsatz ist, gibt es eine große Fülle von wissenschaftlichen Veröffentlichungen zu diesem Thema, auf die hier im Einzelnen nicht eingegangen werden kann. Stattdessen wird auf die umfassende „Bibliography of Hydrometry“ von St. Kolupaila (1961) sowie die Monographie von A. Frazier „Water Current Meters“ (1974), in der insbesondere die Entwicklung der Flügelmesstechnik in Nordamerika umfassend dargestellt wird, verwiesen.

4.5.4.2 Messflügeltypen

Danach gibt es zwei Entwicklungspfade bei den hydrometrischen Flügeln.

In Europa wurde der „Woltman-Flügel“ insbesondere von den Schweizern Harlacher und Amsler-Laffon in den 1870er Jahren maßgeblich weiterentwickelt; so führten sie u. a. die elektrischen Zählwerke als Ersatz für die bis dahin benutzten mechanischen Glockenzeichen ein. Zur gleichen Zeit erhielt die Flügelschaufel die heutige hydrodynamisch günstige Form eines Propellers (vgl. Abb. 4.14). Technisch gesehen handelt es sich dabei um eine bis zur Nabe reichende in Schraubenform gekrümmte Fläche eines Schaufelblatts, dessen Begrenzungslinie auf einem Kegel liegt.

Bei den Propellerflügelgeräten kann grundsätzlich noch unterscheiden werden zwischen

- Flügeln mit horizontaler Flügelachse (s. Abb. 4.14) und
- Flügeln mit vertikaler Flügelachse.

Letztere können insbesondere kleinere Geschwindigkeiten messen, induzieren jedoch größere Strömungsstörungen. Da sie bevorzugt in geschlossenen Rohrleitun-

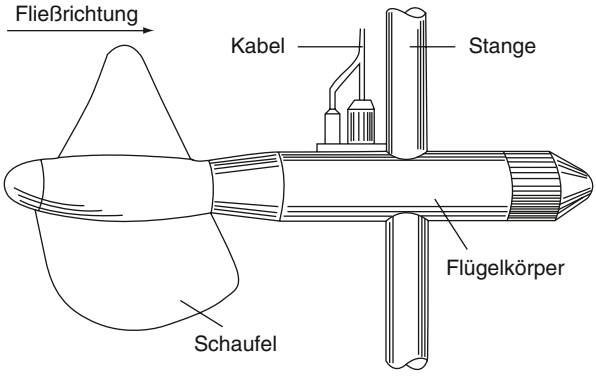


Abb. 4.14 Schematische Darstellung eines hydrometrischen Flügels. (Pegelvorschrift 1991)

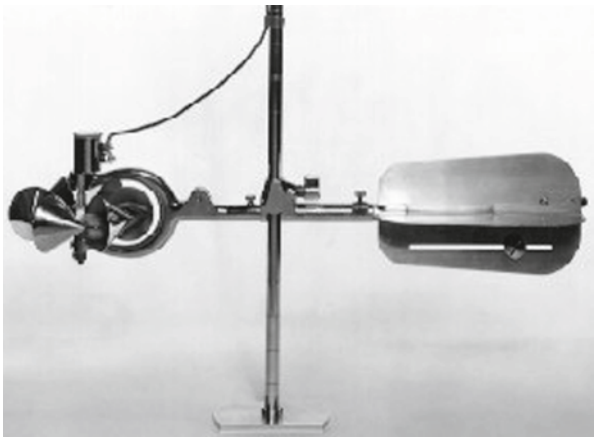


Abb. 4.15 Becherrad-Flügel (Price cup-type). (USBR 2009)

gen eingesetzt werden (vgl. Bonfig 2002) sind sie hier der Vollständigkeit halber angeführt und sollen nicht weiter behandelt werden.

In Nordamerika ging dagegen die Entwicklung hin zum „*Cup Current Meter*". Dabei handelt es sich um einen Flügel, bei dem statt der propellerartigen Schaufeln ein Becherrad, so wie es für Windmessungen bei den Schalenkreuzanemometern auch heute noch in der Meteorologie im Einsatz ist, verwendet wird. W. G. Price (1895) ist der bekannte Entwickler dieses Flügeltyps, der heute seinen Namen trägt. Abbildung 4.15 zeigt einen „Price cup-type"-Flügel, wie er insbesondere in Nordamerika, China und Indien im Einsatz ist. Dieser Flügeltyp wird ausführlich in den englischsprachigen Lehrbüchern (z. B. Herschy 2009) und in den Guidelines (z. B. WMO 1980) behandelt. Im Folgenden wird im Wesentlichen auf die Propeller-Messflügel, die in Europa fast ausschließlich verwendet werden, eingegangen.

Unabhängig von den verschiedenen technischen Ausführungen besteht die *Funktion* eines Messflügels stets darin, die Strömungsgeschwindigkeit durch die Anzahl seiner Umdrehungen pro Zeiteinheit zu erfassen. Dabei wird vorausgesetzt, dass die Strömung des Gewässers parallel zur Achse des Messflügels erfolgt, d. h. dass keine schräge Anströmung und damit keine Geschwindigkeitskomponente abweichend von der senkrechten vorhanden ist. Dies ist maßgeblich von der Form des Flügels bzw. Propellers abhängig und wurde detailliert untersucht. Bei den heutigen verwendeten Schaufeln sind Abweichungen von bis ±5° von der Hauptströmungsrichtung akzeptabel, wenn eine Messgenauigkeit von besser als ±1 % eingehalten werden soll (Brand 1990). Für darüber hinausgehende Ansprüche, z. B. bei der Kalibrierung von Kraftwerkturbinen, wurden „Komponentenschaufeln" entwickelt, die einen weit gespannten Einsatzbereich gestatten.

4.5.4.3 Grundgleichungen

Bereits Woltman (1790) befasste sich eingehend mit den *theoretischen Grundlagen* der Flügelmessung. Er erkannte, dass die hydrometrischen Flügel per se einem Strömungsdruck ausgesetzt sind, diesem aber „fast widerstandslos nachgeben", wenn die Schaufeln dementsprechend ausgebildet sind und die Laufwerke mechanisch gut gelagert sind. Daher hatte der von ihm entwickelte erste Flügel (s. auch Abb. 1.2) zwei dünne Metallplättchen, deren Abmessungen im Verhältnis zur Länge der dünnen Radspeichen klein waren und die, da sie schief zur Strömung standen, beim Auftreffen eines Wasserstroms widerstandslos seitlich auswichen. Daraus leitete er ab, dass, da der Strömungsdruck zu vernachlässigen sei, demnach eine lineare Beziehung zwischen der Drehzahl n des Flügels und der Strömungsgeschwindigkeit v wie folgt besteht:

$$v = k \cdot n + \Delta \text{ [m/s]}, \tag{4.6}$$

wobei k und Δ Gerätekonstanten darstellen, die er experimentell mit Schleppversuchen ermittelte (s. Kap. Kalibrierung von hydrometrischen Flügeln).

Gleichung (4.6) wird auch „Flügelgleichung" genannt. Die Konstante k ist, wie später durchgeführte hydraulische Untersuchungen gezeigt haben, vor allem vom Anströmwinkel der Flügelschaufelblätter abhängig. Bei heutigen Ausführungen wird k durch die Steigung der Schraube, angegeben in [m], charakterisiert. Δ wird als Flügelkonstante bezeichnet und ebenso wie k durch Schleppversuche in einem Messkanal experimentell ermittelt.

Nach Woltman gab es viele Abhandlungen über die Theorie des Flügels. Eine der wichtigsten Arbeiten hierzu wurde 1925 von L. A. Ott veröffentlicht. Ausgehend von Gleichgewichtsbedingungen an der Flügelschaufel leitete er empirisch die allgemeine Flügelgleichung als eine Hyperbel ab, die vereinfacht mit zwei Geraden linearisiert in expliziter Form lautet:

$$\begin{aligned} &\text{für kleine } n\text{: } v = b_1 + k_1' \cdot n \\ &\text{für größere } n\text{: } v = a_1 + k_1 \cdot n \end{aligned} \tag{4.7}$$

a_1, b_1, und k_1, k_1' sind Konstanten, die für jeden Flügel individuell mit Hilfe von Schleppversuchen ermittelt werden (vgl. Kap. Kalibrierung von hydrometrischen Flügeln. (Details zur theoretischen Erfassung der Flügelgleichung s. Brand 1990).

4.5.4.4 Messinstrumente und Ausrüstung

Abbildung 4.16 zeigt einen Messflügel neuester Bauart mit Kunststoffschaufel. Daraus sind die wesentlichen Konstruktionsmerkmale ersichtlich.

Danach besteht ein hydrometrischer Flügel grundsätzlich aus einem Flügelkörper (mit Kontakteinrichtung), einer Achse, an die die Flügelschaufel montiert wird

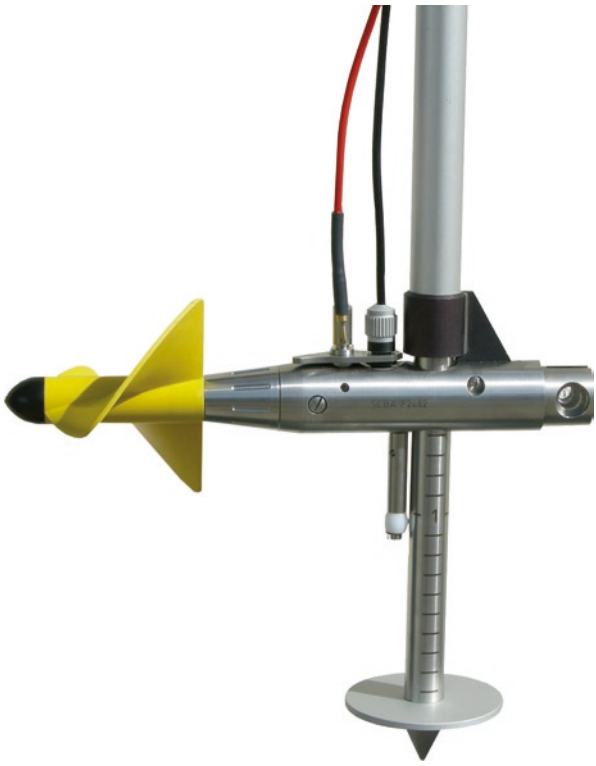


Abb. 4.16 Universal-Messflügel, montiert an einem 20 mm-Messgestänge. (Seba Hydrometrie Typ F1)

und einer Vorrichtung (Stecker) zur Übertragung der elektrischen Kontakte auf ein dazugehöriges externes Zählgerät.

Die *Schaufeln* werden heute in hoher Genauigkeit aus Messing oder Aluminium „aus dem Vollen“ gedreht oder auch in Spritzgusstechnik gegossen. Je nach Geschwindigkeitsbereich gibt es Schaufeln mit Steigungen zwischen 0,005 und 1,0 m und Durchmessern zwischen 30 und 50 mm (Kleinflügel) bzw. 80 und 125 mm (Universalflügel). In Tab. 4.3 sind mögliche Schaufeln mit spezifischen Kenndaten, wie maximaler und minimaler Fließgeschwindigkeit sowie zugehöriger Komponentenwirkung am Beispiel des Universalflügels zusammengestellt.

Trotz großer Sorgfalt bei der Fertigung weisen die Schaufeln gewisse Abweichungen in der Steigung auf; daher müssen für jede Schaufel die Konstanten a_1, b_1 und k_1, k_1' (s. Gl. (4.7)) individuell mit Hilfe von Schleppversuchen ermittelt werden.

Bei geringeren Anforderungen an die Messgenauigkeit, z. B. bei Kunststoff schaufeln (s. Abb. 4.16), kann man auch vereinfacht eine Durchschnittsgleichung verwenden.

Tab. 4.3 Zusammenstellung von für einen Universalflügel verfügbaren Schaufeln mit zugehörigen Kenndaten (Ott Messtechnik Typ C31)

Eingravierte Schaufel-Nr.	Schaufelabmessungen	Max. Wassergeschwindigkeit (m/s)	Anlaufgeschwindigkeit (m/s)	Bereich der Komponentenwirkung	Material
1	125 mm Ø; Steigung 0,25 m	5,0	0,025	5°	Messing
1	125 mm Ø; Steigung 0,25 m	5,0	0,035	5°	Kunststoff
2	125 mm Ø; Steigung 0,50 m	6,0	0,040	5°	Messing
2	125 mm Ø; Steigung 0,50 m	6,0	0,060	5°	Kunststoff
3	125 mm Ø; Steigung 1,00 m	10,0	0,055	5°	Messing
4	80 mm Ø; Steigung 0,125 m	3,0	0,040	5°	Messing
A	100 mm Ø; Steigung 0,125 m	2,5	0,030	45°	Messing
R	100 mm Ø; Steigung 0,25 m	5,0	0,035	15°	Aluminium

Könnte die Schaufel ohne Reibungsverluste frei in der Strömung rotieren, würde in Gl. (4.6) der Term Δ entfallen. Trotz großer Anstrengungen bei der Qualität der Lagerung der Flügelachse durch spezielle Kugellager ist dies nicht realisierbar. Es entstehen bei der Rotation und durch den über die Schaufel auf die Lager wirkenden Axialschub unvermeidbar Reibungsverluste. Diese verursachen die *Anlaufgeschwindigkeit*, die in den Gl. (4.7) durch die Konstanten a_1 und b_1 und in Tab. 4.3 durch die Angabe der minimal messbaren Geschwindigkeit ausgedrückt wird.

Um die Reibungsverluste zu minimieren, laufen die Kugellager in einer Nabe, die vollständig mit einem Spezialöl, das sich durch eine geringe Zähigkeit und Temperaturabhängigkeit auszeichnet, gefüllt ist. Neben dem Schmiereffekt verhindert das Öl auch das Eindringen von Wasser in den Flügelkörper. Dennoch tritt an den Lagern ein drehzahlabhängiger hydraulischer Widerstand auf, der die Flügelkonstanten k_1 und k_1' in Gl. (4.7) beeinflusst (Details s. Brand 1990; zum Effekt verschiedener viskoser Öle, s. Benson 1989).

Die *Messung der Drehimpulse* erfolgte bei älteren Geräten mechanisch, bei heutigen Messflügeln werden die Impulse berührungslos über einen Reedkontakt erzeugt und elektronisch in einem Zählgerät bzw. einem Laptop, mit gleichzeitiger Messzeiterfassung, gespeichert. Zählgeräte gibt es heute in der Praxis in einer großen Bandbreite von sehr einfachen Messeinrichtungen, die lediglich die Flügelimpulse elektrisch zählen und bei denen die Messzeit mit einer getrennten Stoppuhr erfasst werden muss, bis hin zu Komplettgeräten, mit denen Punktmessungen in vorwählbaren Zeitintervallen oder mit vorgegebener Impulsanzahl sowie Integrationsmessungen in einer Lotrechten durchgeführt werden können. Zur Feststellung von pulsierender Strömung können die Umdrehungen akustisch angezeigt werden (zur Online-Datenerfassung und EDV-gestützten Auswertung von Flügelmessungen s. Kap. 4.5.12 bzw. 4.5.13). Zur erforderlichen Messdauer pro Punktmessung wird auf Kap. 4.5.12 verwiesen. Bei normalen Strömungsverhältnissen wird eine Messzeit zwischen 30 und 60 s verwendet. Je länger die Messzeit gewählt wird,

desto eher werden systematische Abweichungen, z. B. durch Pulsation der Strömung, ausgeglichen.

Zur Positionierung des Flügels im Messprofil stehen als *Befestigung* Messgestänge und Seilkrananlagen zur Verfügung, die je nach Gewässertiefe, vorhandenen Strömungsverhältnissen und vorhandener Infrastruktur (Messsteg, Brücke etc.) eingesetzt werden. Hierüber wird in Kap. 4.5.12 ausführlich berichtet. Lediglich die flügelspezifischen Befestigungsmöglichkeiten sollen hier behandelt werden:

a) Flügelstangen:
   Standardmäßig handelt es sich hierbei um Metallstangen von 20 mm Durchmesser, in die eine cm-Einteilung eingraviert ist. Es gibt zum einen die Möglichkeit, den Messflügel mittels einer Rändelschraube direkt an der Stange zu befestigen, wie in Abb. 4.16 zu sehen. Dies hat den Nachteil, dass für jede neue Positionierung in einer Messlotrechten Messflügel und Gestänge aus dem Wasser genommen werden müssen.
   Um dies zu vermeiden, wurden Verstellvorrichtungen (s. Abb. 4.17) entwickelt, die über das eigentliche Messgestänge gestülpt eine einfache Tiefenpositionierung in einer Messlotrechten ermöglichen, ohne dass das Messgerät zur Tiefeneinstellung herausgenommen werden muss. Dies ist insbesondere bei größeren Messtiefen von Vorteil.
   Neben dem 20 mm-Gestänge gibt es noch schwere Flügelstangen (Ø 33 mm) mit ovalem Grundriss, die bei großen Messtiefen und/oder hohen Strömungsgeschwindigkeiten eingesetzt werden, sowie kleine Flügelstangen mit 9 mm Durchmesser, die bei Klein- oder Laborflügeln zum Einsatz kommen. Flügel, die an solchen Messgestängen befestigt im Einsatz sind, werden auch „Stangenflügel“ genannt.
b) Einsatz am Seil:
   Für die Geschwindigkeitsmessung in tieferen Gewässern und bei höheren Fließgeschwindigkeiten kann der Messflügel an einem Stahlseil aufgehängt, mit Hilfe einer Seilwinde in die gewünschte Messposition bewegt bzw. abgesenkt werden. Damit das Messgerät in der Strömung eine möglichst stabile Lage hat und nicht zu stark abdriftet, ist der Schwimmkörper mit einem hinten angesetzten Schwimmsteuer und je nach Strömungsgeschwindigkeit mit Belastungsgewichten zwischen 10 und 100 kg ausgestattet. Abb. 4.18 zeigt eine Einfachwinde mit 25 kg Belastungsgewicht, die als mobile Messeinrichtung von Brücken oder auch von einem Boot aus eingesetzt werden kann. Der Schwimmkörper und das Schwimmsteuer sind gut zu erkennen.

So eingesetzte hydrometrische Flügel werden auch „Schwimmflügel“ genannt.

Häufig werden Schwimmflügel an festinstallierter, auch mittels einer das Gewässer überspannenden Seilkrananlage an die vorgesehenen Messpunkte gefahren; dies wird in Kap. 4.5.12 eingehend behandelt.

Hersteller von Messflügeln und Zubehör können den Firmeninformationen und -produkten am Ende von Kap. 4 entnommen werden.

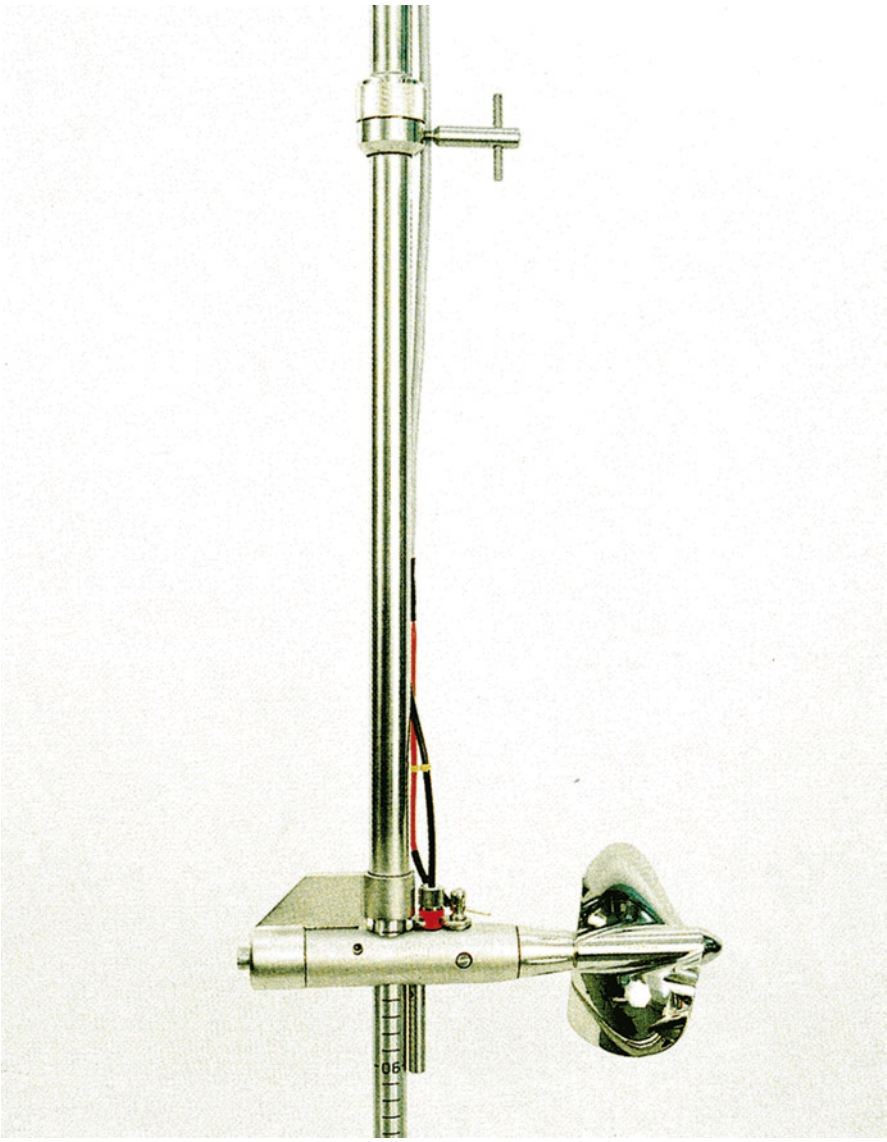


Abb. 4.17 Verstellvorrichtung an Flügelstangen. (Ott Messtechnik Typ Heres)

4.5.4.5 Kalibrierung

Die Erläuterungen zu den messtechnischen Grundlagen der Flügelmessung verdeutlichen, dass eine individuelle Kalibrierung von Messflügeln bei den in der Hydrometrie allgemein geforderten Genauigkeiten zwingend ist, damit aus den ge-

Abb. 4.18 Schwimmflügel mit Ausleger, Winde und Schwimmkörper

messenen Drehzahlen *n* die Fließgeschwindigkeit *v* nach der Flügelgleichung (4.6) abgeleitet werden kann.

Will man eine solche Kalibrierung experimentell durchführen, dann liegt das Problem darin, dass eine genau definierte Strömungsgeschwindigkeit in einem ausreichend breiten und tiefen Gewässer (Kanal) nur sehr schwierig zu generieren ist. Daher wird bei der Kalibrierung nicht das Wasser, sondern der Flügel mit verschiedenen Geschwindigkeiten durch das ruhende Wasser eines Kanals bewegt (Schleppversuche). Ob die so gewonnenen Ergebnisse auf die Natur, d. h. bewegtes Wasser, übertragen werden können, ist problematisch, da bei der Kalibrierung im Schleppkanal die Anströmung an den Messflügel laminar ist, wohingegen in strömenden Gewässern turbulente Strömung vorherrscht. Langjährige hydraulische Untersuchungen, insbesondere von M. Fischer (1988), haben belegt, dass „Schlepptankeichungen" vertretbar sind, allerdings nur unter der Voraussetzung von ausreichend langen und breiten Schleppkanälen (wie z. B. der Eichkanal der Landeshydrologie der Schweiz in Bern mit einer Länge von 140 m, einer Tiefe von 2 m und einer Breite von 4 m) und hochwertiger Mess- und Regeltechnik (s. hierzu auch ISO 3455 2007).

Wichtig ist auch, dass bei der Kalibrierung immer die gleichen Befestigungseinrichtungen verwendet werden wie bei der späteren Messung.

Bei der Durchführung der Kalibrierung, die je nach Geschwindigkeitsgrenze bis zu 20 Schleppfahrten notwendig macht, muss unbedingt darauf geachtet werden, dass das Wasser vor Beginn einer jeden Messung vollständig zu Ruhe kommt. Nach Brand (1990) kann die notwendige Beruhigungspause zwischen zwei Messungen, z. B. bei v = 5 m/s, in der Größenordnung von 30 min liegen. Der Messbereich im Schleppkanal liegt bei einer geforderten Messunsicherheit von <1 % zwischen 0,3 und 10 m/s. Eine Streuung der Messergebnisse von 1 bis 2 mm/s wird als systemimmanent akzeptiert (Brand 1990).

Mit Hilfe der experimentell bestimmten Werte werden dann rechnerisch oder graphisch die „Flügeleichungen" ermittelt. In der Regel wird die Kalibrierbeziehung in Form von Geradengleichungen für mehrere Geschwindigkeitsabschnitte gegeben (vgl. Gl. (4.7)).

Es ist auch möglich, die Flügelgleichung als Polynom 4. Grades darzustellen:

$$v = a_0 + a_1 \cdot n + a_2 \cdot n^2 + a_3 \cdot n^3 + a_4 \cdot n^4 \tag{4.8}$$

Grundsätzlich sollte die Kalibrierung einer Flügelschaufel spätestens nach zwei Jahren in einem geeigneten Schleppkanal routinemäßig überprüft werden.

Über die Durchführung von Punktmessungen der Fließgeschwindigkeit, welche unabhängig von dem verwendeten Messinstrument ist, wird ausführlich in Kap. 4.5.12 berichtet, die Auswertung der entsprechenden Messungen analog dazu in Kap. 4.5.13 behandelt.

4.5.4.6 Einsatzbereich und Grenzen

Wie aus Tab. 4.3 zu entnehmen, ist die *minimale* mit einem Flügel messbare *Fließgeschwindigkeit*, dort *Anlaufgeschwindigkeit* genannt, abhängig von der verwendeten Flügelschaufel und deren Steigung; dies gilt grundsätzlich ebenso für die maximale Fließgeschwindigkeit. Danach kann ein Universalflügel mit 125 mm Durchmesser und 1,00 m Steigung (Nr. 3 in Tab. 4.3) einen Geschwindigkeitsbereich von 0,025 bis 10 m/s abdecken. Die für die einzelnen Schaufeln gültigen „Anlaufgeschwindigkeiten“ können aus den jeweiligen Flügelgleichungen (4.7), ausgedrückt durch die Konstanten a_1 und b_1, individuell abgelesen werden.

Sollen extrem kleine Fließgeschwindigkeiten (<2 cm/s), z. B. in rückgestauten Flussbereichen oder Seeeinläufen, messtechnisch erfasst werden, muss auf andere Messverfahren (z. B. MID-Sonden) zurückgegriffen werden. Der Einsatz von Klein- oder Laborflügeln bietet bei der Messung geringer Geschwindigkeiten, entgegen häufig geäußerter Empfehlung, leider keine Lösung, da deren minimal messbare Geschwindigkeit, ähnlich wie beim Universalflügel, bei 0,025 m/s liegt. Kleinflügel sind jedoch bei Gewässern mit geringer Wassertiefe von Vorteil, da sie aufgrund der kleinen Schaufeldurchmesser (30–50 mm) bis minimal 2 cm unter der Wasseroberfläche und 2 cm über der Gewässersohle eingesetzt werden können. Bei den kleinsten Schaufeln der Universalflügel liegen diese Mindestabstände bei 4 bis 5 cm (Ø 80 mm, r = 40 mm + Zuschlag für Überdeckung). Sollen Messungen in geringeren Wassertiefen vorgenommen werden, muss auf andere Messverfahren (z. B. Hitzdraht oder Laseranemometer) verwiesen werden.

Eine generelle Einschränkung für den Einsatz von Propeller-Flügelmessgeräten stellt *Verkrautung* im Messquerschnitt dar. Bei starkem Wasserpflanzenbesatz (z. B. mit Ranunculus fluitans, Flutender Hahnenfuß), sind Geschwindigkeitsmessungen mit rotierenden Messgeräten sehr schwierig, wenn nicht unmöglich, da sich das Kraut um die Schaufel wickelt. Abgesehen von Auswirkungen flächenhafter Gewässerverkrautung auf die kontinuierliche Wasserstandserfassung (virtuell höherer Wasserstand durch Rückstau, s. Kap. 3.5) und auf die Gültigkeit von Wasserstand-Abflussbeziehungen (s. Kap. 5.4) bietet die mechanische Beseitigung der Makrophyten durch Abmähen nur eine räumlich und zeitlich begrenzte Abhilfe. Daher

sind, bedingt durch den jahreszeitlich sehr unterschiedlichen Verlauf der Verkrautung, insbesondere während der Wachstumsperiode vom Frühjahr bis zum späten Herbst vermehrt Durchflussmessungen durchzuführen (s. auch Pegelvorschrift, Anl. D 1991).

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass hydrometrische Flügel, auch wenn ihr zugrundeliegendes Messprinzip seit mehr als 200 Jahren fast unverändert im Einsatz ist, auch heute noch bewährte Messgeräte für schnelle und genaue Geschwindigkeitsmessungen sind. Dies setzt jedoch eine sorgfältige Wartung, eine regelmäßige Kalibrierung und den fachmännischen Einsatz der Messgeräte voraus. Aufgrund der Fülle einzuhaltender Bedingungen und der hohen Qualitätsansprüche bei Fertigung und Anwendung muss das Messverfahren insgesamt als kostenintensiv bezeichnet werden.

4.5.5 Magnetisch-induktive Strömungssonden (MID)

4.5.5.1 Einführung

Voraussetzung für den Einsatz der in Kap. 4.5.4 ausführlich vorgestellten hydrometrischen Flügel ist das Vorhandensein einer Mindestgeschwindigkeit und eines kraut- und feststofffreien Messquerschnitts. Diese Randbedingungen sind in der wasserwirtschaftlichen Praxis nicht immer gegeben, so z. B. in staugeregelten Gewässerabschnitten oder auf Kläranlagen.

Hier beginnt der Einsatzbereich der magnetisch-induktiven Strömungssonden (MID), die ohne bewegte Teile arbeiten. Zur Entwicklungsgeschichte von MID-Strömungssonden seit Beginn der 70er Jahre des vorigen Jahrhunderts wird auf Morgenschweis (1985, 1993) verwiesen.

4.5.5.2 Messprinzip

Das Messprinzip beruht auf dem Faradayschen Induktionsgesetz. In einer durch ein Magnetfeld fließenden elektrisch leitenden Flüssigkeit (Wasser oder Abwasser) wird eine elektrische Spannung induziert, die der mittleren Fließgeschwindigkeit v_m der Magnetfeldstärke B und dem Elektrodenabstand L proportional ist:

$$U = B \cdot L \cdot v_m \tag{4.9}$$

mit

U = induzierte Spannung [V]
B = Feldstärke des Magnetfelds [V · s/m^2]
L = Länge des Leiters (Abstand der Elektroden) [m]
v_m = mittlere Fließgeschwindigkeit [m/s].

In einem MID-Messgerät sind der Elektrodenabstand L und die magnetische Feldstärke B feste Werte. Daher vereinfacht sich Gl. (4.9) in

$$U = k \cdot v_m \tag{4.10}$$

unter der Bedingung, dass die Bewegung der leitfähigen Flüssigkeit senkrecht zum Magnetfeld erfolgt. Die Konstante k enthält dabei die bauartspezifischen Größen, wie Abstand und Anordnung der Elektroden voneinander sowie die Stärke des Magnetfelds.

Dies bedeutet, dass die induzierte Spannung U direkt proportional der Fließgeschwindigkeit v ist.

Abbildung 4.19 zeigt vereinfacht das Messprinzip einer magnetisch-induktiven Strömungssonde.

Die Ableitung der Gl. (4.9) und (4.10) erfolgte unter der Annahme einer Reihe von Vereinfachungen sowie unter der Voraussetzung eines homogenen Magnetfeldes und eines rotationssymmetrischen Strömungsprofils. Weitere Details hierzu s. Bonfig (2002), Erb (1997), Herschy (1999).

In der praktischen Anwendung wird das Magnetfeld durch Magnetfeldspulen erzeugt, die mit Netzwechselspannung oder pulsierender Gleichspannung betrieben werden. Die induzierte Spannung kann mit metallischen Elektroden abgegriffen und gemessen werden (vgl. Abb. 4.19).

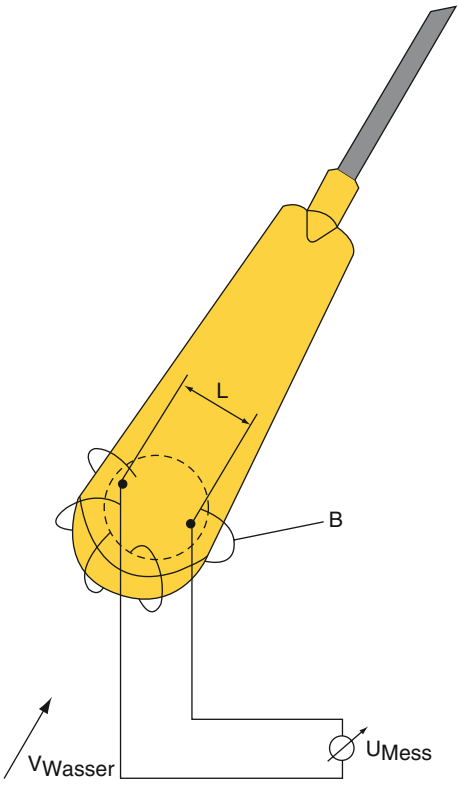


Abb. 4.19 Messprinzip einer magnetisch-induktiven Strömungssonde. (Morgenschweis 2004)

Will man dieses physikalische Messprinzip zur Messung der Strömungsgeschwindigkeit freifließender Gewässer nutzen, ist zu beachten, dass zum einen die Spannung genügend hochohmig gemessen wird, damit kein nennenswerter Strom zwischen den beiden Elektroden fließt, denn dadurch würden die Messergebnisse von der Leitfähigkeit des Wassers abhängig; zum anderen muss durch periodisches Umkehren der Richtung des magnetischen Felds zwischen den beiden Elektroden eine Polarisation der Elektroden aufgrund elektrochemischer Prozesse verhindert werden.

4.5.5.3 Messinstrumente

Mobil einsetzbare Strömungssonden zur Durchflussmessung nach dem magnetisch-induktiven Prinzip sind seit Anfang der 1980er Jahre auf dem Markt. Unabhängig von den Geräteherstellern besteht die *Messsonde* (vgl. Abb. 4.19) aus einem Messkopf, in dem sich eine Magnetspule und die Messelektronik befinden und an dem senkrecht zu Magnetfeld und Fließrichtung zwei isolierte Elektroden eingebaut sind. Die Spule erzeugt ein senkrecht zum Messkopf stehendes geschaltetes Gleichfeld. An den beiden metallischen Elektroden wird die induzierte Spannung, die proportional zur Strömungsgeschwindigkeit ist, gemessen. Die Messwertverarbeitung der elektronischen Signale erfolgt wie bei stationären MID-Durchflussmessgeräten mit geschaltetem Gleichfeld (nach Bonfig 2002).

Abbildung 4.20 zeigt beispielhaft eine Strömungssonde mit einem Schnitt durch den Messkopf.

MID-Sonden können analog zum hydrometrischen Flügel sowohl an Messgestängen als auch am Schwimmkörper von Seilkrananlagen eingesetzt werden. Über Koaxialkabel werden die Strömungssonden an tragbare digitale Anzeigegeräte (s. Abb. 4.21), die die gleiche Funktionalität wie Zählgeräte von Flügeln besitzen (vorwählbare Integrationszeiten, Zeitvorwahl etc.), angeschlossen.

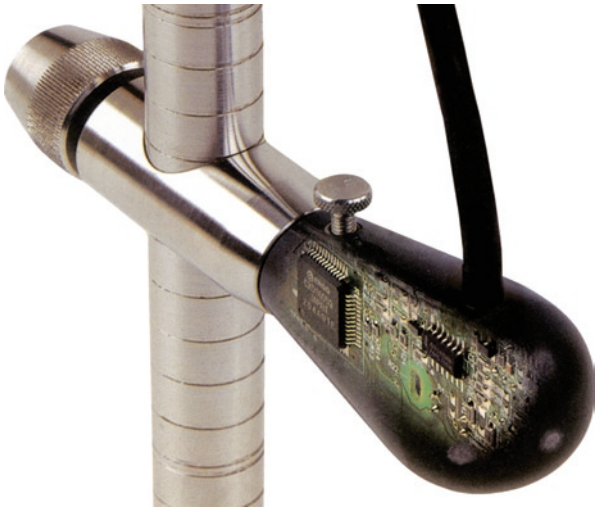


Abb. 4.20 Schnitt durch den Messkopf einer MID-Strömungssonde. (Morgenschweis 2004)

Abb. 4.21 MID-Strömungssonde im Einsatz. (Morgenschweis 2004)

Die *Messköpfe* der verschiedenen Strömungssonden unterscheiden sich grundsätzlich in Form und Anordnung der Elektroden. Besitzt die in Abb. 4.20 dargestellte Sonde einen birnenförmigen Sensorkopf und sind die Elektroden an der Front angebracht, so ähnelt die in Abb. 4.21 eingesetzte Sonde in ihrer Form mehr einem „Eis am Stiel"; außerdem sind die Elektroden an der Oberfläche nach oben hin zeigend montiert. Alle Messgeräte lassen sich standardmäßig an ein 20 mm-Gestänge montieren, so dass der Messvorgang sich analog einer Vielpunktmessung mit einem hydrometrischen Flügel gestaltet.

Die *Anzeigegeräte* können entweder zusätzlich Messdaten speichern oder es wird hierzu ein Laptop oder Datalogger benötigt. Als Messergebnis werden Fließgeschwindigkeiten in Meter pro Sekunde mit zwei bzw. drei Nachkommastellen digital angezeigt (LCD-Display).

Weitere technische Details zu den Messgeräten und ihrer Bedienung sind Marsh-McBirney (2004), Ott Messtechnik (2004) zu entnehmen.

Auf dem europäischen Markt sind zurzeit folgende Gerätetypen erhältlich:

- FLO-MATE der Fa. Marsh-McBirney/USA,
- NAUTILUS C 2000 der Fa. Ott Messtechnik,
- FlowSens der Fa. Seba Hydrometrie,
- FLO-TOTE 3 der Fa. Marsh-McBirney, als mobiles Messgerät mit Sensor und Datenlogger, Modell 1000-1 PT.
  Das FLO-TOTE 3, ursprünglich für kontinuierliche Durchflussmessung entwickelt, kann auch mobil eingesetzt werden; es basiert im Gegensatz zu den beiden ersten Geräten, die noch mit analogen elektronischen Bauteilen ausgestattet sind, auf digitaler Messtechnik, welche präziser und weniger störanfällig ist.
  Der Vollständigkeit halber soll hier noch das Messsystem Mobi-DiR der Fa. Zangenberg erwähnt werden, das ebenfalls nach dem MID-Prinzip arbeitet und mobil einsetzbar ist. Es besteht aus einem Dichtkissen, mit dessen Hilfe Rohre

oder Kanäle unterschiedlicher Durchmesser abgesperrt und aufgestaut werden können, um so den zu messenden Durchfluss durch ein ansonsten für vollgefüllte Rohrleitungen stationär eingesetztes MID-Gerät zu leiten. Das Messsystem wird mit Rohrdurchmessern von 150 bis 300 mm und für Kanäle mit Breiten zwischen 150 und 600 mm angeboten. Es ist nicht direkt vergleichbar mit den o. a. Messgeräten, da der technische Aufwand der Installation einerseits erheblich größer, die erzielte Messgenauigkeit aber auch andererseits deutlich höher anzusetzen ist. Daher werden diese Systeme bevorzugt in kostenintensiven technischen Prozessen eingesetzt, bei denen es auf möglichst große Genauigkeit ankommt.

Informationen zu den Herstellerfirmen können der Auflistung am Ende von Kap. 4 entnommen werden.

4.5.5.4 Einsatzbereich und Grenzen

Die Strömungssonden sind, da sie im Gegensatz z. B. zum Propellerflügel ohne rotierende Teile arbeiten, prädestiniert für Geschwindigkeitsmessungen in *verkrauteten* Gewässern (vgl. Abb. 4.22). Sie sind ebenfalls in *verschmutztem Wasser*, z. B. in Kläranlagenzuläufen, einsetzbar unter der Voraussetzung, dass das Wasser eine elektrische Leitfähigkeit von mindestens 5 µS aufweist, was i. d. R. der Fall ist.

Messungen bei extrem niedrigen Fließgeschwindigkeiten sind möglich, jedoch steigt hier die Messunsicherheit, wie Kalibriertests im Wasserbaulabor belegt haben, systemimmanent an (Morgenschweis 2004).

Einzuhaltende *Mindestabstände* zu Ufer und Gewässersohle sowie die *Mindesttiefe* an der Wasseroberfläche wurden im Wasserbaulaboratorium der RWTH Aachen in einer Kipprinne mit Hilfe von Laser-Doppler-Velocimetrie (LDV) nach dem sogenannten Zweistrahlverfahren ermittelt. (Bezüglich eingesetzter Messtechnik und Versuchsanordnung wird auf Rouvé u. Feldmann (1992) und Morgenschweis (1993) verwiesen). Die Ergebnisse der Untersuchungen, die als Richtwerte für den praktischen Einsatz verstanden werden, sind in Tab. 4.4 zusammenfassend dargestellt.

Tab. 4.4 Minimal einzuhaltende Abstände beim Einsatz von MID-Strömungssonden

	Mindestabstand D_{min} in cm	Anmerkungen
Wasseroberflächen	5–10	Unterschiedlich bei verschiedenen Geräten
Gewässersohle	2,5	
Ufer	2,5 bei $v > 10$ cm/s 5 bei $v < 10$ cm/s	

Das heißt, dass mit MID-Strömungssonden näher an der Gewässersohle und in den Uferbereichen gemessen werden kann, an der Wasseroberfläche aber ein eher größerer Abstand als bei Standardflügeln eingehalten werden muss. Bei der Beurteilung der in Tab. 4.4 aufgelisteten Minimalabstände von Strömungssonden ist jedoch anzumerken, dass beim hydrometrischen Flügel aufgrund der Schaufeldurchmesser ebenfalls bauartbedingte Mindestabstände vorgegeben sind, z. B. bei der kleinen Schaufel mit ∅ 80 mm ein Abstand von 5 cm. Dies bedeutet, dass mit MID-Sonden auf jeden Fall Messungen näher an randlichen Begrenzungen durchgeführt werden können.

Der *Messbereich* von Strömungssonden variiert bei den verschiedenen Gerätetypen und liegt zwischen 0,0 und 4,0 m/s.

4.5.5.5 Kalibrierung

Die Strömungssonden werden analog zu den hydrometrischen Flügeln im Messkanal individuell kalibriert.

Überprüfungen der werksseitig gelieferten Kalibriergeraden im Wasserbaulabor mit Hilfe der berührungslosen LDV-Technik zeigten, dass die Kalibriergeraden in Teilbereichen leicht zu hoch bzw. geringfügig zu tiefe Ergebnisse lieferten. Insgesamt wurden die Kalibrierkurven im Rahmen der für die gewässerkundliche Messpraxis geforderten Genauigkeit jedoch bestätigt (Morgenschweis 1993, 2004).

4.5.5.6 Messunsicherheit

Zur Überprüfung der von den Herstellern angegebenen Genauigkeit von 1 % vom Messwert wurden zwischen 1990 und 2003 bei einer Vielzahl von routinemäßig mit hydrometrischen Flügeln nach den Vielpunktverfahren durchgeführten Messungen an Pegeln im Einzugsgebiet der Ruhr zeitgleich in den gleichen Messpunkten die Fließgeschwindigkeiten mit einer Strömungssonde gemessen. Verglichen wurden nicht nur Punktgeschwindigkeiten, sondern auch die jeweiligen Gesamtergebnisse pro Messstelle, da dies für den praktischen Messbetrieb wichtig ist.

Es zeigten sich gute Übereinstimmungen zwischen Flügel- und Strömungssondenmessungen; die Abweichungen lagen maximal in der Größenordnung des Fehlers von Messungen mit hydrometrischen Flügeln (vgl. hierzu auch Rouvé u. Ritterbach 1987; Morgenschweis 1993, 2004).

Es ist jedoch anzumerken, dass die Messunsicherheit von MID-Strömungssonden für die gewässerkundliche Messpraxis ausreichend und mindestens gleich gut ist, wie vergleichbare Ergebnisse von hydrometrischen Messflügeln.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass MID-Strömungssonden heute einen Entwicklungsstand erreicht haben, der ihren Einsatz zu punkthaften Geschwindigkeitsmessungen ohne Vorbehalte erlaubt. Sie sind von den Anschaffungs- und Betriebskosten sowie von der Handhabung her vergleichbar mit hydrometrischen Flügeln, im Wartungs- und Kalibrieraufwand sogar weniger aufwändig. Ihr

Abb. 4.22 Geschwindigkeitsmessung im stark verkrauteten Möhnezufluss Pegel Völlinghausen. (Foto: Ruhrverband)

Hauptanwendungsgebiet liegt in Bereichen, in denen andere Strömungsmessgeräte keine oder nur bedingt brauchbare Messergebnisse liefern wie

- bei Messquerschnitten mit starker Verkrautung,
- bei Kläranlagen mit hochbelastetem Wasser und
- in Rückstaubereichen von Gewässern mit Fließgeschwindigkeiten unter 4 cm/s.

Abschließend ist jedoch anzumerken, dass eine technische Weiterentwicklung von MID-Strömungssonden seitens der Hersteller m. E. zur Zeit nicht aktuell betrieben wird.

Abbildungen 4.22 bis 4.24 geben Anwendungsbeispiele aus der Praxis.

4.5.6 Ultraschall-Doppler-Strömungssonden

4.5.6.1 Einführung

Wegen der durch das mechanische Prinzip bedingten Einsatzgrenzen (z. B. erforderliche Mindestfließgeschwindigkeit wegen Anlaufträgheit der Schaufeln oder Verkrautung im Messquerschnitt) wurden in den letzten Jahrzehnten alternative Geschwindigkeitsmessverfahren, die auf anderen physikalischen Messprinzipien beruhen, entwickelt. Die in Kap. 4.5.5 vorgestellten magnetisch-induktiven Strömungssonden gehören ebenso zu dieser Entwicklungslinie wie die *akustischen* Verfahren, die hier eingeführt werden sollen. Da in der Praxis bei den akustischen Verfahren i. d. R. Schallwellen mit Frequenzen zwischen 10 und 80 kHz, sog. Ultraschallwellen, zum Einsatz kommen, wird sich im Folgenden auf Ultraschall beschränkt. Im Gegensatz zu den Ultraschallverfahren der Wasserstandsmessung (s. Kap. 3.5.5), bei denen die Laufzeit einer Schallwelle zur Abstandsmessung genutzt wird, basieren die akustischen Strömungsmessgeräte auf dem Doppler-Verfahren. Da dieses physikalische Messprinzip sowohl bei mobilen als auch bei stationär arbeitenden

Abb. 4.23 Geschwindigkeitsmessung im Zulaufkanal zur Kläranlage Hattingen

Abb. 4.24 Strömungsgeschwindigkeitsmessung mit Ausleger vom Schlauchboot aus am Einlauf des Baldeneysees. (Foto: Ruhrverband)

Messsystemen (s. Kap. 5.5.4) eingesetzt wird, sollen seine Grundzüge hier kurz vorgestellt werden.

4.5.6.2 Geschwindigkeitsmessung nach dem Dopplerprinzip

Der österreichische Physiker Christian Doppler stellte 1842 bei akustischen Experimenten fest, dass, wenn von einer festen Quelle (Sender) ein Ton mit einer festge-

legten Tonhöhe (Frequenz) ausgesendet wird, ein ruhender Beobachter die gleiche Tonhöhe (f_0) hört, dass aber, wenn der Beobachter sich relativ zur Quelle bewegt, die Tonhöhe sich verändert, dass heißt, die Tonhöhe verändert sich durch die Bewegung. Dies wird offensichtlich, wenn z. B. ein Feuerwehrauto mit eingeschaltetem Alarmhorn an einem fest stehenden Beobachter vorbeifährt: Die Tonhöhe des Signals des sich nähernden Autos ist eine andere als bei dem sich entfernenden Auto. Physikalisch ausgedrückt heißt dies, dass die Frequenz von Wellen, z. B. Ultraschallwellen, sich ändert, wenn sich der Sender relativ zu einem stationären Empfänger bewegt oder wenn sich bei einem stationären Sender ein reflektierendes Teil relativ zu einem sich ebenfalls stationären Empfänger bewegt (Bernard 1990). Die daraus resultierende *Frequenzverschiebung*, auch Dopplerverschiebung genannt, ist proportional der relativen Geschwindigkeit zwischen dem reflektierenden Teil und dem Empfänger.

Allgemein gilt für die Dopplerverschiebung:

- bei ansteigender Bewegungsgeschwindigkeit wird die Dopplerverschiebung größer,
- sich vom Ton entfernen ergibt eine negative Dopplerverschiebung,
- bei Ansteigen der Frequenz (des Tons) steigt auch die Dopplerverschiebung an,
- bei Ansteigen der Geschwindigkeit nimmt die Dopplerverschiebung ab.

Dieser Effekt, auch *Dopplereffekt* genannt, wird heute vielfältig in Astronomie, Medizin und industrieller Messtechnik genutzt. Als Beispiel aus dem Alltag kann die Radar-Verkehrskontrolle genannt werden, bei der das Fahrzeug als Reflektor dient und die Frequenzverschiebung zwischen dem gesendeten und dem reflektierten Signal proportional der Autogeschwindigkeit ist. Wie das Beispiel der Radar-Verkehrskontrolle zeigt, ist die Anwendung des Doppler-Effekts nicht auf hörbare Wellen beschränkt, sondern wird in der Durchflussmesstechnik in einem weiten Spektrum von Ultraschall über Radar (Mikrowellen) bis hin zum Laser verwendet.

Bei der Nutzung des Dopplereffekts zur Durchflussmessung sind Sender und Empfänger i. d. R. stationär und das Fließgewässer dient als reflektierendes Teil, das sich bewegt.

Am Beispiel von Ultraschall soll im Folgenden die Anwendung des Doppler-Effekts detailliert vorgestellt werden.

4.5.6.3 Ultraschallgeschwindigkeitsmessung nach dem Dopplerprinzip

Messprinzip (s. Abb. 4.25): Der von einem Sender mit einer konstanten Frequenz f_1 in einen Wasserkörper ausgestrahlte Ultraschallstrahl trifft auf im Wasser vorhandene und in der Strömung mitgeführte reflektierende Partikel wie Festkörper oder Gasblasen und ein Teil seiner Energie wird seitlich aus dem Strahl gestreut. Nach dem Dopplerprinzip verschiebt sich die Frequenz, die der Empfänger f_2 misst:

$$f_1 - f_2 = f_1 \frac{\cos \alpha}{c \cdot v} \tag{4.11}$$

mit

f_1 = Sendefrequenz (kHz)
f_2 = Dopplerfrequenz (kHz)
c = Schallgeschwindigkeit [m/s]
α = Winkel zwischen der Strömungsrichtung und der Ausbreitungsrichtung des Ultraschalls (Einstrahlwinkel) [-]
v = Strömungsgeschwindigkeit [m/s].

Gleichung (4.11) vereinfacht sich, wenn f_1, $cos\ \alpha$ und c konstant sind zu

$$\Delta f = f_1 - f_2 = k_0 \cdot v \tag{4.12}$$

mit

k_0 = Konstante.

Demnach ist die Frequenzverschiebung direkt proportional zur örtlichen Strömungsgeschwindigkeit v. (Details zur Ableitung s. Bernard 1990, Bonfig 2002, Teufel 2004a).

Probleme bei der Anwendung des Ultraschall-Dopplerprinzips zur Fließgeschwindigkeitsmessung:

Voraussetzung für die Anwendung dieses Verfahrens ist, dass im Wasser ein Mindestfeststoffanteil vorhanden ist; diese Bedingung ist bei natürlichen Gewässern i. d. R. erfüllt.

Grundsätzlich wird bei der Ultraschall-Doppler-Messung die Geschwindigkeit der im Wasser mitgeführten Teilchen, die Partikelgeschwindigkeit in Abb. 4.25, gemessen. Diese können im Vergleich zur realen Strömungsgeschwindigkeit u. U. einen Schlupf aufweisen; außerdem haben die Anzahl der Partikel, deren Größe, Art und Verteilung Einfluss auf die Signalstärke der reflektierten Schallwellen und damit auf die Qualität der Geschwindigkeitsmessung (Bonfig 2002).

Darüber hinaus werden Ultraschallmessungen grundsätzlich von den Eigenschaften des zu messenden Mediums beeinflusst (vgl. auch Kap. 3.5.5 Ultraschall-Echolotpegel). So ist die Schallgeschwindigkeit im Wasser eine Funktion von Temperatur und Salzgehalt.

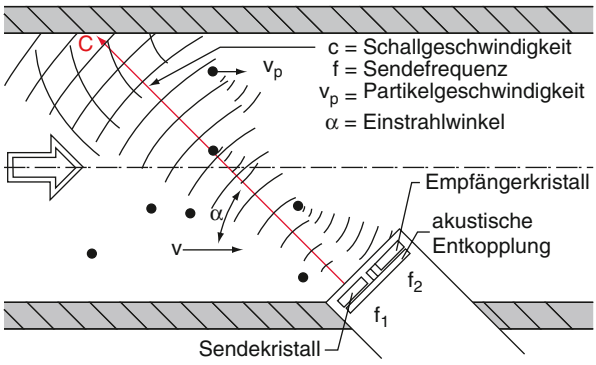


Abb. 4.25 Ultraschall-Doppler Messprinzip. (Nach Teufel 2004a)

Eine *Wassertemperatur*änderung von ±1 °C ergibt z. B. eine Geschwindigkeitsänderung von ±0,25 %; eine *Salzgehalts*änderung um ±3 ppt bewirkt eine Geschwindigkeitsänderung in der gleichen Größenordnung. Dies bedeutet, dass diese systemimmanenten Einflussgrößen beim Messprozess berücksichtigt bzw. kompensiert werden müssen.

Nach Bonfig (2002) kann das Verfahren darüber hinaus von Änderungen und Driften der Sendefrequenz und der Schallgeschwindigkeit beeinflusst werden und die gemessenen Signale geben per se keine Aussage über die Strömungsrichtung, was bei Messstellen mit zeitweiser Rück- und Unterströmung (z. B. in Schifffahrtskanälen zwischen zwei Stauhaltungen) zu Problemen führen kann.

Die aufgezeigten Probleme stellen hohe Anforderungen an die Messgeräteentwicklung, sind jedoch durch gezielten Einsatz digitaler Sensorik und weiterentwickelter Signalverarbeitungstechnik, hier insbesondere durch die Anwendung des *Puls-Doppler-Verfahrens* in Kombination mit dem *Korrelationsverfahren*, heute weitgehend gelöst.

Da diese beiden Verfahren bei allen Ultraschall-Doppler-Anwendungen, d. h. sowohl bei mobilen (Kap. 4.5.6 und 4.6.2) als auch bei kontinuierlich arbeitenden Geräten (s. Kap. 5.5), zum Einsatz kommen, sollen sie hier vorgestellt werden:

4.5.6.4 Ultraschall-Puls-Dopplerverfahren

Analog zur Anwendung beim Puls-Radar zur Laufzeitmessung (s. Kap. 3.5.6) arbeitet das Ultraschall-Puls-Dopplerverfahren; es werden Ultraschallfrequenzbündel definierter Länge in kurzen Pulsen ausgesendet. Im Gegensatz zum Mikrowellen-Puls-Radar, bei dem Millionen von Pulsen pro Sekunde abgestrahlt werden, sind es bei Ultraschall-Pulsdopplern wegen der geringeren Sendefrequenz „nur" einige Hundert Signale pro Sekunde. Um diesen periodisch in bekanntem Zeitabstand wiederkehrenden Prozess kontrolliert ablaufen zu lassen, bedarf es einer sehr stabilen Quarzzeitmessung, die i. d. R. im Sensorkopf integriert den Messprozess steuert. Unter Kenntnis der temperaturkompensierten Schallgeschwindigkeit c (c = 1.480 m/s in Wasser bei 20 °C) lässt sich auf diese Weise den einzelnen Messungen ein Messort (Messfenster) zuordnen. Diese Technik ist von großer Bedeutung bei Ultraschall-Doppler-Strömungsmessern, die integrierend einzelne Strömungsprofile bzw. Gesamtquerschnitte erfassen (vgl. ADCP u. Ä. in Kap. 4.6.2). (Details zum Ultraschall-Puls-Doppler, s. Teufel 2004a und Siedschlag 2006).

4.5.6.5 Korrelationsverfahren

Nach Mesch (1992) beruht der *Grundgedanke* des Korrelationsverfahrens auf der Messung der Laufzeit T zwischen zwei festen Messpunkten, die in einem Abstand L in Bewegungsrichtung hintereinander angeordnet sind (s. Abb. 4.26a); an den beiden Messpunkten werden entsprechende Signale erfasst (s. Abb. 4.26b). Die gesuchte Geschwindigkeit v ist dann

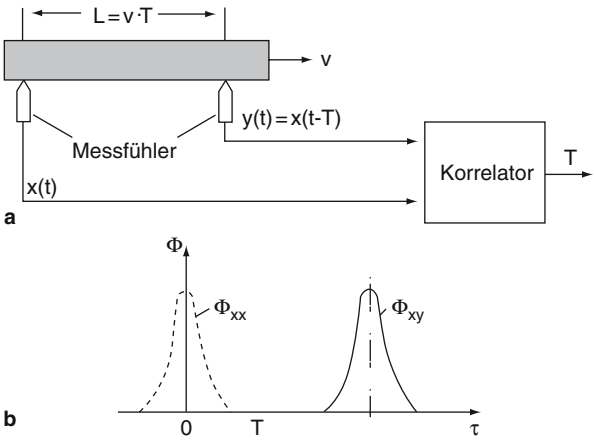


Abb. 4.26 Prinzip des Korrelationsverfahrens. (Nach Mesch 1992)

$$v = \frac{L}{T}\ [\mathrm{m/s}], \tag{4.13}$$

wie es von Geschwindigkeitsmessungen mit Schwimmern (s. Kap. 4.5.7) bekannt ist.

Bei Strömungen wird jedoch nicht die Bewegung eines einzelnen Objekts gemessen, die Signale bestehen also nicht aus einzelnen, zeitverzögerten Impulsen genau bekannter Form, sondern die Messfühler erfassen eine stochastische Größe wie die Strömungsturbulenz und erzeugen Reihen von kontinuierlichen stochastischen Signalen (s. Abb. 4.27). Diese Signale sind ähnlich, im Idealfall identisch, und um die Laufzeit T gegeneinander verschoben:

$$y(t) = x(t - T) \tag{4.14}$$

mit

$x(t)$ = Ganglinie des 1. Signals
$y(t)$ = Ganglinie des 2. Signals
T = Laufzeit.

Mit Hilfe eines Korrelators wird die Laufzeit aus derartigen Signalen bestimmt.

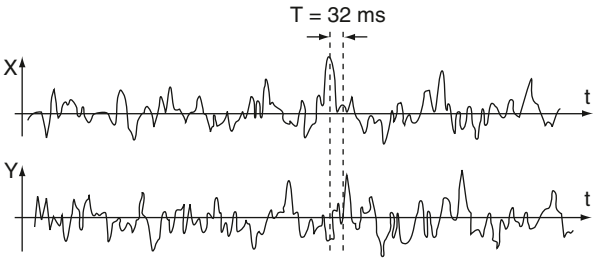


Abb. 4.27 Typische Echosignale von zwei Messfühlern. (Nach Mesch 1992)

Ein *Korrelator* untersucht die Messsignalreihen kontinuierlich auf Ähnlichkeit. Die beiden Signale $x(t)$ und $y(t)$ haben maximale Ähnlichkeit, wenn das erste Signal um eine Zeit τ verzögert wird, die gerade gleich der Laufzeit T ist. Man muss also $x\,(t-\tau)$ mit variablem τ bilden und den Wert von τ suchen, der die *maximale Kreuzkorrelation* ergibt.

Mathematisch ist die Kreuzkorrelationsfunktion für zwei Signale $x(t)$ und $y(t)$ definiert als

$$\Phi_{xy}(\tau) = E\{x(t-\tau)y(t)\}. \tag{4.15}$$

Der Grundgedanke des Korrelationsverfahrens besteht somit darin, die Kreuzkorrelationsfunktion der beiden um eine bestimmte Zeit verschobenen Signale nach Gl. (4.15) zu bilden und dann ihr Maximum aufzusuchen: der zugehörige Wert $\tau = T$, der zeitliche Versatz, ist dann die gesuchte Laufzeit als Maß für die Geschwindigkeit.

Der reale Fall stimmt mit dem idealen in verschiedener Hinsicht nicht überein. Beide Signale sind in Wirklichkeit nicht genau identisch, sondern weichen in ihrer Form mehr oder minder voneinander ab. Bei Strömungen ändern sich zudem die statistischen Muster zwischen den Messpunkten und die Signale werden mit wachsendem Abstand L immer unähnlicher. Die Kreuzkorrelationsfunktion wird also immer niedriger, wie Abb. 4.28 zeigt.

Diese grundlegenden Aussagen zum Korrelationsverfahren wurden in gekürzter Form aus Mesch (1992) übernommen.

Eine detaillierte mathematisch-statistische Ableitung der der Kreuzkorrelationsfunktion (Gl. (4.15)) entsprechenden „korrelativen Impulsantwort“ über eine systemtheoretische Betrachtung findet sich in Bonfig (2002).

Bezogen auf das Ultraschall-Puls-Dopplerverfahren wird die damit erzeugte dichte Folge von Echosignalen kontinuierlich mit Hilfe eines Kreuzkorrelationsalgorithmus (vgl. Gl. (4.15)) auf Ähnlichkeit untersucht. Hierzu werden die ein-

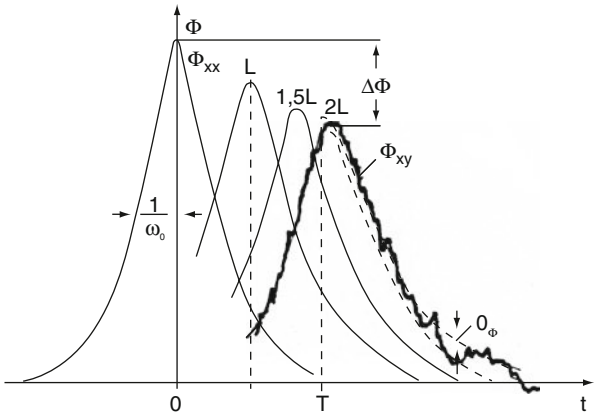


Abb. 4.28 Korrelationsfunktionen Φ_{xy} von Strömungen bei verschiedenen Messfühlerabständen L. (Nach Mesch 1992)

zelnen zurückkehrenden Echosignale fortlaufend digitalisiert und einem Korrelator (Signalprozessor) zur weiteren statistischen Analyse übergeben. Der Korrelator ermittelt über die Phasenverschiebung (den zeitlichen Versatz) ähnlicher Muster von Messsignalen die Transportgeschwindigkeit v nach

$$v = \frac{c \cdot \Delta\Phi}{4\pi\tau} \tag{4.16}$$

mit

c = Schallgeschwindigkeit von Ultraschall im Wasser [m/s]
$\Delta\Phi$ = Zeitversatz [s]
τ = Zeitdifferenz zwischen 2 Ultraschallpulsen [s].

Abbildung 4.29 verdeutlicht das prinzipielle Vorgehen an einem Beispiel.

Das Korrelationsverfahren ist nicht an die Ultraschall-Doppler-Messtechnik gebunden. In der industriellen Durchflussmesstechnik, insbesondere in geschlossenen Rohrleitungen, wird dieses Verfahren schon seit Jahren für sehr unterschiedliche Messmedien von flüssigen Chemikalien über Schlamm bis Wasser weitgehend eingesetzt. Hierbei werden jedoch i. d. R. Markierungsmittel von außen eingebracht oder strömungsmitteleigene Markierungen im Messgerät verwendet. Als Messgeräte kommen thermische, optische, akustische, kapazitive u. a. Detektoren zum Einsatz.

Der Einsatz dieses statistischen Signalverarbeitungsverfahrens wurde durch die industrielle Entwicklung schneller Mikroprozessoren mit direkt verdrahteten Kreuzkorrelationsalgorithmen (Korrelatoren) ermöglicht. Dieses Verfahren in Kombination mit dem Puls-Dopplerverfahren ist heute wesentlicher Bestandteil aller Ultraschall-Doppler-Messsysteme zur Messung von Fließgeschwindigkeiten.

4.5.6.6 Portable Messgeräte zur Fließgeschwindigkeitsmessung nach dem Ultraschall-Dopplerverfahren

Für den mobilen Einsatz lassen sich zwei grundsätzlich unterschiedliche Gerätetypen unterscheiden:

a) Ultraschall-Doppler-Strömungssonden zur punkthaften Messung der Fließges-chwindigkeit: Die zu dieser Kategorie gehörenden Messgeräte sind in Größe und Aussehen des Sensors den magnetisch-induktiven Strömungssonden (Kap. 4.5.5) ähnlich. Abbildung 4.30 zeigt als Beispiel für diesen Gerätetyp das Strömungsmessgerät ADC (Acoustic Digital Current Meter) der Fa. Ott Messtechnik.

Der *technische Aufbau* von mobilen Ultraschall-Doppler-Strömungssonden besteht, unabhängig von verschiedenen Herstellern, aus einem Strömungssensor und einem Bediengerät. Der *Strömungssensor* ist mit zwei Piezokristallen ausgestattet,

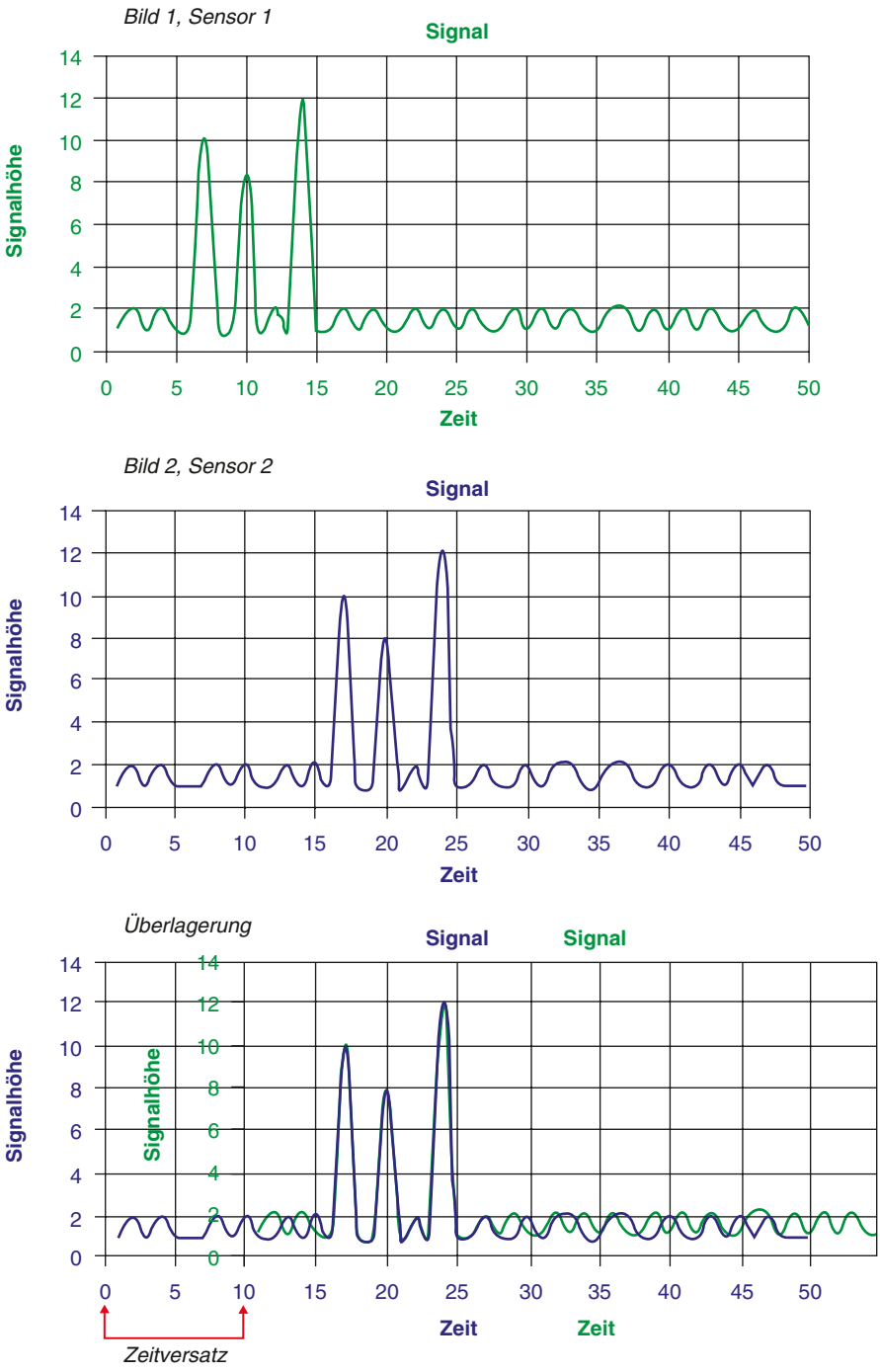


Abb. 4.29 Korrelationsverfahren: Bild 1 und Bild 2. ähnliche Signalbilder, Bild 3: Überlagerung. (Nach Teufel 2004b)

Abb. 4.30 Sensorkopf mit zwei Ultraschallwandlern. (Ott Messtechnik Typ ADC)

die sowohl zum Senden als auch zum Empfangen der Schallwellen dienen. Die Frequenz der Ultraschallwandler liegt bei 5 bis 6 MHz. Da die empfangenen Signale keine Informationen über die Strömungsrichtung enthalten, werden bei einigen Gerätetypen zwei Ultraschallwandler verwendet, die unabhängig voneinander gleichzeitig Signale gegen die Fließrichtung aussenden und so eine zweidimensionale Geschwindigkeitsberechnung ermöglichen.

Der Sensor enthält alle wichtigen elektronischen Elemente zum Messen der Fließgeschwindigkeit, der Wassertiefe und der Wassertemperatur, letztere wird zu Kompensationszwecken benötigt.

Zur Messdurchführung können die Strömungssonden über Adapter an herkömmliche Messgestänge montiert und in die gewünschte Messtiefe bewegt und fixiert werden.

Das *Bediengerät* empfängt über eine Sensoranschlussleitung die vom Sensor empfangenen Signale, verarbeitet sie in digitalisierter Form und speichert sie. Gleichzeitig führt ein Bediengerät der neuen Generation den Anwender Schritt für Schritt durch den Messvorgang, macht Vorschläge für die Durchführung (Messtiefe, Messdauer) und liefert zeitnah den Durchfluss als Ergebnis der Messung.

Der *Messbereich* von akustischen Strömungssonden liegt zwischen 0 und 4,5 m/s, die Genauigkeit der Geschwindigkeitsmessung wird mit ±1 % vom gemessenen Wert angegeben. Die Wasser- und Eintauchtiefe der Sonde wird i. d. R. über eine eingebaute Druckmesszelle (piezoresistiv, absolut) erfasst.

Beim *Messvolumen* ist darauf zu achten, dass wie bei allen Ultraschall-Dopplersystemen ein Blanking, d. h. ein Bereich ohne Messungen, vor dem Sensorkopf eingehalten werden muss; bei der ADC-Sonde liegt er 10 bis 15 cm vor dem Sensorkopf. Nach Herstellerangaben beträgt das Messvolumen pro Schallstrahl 5 cm^3.

Die Notwendigkeit, Änderungen der Wassertemperatur und des Salzgehalts zu kompensieren, wurde im Abschnitt „Probleme bei der Anwendung des Ultraschall-Doppler-Prinzips…“ in Kap. 4.5.6.3 behandelt.

Zur Durchführung von Geschwindigkeitsmessungen mit Ultraschallströmungsgeräten von Brücken und Messstegen aus sowie direkt im Gewässer stehend wird auf Kap. 4.5.12 verwiesen.

Gerätespezifisch von Bedeutung für den Einsatz sind noch die minimal einzuhaltenden Abstände an den Berandungen im Profil. Nach Herstellerangaben sollen Messungen bis 2 cm unter dem Wasserspiegel und 2 cm über der Gewässersohle ohne Einschränkung möglich sein.

Ultraschallgeräte sind i. Allg. empfindlich gegenüber Ausrichtungen, die nicht senkrecht zur Hauptstromrichtung sind, da dadurch zu niedrige Durchflüsse gemessen werden. Abweichungen bis 8° werden als akzeptabel bezeichnet.

Diese gerätespezifischen Angaben sind einerseits unterschiedlich bei verschiedenen Messgeräten, so dass hier nur eine Bandbreite angegeben werden kann, andererseits sind sie noch keiner unabhängigen Überprüfung unterzogen worden, da diese Geräte i. d. R. erst seit kurzem auf dem Markt sind.

Auf dem europäischen Markt sind zurzeit folgende Gerätetypen erhältlich, deren Anwendungsbeispiele in den Abb. 4.30 bis 4.34 ersichtlich sind:

- ADC von Ott Messtechnik, Kempten (Abb. 4.30),
- FlowTracker Handhold ADV von SonTek/Ysi, USA (Abb. 4.32),
- Acoustic Doppler Velocimeter von Nortek AS, Norwegen (Abb. 4.33),
- Aquaprofiler von Seba Hydrometrie, Kaufbeuren (Abb. 4.34a u. b).

Abb. 4.31 Ultraschall-Doppler-Strömungsmessermontiert an einem 20 mm-Gestänge

Abb. 4.32 FlowTracker Handheld ADV im Einsatz. (SonTek/YSI, USA)

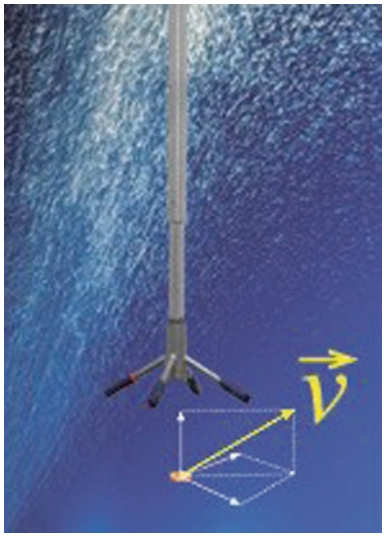


Abb. 4.33 Acoustic Doppler Velocimeter (Nortek AS, Norwegen)

Die beiden Geräte von SonTek und Nortek sind wahlweise in 2D- oder 3D-Ausführung erhältlich.

Abbildung 4.32 bis 4.34 zeigen Beispiele von Anwendungen verschiedener Messgeräte.

Abb. 4.34 Aquaprofiler im Einsatz **a** an Stange, **b** an Mittelstück einer Seilkrananlage montiert (Seba Hydrometrie, Kaufbeuren)

b) Portable Ultraschall-Doppler-Profiler zur Messung von Geschwindigkeitsprofilen: Bei Geräten dieser Kategorie wird die mittlere Fließgeschwindigkeit einer Lotrechten (oder u. U. eines Gesamtquerschnitts) integrierend gemessen. Im Unterschied zu Punktmessungen nach dem Lotrechtenverfahren wird hierbei das Geschwindigkeitsprofil von der Gewässersohle aus bis zur Wasseroberfläche gemessen. Dazu werden die Messsensoren, die in ihrem Aussehen „Mäusen" ähneln und im allgemeinen Sprachgebrauch häufig so auch bezeichnet werden, mit Hilfe von Messgestängen oder je nach Querschnittsform speziellen Klemmvorrichtungen an der Gewässersohle positioniert (s. Abb. 4.35).

Die angewandte Mess- und Auswertetechnik (Puls-Doppler, Korrelationsverfahren) ist die gleiche wie bei der Punktmessung. Insbesondere die Anwendung des Ultraschall-Puls-Verfahrens ist bei den Strömungsprofilern von entscheidender Bedeutung. Denn bei Kenntnis der exakten Schallgeschwindigkeit (nach vorheriger Kompensation des Temperatureinflusses über im Sensor kontinuierlich

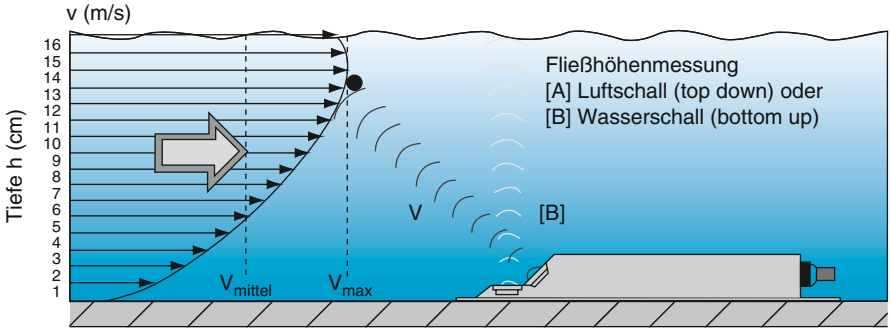


Abb. 4.35 Prinzip des Ultraschall-Doppler-Strömungsprofilers. (Nach Teufel 2004a)

gemessene Temperatur) und Wahl der Sende-/Empfangsfrequenz der Schallwandler kann der Messort im Querschnitt festgelegt und damit dem Empfangssignal ein definiertes Fenster zugeordnet werden. Die ermittelte Frequenzverschiebung des Ultraschallsignals in diesem so festgelegten Fenster über das Korrelationsverfahren ist damit ein Maß für die dort vorhandene Strömungsgeschwindigkeit. (Auf diese Weise können z. B. bei dem Nivus PCM Pro in bis zu 16 „Fenstern" Fließgeschwindigkeiten ermittelt und damit das Geschwindigkeitsprofil bestimmt werden).

Der *technische Aufbau* portabler Ultraschall-Doppler-Strömungsprofiler besteht analog zu den Strömungssonden aus einem *Sensor* mit ein oder zwei Ultraschallwandlern. Der Sensor hat i. d. R. Keilform und ist im Grunde genommen von den stationär arbeitenden Systemen der verschiedenen Hersteller für den portablen Einsatz übernommen worden, so verwendet z. B. das PCM 4 von Nivus den gleichen Sensor wie das PCM Pro. In die Sensoren sind die elektronischen Bauteile zum Erfassen und Auswerten der Signale ebenso integriert wie bei den mobilen Punktströmungsmessgeräten. Die Bediengeräte liefern über Akkus (12 V) die Stromversorgung für das gesamte Messsystem und speichern die von der Sensorik gelieferten und weiterverarbeiteten Messsignale zu Fließgeschwindigkeit v, Wasserstand h und ggf. Durchfluss Q.

Der *Messbereich* der Strömungsprofiler wird mit Geschwindigkeiten von bis zu 6 m/s angegeben, die Messunsicherheit bzgl. Fließgeschwindigkeit mit 1 % vom Messwert unter der Voraussetzung, dass eine automatische Temperaturkompensation durchgeführt wird.

Häufig sind die keilförmig ausgebildeten „Mäuse" zusätzlich mit einem Höhensensor (Druck oder Ultraschall) ausgerüstet (wie z. B. in Abb. 4.35), so dass auch der Durchfluss eines Teilquerschnitts oder je nach Gewässergröße der Gesamtdurchfluss direkt ermittelt werden kann. Damit nehmen diese Messgeräte eine „Mittlerposition" ein und könnten auch den Systemen in Kap. 4.6, die integrierend die mittlere Gesamtquerschnittsgeschwindigkeit erfassen, zugeordnet werden. Umgekehrt ermöglichen die in Kap. 4.6.2 vorgestellten ADCP-Messgeräte auch die Erfassung der mittleren Fließgeschwindigkeit einzelner Lotrechten, hier wäre ex-

plizit das System „Q-Liner“ zu nennen, das jedoch in Kap. 4.6.2 als Sonderform des ADCP behandelt werden soll.

Auf dem europäischen Messtechnik-Markt ist eine größere Auswahl von Geräten dieser Kategorie erhältlich. Die wesentlichen für Messungen in offenen Gerinnen eingesetzten Geräte sind:

- PCM 4 der Fa. Nivus, Eppingen,
- PCM Pro der Fa. Nivus, Eppingen,
- DIGISONIC P/-e von Ultraflux, Grenoble/Frankreich,
- HYDRA SA 30 von Polysonics, Houston/USA,
- AVM 1066-P von Peek Measurement, London/UK.

Einige der hier aufgeführten Strömungsprofiler arbeiten noch mit der veralteten CW-Doppler-Technik, bei der kontinuierlich Schallwellen ausgesandt werden; dieses Verfahren hat keinen Bezug zur Eindringtiefe, hat daher häufig Probleme mit der eindeutigen Signalerkennung und liefert zwangsläufig eine schlechtere Datenqualität. Der Nutzer sollte daher bei der Wahl des Geräts überprüfen, ob das Puls-Doppler- und/oder das Korrelationsverfahren angewandt wird.

Abbildung 4.36 zeigt den Strömungsprofiler PCM Pro im praktischen Einsatz bei der Messung eines Kläranlagenzulaufs

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass Ultraschall-Doppler-Strömungssonden und -profiler der neuen Generation (mit Puls-Technologie und Korrelationsanalyse) durchaus eine Alternative zu den klassischen Flügeln sein können. Gegenüber den MID-Sonden zeichnen sie sich durch ein Höchstmaß an Funktionalität aus. Bei den Strömungsprofilern ist anzumerken, dass diese i. d. R. aus stationär arbeitenden

Abb. 4.36 Ultraschall-Doppler-Strömungsprofiler im praktischen Einsatz (System NIVUS PCM Pro). (Foto: Archiv Ruhrverband)

Geräten abgeleitet sind, was sich u. U. in der etwas unhandlichen Größe und Funktionalität der Bediengeräte bemerkbar macht. Ob die von den Herstellern herausgestellte Wartungs- und Kalibrierfreiheit wirklich zutrifft, muss der Einsatz der Geräte in der harten Messpraxis erst zeigen.

4.5.7 Schwimmer zur Fließgeschwindigkeitsmessung

4.5.7.1 Messprinzip

Hierbei handelt es sich mit Sicherheit um eines der einfachsten und offensichtlichsten Verfahren, die Fließgeschwindigkeit eines Gewässers zu bestimmen und den Durchfluss zu schätzen. Gleichzeitig kann es aber auch zur detaillierten Erkundung von Strömungsverhältnissen eingesetzt werden. Schwimmer sind im Handel i. d. R. nicht erhältlich.

Schwimmermessungen sind besonders für Gewässer mit geringer Fließgeschwindigkeit und großer Wassertiefe, wie in staugeregelten Flussbereichen, geeignet, bei denen z. B. Flügelmessungen (vgl. Kap. 4.5.4) nicht möglich sind.

Der Grundgedanke des Verfahrens beruht auf der Messung der Laufzeit T, die ein Schwimmkörper benötigt, um eine Gewässerstrecke bekannter Länge L zu durchschwimmen (s. Abb. 4.37). Daraus resultiert die Fließgeschwindigkeit v

$$v = \frac{L}{T} \text{ [m/s]} \tag{4.17}$$

mit

L = Messstrecke [m]
T = Laufzeit des Schwimmers [s].

Grundgleichung (4.17) ist identisch mit Gl. (4.13), die beim Korrelationsverfahren (s. Kap. 4.5.6) ebenfalls zur Fließgeschwindigkeitsbestimmung eingesetzt wird.

Die *Messstrecke L* muss nach den für die Wahl einer Durchflussmessstelle gültigen Kriterien (vgl. Kap. 5.1) ausgewählt werden, insbesondere sollte eine ausreichend lange, gerade verlaufende und übersichtliche Gewässerstrecke vorhanden sein. An der ausgewählten Messstrecke werden i. d. R. drei Querprofile (am Anfang, in der Mitte, am Ende) festgelegt, markiert und eingemessen (s. Abb. 4.37). Die Länge der Messstrecke hängt zum einen von der vorhandenen Fließgeschwindigkeit ab und sollte zum anderen so lang sein, dass die Laufzeit $T \geq 20$ s beträgt; nach Schaffernak (1960) sollte sie ungefähr das 2- bis 3-fache der Flussbreite betragen. Falls keine Pegelanlage im Bereich der Messstrecke liegt, ist ein Abstichpegel für die Dauer der Messung einzurichten.

Die *Laufzeit T* wird als Durchgangszeit des Schwimmers in den Querprofilen (s. Abb. 4.37) mit einer Stoppuhr gemessen. Zur Zeitbestimmung werden an allen

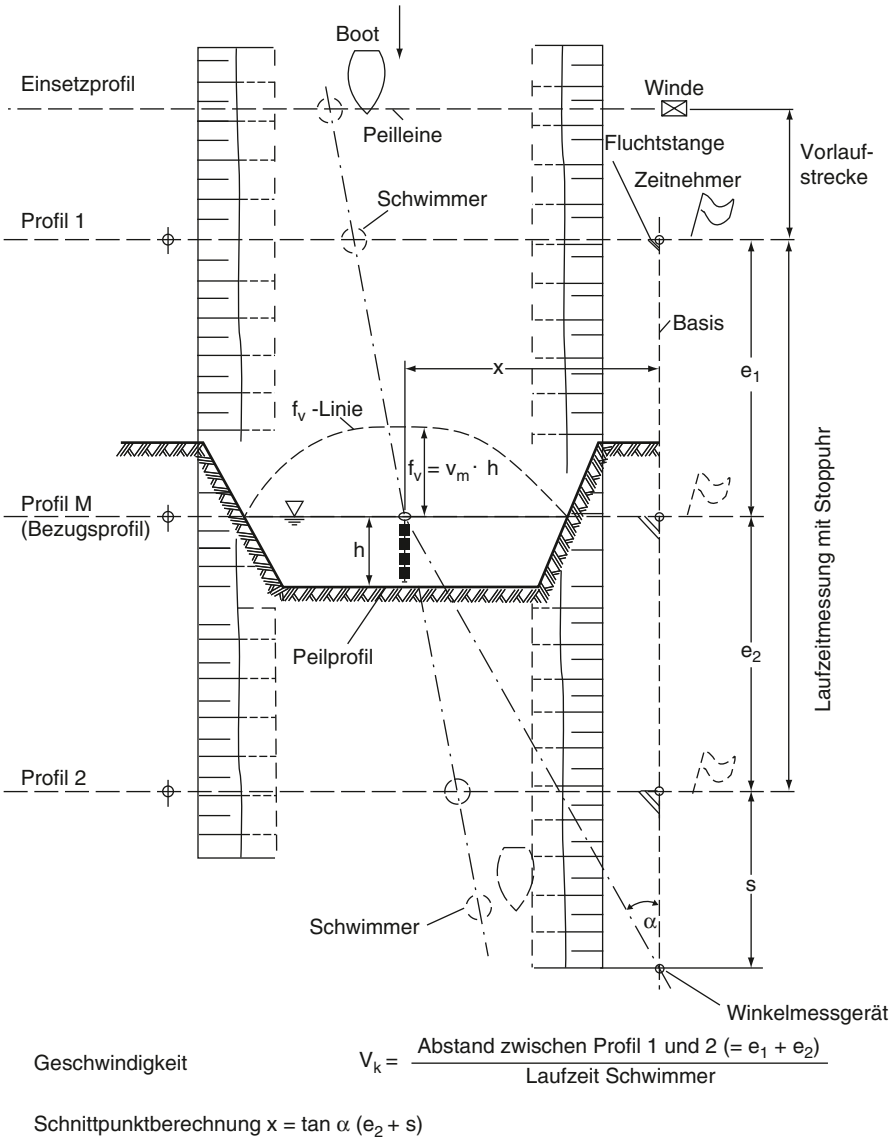


Abb. 4.37 Laufzeitmessung mit Schwimmern. (Pegelvorschrift 1991)

Querprofilen Beobachter benötigt, welche den Durchgang des Schwimmers mittels Fahnen oder Funkgeräten an den Zeitmesser signalisieren. Zur Sicherung der Ergebnisse sind 2–3 Wiederholungen durchzuführen.

Um die Art und Anzahl der einzusetzenden Schwimmer festlegen zu können, ist eine vorherige Peilung des Querschnitts vorzunehmen.

4.5.7.2 Schwimmertypen

Zur ersten Abschätzung der Fließgeschwindigkeit eines Gewässers kann grundsätzlich jedes schwimmfähige Objekt vom Ast bis zum Flaschenkorken verwendet werden. Für fachlich dezidierte Messungen kommen i. d. R. flache Schwimmkörper aus Holz oder Metall zum Einsatz, die zur besseren Beobachtung mit Signalfähnchen ausgerüstet sein können; bei Strömungsmessungen mit Ortungstachygraphen oder elektronischen Theodolithen zum exakten Lokalisieren von Strömungsbahnen können Reflektoren auf die Schwimmkörper montiert werden (vgl. Friedrich et al. 1971). Als neueste Variante bei Schwimmermessungen ist der Einsatz von DGPS (Digital Geographic Positioning System), bei dem mit Hilfe einer satellitenbasierten Navigation die Lage eines Objektes bestimmt wird, zu erwähnen; hierbei werden entweder die Schwimmkörper mit GPS ausgestattet oder ein mit DGPS ausgerüstetes Boot verfolgt die Schwimmer auf ihrer Strömungsbahn (Boiten 2008).

Je nach Anwendung werden sehr unterschiedliche *Schwimmertypen* verwendet, die bekanntesten sind (vgl. Abb. 4.38):

a) *Oberflächenschwimmer* (Typ a in Abb. 4.38), mit denen lediglich die oberflächennahe Geschwindigkeit erfasst wird. Als Oberflächenschwimmer können Holzklötze, Plastikbälle oder Metallbehälter verwendet werden. Sie sollten einerseits genügend tief in das Wasser eintauchen, um Windeinfluss soweit wie möglich zu reduzieren, andererseits nicht zu tief (max. 25 % der Wassertiefe) eintauchen, damit sie nicht von Gewässersohlenunebenheiten bzw. -bewuchs behindert werden.
   Oberflächenschwimmer werden häufig bei Hochwasser eingesetzt. Sie stellen die einfachste Art und Weise des Schwimmereinsatzes dar.
b) *Zylinderschwimmer* (Typ b in Abb. 4.38), mit denen annähernd die mittlere Fließgeschwindigkeit eines Stromfadens gemessen werden kann. Sie bestehen aus einem oben und unten offenen zylindrischen Hohlkörper, der an einem Schwimmkörper so aufgehängt ist, dass sein Mittelpunkt sich in 0,6 der Wassertiefe befindet (vgl. „Kreps-Punkt“ in Kap. 4.5.2), um direkt die mittlere Fließgeschwindigkeit der Lotrechten zu erfassen.

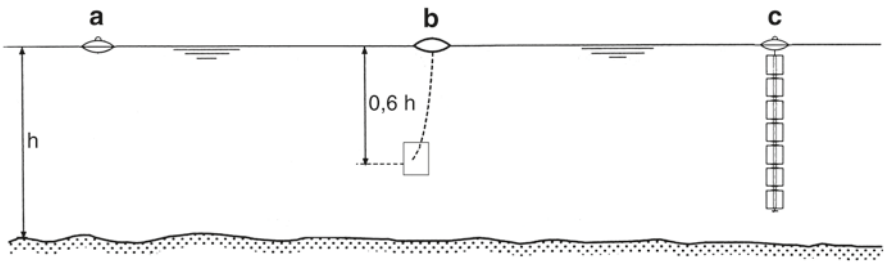
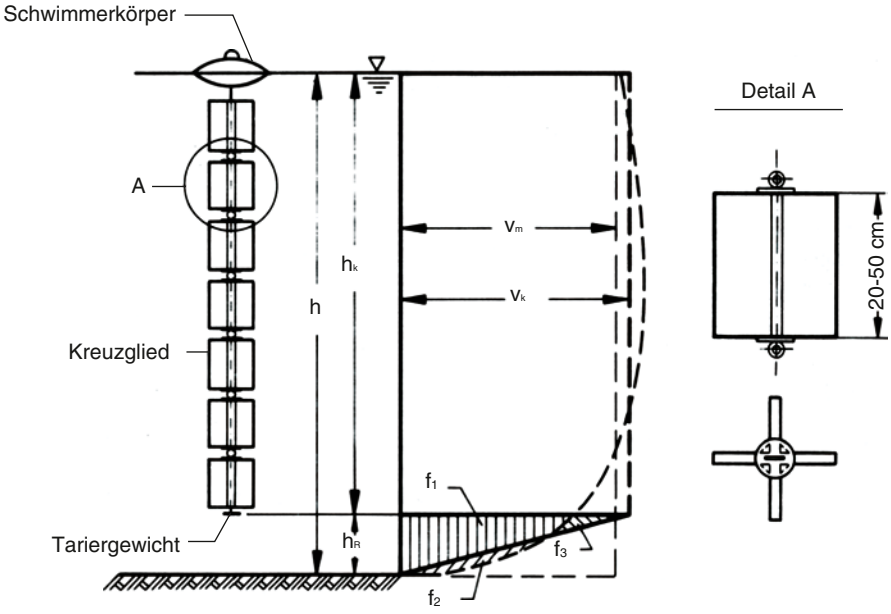


Abb. 4.38 Verschiedene Schwimmertypen zur Fließgeschwindigkeitsmessung **a** Oberflächenschwimmer, **b** Zylinderschwimmer, und **c** Kettenschwimmer

c) *Stab- oder Kettenschwimmer* (Typ c in Abb. 4.38 und 4.39, auch Tiefenschwimmer genannt (s. Hinrich 1966)), mit denen vergleichbar mit den Zylinderschwimmern, jedoch detaillierter, die mittlere Fließgeschwindigkeit einer Messlotrechten gemessen werden kann. Dabei handelt es sich entweder um einen Metall- oder Holzstab, wie er im englischsprachigen Raum bevorzugt eingesetzt wird oder einen Schwimmkörper mit aneinandergehängten Kreuzgliedern, wie in Abb. 4.39 detailliert dargestellt. Mit Hilfe eines Tariergewichts werden sie so in das Querprofil gebracht, dass sie integrierend die unterschiedlichen Tiefengeschwindigkeiten erfassen. Sie sollten so ausgelegt sein, dass sie mehr als 75 % (besser 95 %) der Wassertiefe abdecken ohne die Gewässersohle zu berühren (Jansen et al. 1979). Solche Schwimmersysteme werden in der Praxis bevorzugt in Kanälen mit einheitlichem Regelprofil eingesetzt.



Bedingung: $f_1 + f_2 = f_1 + f_3$

Restgliedberechnung je nach Größe von h_R bzw. Quotient h/h_k

1. $\frac{h}{h} < 1.100$: $f_v = v_k \cdot h \quad (v_k \approx v_m)$
2. $1.10 < \frac{h}{h_k} < 1.60$: $f_v = v_k \cdot h_k + \frac{1}{2} v_k \cdot h_R$
3. $\frac{h}{h_k} > 1.60$: $f_v = v_k \cdot h_k + \frac{2}{3} v_k \cdot h_R$ (nur für Ausnahmen zulässig)

Abb. 4.39 Kettenschwimmer. (Pegelvorschrift 1991)

Tab. 4.5 Reduktionsfaktoren für Oberflächen- und Stabschwimmer. (Nach Jansen et al. 1979)

Oberflächenschwimmer		Stabschwimmer	
R ($m^{-1/3} \cdot s$)*	k (−)	h_{Sch}/h	k (−)
0,029–0,037	0,78	0,10	0,86
0,021–0,028	0,84	0,25	0,88
0,017–0,022	0,87	0,50	0,90
0,014–0,019	0,89	0,75	0,94
0,012–0,016	0,90	0,95	0,98

*Hydraulischer Radius 0,50 m < R < 2,50 m

4.5.7.3 Auswertung von Schwimmermessungen

Hierbei ist zu beachten, dass in der internationalen Messpraxis für die verschiedenen Schwimmertypen *Reduktionsfaktoren k*, die zwischen 0,75 und 0,98 schwanken, eingesetzt werden. Dadurch soll beim Oberflächenschwimmer die Bettrauhigkeit des Messgerinnes, bei den Stabschwimmern das Verhältnis der Eintauchtiefe des Schwimmers h_{Sch} zur Wassertiefe h des Gewässers bei der Ermittlung der mittleren Geschwindigkeit v_m einer Lotrechten berücksichtigt werden:

$$v_m = k \cdot v_{Sch} \text{ [m/s]} \tag{4.18}$$

mit

k = Reduktionsfaktor [-]
v_{Sch} = Schwimmergeschwindigkeit [m/s].

Die k-Werte für Oberflächen- und Stabschwimmer können Tab. 4.5 entnommen werden.

Im deutschsprachigen Raum wird bei der Auswertung von Kettenschwimmermessungen eine Korrektur durch die rechnerische Berücksichtigung des Restgliedes, d. h. des Bereichs, der nicht vom Schwimmer abgedeckt ist, durchgeführt (s. Abb. 4.39; Details s. Pegelvorschrift, Anl. D 1991).

Zu Details bzgl. Ausführung und Verwendung verschiedener Schwimmer wird auf Schaffernak (1960), Hinrich (1966), Jansen (1979), Pegelvorschrift, Anl. D (1991) und Herschy (2009) verwiesen.

Die weitergehende Auswertung von Schwimmermessungen zur Ermittlung des Durchflusses einzelner Stromfäden bzw. Lotrechten erfolgt analog zu den übrigen diskontinuierlichen Verfahren und wird in Kap. 4.5.13 detailliert behandelt.

4.5.7.4 Messunsicherheit

In der Pegelvorschrift, Anl. D (1991) und in DIN EN ISO 748 (2008) sind die Unsicherheiten bei der Durchflussermittlung mit Schwimmern systematisch zusammengestellt.

Danach kommt der Wahl der Messstrecke (z. B. parallele Schwimmerbahnen, gleichförmige Strömung im gesamten Querschnitt) eine große Bedeutung zu, da beim Schwimmerverfahren ein längerer Gewässerabschnitt erfasst wird.

Insbesondere bei Kettenschwimmern, die sich ansonsten am besten zur Bestimmung der mittleren Fließgeschwindigkeit bewährt haben, können systematische Unsicherheiten von bis zu 20 % durch falsches Austarieren und dadurch entstehenden Auftrieb entstehen. Einerseits sollten die Kettenschwimmer möglichst dicht an die Sohle reichen, um den Einfluss des Restgliedes und seine näherungsweise Bestimmung (s. Abb. 4.39) möglichst klein zu halten. (bzgl. Restgliedbestimmung s. Pegelvorschrift (1991)); andererseits darf der Kettenschwimmer keine Grundberührung erhalten, da sich hierdurch zu kleine Geschwindigkeiten und damit zu kleine Durchflüsse ergeben.

Für alle Schwimmertypen hat die Genauigkeit der Ermittlung der Reduktionsfaktoren in Gl. (4.18) einen großen Einfluß, da diese direkt in die Berechnung der Fließgeschwindigkeit eingehen.

Wenn alle aufgeführten Bedingungen erfüllt sind, kann der Durchfluss mit dem Schwimmerverfahren mit einer Unsicherheit von ±5 % ermittelt werden.

Dies gilt jedoch i. d. R. nicht für Oberflächenschwimmermessungen. Diese sind nach Schaffernak (1960) schon allein wegen des möglichen Windeinflusses ungenau und können nur einen ersten Schätzwert liefern.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass die Ermittlung des Durchflusses über Schwimmermessungen von der zugrundeliegenden Theorie und der notwendigen technischen Ausrüstung her gesehen ein einfaches Verfahren darstellt. Es ist daher einerseits auch als ein traditionelles Messverfahren über viele Jahrzehnte angewandt und weiterentwickelt worden. Andererseits ist dieses Verfahren bei der Durchführung relativ arbeits- und personalintensiv. Dies hat m. E. dazu geführt, dass es in der Messpraxis heute nur noch in Sonderfällen, bei denen andere Verfahren nicht bzw. nur mit Einschränkung eingesetzt werden können, oder wenn detaillierte Strömungsbilder als Grundlage für wasserbauliche Maßnahmen z. B. im Hafenbau benötigt werden, zum Einsatz kommt.

Davon unbeeinflusst ist die Bedeutung einfacher Oberflächenschwimmermessungen, um z. B. in einem unbekannten Einzugsgebiet ohne vorhandene Messstelle einen ersten Schätzwert des Durchflusses bzw. der Fließgeschwindigkeit zu erhalten.

Durchflussmessungen mit Hilfe von Messschirmen sind von der Grundidee und der Durchführung den Schwimmermessungen ähnlich; sie stellen eine Weiterentwicklung des Stabschwimmers dar. Da sie aber integrierend über den gesamten Messquerschnitt arbeiten, werden sie dieser Methodengruppe zugeordnet und in Kap. 4.6.1 behandelt.

Durchflussmessungen mit aufsteigenden Luftblasen sind vom Grundsatz her ebenfalls Schwimmermessungen; die künstlich erzeugten Luftblasen dienen der Erfassung der mittleren Strömungsgeschwindigkeit. Diese Methode liefert, wenn sie mobil eingesetzt wird, integrative Werte über den gesamten Messquerschnitt und wird daher in Kap. 4.7.3 eingeordnet; wenn sie zur kontinuierlichen Durchfluss-

messung genutzt wird, soll sie in Kap. 5.8. im Rahmen der kontinuierlichen Verfahren eingehend behandelt werden.

4.5.8 Pendeldurchflussmesser

4.5.8.1 Messprinzip

Grundsätzlich lässt sich der Durchfluss auch aus der Kraft, die auf einen in eine Wasserströmung eingetauchten Körper wirkt oder, anders ausgedrückt, aus dem Widerstand eines Körpers im strömenden Medium messtechnisch erfassen. Der Zusammenhang zwischen dieser Kraft und der Strömungsgeschwindigkeit ergibt sich aus dem aus der Aerodynamik bekannten Strömungswiderstandsgesetz:

$$P = c_w \cdot \rho \cdot v^2 \cdot \frac{F}{2} \tag{4.19}$$

mit

P = Widerstand oder auf den Körper ausgeübte Kraft [N]
c_w= Widerstandsbeiwert, der von der Geometrie des Messkörpers und der Reynoldschen Zahl abhängt [-]
ρ = Dichte des strömenden Mediums [g/cm^3]
v = Geschwindigkeit der ungestörten Strömung [cm/s]
F = Querschnittsfläche des Körpers [cm^2].

Daraus folgt

$$v = \sqrt{\frac{P}{0{,}5 c_w \rho F}}\ [\mathrm{m/s}]. \tag{4.20}$$

Bei einer vorgegebenen Messanordnung sind ρ und F konstant, daher wirkt sich eine Änderung des Druckes P nur auf die Geschwindigkeit v und den Widerstandsbeiwert c_w aus.

Da der Druck, der auf einen in eine Strömung eingetauchten Körper wirkt, sich aus Trägheits- und Reibungskräften zusammensetzt, ist c_w von den Abmessungen des Messkörpers F und der Reynoldschen Zahl R_e abhängig

$$c_w = f(F, R_e). \tag{4.21}$$

Diese Abhängigkeit muss empirisch durch Kalibrierung der Messanordnung bestimmt werden.

Die Durchflussmessung aus der Kraft auf angeströmte Körper wird in geschlossenen Rohrleitungen sehr häufig eingesetzt. Zu den Geräten dieser Messmethode gehören z. B. der

- Schwebekörper-Durchflussmesser,
- Federscheiben-Durchflussmesser,

- Klappen-Durchflussmesser und
- der Fiber-Durchflussmesser.

Details hierzu können Bonfig (2002) entnommen werden. Wie bedeutend diese Verfahren sind, zeigt sich auch darin, dass einschlägige VDI/VDE-Richtlinien dazu bestehen (z. B. VDI/VDE Richtlinie 3513).

Aufbauend auf diesem physikalischen Prinzip wurden auch für die Messung in offenen Gerinnen einfach zu handhabende Durchflussmesser verschiedener Bauart entwickelt, von denen hier zwei in der Praxis insbesondere in flachen und kleinen Gewässern eingesetzte Messgeräte vorgestellt werden sollen.

4.5.8.2 Pendeldurchflussmesser System Nedeco

Nach Boiten (2008) setzt sich ein typischer „pendulum current meter" (s. Abb. 4.40) zusammen aus einem Schwimmkörper (Metall oder Plastik), der über ein dünnes Kabel mit einem Halte- und Ablesegerät verbunden ist. Die Ablenkung des Schwimmkörpers durch die Strömung lässt sich als Abweichung von der Vertikalen als Winkel am Messgerät ablesen. Mit Hilfe einer gerätespezifischen Kalibrierung können die abgelesenen Winkel in Fließgeschwindigkeiten umgewandelt werden. Mit dem in Abb. 4.40 dargestellten Gerät kann zusätzlich die Wassertiefe ermittelt werden, wobei allerdings die Ablenkung des Haltekabels korrigiert werden muss. Danach liefert das Gerät neben der mittleren Geschwindigkeit auch den Durchfluss einer Vertikalen.

Je nach Strömung können Körper verschiedener Größe und unterschiedlichen Gewichts eingesetzt werden.

Anwendungsbereich: Das vorgestellte Gerät ermöglicht Geschwindigkeitsmessungen zwischen 0 und 2,0 m/s. Der Einsatz ist i. Allg. auf Gewässer geringer Was-

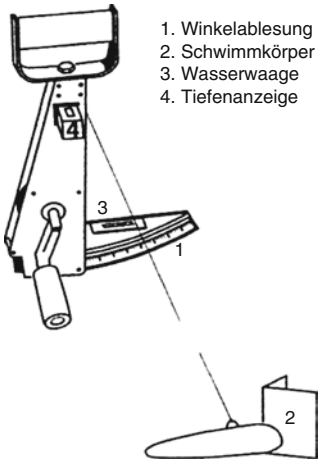


Abb. 4.40 Pendel-Durchflussmesser. (Nach Nedeco 1973)

sertiefe beschränkt, das Gerät ist nach Boiten (2008) leicht handhabbar und kostengünstig.

4.5.8.3 Tauchstab nach Jens

Dieses von dem Gewässerbiologen G. Jens entwickelte und 1968 publizierte Messgerät benutzt als Messkörper einen runden Holzstab konischer Ausformung (s. Abb. 4.41a) und arbeitet nach dem Prinzip der Drehmomentwaage. Der Messstab wird senkrecht in die Strömung gehalten und diese lenkt ihn aus der Vertikalen ab. Durch einen horizontalen Gewichtsstab, der mit dem Handgerät bewegt werden kann, wird ein so großes Gegendrehmoment erzeugt, bis dass der Messstab wieder in der Lotrechten steht (Wasserwaage). An einer Ableseeinrichtung am Gewichtsstab (s. Abb. 4.41a) kann das eingestellte Drehmoment abgelesen werden; die zugehörige Fließgeschwindigkeit lässt sich über eine mitgelieferte Messscheibe, bei neueren Geräten mit Hilfe eines programmierten Taschenrechners, ermitteln. Die zur Bestimmung der mittleren Fließgeschwindigkeit v_m einer Messvertikalen benötigte Wassertiefe lässt sich zusätzlich am graduierten Messstab ablesen. Der Tauchstab liefert die Fließgeschwindigkeit integrierend über die gesamte Lotrechte in einem Messvorgang. Zur Ermittlung des Gesamtdurchflusses werden je nach Messquerschnitt entsprechende Messungen an 10 bis 20 Lotrechten durchgeführt. Die weitere Auswertung erfolgt dann nach den in Kap. 4.5.13 vorgestellten Verfahren.

Die Form des Tauchstabs ist so gewählt, dass das Drehmoment unabhängig von der Tauchtiefe bzw. der Anströmfläche des Stabes ist.

Der *Einsatzbereich* des Tauchstabs beschränkt sich normalerweise auf Gewässer mit maximal 60–70 cm Wassertiefe.

Sein Messbereich kann durch ein Zusatzgewicht an der Gewichtsscheibe (s. Abb. 4.41a) erweitert werden. Die Schweizer Landeshydrologie hat diverse Ergänzungsausrüstungen zum Standard-Tauchstab, wie eine Stütze zur genauen Erfassung der Messtiefe und eine Schaufel zur Erhöhung des Widerstands für die Messung von kleinen Geschwindigkeiten, entwickelt (Details hierzu s. Bundesamt für Umweltschutz 1982). Abbildung 4.41b zeigt einen Tauchstab im Feldeinsatz.

Die *Messunsicherheit* ist größer als bei Messungen mit Flügeln oder IDM-Sonden. Da die Messungen schnell durchzuführen sind, empfiehlt es sich, jede Tauchstabmessung mit mindestens einer Wiederholung durchzuführen, damit grobe Fehler und Ausreißer eliminiert werden können. Problematisch ist die Verwendung des Tauchstabs bei starkem Wind, da dadurch zu große vom Wind induzierte Drehmomente entstehen können.

Der Tauchstab kann von der Fa. Hydro-Bios in Kiel (s. Firmeninformationen am Ende von Kap. 4) bezogen werden.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die Pendeldurchflussmesser einfach zu handhabende und kostengünstige Messgeräte zur Bestimmung der mittleren Fließgeschwindigkeit bzw. des Durchflusses einer Lotrechten in Gewässern geringer Tiefe sind. Ihr Anwendungsbereich liegt z. B. bei biologischen Kartierun-

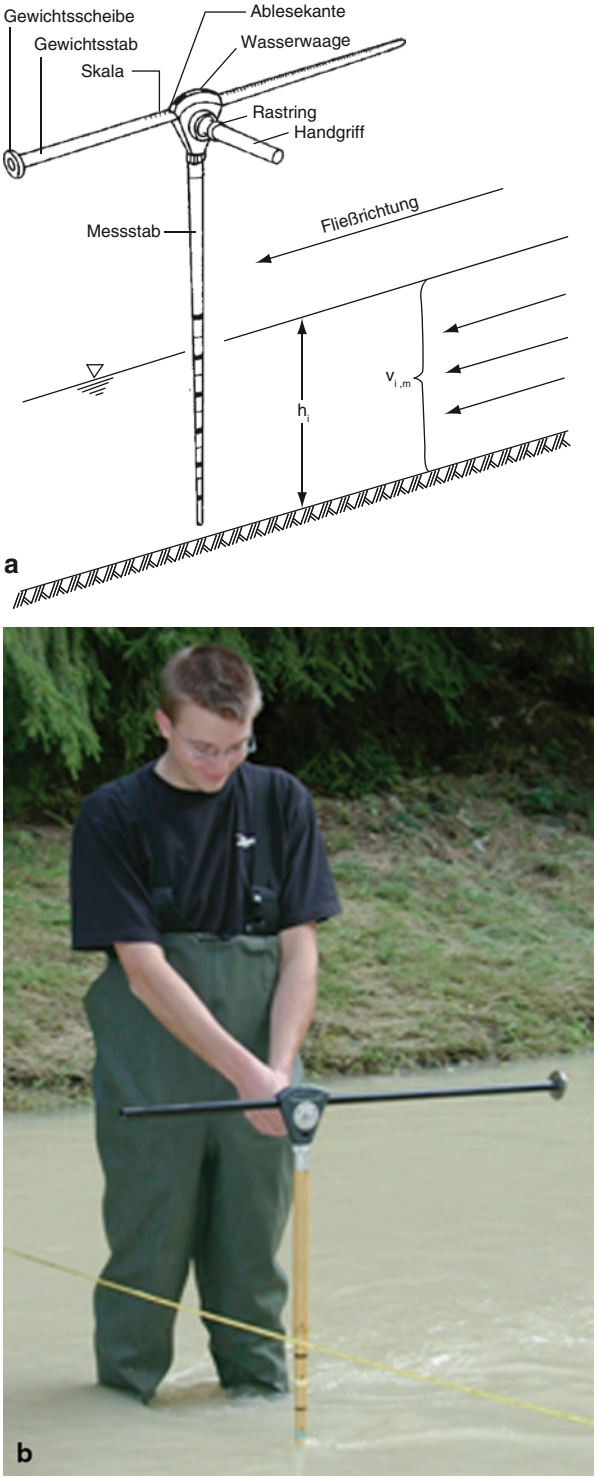


Abb. 4.41 **a** Tauchstab nach Jens (Pegelvorschrift, Anl. D 1991). **b** Tauchstab nach Jens im Feldeinsatz. (Foto: M. Adler)

gen, bei denen die Größenordnung des Durchflusses eines von vielen Bewertungskriterien darstellt, oder bei Ersterkundungen in bisher hydrometrisch nicht erfassten Teileinzugsgebieten; selten wird es routinemäßig im gewässerkundlichen Messwesen eingesetzt.

4.5.9 Pitot- und Prandtl-Staurohre

4.5.9.1 Physikalische Grundlagen

Bei diesem Verfahren wird der Gesamtdruck von Flüssigkeiten und Gasen über den Staudruck, der entsteht, wenn ein Körper in ein strömendes Medium eingebracht wird, gemessen. Als Messkörper wird ein gerades oder L-förmiges, einseitig offenes Rohr (s. Abb. 4.42) verwendet, wie es Henri Pitot schon 1732 entwickelt hat und das nach ihm Pitotrohr (engl. „pitot tube“) genannt wird. Physikalisch gesehen, ist es dem Wirkdruckverfahren zuzuordnen. Angewandt wird es insbesondere zur Geschwindigkeitsmessung von Luft und Wasser (Bonfig 2002).

Das Pitotrohr wurde im Laufe der Jahrhunderte immer wieder weiterentwickelt (z. B. von Lindt und Darcy); eine Entwicklungsstufe stellt das Prandtl-Staurohr (Prandtl 1931) oder der mit elektronischer Differenzdruckmesstechnik ausgestattete Annubar-Durchflussmesser dar. Staurohre werden heute sehr häufig in der Luftfahrt, im Kraftfahrzeugbau, in der Verfahrenstechnik und im Brandschutz eingesetzt. Im Wasserbereich, für den sie ursprünglich entwickelt wurden (Pitot und Prandtl waren Hydrauliker), werden sie aufgrund ihrer Größe und Empfindlichkeit heute nur noch selten und wenn, dann bevorzugt in wasserbaulichen Versuchsanstalten und Laboratorien eingesetzt. Freilandmessungen größeren Umfangs wurden nach Schaffernak (1960) nur in den USA durchgeführt. Zur Entwicklungsgeschichte des Staurohrs wird auf Ghosh et al. (2003) verwiesen.

Die Ausführungen im Folgenden beschränken sich hier auf die Anwendung des Messprinzips zu Geschwindigkeitsmessungen im Wasser.

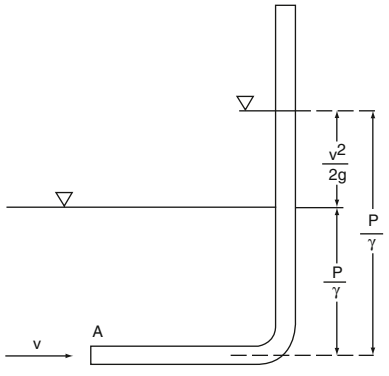


Abb. 4.42 Grundprinzip eines Staurohrs. (Nach Schaffernak 1960)

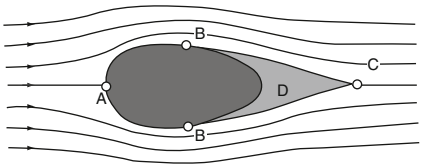


Abb. 4.43 Strömung um einen Körper. (Schaffernak 1960)

Grundsätzlich verändert jeder in eine Flüssigkeitsströmung eingebrachte Körper den natürlichen Strömungsvorgang; dies macht sich, wie Abb. 4.43 verdeutlicht, in einem veränderten Stromfädenbild bemerkbar.

Die Stromfäden stauen sich vor dem Hindernis, die Geschwindigkeit der Wasserfäden nimmt hier ab und kommt bei dem Staupunkt A völlig zur Ruhe. Unter der (vereinfachten) Annahme einer inkompressiblen, reibungsfreien und stationären Strömung kann die Gleichung von Bernoulli angewandt werden, um den Druck P im Staupunkt A zu ermitteln:

Da im Staupunkt A der dynamische Druck gleich Null ist – die Fließgeschwindigkeit an diesem Punkt ist gleich Null –, gilt:

$$\frac{P_0}{\rho} + \frac{v^2}{2g} = \frac{P}{\rho} + 0 \tag{4.22}$$

mit

P_0 = statische Druckhöhe im ungestörten Bereich [Pa]
P = Gesamtdruckhöhe im Staupunkt A [Pa]
v = Strömungsgeschwindigkeit [m/s]
ρ = Dichte des strömenden Mediums [kg/m^3]
g = Erdbeschleunigung [m/s^2].

Daraus folgt, dass der Druckanstieg in der Wassersäulenhöhe des Staurohrs gemessen wird

$$P - P_0 = \rho \frac{v^2}{2g} \text{ [N/m}^2\text{]}. \tag{4.23}$$

Der Druckunterschied $P - P_0$ in Gl. (4.23)[1] wird als *Staudruck* (auch dynamischer Druck) bezeichnet; er ist der Druck, den das anströmende Wasser durch seine Geschwindigkeitsänderung ausübt und charakterisiert den kinetischen Energieanteil, d. h. je schneller die Strömung ist, desto größer ist der Staudruck. Seine Abhängigkeit von der Geschwindigkeit ergibt sich nach Gl. (4.23).

Der *Gesamtdruck P* ist der Druck, der durch die Strömung in Fließrichtung auf das Staurohr ausgeübt wird. Dieser Gesamtdruck wird durch das Staurohr dort, wo

[1] 1 N = 1 kg · m/s^2

1 N/m^2 = 1/9,80665 kp/m^2 ≈ 0,102 mm WS
1 kp/m^2 = 9,80665 N/m^2 ≈ 1 mm WS, 1 mm WS = 9,80665 Pa

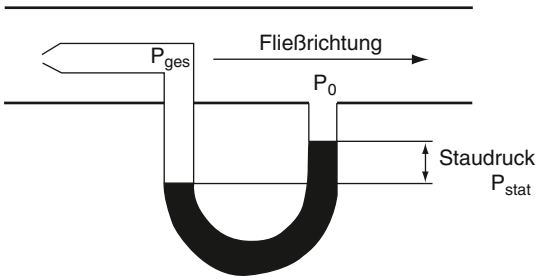


Abb. 4.44 Erläuterung des Grundprinzips eines Staurohrs anhand eines U-Rohr-Manometers

die Strömung zum Stillstand gebracht wird, d. h. im Staupunkt *A* (s. Abb. 4.43), gemessen.

Der *statische Druck* P_0 ist der innere Druck einer Strömung, er stellt den Anteil der potenziellen Energie an der Gesamtenergie der Strömung dar und entspricht dem umgebenden atmosphärischen Druck.

In Abb. 4.44 wird dieses Grundprinzip anhand eines Staurohrs in Form eines U-Rohrs verdeutlicht.

Das Staurohr misst immer die Summe aus Staudruck und statischem Druck, d. h. den Gesamtdruck. In Verbindung mit der Messung des statischen Drucks z. B. mittels einer Drucksonde kann dann, wenn die Dichte ρ des Wassers bekannt ist, nach dem Bernoulli-Gesetz aus der Druckdifferenz die Fließgeschwindigkeit des strömenden Wassers berechnet werden.

In der Praxis ist die Drucksonde i. d. R. in das Staurohr integriert, so dass direkt die Druckdifferenz $P-P_0$ abgelesen werden kann. Bei kleinen Fließgeschwindigkeiten ($v<50$ m/s) wird die Druckdifferenz durch die Höhe der Flüssigkeitssäule im Ableserohr des Staurohrs (s. Abb. 4.45) abgelesen und in mm WS angegeben. (Zur Dimension des Drucks s. Fußnote).

Da das Ablesen der Wasserspiegel beim Pitotrohr unbequem ist, hat Prandtl (1931) gemeinsam mit Rehbock das Messgerät zu einem Staurohr weiterentwickelt. Wie Abb. 4.45 verdeutlicht, befindet sich das Druckrohr zur Messung des Gesamtdrucks (der Gesamtenergiehöhe) in einem Umhüllungsrohr, in dem sich die statische Druckhöhe P_0 einstellt, während im inneren Rohr das Wasser bis zur Energielinie ansteigt. Durch eine Ansaugvorrichtung können beide Wasserspiegel hoch über den

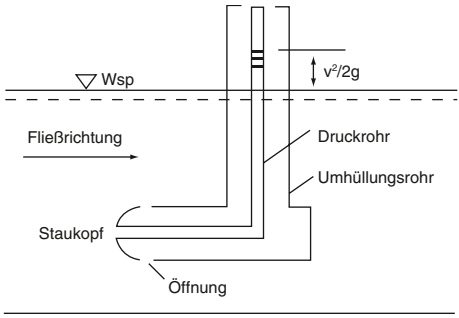


Abb. 4.45 Prandtl-Staurohr. (Rössert 1976)

Wasserspiegel des Gerinnes gehoben werden, wobei ihre Höhendifferenz konstant bleibt. Diese lässt sich dann leicht und mit Hilfe einer Lupe genau ablesen:

$$\Delta h = P - P_0 = \frac{v^2}{2g}. \tag{4.24}$$

Gleichung (4.24) gilt bei Verwendung des Bernoulligesetzes streng genommen nur für reibungsloses Strömen. Da beim Messvorgang aber Reibungswiderstände zu überwinden sind, wurde der Beiwert ξ eingeführt:

$$\Delta h = \xi \frac{v^2}{2g}. \tag{4.25}$$

Daraus folgt

$$v^2 = \frac{2g \cdot \Delta h}{\xi}. \tag{4.26}$$

Der Beiwert ξ, der alle bauartspezifischen Besonderheiten beinhaltet, lässt sich rechnerisch nicht ermitteln, er wird daher empirisch durch Kalibrierung, ähnlich wie beim hydrometrischen Flügel bestimmt. ξ kann in Abhängigkeit von der Staurohrform und der zugehörigen Empfindlichkeit gegenüber einem schrägen Anströmwinkel zwischen 0,6 und 1,3 schwanken; bei $\xi = 1$ wird nur der statische Druck gemessen. Bei Staurohren nach Prandtl beträgt der Beiwert i. d. R. 1,0.

Der Einfluss von Schräganströmungen von verschiedenen Staurohrformen sowie die Entwicklung geeigneter Ablesegeräte wurden wissenschaftlich detailliert untersucht. Aus der Fülle der Publikation hierzu sei insbesondere auf Prandtl (1931) verwiesen. In Schaffernak (1960) ist die physikalische Ableitung zusammenfassend dargestellt.

4.5.9.2 Messgeräte

Alle Staurohr-Messgeräte, ob Pitotrohr oder Prandtlsches Staurohr, haben das gleiche Wirkprinzip bei heute ähnlichem Aufbau. Ein Metallkörper mit meist düsenförmigem Kopf ist mit Befestigungsstutzen an einem Messträger befestigt. Innerhalb des Metallkörpers befinden sich Stauöffnungen und Kanäle (s. Abb. 4.45). Die zur Messung des statischen Drucks beim Prandtl-Staurohr außen um das eigentliche Staurohr angebrachte Drucksonde ist über Bohrungen mit der umgebenden Atmosphäre verbunden (s. Abb. 4.45). Dünne Silikonkautschukschläuche oder Kanäle im Rohrträger dienen als Verbindungsleitung zwischen dem Staurohr und dem Anzeigegerät.

Staurohre werden aus Messing oder Edelstahl mit unterschiedlichen *Stauöffnungen* (1–6 mm) hergestellt. Die Wahl des Stauöffnungsdurchmessers hängt i. W. vom Grad der Verunreinigung des Wassers ab. Allgemein gilt: Je kleiner die Stauöff-

nung, desto leichter können Verunreinigungen und Kondensattröpfchen die Messung stören.

Die Länge der im Handel angebotenen Staurohre liegt zwischen 250 und 2.500 mm, üblich sind 1.000 mm.

Zu Staurohren gibt es ein umfangreiches Regelwerk, in dem die Sonden, ihre Handhabung und die Messunsicherheiten ausführlich beschrieben sind:

VDI 2080: Messverfahren und Messgeräte für raumlufttechnische Anlagen (April 1996),
VDI/VDE 2640, Blatt 1: Netzmessungen in Strömungsquerschnitten. Richtlinien und mathematische Grundlagen (Juni 1993),
VDI/VDE 2640, Blatt 2: Bestimmung des Wasserstromes in geschlossenen, ganz gefüllten Leitungen mit Kreis- oder Rechteckquerschnitt (Nov. 1981),
VDI/VDE 2640, Blatt 3: Bestimmung des Gasstroms in Leitungen (Nov. 1983),
VDI 2044: Abnahme- und Leistungsversuche an Ventilatoren (Aug. 1993).

Besonders in VDI/VDE 2640, Blatt 3 sind die Grundlagen der Messung und der Konstruktion des Staurohrs nach Prandtl beschrieben. Dort werden auch die Störeinflüsse (Temperatur, Gasdichte, Kompressibilität, Schräganströmung, Turbulenz) näher untersucht. Diese Normen stellen eine gute Entscheidungsgrundlage für die Auswahl der Messgeräteausführung dar.

Zur Druckmessung stehen grundsätzlich zwei Varianten zur Verfügung:

a) *mechanische* Messung, bei der über einen Schlauch oder ein Röhrchen die Verbindung zwischen dem Staurohr und einer Druckdose (Barometer) geschaffen wird. Diese Variante benötigt keine elektrische Energie, erlaubt jedoch auch keine großen Entfernungen zwischen Messwertgeber und Messwertaufnehmer.
b) *elektronische* Variante, bei der Differenzdrucksensoren mit piezoresistiven oder kapazitiven Aufnehmern direkt die Druckdifferenz messen; sie können nach dem Absolut- oder Relativdruckverfahren arbeiten (vgl. hierzu Kap. 3.5.4).

Abbildung 4.46 zeigt ein Prandtl-Staurohr mit zugehörigem Messwertaufnehmer, wie er bei wasserbaulichen Modellversuchen im Franzius-Institut der Universität Hannover im Einsatz war.

Staurohre werden heute im Wesentlichen von Firmen, die Messgeräte zur meteorologischen Windmessung herstellen, und von Firmen, die die Flugzeug- und Automobilindustrie beliefern, angeboten (z. B. von Lambrecht, Göttingen; Dosch, Berlin; Ahlborn, Holzkirchen; Thies, Göttingen, s. Firmeninformationen am Ende von Kap. 4).

4.5.9.3 Anwendungsbereich

Staurohre werden zur punkthaften Geschwindigkeitsmessung mit hoher Genauigkeit eingesetzt. Da sie ohne bewegliche Teile arbeiten, können sie auch bei verkrauteten Gewässern problemlos messen. Sie sind unempfindlich in der Handhabung und daher auch für den Einsatz unter rauen Einsatzbedingungen geeignet, allerdings

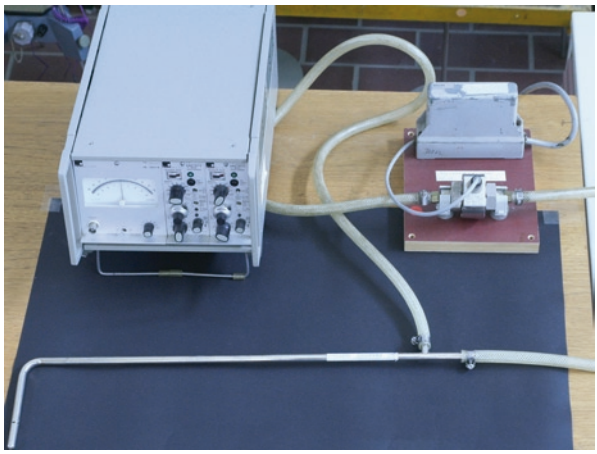


Abb. 4.46 Prandtl-Staurohr mit Messwertaufnehmer. (Foto: Archiv des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover)

sind sie empfindlich gegenüber Verschmutzungen im Wasser (Treibgut, Schwebstoffe usw.), wie sie in offenen Gerinnen in der freien Natur und in technischen Anlagen (z. B. Kläranlagen) üblich sind (vgl. Wahl der Stauöffnung).

Der Einsatz von Staurohren in offenen Gerinnen beschränkt sich schon aufgrund der vorhandenen Baugrößen auf kleinere Gewässer mit wenigen cm Tiefe.

Sie sind prädestiniert zur Messung hoher Geschwindigkeiten ($v \geq 1$ m/s). Beim Einsatz elektronischer Differenzdruck-Transmitter können auch schnell veränderliche Drücke und damit einhergehende Wasserstandsänderungen ohne Verzögerung erfasst werden.

Zu Details der Durchführung und Auswertung von Punkt-Messverfahren wird auf Kap. 4.5.12 bzw. 4.5.13 verwiesen.

4.5.9.4 Messunsicherheit

Unter Berücksichtigung der Dichte ρ des Messmediums und einer individuellen Kalibrierung der Messgeräte lässt sich mit Staurohren eine hohe Messgenauigkeit unter kontrollierten Bedingungen, z. B. in wasserbaulichen Versuchsanstalten oder in geschlossenen Rohrleitungen, erreichen. Messungen in Freispiegelgerinnen unter den dortigen raueren Umweltbedingungen haben nach Schaffernak (1960) bei Fließgeschwindigkeiten bis 2 m/s relative mittlere Abweichungen von etwa +0,8 % und eine relative Messunsicherheit zwischen +3,0 und −1,4 % gegenüber Vergleichs-Flügelmessungen ergeben.

Zusammenfassend lässt sich schlussfolgern, dass Staurohre einfache, außerordentlich preiswerte und präzise Geräte zur punkthaften Geschwindigkeitsmessung darstellen, deren physikalische Grundlagen gut erforscht sind. In der industriellen Messtechnik wird das Verfahren als Wirkdruckverfahren sehr häufig zur Durchflussmessung in geschlossenen Rohrleitungen und in der Luftfahrtindustrie zur

Fluggeschwindigkeitsmessung eingesetzt. Für Messungen in offenen Gerinnen wurde es bisher vorwiegend in wasserbaulichen Versuchsanstalten angewandt.

Ob durch den Einsatz moderner Messtechnik (Differenzdruck-Transmitter) der bisherige Nachteil der zeitraubenden und komplizierten Ablesung entfällt und dadurch in naher Zukunft Staurohre im gewässerkundlichen Messwesen routinemäßig zum Einsatz kommen, bleibt abzuwarten.

4.5.10 Thermische Strömungssonden

4.5.10.1 Messprinzip

Bei den Geschwindigkeitsmessern auf thermischer Grundlage (auch „thermische Durchflussmesser“ genannt) wird die Temperatur als Messgröße genutzt Wöhr (1960). Außer dem Hitzdraht gehören nach Bonfig (2002) zu dieser Gruppe die Thermosonden, die Kaltleiter- und Heißfilmanemometer, das Aufheiz- und das thermodynamische Verfahren. Die Hitzdrahtmethode wird als einzige jedoch zur Wassermengenmessung eingesetzt und soll daher hier kurz vorgestellt werden.

Strömt Wasser an einem elektrisch beheizten Metalldraht (z. B. Platin, Wolfram) vorbei, wird dieser abgekühlt. Die Wärmeabgabe bzw. die Temperaturänderung ist ein Maß für die Geschwindigkeit des vorbeiströmenden Mediums. Die Temperaturänderung des Hitzdrahtes verursacht eine Änderung seiner Wärmeleitfähigkeit, die wiederum mit Hilfe einer Wheatstoneschen Brücke mit hoher Genauigkeit gemessen werden kann.

Das von L. V. King im Jahre 1914 abgeleitete und nach ihm benannte Gesetz (s. Bruun 1995, Bonfig 2002) beschreibt grundlegend die Wärmeübertragung von einem beheizten Sensor in eine inkompressible Strömung:

$$U_a^2 = (A + B \cdot \rho \cdot v^{1/n})\,(T_S - T_F) \tag{4.27}$$

mit

U_a = Ausgangsspannung des Hitzdrahts [V, mV]
A, B = Konstanten abhängig von der spezifischen Wärme, Wärmeleitfähigkeit etc. des Messmediums Wasser [-]
ρ = Dichte des strömenden Mediums [kg/m^3]
v = Strömungsgeschwindigkeit [m/s]
n = Exponent mit Werten zwischen 2–2,5 bei R_e [0,1; 10^5]
T_S = Sensor-Temperatur [°C]
T_F = Fluid-Temperatur [°C].

Dies bedeutet, dass ein nichtlinearer Zusammenhang zwischen der Ausgangsspannung des Hitzdrahts und der Strömungsgeschwindigkeit besteht und dass diese abhängig ist vom Temperaturunterschied zwischen Metalldraht und Messmedium. Daraus lässt sich vereinfacht und für die praktische Arbeit bewährt ableiten:

$$v = \left(a + b \frac{U_a^2}{T_S - T_F} \right)^e \text{ [m/s]} \tag{4.28}$$

mit

a, b, e = Konstanten, die von den physikalischen Randbedingungen abhängen und durch Kalibrierung bestimmt werden.

4.5.10.2 Messgeräte

Der Hitzdraht-Sensor (s. Abb. 4.47) besteht aus einem Keramikkörper aus dem zwei Haltespitzen herausragen. An diese ist der Hitzdraht angeschweißt. Es werden sehr dünne Drähte mit einem Durchmesser von 2,5–10 µm eingesetzt; als Material werden Metalle mit einem möglichst hohen Temperaturkoeffizienten verwendet, wie z. B. Platin, Nickel, Wolfram und weitere Legierungen bis hin zu Vergoldungen. Die Länge des Drahts ist mindestens das 200-fache des Durchmessers. Über ein Kabel wird die elektrische Verbindung zur Wheatstoneschen Brücke hergestellt.

Neben diesen Standardsonden gibt es auch 3D-Sonden, mit denen mehrdimensionale Strömungen gemessen werden können oder Zweidrahtsonden, die Strömungsgeschwindigkeit und Strömungsrichtung in einer Messung erfassen können; letztere Sensoren beruhen übrigens auf Untersuchungen von Prandtl (1946) an beheizten Zylindern mit Schräganströmung.

Für den Betrieb von Hitzdrahtsensoren gibt es zwei grundsätzlich unterschiedliche Verfahren:

a) Constant Current Anemometry (CCA), bei der die Heizspannung des Hitzdrahts konstant gehalten und der durch die Abkühlung veränderte Widerstand und die damit am Sensor abfallende Spannung gemessen wird,
b) Constant Temperature Anemometry (CTA), bei der die Temperatur und damit der Widerstand des Hitzdrahts durch sehr schnelle Regelkreise konstant gehalten und der Heizstrom als Maß für die Geschwindigkeit gemessen wird. Dieses Verfahren, obwohl es technisch aufwändiger ist, wird heute bei Strömungsmes-

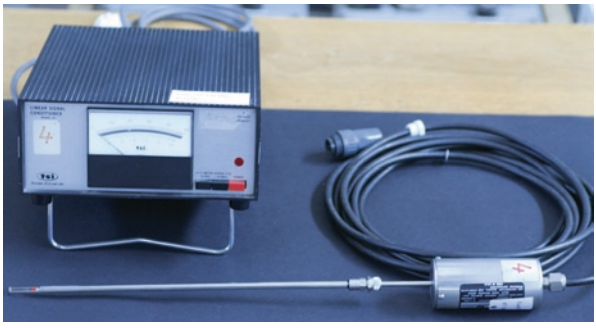


Abb. 4.47 Hitzdrahtanemometer. (Foto: Archiv des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover)

sungen fast ausschließlich eingesetzt, da es einen weiteren Frequenzbereich aufweist und universeller auch im Langzeitbetrieb eingesetzt werden kann.

Details zu verschiedenen Sensoren und verschiedenen Betriebsarten können Bruun (1995) und Bonfig (2002) entnommen werden.

Hitzdrahtsonden können z. B. bei Höntzsch (s. Firmeninformationen am Ende von Kap. 4) bezogen werden.

4.5.10.3 Kalibrierung

Die individuelle Kalibrierung der Sonden erfolgt normalerweise in Windkanälen, wobei zur Geschwindigkeitsmessung als Referenzgerät meist Staurohre (s. Kap. 4.5.9) eingesetzt werden. Aufgrund des quadratischen Zusammenhangs zwischen Druck und Geschwindigkeit (vgl. Gl. (4.28)) weisen kleine Geschwindigkeiten die größten Unsicherheiten auf.

4.5.10.4 Messunsicherheit

Grundsätzlich hat die Umgebungstemperatur Einfluss sowohl auf die Kalibrierung als auch die eigentliche Messung. Erfolgt die Kalibrierung bei unterschiedlichen Temperaturen im gesamten zu erwartenden Temperaturspektrum (Temperaturdifferenz zwischen Sensor und Wasser), kann der Temperatureinfluss kompensiert werden und diese Unsicherheit auf rd. 1 % gesenkt werden.

Verschmutzung des Hitzdrahts, z. B. durch Ablagerungen, hemmt prinzipiell den Wärmefluss und es werden zu geringe Geschwindigkeiten gemessen. Reinigung des Drahtes und Neukalibrierung sind hier die einzigen Möglichkeiten, diese Unsicherheitsquelle klein zu halten.

Messungen mit Hitzdrahtsonden liefern punktuelle Geschwindigkeiten. Über Durchführung und Auswertung wird auf Kap. 4.5.12 und 4.5.13 verwiesen.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass

- die Hitzdrahtmethode besonders für die Messung kleiner und mittlerer Strömungsgeschwindigkeiten
- und für rasch sich ändernde Geschwindigkeiten (z. B. bei Turbulenzuntersuchungen) geeignet ist, da sie nahezu trägheitslos reagiert,
- das Messgerät leicht zu handhaben, aber empfindlich gegenüber mechanischer Beanspruchung ist.

Nachteilig ist, dass aufgrund von Inhomogenitäten des Drahtmaterials jedes Gerät individuell kalibriert werden muss und – was bedeutender ist – dass wegen Staubablagerung und evtl. mechanischen Spannungen die Kalibrierung nach relativ kurzer Messdauer wiederholt werden muss. Dies alles führt dazu, dass die Hitzdrahtmethode heute noch mehr als das Staurohr (Kap. 4.5.9) vorwiegend im wasserbaulichen Versuchswesen seine Verwendung findet. Dafür sprechen auch die geringen, fast

filigranen Abmessungen der Hitzdrahtgeräte, die einen Einsatz in großen offenen Gerinnen auch in Zukunft als unwahrscheinlich erscheinen lassen, auch wenn der Einsatz elektronischer Regel- und Verstärkersysteme die Messdurchführung erheblich vereinfacht hat.

Abbildung 4.47 zeigt eine Hitzdrahtsonde, wie sie im Rahmen wasserbaulicher Modelluntersuchungen im Einsatz war.

4.5.11 Laser-Doppler-Strömungsmesser

Die Geschwindigkeitsmessung mittels Laser ist ein *berührungsloses* optisches Verfahren, das in allen Fluiden (Flüssigkeiten und Gasen) eingesetzt wird. Laser bietet sich als ideale Lichtquelle an, da der Laserstrahl auf einen sehr kleinen Durchmesser fokussiert und seine Lage genau bestimmt werden kann; zudem ist die Lichtintensität des Laserstrahls sehr groß (Bonfig 2002). Zur Messung der Strömungsgeschwindigkeit von Wasser wird i. d. R. der Dopplereffekt, der in Kap. 4.5.6 im Zusammenhang mit Ultraschall-Doppler-Strömungsmessgeräten ausführlich erläutert wurde, genutzt. Nach Graw (1992) wird dieses Verfahren zur Geschwindigkeitsmessung seit mehreren Jahrzehnten angewandt und stellt heute im wasserbaulichen Versuchswesen ein Standardverfahren zur Strömungsmessung dar, das sich durch hohe Genauigkeit auszeichnet (Graw 1988, Graw et al. 1990).

4.5.11.1 Messprinzip

Bei der Laser-Doppler-Velocimetrie (LDV), auch Laser-Doppler-Anemometrie (LDA) genannt, wird die von einem Partikel zum Durchqueren einer festgelegten Messstrecke benötigte Laufzeit ermittelt. Das Messprinzip beruht dabei auf dem Dopplereffekt (s. Kap. 4.5.6), der besagt, dass ein ortsfester Beobachter nicht die von einem bewegten Objekt abgestrahlte Frequenz, sondern eine durch die Eigengeschwindigkeit des Objekts veränderte Frequenz wahrnimmt. Zur rechnerischen Ermittlung der Frequenzverschiebung wird auf Bonfig (2002) verwiesen.

Bei der Anwendung dieses Verfahrens sind nach Bonfig (2002) drei grundsätzlich unterschiedliche optische Anordnungen (Referenzstrahlmethode, Kreuzstrahlmethode, Symmetrische Überlagerungs- oder Interferenzmethode) möglich; im Wasserwesen wird heute üblicherweise die Interferenzmethode in der sog. Zwei-Strahl-Anordnung verwendet (Abb. 4.48). Die übrigen Verfahren werden bisher nur im Labor eingesetzt oder befinden sich noch im Entwicklungsstadium.

Möglich wird das *Interferenzverfahren* durch die Kohärenz der von einem Laser emittierten monochromatischen Lichtstrahlen, die es erlaubt, Interferenzstreifen zu erzeugen, deren Abstand mit großer Genauigkeit bestimmt werden kann. Durchquert ein Teilchen die Hell-Dunkel-Linien der Interferenzstreifen, werden Lichtreflexe zurückgesandt. Durch Auswertung der Frequenz des reflektierten Lichts kann dann auf die Geschwindigkeit des Teilchens geschlossen werden.

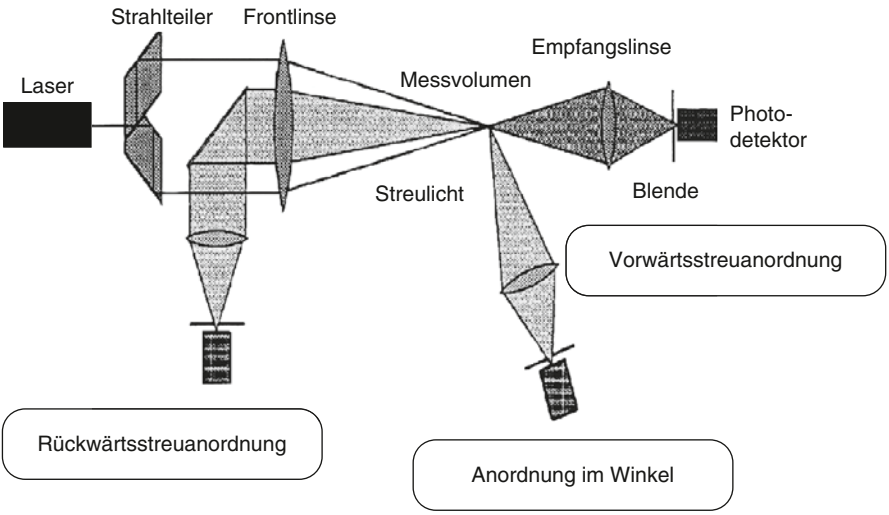


Abb. 4.48 Optischer Aufbau eines Laser-Doppler-Anemometers nach der Zweistrahlmethode. (Nach Tropea 1990)

An dem Schnittpunkt entsteht das in Abb. 4.49 gezeigte Interferenzstreifenbild. Das Partikel streut die beim Durchqueren der Streifen empfangenen Lichtsignale mit einer Frequenz zurück, die von der Partikelgeschwindigkeit in Strahlrichtung abhängt.

Die Dopplerfrequenz ergibt sich dabei nach

$$f = \frac{v}{d} = 2\frac{v}{\lambda}\sin\Theta \tag{4.29}$$

mit

f = Dopplerfrequenz [kHz]
v = Geschwindigkeit [m/s]
d = Abstand der Interferenzstreifen [mm]
λ = Wellenlänge [mm]
Θ = Schnittwinkel der Laserstrahlen [-],

d. h., die zu messende Geschwindigkeit hängt nur von der Dopplerfrequenz und dem Abstand der Referenzstreifen ab. Dieser Streifenabstand lässt sich vor jeder

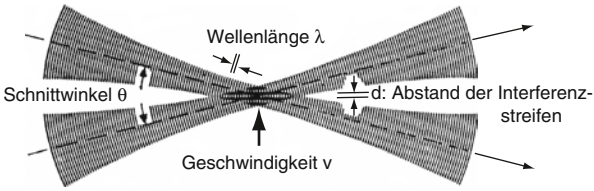


Abb. 4.49 Interferenzstreifen im Messvolumen. (Graw 1992)

Messung mit großer Genauigkeit über die Bestimmung der Wellenlänge λ und des Schnittwinkels Θ ermitteln. Damit benötigt das Messverfahren keine Kalibrierung.

Die Dopplersignale eines sich durch das Volumen bewegenden Teilchens sind in allen Richtungen existent, jedoch von unterschiedlicher Intensität. Die besten Signale sind vorwärtsstreuend zu erhalten, d. h. in Fortpflanzungsrichtung des Laserstrahls. Beim *vorwärtsstreuenden* System (s. Abb. 4.48) ist die Nachführung der Empfangseinheit sehr aufwändig, weshalb häufig *rückwärtsstreuende* Systeme (s. Abb. 4.48) verwendet werden, die das reflektierte Signal benutzen und für den Empfang die Sendeoptik verwenden können.

Das Teilchensignal wird dabei über Empfangs- bzw. Frontlinsen in die Optik zurückgeleitet, in einer Lochblende von Streueinflüssen bereinigt und einem Photodetektor zugeleitet (Abb. 4.48), (Graw 1992).

Für zweidimensionale Messungen werden drei Laserstrahlen, für dreidimensionale Probleme bis zu 5 Einzelstrahlen eingesetzt. Die Strahlen der einzelnen Ebenen werden durch verschiedene Farben und Polarisation oder durch Frequenzüberlagerungen unterschieden. Die Geräteentwicklung ist heute durch den Einsatz von Glasfasern und die Entwicklung verbesserter Prozessoren zur Auswertung der Signale geprägt; dadurch ist die Bedienung der Geräte deutlich vereinfacht worden.

4.5.11.2 Technischer Aufbau eines Laser-Doppler-Velocimeters (LDV)

Abbildungen 4.50a, b zeigen den prinzipiellen Aufbau eines LDV nach dem Rückwärtsstreuverfahren und die Einzelkomponenten im Einsatz.

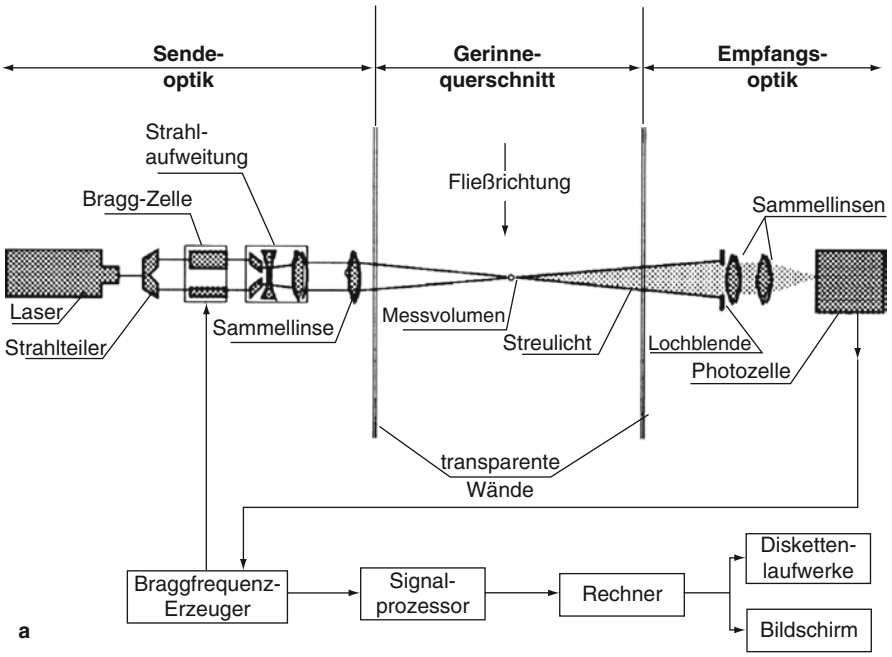
Als *Laserquelle* dienen je nach Anwendung He-Ne-Laser, Nd-YAG-Laser oder Argon-Ionen-Laser mit bis zu 5 Watt Leistung und einer Frequenz $>10^{14}$ Hz. In der Wassertechnik werden i. d. R. Argon-Ionen-Laserquellen eingesetzt, da die erzeugte Wellenlänge einerseits in Wasser relativ wenig absorbiert wird; andererseits benötigen Argon-Ion-Laser hohe elektrische Anschlussleistungen und evtl. Kühlung am Einsatzort. Gewöhnlich werden sie als Dauerstrahllaser betrieben.

Zu Details zum Aufbau eines Laser-Doppler-Velocimeters wird auf Albrecht (1986), Graw (1992) und Unterlagen der einschlägigen Firmen (TSI, DantecDynamics) verwiesen.

4.5.11.3 Anwendungsbereich

Die Laser-Doppler-Messtechnik eignet sich für die Strömungsforschung vor allem wegen der Berührungslosigkeit, der hohen Messgenauigkeit, der hohen räumlichen und zeitlichen Auflösung, der Richtungserkennung und dadurch, dass das Verfahren nicht kalibriert werden muss.

Für den Einsatz in offenen Gerinnen kommen auf Grund der einfachen und im voraus möglichen Justierung nur Systeme mit Rückstreuoptik in Frage. Daraus resultiert ein schon deutlich eingeschränktes Signal-Rausch-Verhältnis. Eine weitere Verschlechterung dieses Verhältnisses wird durch die natürliche Teilchengrößen-



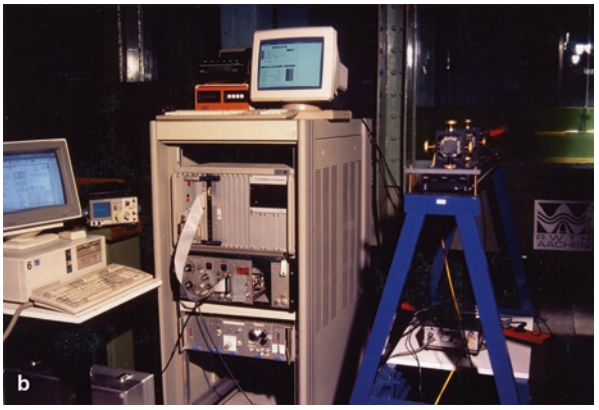


Abb. 4.50 Laser-Doppler-Velocimeter nach dem Rückwärtsstreuverfahren. **a** Prinzipieller Aufbau. **b** Einsatz im Wasserbaulabor. (Rouvé et al. 1992)

verteilung im Gerinne verursacht und schränkt die Einsatzmöglichkeiten weiter ein. Es ist deshalb in den meisten Fällen notwendig, ein Auswertesystem zu verwenden, das auch mit einem sehr schlechten Signal-Rausch-Verhältnis gute bis brauchbare Ergebnisse liefert.

Da darüber hinaus das Signal-Rausch-Verhältnis direkt von der erreichbaren Lichtintensität im Messvolumen abhängig ist, bieten sich Argon-Ion-Laser, deren Wellenlänge in Wasser relativ wenig absorbiert wird, an. Eine weitere Verbesserung dieses Verhältnisses kann durch die Verwendung einer Empfangslinse großen Durchmessers und durch eine geringe Brennweite des Systems erreicht werden.

Dem steht jedoch entgegen, dass ein Argon-Ion-Laser hohe elektrische Anschlussleistungen und möglicherweise eine Kühlwasserversorgung an der Einsatzstelle erfordert. Durch die Größe der Komponenten ergeben sich weitere Probleme beim mobilen Einsatz. Außerdem sind solche Lasersysteme teuer.

Alle in diesem Abschnitt formulierten Bedingungen werden eher von einem Laserdioden-System erfüllt. Diese Systeme sind inzwischen so weit entwickelt, dass sie im Labor standardmäßig im Einsatz sind, die Nutzung in Freispiegelgerinnen steht noch aus.

Abschließend sei noch einmal darauf hingewiesen, dass das Laser-Doppler-Verfahren – wohl auch auf absehbare Zeit – nur für Punktmessungen zur Verfügung steht. Scanning-Systeme, mit denen zumindest eine Messlinie abgetastet werden kann, werden bisher von keinem Hersteller kommerziell angeboten.

Seit einigen Jahren ist eine neue Entwicklung auf dem Markt, die Zwei-Streulichtstrahlenanordnung, bei der der Doppler-Effekt zweifach auftritt und genutzt wird. Die Dopplerverschiebung, die das Laserlicht bei der Streuung an einem Partikel erfährt, ist sehr gering im Vergleich zur Frequenz des ausgesandten Laserlichts ($f > 10^{14}$ Hz). Diese hohen Frequenzen vermögen herkömmliche Detektoren nicht aufzulösen. Daher nutzt man bei diesem Verfahren optische Referenzanordnungen, bei denen das dopplerverschobene Streulicht mit unverändertem Laserlicht überlagert wird (Bonfig 2002). Zu diesem Verfahren gibt es jedoch bisher keine Erfahrungen beim Einsatz in Wasser.

Wegen der aufgezeigten Probleme ist die Geschwindigkeitsmessung mittels Laser kosten- wie personalmäßig sehr aufwändig. Daher wird das Verfahren heute in der Hydrometrie offener Gerinne nur für Detailuntersuchungen und als Ergänzung zu bereits angewendeten Verfahren sowie zur Kalibrierung anderer Messgeräte (vgl. Kalibrierung von MID-Sonden in Kap. 4.5.5) eingesetzt; hier ist z. B. der FlowExplorer von DantecDynamics (Abb. 4.51) zu erwähnen, der als Kompaktgerät neuerer Bauart bevorzugt zur Kalibrierung von Windgeschwindigkeitsmessern (Anemometern) und von Durchflussmessern in geschlossenen Rohrleitungen eingesetzt wird und in einigen Ländern in diesem Bereich als nationaler Referenzstandard anerkannt ist.

Die *Messunsicherheit* von Laser-Doppler-Anemometern wird bei Gasmessung kleiner als 0,1 % angegeben, d. h. das Verfahren ist hochgenau.

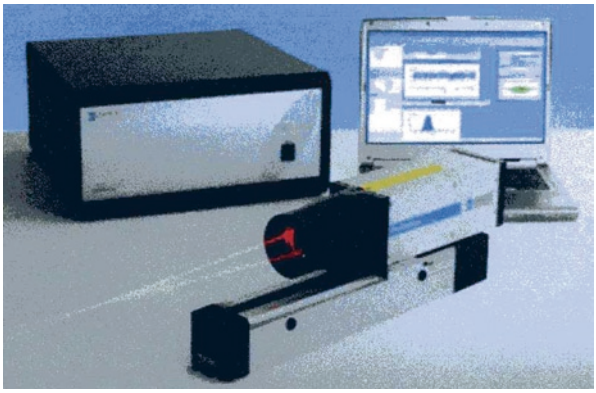


Abb. 4.51 Kompaktes Laser-Doppler-Velocimeter FlowExplorer zur eindimensionalen Strömungsgeschwindigkeitsmessung. (Quelle: DantecDynamics 2009)

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass mit der Laser-Doppler-Velocimetrie ein Messverfahren zur Verfügung steht, dessen besondere *Vorteile*

- die berührungslose Messung,
- die hohe räumliche Auflösung,
- die nicht notwendige Kalibrierung,
- der physikalisch gegebene lineare Zusammenhang zwischen der Fließgeschwindigkeit und der Dopplerfrequenz bzw. dem Ausgangssignal,
- der große Messbereich und
- die außerordentlich hohe Messgenauigkeit

sind.

Nachteilig ist bei der Laser-Doppler-Velocimetrie, dass

- sie eine sehr hohe Präzision erfordert,
- die Größe der Gerätekomponenten noch problematisch ist,
- eine hohe elektrische Anschlussleistung benötigt wird und
- die Kosten der Gerätekonfigurationen für den Normalbetrieb einer gewässerkundlichen Messung noch sehr hoch sind.

Daher wird der Einsatz von LDV-Systemen trotz deutlicher Weiterentwicklungen in den letzten zwei Jahrzehnten (s. FlowExplorer in Abb. 4.51) in absehbarer Zeit i. W. auf Labormessungen für mehrdimensionale Strömungsstudien und wegen der außerordentlich hohen Genauigkeit auf die Kalibrierung anderer Geschwindigkeitsmesssysteme beschränkt sein. Die Entwicklung und der Einsatz kleiner Diodengeräte kombiniert mit Glasfasertechnik könnte in ferner Zukunft eine Lösung darstellen, zumal die physikalische Gesetzmäßigkeiten für diese Messtechnik sprechen.

Abbildung 4.52 zeigt abschließend den Einsatz von Laser-Doppler-Velocimetrie nach dem Rückwärtsstreuprinzip in der Versuchshalle des Instituts für Wasser-

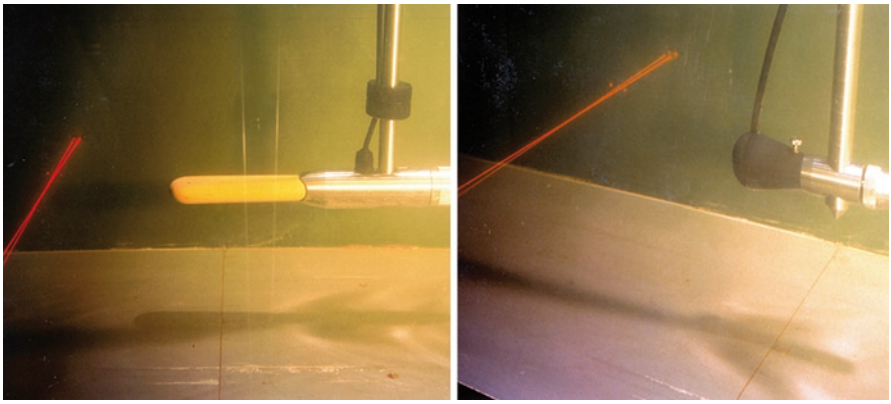


Abb. 4.52 Laser-Doppler-Velocimetrie im Einsatz in der Kipprinne des Instituts für Wasserbau der RWTH Aachen. (Morgenschweis 2004)

bau der RWTH Aachen im Einsatz bei der Kalibrierung von MID-Sonden (vgl. Kap. 4.5.5).

4.5.12 Durchführung von Punktmessungen der Fließgeschwindigkeit

4.5.12.1 Messungen unter „normalen“ Bedingungen

Nachdem, wie in Kap. 4.5.2 ausführlich erörtert, die Lage und Anzahl der Lotrechten und Messpunkte festgelegt worden ist, gibt es je nach Größe des Gewässers und den vorhandenen Strömungsverhältnissen verschiedene Möglichkeiten, das Messgerät in der gewünschten Lage für die Dauer der Messung zu positionieren.

a) Messung an Gestängen: Dabei handelt es sich um zusammenschraubbare, meist runde und gradierte Metallstangen mit 10 bis 40 mm Durchmesser (Standard = 20 mm), an denen die Messgeräte je nach Strömung und verwendeter Gesamtlänge befestigt und abgesenkt werden. Bei kleinen Gewässern oder niedrigem Durchfluss kann man in oder am Gewässer stehend das Messgestänge halten (Abb. 4.53), bei breiteren Gewässern werden Watstiefel (wie in den Abb. 4.32 u. 4.34a in Kap. 4.5.6) benötigt. Es ist darauf zu achten, dass durch den Messenden die Strömungsverhältnisse nicht gestört werden und dass die Messstange lotrecht gehalten wird.

Abb. 4.53 Geschwindigkeitsmessung mit einer MID-Sonde in der Niedrigwasserrinne des Pegels Walkmühle/Ennepe

Abb. 4.54 Stangen-Flügelmessung am Pegel Nichtinghausen/Henne. (Foto: Ruhrverband Essen)

Ist der Wasserstand bzw. Durchfluss größer, bietet sich die Möglichkeit, mit dem Gestänge von einer Brücke aus zu messen, dies kann eine vorhandene Straßenbrücke oder ein speziell für Messzwecke eingerichteter *Messsteg* sein (s. Abb. 4.54). Abbildung 3.43a in Kap. 3.5.6 zeigt als weiteres Beispiel einen architektonisch ansprechenden Messsteg.

Bei kleineren Messstellen kann ein transportabler Messsteg (Abb. 4.55) genutzt werden. Der in Abb. 4.55 dargestellte Messsteg ist aus Aluminium gefertigt, hat eine Länge von 5 m und ist mit 30 kg Gewicht von zwei Personen zu transportieren. Feste Auflager auf beiden Seiten des Gewässers sind bei regelmäßigen Messungen empfehlenswert.

Bei Messungen von der Brücke oder von einem Messsteg aus ist es von Vorteil, dass die einzelnen Messpunkte leicht zu positionieren sind.

Abb. 4.55 Transportabler Messsteg am Pegel Paasbach/Rinderbach. (Foto: Ruhrverband Essen)

Abb. 4.56 Messwagen mit an einer Brücke fest montiertem Gestänge (Pegel Horbach/Henne) **a** Überblick, **b** Detail

Bei besonders hohen Strömungsgeschwindigkeiten, z. B. bei Hochwasser oder im Bereich von Gefällestrecken, bei denen Messungen mit Gestänge wegen des hohen Wirkdrucks schwierig bis unmöglich sind, bieten sich sog. *Messwagen* oder Messböcke, wie sie von der Landeshydrologie der Schweiz entwickelt wurden, an. Dies sind auf Rollen verschiebbare Stangenführungen, die permanent an Brücken und Messstegen angebracht sind (Abb. 4.56a, b). Aus Stabilitätsgründen werden bei diesen Konstruktionen meist ovale Gestänge mit Maßen von 43/25 mm bzw. bei großen Längen in Maßen von 62/33 mm verwendet.

Im Handbuch für Abflussmessungen (Bundesamt für Umweltschutz 1982) der Schweizer Landeshydrologie sind noch eine Reihe weiterer Beispiele solcher Messwagen zu finden.

Diese Messwagen haben sich im praktischen Betrieb sehr bewährt, da

- die Messungen schneller erfolgen können, weil ein Großteil der Messausrüstung vor Ort ist,
- die Genauigkeit der Messungen höher ist, denn das Gestänge kann durch die feste Auflagerung lotrecht und ruhig gehalten werden und
- die Unfallgefahr bei Messungen deutlich reduziert wird.

Alle Messungen mit an Gestängen montierten Messgeräten liefern grundsätzlich punkthafte Geschwindigkeitswerte.

Ist der Abstand zwischen der Brücke und dem Gewässer zu groß, empfiehlt es sich, die Messgeräte an einem Seil befestigt zu positionieren.

b) Messung am Seil: Als einfachste Form der Messung am Seil haben sich sog. *Brückenmesswagen*, die überall dort eingesetzt werden, wo keine feste Pegelstelle mit vorhandener Infrastruktur existiert, bewährt. Dabei wird das Messgerät mit einer mobilen Handwinde über einen Ausleger mit Umlenkrolle z. B. von einer Brücke abgelassen. Beim Brückenmesswagen sind die einzelnen Bestandteile auf einer Art Tischgestell montiert, das mit Rollen auf dem Brückengeländer von einem Ufer zum anderen Ufer verschoben werden kann. Abb. 4.57 zeigt eine solche Vorrichtung im Einsatz. Es werden auch Messeinrichtungen eingesetzt, bei denen die Messgeräte auf einem Pickup oder LKW montiert sind.

Eine Weiterführung dieses Prinzips sind *Seilkrananlagen*, die grundsätzlich wie ein Baukran arbeiten; sie werden daher auch als Seil*kran*anlagen bezeichnet. Statt des Auslegers wird hier jedoch ein Seil über das Gewässer gespannt, an dem sich eine Laufkatze oder ein Kabelwagen über das Gewässer bewegen lässt. An der Laufkatze hängt an einem weiteren Seil das Messgerät mit Schwimmkörper und

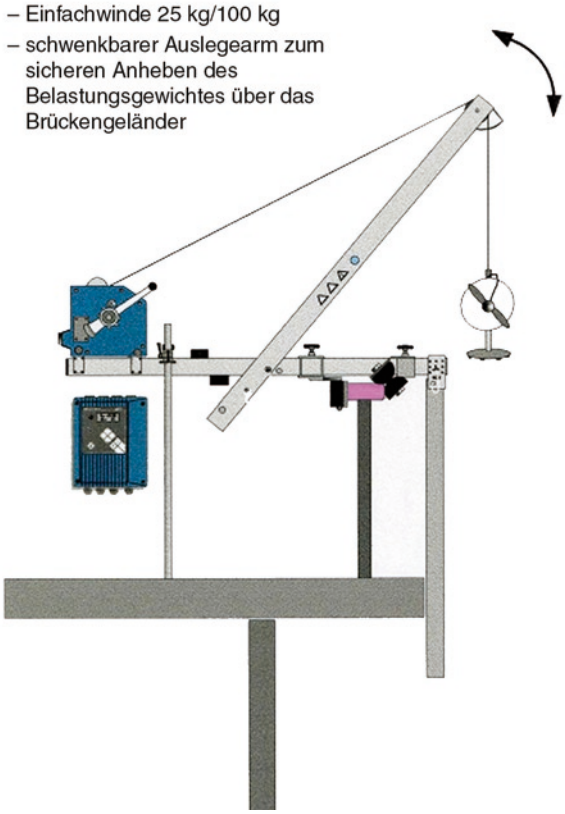


Abb. 4.57 Brückenmesswagen mit Winde und Ausleger (Ott Messtechnik)

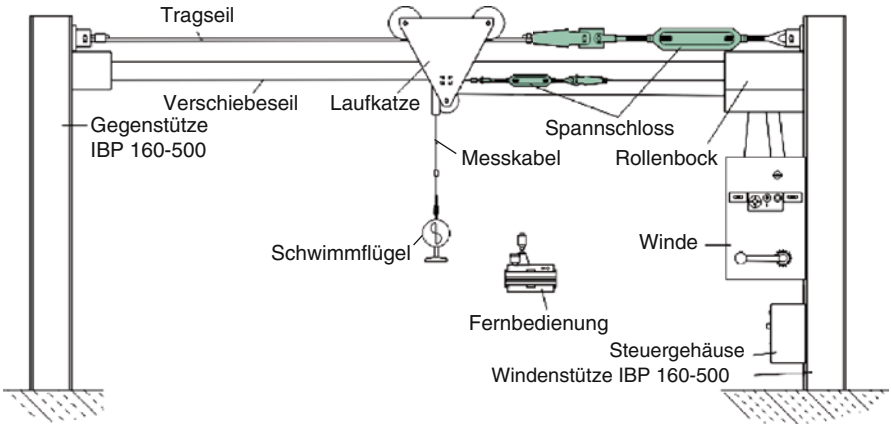


Abb. 4.58 Prinzipskizze einer fest installierten Seilkrananlage mit Spannschloss. (Quelle: Seba Hydrometrie)

Gewichten zum Ausbalancieren gegen die Strömung; mit Hilfe von sog. Doppelwinden lässt sich das Messgerät horizontal und vertikal bewegen und in jede beliebige Messposition transportieren (Abb. 4.58 bis 4.61).

Je nachdem, wie regelmäßig an einer Messstelle Durchflussmessungen durchgeführt werden, kommen mobile oder stationäre Anlagen zum Einsatz.

Abbildung 4.58 zeigt die Prinzipsskizze einer *fest installierten Seilkrananlage*. Dabei hängt an einem Tragseil eine Laufkatze, die mit einem Verschiebeseil das daran hängende Messgerät horizontal verschiebt und so in die gewünschte Lotrechtenposition bewegt. Das Anfahren der Messpunkte einer Lotrechten erfolgt über das vertikal auf- und abwärts bewegbare Messkabel. Bei der Seilkrananlage in Abb. 4.58 werden das Trag- und Verschiebeseil mit Hilfe eines Spannschlosses gespannt und die Spannung muss manuell an die unterschiedlichen Längenausdehnungen in Abhängigkeit der Lufttemperatur (insbesondere Sommer-/Winter-Diffe-

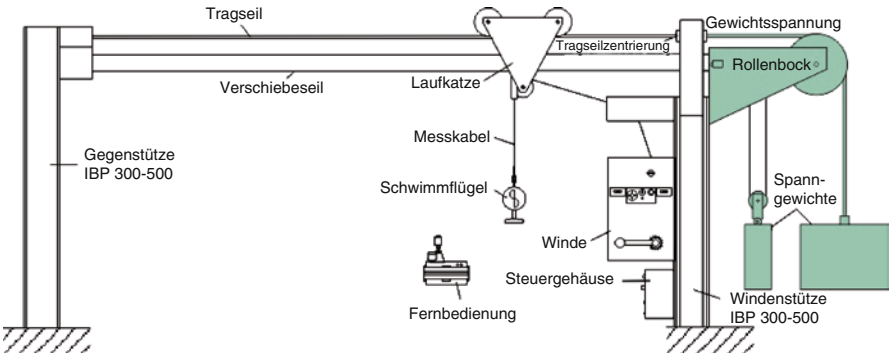


Abb. 4.59 Prinzipskizze einer Seilkrananlage mit Gewichtsspannung. (Quelle: Seba Hydrometrie)

Abb. 4.60 Gewichtsspannung des Pegels Hagen-Hohenlimburg/Lenne mit Rollenbock und Spanngewichten für das Trag- und Verschiebeseil. (Foto: Ruhrverband)

renz) angepasst werden. So ausgestattete Anlagen sind i. Allg. nur für Messstellen mit geringen Spannweiten der Tragseile (<20 m) geeignet.

Wird die Spannweite größer bzw. will man die jahreszeitlich notwendige manuelle Verstellung der Spanneinrichtung vermeiden, bietet sich eine Seilkrananlage an, bei der Trag- und Verschiebeseil über Gewichte gespannt werden (Abb. 4.59); diese Technik ist ausgereift, aber kostenintensiv. So sind z. B. bei der Seilkrananlage des Pegels Hagen-Hohenlimburg/Lenne bei einer Spannweite des Tragseils von 130 m Spanngewichte von 7,5 t erforderlich (Abb. 4.60).

Eine andere automatisch arbeitende Lösung für die Seilspannung sind Gasdruckfedern wie in Abb. 4.61, die selbsttätig über die Abhängigkeit des Gasdrucks von der Außentemperatur die Seilspannung regulieren.

Abbildung 4.62 zeigt einen Schwimmflügel mit einem 100 kg-Mittelstück und einem Schwimmsteuer, befestigt an der Laufkatze einer ferngesteuerten Seilkrananlage im Einsatz. Gut zu erkennen ist der Grundtaster am Mittelstück, der als automatischer Endabschalter dafür sorgt, dass bei Grundkontakt an der Gewässersohle die Abwärtsbewegung des Messsystems stoppt, damit zum einen das Messgerät nicht beschädigt wird und zum anderen die Gesamtmesstiefe bestimmt werden kann. Für die Ermittlung der Gesamttiefe muss die Bauhöhe des Grundtasters (i. d. R. 18 cm) berücksichtigt werden.

Nach ISO 4375 (2000) sind unter bestimmten Sicherheitsvorkehrungen auch *bemannte Seilkrananlagen* möglich, bei denen das Messpersonal in einem Käfig oder

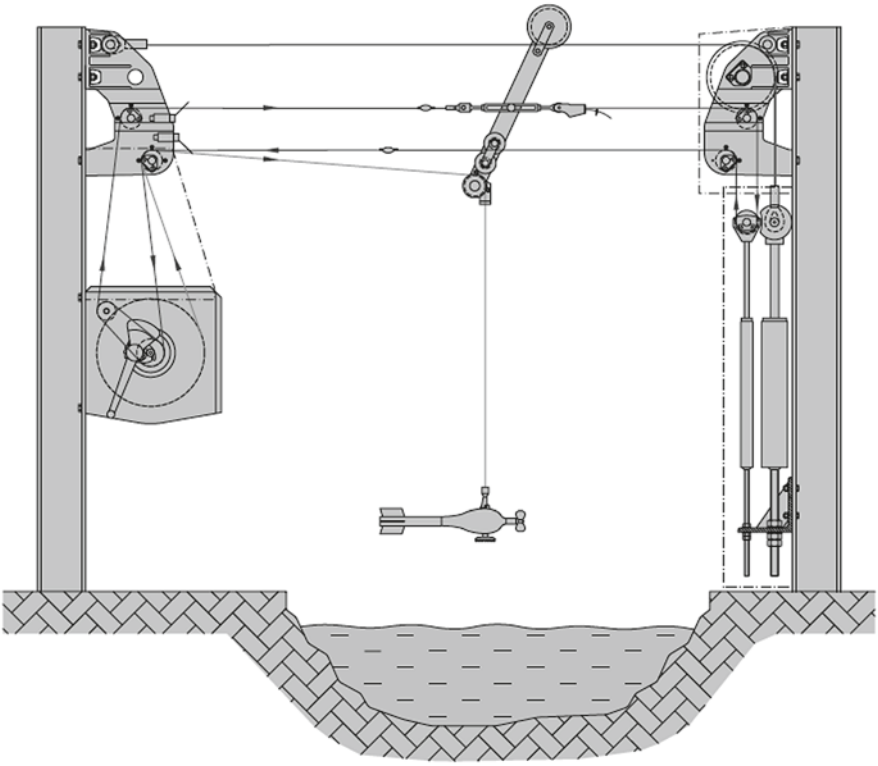


Abb. 4.61 Prinzipsskizze einer Seilkrananlage mit Gasfederspannung. (Foto: Ott Messtechnik)

Abb. 4.62 Prinzipskizze einer bemannten Seilkrananlage. (Nach Water Survey of Canada 1984)

Abb. 4.63 Bemannte handgetriebene Seilkrananlage im Einsatz am Karun River im SW-Iran

einer Kabine sitzt und sowohl die horizontale Verschiebung als auch die vertikale Positionierung des Messgerätes im Gewässer steuert und die Messungen durchführt. Die Fortbewegung kann manuell, wie in Abb. 4.63 zu erkennen, oder elektrisch erfolgen. Abb. 4.63 zeigt eine bemannte handgetriebene Seilkrananlage an einem Pegel am Karun River im SW-Iran im Einsatz.

In Herschy (2009) sind weitere bemannte Anlagen fotografisch festgehalten. In Deutschland sind nach den geltenden Vorschriften aus Sicherheitsgründen nur unbemannte, ferngesteuerte Seilkrananlagen erlaubt.

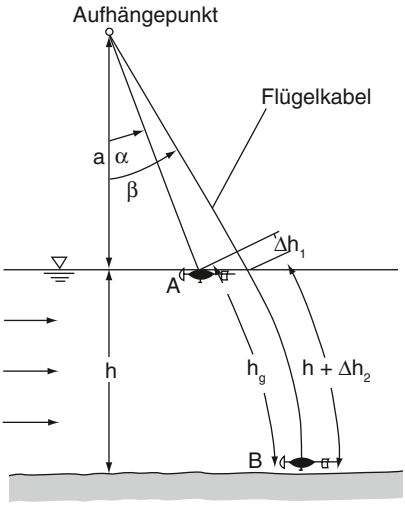
Bei der Durchführung von Durchflussmessungen wird die Eintauchtiefe über die Länge des abgespulten Seils gemessen; hierbei tritt je nach Strömungsgeschwindigkeit und verwendetem Gewicht eine mehr oder weniger starke *Abdrift* der Messgeräte in Fließrichtung auf, wie sie in Abb. 4.64 schematisch dargestellt ist. Diese Abdrift führt zu fehlerhaft erhöhten Tiefenmesswerten und muss daher korrigiert werden.

Dafür muss bei jeder Messung der Abdriftwinkel erfasst werden. Die Winkelmessung kann bei Seilkrananlagen mit einem Fernglas mit Strichplatte (Schupp 1985), bei Brücken mit einem Metermaß durchgeführt werden. Bei Abdriftwinkel >5° ist eine Berechnung der Auswirkung auf die Längenangaben notwendig und bei durch Abdrift bedingten Abweichungen von >1 % müssen die Tiefenwerte korrigiert werden nach:

$$h = h_g - (\Delta h_1 + \Delta h_2), \tag{4.30}$$

Erläuterungen zu den Eingangsgrößen und dem Prozedere können Abb. 4.64 entnommen werden; die für die Korrektur erforderliche Tab. 4.6 ist beigefügt. Ein Berechnungsbeispiel soll die Vorgehensweise verdeutlichen.

Berechnungsbeispiel: Bei einer Messung mit einem Schwimmflügel, befestigt an einer Seilkrananlage, beträgt der Abstand des Aufhängepunkts vom Wasserspiegel 6,5 m. Mit dem Schwimmflügel wird eine Gesamttiefe von 3,5 m gemessen. Wegen starker Strömung



A = Stellung des Flügels bei Einstellen der Tiefe auf „Null“ (Abtriftwinkel α)
B = Stellung des Flügels im Messpunkt, bei lintegrationsmessung: Stellung bei Grundberührung (Abtriftwinkel ß)
a = Abstand des Aufhängepunktes vom Wasserspiegel
h = Wassertiefe
h_g = mit Schwimmflügel gemessene Tiefe
Δh_1 = Verlängerung des über Wasser liegenden Teilstücks des Flügelkabels
Δh_2 = Verlängerung des unter Wasser liegenden Teilstücks des Flügelkabels
Δh = $\Delta h_1 + \Delta h_2$ infolge Abtrift zuviel gemessene Wassertiefe

Berichtigung:
$h = h_g - (\Delta h_1 + \Delta h_2)$

Abb. 4.64 Berichtigung der gemessenen Tiefe bei Abdrift an einer Seilkrananlage. (Nach Pegelvorschrift 1991)

erfährt der Schwimmflügel eine deutliche Abdrift; es werden Abdriftwinkel $\alpha = 15°$ und $\beta = 20°$ gemessen. Es ist die wahre Gesamttiefe zu ermitteln.

1. Ermittlung des über Wasser liegenden Tragseils Δh_1 aus Tab. 4.6a:
   a = 6,5 m, $\beta = 20° \Rightarrow 37$ cm
   a = 6,5 m, $\alpha = 15° \Rightarrow 23$ cm
   $\Delta h_1 = 37 - 23 = 14$ cm.
2. Ermittlung des unter Wasser liegenden Tragseils Δh_2 aus Tab. 4.6b:
   $h_g = 3{,}5$ m, $\Delta h_1 = 14$ cm $\Rightarrow h_g - \Delta h_1 = 3{,}50 - 0{,}14 = 3{,}36$ m,
   bei $\beta = 20° \Rightarrow \Delta h_2 = 7$ cm.
3. Ermittlung der Abdrift $\Delta h = \Delta h_1 + \Delta h_2 = 14 + 7 = 21$ cm.
   Das heißt, dass die vom Schwimmflügel gemessene Tiefe von 3,50 m auf 3,29 m reduziert werden muss.

Der Abdriftfehler lässt sich direkt bei der Messung durch Einsatz von Sensortechnik vermeiden. In diesem Zusammenhang wurde das sog. „intelligente Schwimmsteuer“ in den 1990er Jahren entwickelt, das u. a. mit einer Drucksonde die Eintauchtiefe unabhängig von der Seillänge erfassen kann. Hierzu werden Absolutdruckzellen, die den Einfluss des atmosphärischen Drucks und strömungsabhängige Druckänderungen (Bernoulli-Gesetz) kompensieren, verwendet. Diese Geräte ermöglichen die exakte Erfassung der Wasseroberfläche, der Profiltiefen im Messquerschnitt sowie der jeweiligen Tiefe der einzelnen Messpunkte, alles Informationen, die für die Auswertung und Einordnung der Messergebnisse von Bedeutung sind (Kap. 4.5.13). Darüber hinaus wurden die „intelligenten Schwimmsteuer“ (s. Abb. 4.65) auch mit einem Kompass zur Messung der Richtung und Neigung des

Tab. 4.6 Berücksichtigung der gemessenen Tiefe bei Abdrift der Seilkrananlage. (Pegelvorschrift 1991)

a) Verlängerung des über Wasser liegenden Teilstücks des Tragseils Δh_1

Abstand des Aufhängepunktes vom Wasserspiegel	Abdriftwinkel β bzw. α																								
a	5°	6°	7°	8°	9°	10°	11°	12°	13°	14°	15°	16°	17°	18°	19°	20°	21°	22°	23°	24°	25°	26°	27°	28°	29°	30°
m	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
0.5	-	-	-	-	1	1	1	1	1	2	2	2	2	3	3	3	4	4	4	5	5	6	6	7	7	8
1.0	-	-	1	1	1	2	2	2	3	3	4	4	5	5	6	6	7	8	9	9	10	11	12	13	14	15
1.5	1	1	1	1	2	2	3	3	4	5	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	16	17	18	20	21	23
2.0	1	1	2	2	2	3	4	4	5	6	7	8	9	10	12	13	14	16	17	19	21	23	24	27	29	31
2.5	1	1	2	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	13	14	16	18	20	22	24	26	28	31	33	36	39
3.0	1	2	2	3	4	5	6	7	8	9	11	12	14	15	17	19	21	24	26	28	31	34	37	40	43	46
3.5	1	2	3	3	4	5	7	8	9	11	12	14	16	18	20	22	25	27	30	33	36	39	43	46	50	54
4.0	2	2	3	4	5	6	7	9	11	12	14	16	18	21	23	26	28	31	35	38	41	45	49	52	57	62
4.5	2	2	3	4	6	7	8	10	12	14	16	18	21	23	26	29	32	35	39	43	47	51	55	60	64	70
5.0	2	3	4	5	6	8	9	11	13	15	18	20	23	26	29	32	36	39	43	47	52	56	61	66	72	77
5.5	2	3	4	5	7	8	10	12	14	17	19	22	25	28	32	35	39	43	47	52	57	62	67	73	79	85
6.0	2	3	5	6	7	9	11	13	16	18	21	24	27	31	35	39	43	47	52	57	62	68	73	80	88	93
6.5	2	4	5	6	8	10	12	14	17	20	23	26	30	33	37	42	46	51	56	61	67	73	80	86	93	100
7.0	3	4	5	7	9	11	13	16	18	21	25	28	32	36	40	45	50	55	60	66	72	79	86	93	100	108
7.5	3	4	6	7	9	12	14	17	20	23	26	30	34	39	43	48	53	59	65	71	78	84	92	99	107	116
8.0	3	4	6	8	10	12	15	18	21	24	28	32	37	41	46	51	57	63	69	76	83	90	98	106	115	124
8.5	3	5	6	8	11	13	16	19	22	26	30	34	39	44	49	55	60	67	73	80	88	96	104	113	122	131
9.0	3	5	7	9	11	14	17	20	24	28	32	36	41	46	52	58	64	71	78	85	93	102	110	119	129	139
9.5	4	5	7	9	12	15	18	21	25	29	34	38	43	49	55	61	68	75	82	90	98	107	116	126	136	147
10.0	4	6	8	10	12	15	19	22	26	31	35	40	46	51	58	64	71	79	86	95	103	113	122	133	143	155

b) Verlängerung des unter Wasser liegenden Teilstücks des Tragseils Δh_2

mit dem Schwimmflügel gemessene Tiefe	Abdriftwinkel β																								
$h_g - \Delta h_1$	5°	6°	7°	8°	9°	10°	11°	12°	13°	14°	15°	16°	17°	18°	19°	20°	21°	22°	23°	24°	25°	26°	27°	28°	29°	30°
m	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
1	-	-	-	-	-	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	3	3	3	3	4	4	4	5	5
2	-	-	1	1	1	1	1	1	2	2	2	3	3	3	4	4	5	5	6	6	7	7	8	9	9	10
3	-	1	1	1	1	2	2	2	3	3	4	4	5	5	6	6	7	8	9	9	10	11	12	13	14	15
4	1	1	1	1	2	2	3	3	3	4	5	5	6	7	8	9	9	10	11	13	14	15	16	18	19	20
5	1	1	1	2	2	3	3	4	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	16	17	19	20	22	24	26
6	1	1	2	2	2	3	4	4	5	6	7	8	9	10	11	13	14	16	17	19	21	22	24	26	28	31
7	1	1	2	2	3	4	4	5	6	7	8	9	11	12	13	15	17	18	20	22	24	26	28	31	33	36
8	1	1	2	3	3	4	5	6	7	8	9	11	12	14	15	17	19	21	23	25	27	30	32	35	38	41
9	1	2	2	3	4	5	6	7	8	9	11	12	14	15	17	19	21	23	26	28	31	34	36	39	43	46
10	1	2	3	3	4	5	6	7	9	10	12	13	15	17	19	21	24	26	29	31	34	37	40	44	47	51
11	1	2	3	4	5	6	7	8	10	11	13	15	17	19	21	23	26	29	31	34	38	41	44	48	52	56
12	2	2	3	4	5	6	8	9	10	12	14	16	18	21	23	26	28	31	34	38	41	45	49	53	57	61
13	2	2	3	4	5	7	8	10	11	13	15	17	20	22	25	28	31	34	37	41	45	48	53	57	62	66
14	2	3	4	5	6	7	9	10	12	14	16	19	21	24	27	30	33	36	40	44	48	52	57	61	66	71
15	2	3	4	5	6	8	9	11	13	15	18	20	23	26	29	32	35	39	43	47	51	56	61	66	71	77
16	2	3	4	5	7	8	10	12	14	16	19	21	24	27	31	34	38	42	46	50	55	60	65	70	76	82
17	2	3	4	6	7	9	11	13	15	17	20	23	26	29	33	36	40	44	49	53	58	63	69	74	80	87
18	2	3	5	6	7	9	11	13	16	18	21	24	27	31	34	38	43	47	51	56	62	67	73	79	85	92
19	2	3	5	6	8	10	12	14	17	19	22	25	29	32	36	41	45	50	54	60	65	71	77	83	90	97
20	3	4	5	6	8	10	13	15	17	20	23	27	30	34	38	43	47	52	57	63	69	75	81	88	95	102

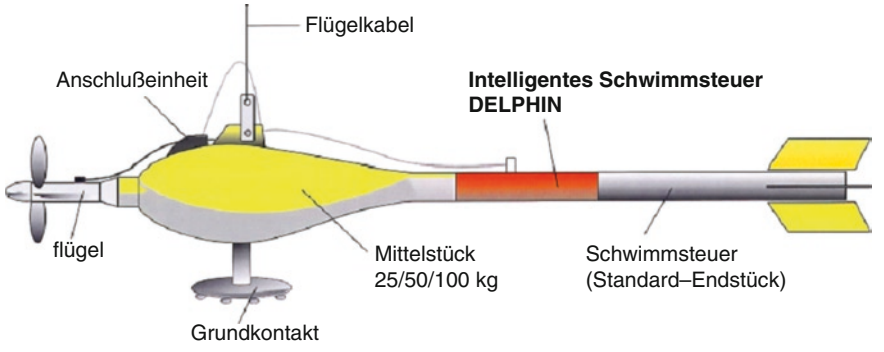


Abb. 4.65 Intelligentes Schwimmsteuer DELPHIN (Ott Messtechnik Typ Delphin)

Messgerätes ausgestattet, damit die Strömungsverhältnisse auch in größeren Messtiefen beurteilt werden können. Dies ist hilfreich bei der exakten Berechnung des Geschwindigkeitsvektors (Details s. Baur 1992).

Abschließend ist zu Seilkrananlagen anzumerken, dass diese technisch heute als ausgereift bezeichnet werden können. Bei den ferngesteuerten Anlagen kommen Doppelwinden, die manuell oder elektrisch betrieben werden, zum Einsatz. Die Datenübertragung vom Messgerät zum Steuer- und Aufzeichnungsgerät erfolgt entweder über das Messkabel, welches auch gleichzeitig das Messgerät und sein Zubehör trägt, oder über Funk.

Als Vorteil von fest installierten Seilkrananlagen kann angeführt werden, dass

- die Vorbereitungszeit für eine Messung kurz ist,
- sie bei Hochwasser oft die einzige Möglichkeit für die Durchführung einer Durchflussmessung darstellen,
- die Gefährdung des Messpersonals, insbesondere bei Hochwassermessungen, erheblich reduziert wird.

Jedoch sind die Kosten für große Seilkrananlagen, es sind Spannweiten bis zu 400 m technisch realisierbar, ob bemannt oder unbemannt, immens hoch (im Mio. €-Bereich), so dass Anlagen dieser Größenordnung nur noch selten installiert werden. Darüber hinaus sind die wiederkehrenden Prüfungen der Anlagen (z. B. in Deutschland alle zwei Jahre optische Überprüfung aller Anlagenteile, alle 10 Jahre prophylaktischer Austausch der Tragseile) relativ aufwändig; bei bemannten Kabelwagen müssen zudem die Sicherheitsvorschriften für personenbefördernde Bergkabinenbahnen erfüllt werden (LAWA 2001).

c) Messung vom Boot: Durchflussmessungen können darüber hinaus auch von einem Boot aus durchgeführt werden. Dabei gibt es zwei grundsätzlich verschiedene Durchführungsverfahren:

- Messung entlang eines Spannseils: Dies erleichtert die exakte und schnelle Positionierung des Messbootes und des Messgeräts, ist aber auf nicht zu breite Gewässer ohne Schiffsverkehr beschränkt.
- Messung von einem geankerten Boot aus: Dies ist auch bei unbegrenzt breiten Gewässern möglich, wobei aber die Positionswechsel sehr viel mehr Zeit erfordern.

Beide Verfahren können sowohl mit Messgestängen als auch mit mobilen Seilkrananlagen durchgeführt werden.

Kontinuierliches Messen der Fließgeschwindigkeit beim Durchfahren eines Querschnitts nach der *Moving Boat-Methode* liefert integrierende Ergebnisse für einen Gesamtquerschnitt und wird daher in Kap. 4.6 behandelt.

d) Integrationsmessung: Alle am Seil montierten Geräte können zur punkthaften oder zur über die jeweilige Lotrechte *integrierenden* Geschwindigkeitsmessung eingesetzt werden. Bei der integrierenden Messung wird das Messgerät in einer vorgegebenen konstanten Geschwindigkeit (z. B. 2 cm/s) von der Wasseroberfläche zur Sohle abgesenkt. Auf seinem Weg von der Wasseroberfläche

zur Gewässersohle durchfährt das Messgerät alle Bereiche mit unterschiedlicher Geschwindigkeit und liefert am Ende eine mittlere Lotrechtengeschwindigkeit v_{mi}. Das integrierende Verfahren ergibt nur bei größeren Gewässertiefen (>4–5 m) Sinn, spart dann aber erheblich an Messzeit ein. Zur Durchführung des Verfahrens wird eine Winde mit einstellbarer Absenkgeschwindigkeit benötigt. Eingesetzt werden kann das Verfahren von mobilen Brückenmesswagen, von Seilkrananlagen und vom Boot aus.

Für die Integrationsmessung wurden in den 1960er Jahren eigene Zähl- und Steuergeräte (z. B. System Nagel-Ott) entwickelt, die die Durchführung und Auswertung erheblich erleichterten. Die heute üblicherweise bei EDV-gestützten Durchflussmessungen eingesetzten Softwareprodukte (z. B. Software Q, Padua, Biber etc.) haben diese Vorgehensweise sowohl bei der halbautomatischen Durchführung als auch bei der Auswertung implementiert (s. Kap. 4.5.13).

Anstatt der üblichen Einteilung des Messquerschnitts in vertikale Lamellen, ist auch eine *horizontale Integration* möglich, indem das Messgerät mit Hilfe einer Seilkrananlage in einer vorgegebenen Tiefe horizontal verfahren wird. Diese Vorgehensweise wird in Kap. 4.6.4 behandelt.

4.5.12.2 Messungen unter speziellen Bedingungen

Darunter fallen Durchflussmessungen bei außergewöhnlichen Strömungsverhältnissen, wie z. B. bei Hochwasser, bei Rückstau oder Verkrautung im Messquerschnitt, bei denen die „normalen" Verfahren der punkthaften Geschwindigkeitsmessung nicht oder nur bedingt eingesetzt werden können oder entsprechend modifiziert werden müssen.

a) Durchflussmessungen bei Hochwasser: Hochwasserereignisse sind durch rasche Wasserstandsänderungen gekennzeichnet. Daraus resultiert das Dilemma, dass Messungen, z. B. nach dem Vielpunktverfahren, aus Zeitgründen zumindest im ansteigenden Ast einer Hochwasserwelle kaum vollständig durchgeführt werden können oder wegen fehlender oder zu kurzer Beharrungszustände keine konsistenten Ergebnisse liefern. Eine Lösung kann zum einen die Anwendung von „verkürzten" Messverfahren (s. Kap. 4.5.2), die Ausdünnung der Lotrechtendichte (jede 2. oder 3. Lotrechte) oder der Einsatz von querschnitts-integrierenden Messverfahren, wie z. B. die Moving Boat-Methode kombiniert mit ADCP-Messgeräten, wie sie in Kap. 4.6.2 vorgestellt wird, sein. Zum anderen stellt der für Hochwasserereignisse typisch hohe Anfall an Geschwemmsel und Treibgut nicht nur eine Gefahr für das Messpersonal dar, sondern erschwert die Durchführung von Punkt- und Lotrechtenmessungen erheblich. Daher sollte bei Hochwassermessungen, unabhängig ob Punkt- oder Ablaufmessung, das Messpersonal um mindestens einen Mitarbeiter aufgestockt werden. Das Strömungsverhalten bei Hochwasserabflüssen ist i. d. R. unruhiger und pulsierender als bei Normalabfluss, daher sollte die Messzeit bei Hochwassermessungen grundsätzlich eher länger sein, wodurch allerdings das Problem der zu kurzen Beharrungszeiträume verschärft wird.

Das Problem der Abdrift bei Messungen mit Seilen und deren Korrektur wurde vorstehend im Abschnitt über Seilkrananlagen behandelt.

b) Durchflussmessung bei Verkrautung: Wasserpflanzen wie Flutender Hahnenfuß (ranunculus fluitans), Wasserpest (elodea nutalii) oder Fadenalgen stören die Durchführung von Geschwindigkeitsmessungen, insbesondere bei Anwendung von Messgeräten mit rotierenden Teilen, erheblich. Bei Messgeräten ohne drehende Bestandteile, wie den MID- und Ultraschall-Dopplersonden, reduziert sich dieses Problem auf treibende Wasserpflanzen, die sich am Gestänge oder Seil verfangen.

Unabhängig davon haben Wasserpflanzen auch Auswirkungen auf die hydraulischen Verhältnisse. Verkrautung verringert zum einen die Fließgeschwindigkeit eines Gewässers; andererseits wird durch Verkrautung der Wasserstand bei gleichem Durchfluss erhöht, d. h. wenn bei Messung und Auswertung dieser Verkrautungseffekt nicht berücksichtigt wird, führt ein zu hoher virtueller Wasserstand zu fehlhafter Berechnung des durchflossenen Querschnitts A und damit zu einem i. d. R. zu hohen Durchfluss. Hinzu kommt, dass Verkrautung jahreszeitlich sehr unterschiedlich sein kann (Hauptvegetationszeit, Winterpause). Um diesen Effekt angemessen bei der Auswertung berücksichtigen zu können, muss bei der Durchführung von Durchflussmessungen die Verkrautungsintensität nach Möglichkeit erfasst und taxiert werden.

Kurzfristige Hilfe für den Zeitraum einer Durchflussmessung kann das Mähen einer mehrere Meter breiten Schneise in den Krautteppich bringen.

Ansonsten ist das Verkrautungsproblem eines der größten Handicaps bei der Anwendung der Methode der indirekten Durchflussmessung über W-Q-Beziehungen oder Durchflusskurven; dies wird in Kap. 5.4 eingehend erörtert.

c) Durchflussmessungen unter geschlossener Eisdecke: Um die Fließbewegung unter einer geschlossenen Eisdecke messbar zu machen, muss eine Serie von Löchern (z. B. Ø 150 mm) in das Eis gebohrt werden, damit das jeweilige Messgerät positioniert werden kann. Hierzu werden z. B. beim Einsatz von Flügeln speziell entwickelte Haltevorrichtungen und Flügelkomponenten notwendig (WMO 1980; Herschy 2009). ISO 9196 (1992) gibt einen Überblick über die messtechnischen Möglichkeiten. Neuerdings werden auch ADCP-Sonden (z. B. RiverSurveyor von SonTek mit einem Transducer von 100 mm Durchmesser) zur Geschwindigkeitsmessung unter Eis eingesetzt.

Für die Anordnung der Punktmessungen in den jeweiligen Bohrlöchern (= Lotrechten) wird das abgekürzte amerikanische Verfahren (0,2/0,8 Tiefe) empfohlen.

Szilágyi et al. (1970) berichten von Erfahrungen mit Messungen unter Eis in Ungarn und zeigen, dass für „unter Eis“ eine gesonderte Durchflusskurve aufgestellt werden muss.

4.5.12.3 Datenerfassung während einer Durchflussmessung

Bei einer „*klassischen*“ Durchflussmessung nach dem Vielpunkteverfahren werden unabhängig vom verwendeten Geschwindigkeitsmessgerät die Messdaten während

einer Messung vom Personal vor Ort handschriftlich in ein entsprechendes Formblatt (s. Pegelvorschrift 1991) eingetragen; später werden diese Daten neben den die Messstelle festlegenden Stammdaten in einen Rechner eingegeben und ausgewertet (s. Kap. 4.5.13). Dieser Prozess der Datenübertragung ist zeitaufwändig und fehleranfällig.

Um dies zu vermeiden und um vor Ort die Messergebnisse zeitnah zu erhalten und auf Plausibilität überprüfen zu können, wurden seit Ende der 1980er Jahre EDV-Programme entwickelt, die auf Laptops diese Arbeit im Gelände übernehmen (Morgenschweis 1989; Morgenschweis u. Vogelbacher 1990; Mester u. Morgenschweis 1992, Software Q, Padua).

Bei der Online-Erfassung im Gelände werden alle Daten während des Messvorgangs vor Ort von dem jeweiligen Messgerät (z. B. Flügel, MID-Sonde) direkt an einen transportablen PC übergeben; die Messdaten z. B. von mehreren Punktmessungen in einer Lotrechten werden in einer EDV-Maske numerisch angezeigt und parallel dazu graphisch dargestellt, z. B. in Form eines Geschwindigkeitsflächendiagramms (zur Auswertung s. Kap. 4.5.13).

Voraussetzung für die direkte Übergabe der Messdaten, z. B. der Anzahl der Umdrehungen eines Messflügels pro Messpunkt, an den Laptop, ist das Vorhandensein eines Adapters (Abb. 4.66), der hardwaremäßig die Daten dem Rechner zur Verfügung stellt. Bei der in Abb. 4.66 dargestellten Konfiguration stellt der Laptop das Zähl- und Anzeigegerät dar.

Bei der Durchführung von Durchflussmessungen liefern solche Systeme dem Messpersonal die Möglichkeit, direkt vor Ort die Qualität der Messung von Lotrechte zu Lotrechte graphisch-numerisch zu überprüfen und bei Unstimmigkeiten sofort zu entscheiden, ob eine Messung wiederholt werden muss. Auf diese Weise kann die Qualität von Durchflussmessungen erheblich verbessert werden, da zum einen die unumgänglichen Fehler beim nachträglichen Eingeben von großen Datenmengen entfallen, zum anderen unplausible Ergebnisse direkt vor Ort durch

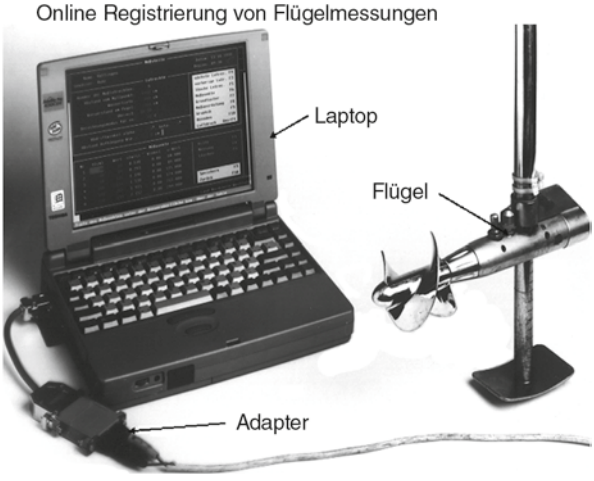


Abb. 4.66 Flügel mit Laptop und Adapter. (Foto: Ruhrverband)

Wiederholungsmessungen beseitigt werden können (mehr hierzu im Kap. 4.5.13 im Zusammenhang mit der Auswertung von Durchflussmessungen).

Detaillierte Anweisungen und Richtlinien für die Durchführung können den technischen Regelwerken (z. B. Pegelvorschrift 1991) und Normen (z. B. ISO 1088 2007) entnommen werden.

Abschließend bleibt noch anzumerken, dass, unabhängig von den angewendeten Messverfahren und den eingesetzten Messeinrichtungen, die pro Messpunkt einzuhaltende *Messdauer* eine wichtige Rolle hinsichtlich der erreichbaren Messgenauigkeit spielt. Einerseits gilt grundsätzlich: je länger die Integrationszeit einer Einzelmessung gewählt wird, desto realistischer spiegeln die Messdaten die Durchflusssituation wider. Andererseits wird der erforderliche große Zeitaufwand bei langen Einzelmesszeiten von $t > 60$ s unpraktikabel und bei instationären Strömungsverhältnissen evtl. kontraproduktiv. Es gilt, einen Kompromiss, angepasst an die jeweilige Strömungssituation, zu finden; in der Praxis haben sich Integrationszeiten von 30 s bis 60 s bewährt; 45 s Messzeit sind bei vielen gewässerkundlichen Dienststellen Standard.

Die heute auf dem Markt befindlichen Mess- und Aufzeichnungsgeräte bieten i. d. R. neben der Voreinstellung einer Mess- oder Integrationszeit auch die Möglichkeit, eine Impulsanzahl vorzugeben und die zum Erreichen dieser Vorgabe erforderliche Zeit zu messen. Diese Vorgehensweise hat m. E. den Vorteil, dass die erforderliche Messzeit sich quasi „automatisch" an die über den Messquerschnitt inhomogen verteilten Fließgeschwindigkeiten anpasst. Bei der Fehlerbetrachtung in Kap. 4.5.14 ist dies ein Diskussionspunkt.

4.5.13 Berechnung der mittleren Fließgeschwindigkeit und des Gesamtdurchflusses nach der Geschwindigkeitsflächenmethode

Da unter „normalen" Bedingungen in einem nicht von Tide beeinflussten Gewässer die zeitlichen Veränderungen des Durchflusses klein sind, kann in solchen Situationen der Durchfluss über eine Vielzahl von punkthaften Geschwindigkeitsmessungen ermittelt werden (Vielpunktverfahren); bei anderen Strömungsverhältnissen (z. B. während eines Hochwassers) muss dagegen auf zeitsparende „abgekürzte Verfahren" zurückgegriffen werden. In Kap. 4.5.12 wurden die verschiedenen diesbezüglichen Methoden eingehend behandelt. Unabhängig von den eingesetzten Messverfahren geht es bei der Auswertung von punkthaft gemessenen Geschwindigkeiten erstens um die Ermittlung der *mittleren Lotrechtengeschwindigkeit* – bei über Lotrechten integrierenden Verfahren entfällt dieser 1. Schritt – und zweitens, um die Berechnung des *Gesamtdurchflusses*. Diese Vorgehensweise wird auch Geschwindigkeitsflächenmethode, englisch „velocity area method", genannt, da hierbei der Gesamtdurchfluss über die in Lotrechten gemessenen Geschwindigkeiten durch Integration über die Gewässertiefe und Gewässerbreite gewonnen wird. Die

Auswertungen können graphisch oder rechnerisch-analytisch erfolgen. Da die graphischen Verfahren einen guten Einblick in die Methodik vermitteln, sollen sie jeweils an den Anfang gestellt werden.

4.5.13.1 Bestimmung der mittleren Geschwindigkeit einer Lotrechten (Vertikalen)

a) graphisches Verfahren: Die in verschiedenen Tiefen h_i einer Lotrechten gemessenen Einzelfließgeschwindigkeiten v_i werden maßstabsgerecht aufgetragen und durch ein Polygon verbunden (Abb. 4.67). An der Wasseroberfläche wird der Linienzug verlängert, an der Sohle kann entweder die halbe Geschwindigkeit des untersten Messwerts wie in Abb. 4.67 angesetzt werden oder es werden in Anlehnung an die in Abb. 4.9 (Kap. 4.5.2) in Abhängigkeit von Form und Beschaffenheit der Sohle vorgegebenen Geschwindigkeitsverteilungen extrapoliert; so wird z. B. bei sehr glatter Sohle die volle Geschwindigkeit des untersten Messpunktes angesetzt.

Die Fläche zwischen der Geschwindigkeitsverteilungskurve und der Messlotrechten *i* (der schraffierte Teil in Abb. 4.66) ist die Geschwindigkeitsfläche f_v. Es gilt

$$f_{vi} = \int_0^h v_i h_i dh \ [\mathrm{m^2/s}] \tag{4.31}$$

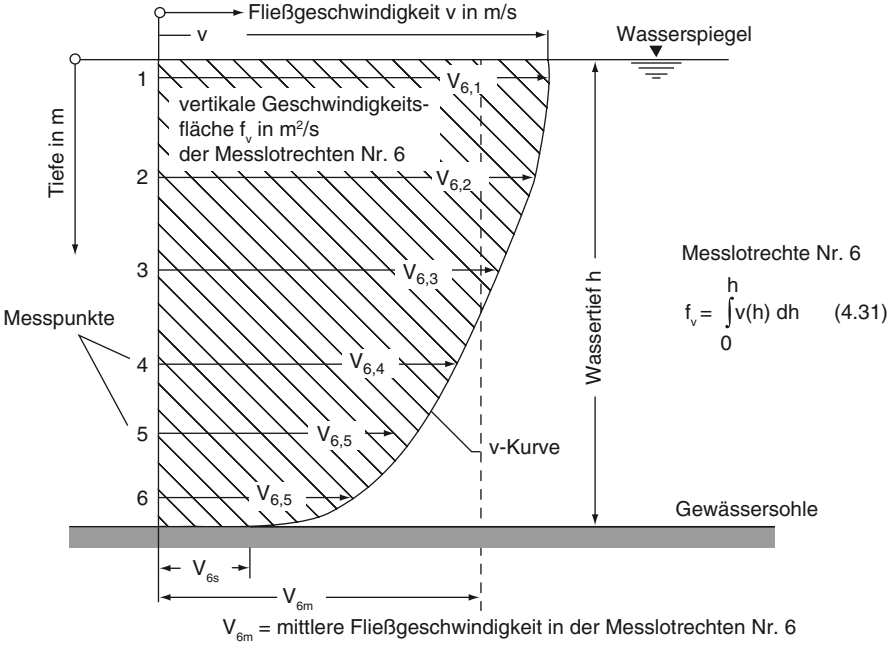


Abb. 4.67 Geschwindigkeitsfläche einer Lotrechten. (Pegelvorschrift 1991)

oder

$$f_{vi} = v_{im} \cdot h_i \ [\mathrm{m^2/s}] \tag{4.32}$$

mit

v_{im} = mittlere Geschwindigkeit in der Lotrechten i [m/s]
h_i = Wassertiefe in der Lotrechten i [m].

Die Geschwindigkeitsfläche kann mit Hilfe eines Planimeters, durch Auszählen auf mm-Papier oder gravimetrisch über Ausschneiden und Wägen ermittelt werden. Wichtig ist, dass die dabei verwendeten Maßstäbe berücksichtigt werden nach

$$v_{im} = \frac{A_{fv} m_g m_h}{h} \ [\mathrm{m/s}] \tag{4.33}$$

mit

A_{fv} = schraffierte Fläche [$\mathrm{cm^2}$]
m_g = Maßstab der Geschwindigkeit
m_h = Maßstab der Messtiefe
h = Gesamtwassertiefe [m].

Berechnungsbeispiel:

Schraffierte Fläche A_{fv}: 6,22 $\mathrm{cm^2}$,
Gesamtwassertiefe h: 2,50 m,
Maßstab Geschwindigkeit m_g: 1 cm = 0,25 m/s
Maßstab Messtiefe m_h: 1 cm = 0,5 m.
Nach Gl. (4.33) ergibt dies $v_{im} = (6{,}22 \times 0{,}25 \times 0{,}5)/2{,}50 = 0{,}311$ m/s.
Nach Gl. (4.32) folgt
$f_v = 0{,}311 \times 2{,}50 = 0{,}778$ $\mathrm{m^2/s}$.

b) rechnerisches Verfahren: Für eine reduzierte bzw. festgelegte Anzahl von Messpunkten in einer Lotrechten (Auswahlkriterien s. Kap. 4.5.2) kann die mittlere Geschwindigkeit auch näherungsweise wie folgt analytisch ermittelt werden:

Fünfpunkte-Methode:

$$v_{mi} = 0{,}1 \left(v_0 + 3v_{0,2} + 2v_{0,6} + 3v_{0,8} + v_s\right) \tag{4.34}$$

mit

v_0 = Oberflächengeschwindigkeit [m/s]
$v_{0,2}$ = Geschwindigkeit in Messtiefe, von der Wasseroberfläche gemessen, z. B. in 0,2 h [m/s]
v_s = Geschwindigkeit an der Gewässersohle [m/s].

Dreipunkte-Methode:

$$v_{mi} = 0{,}25 \cdot v_{0,2} + 0{,}50 \cdot v_{0,6} + 0{,}25 \cdot v_{0,8}. \tag{4.35}$$

Dies ist eine Kombination aus der 1- und 2-Punkt-Methode.

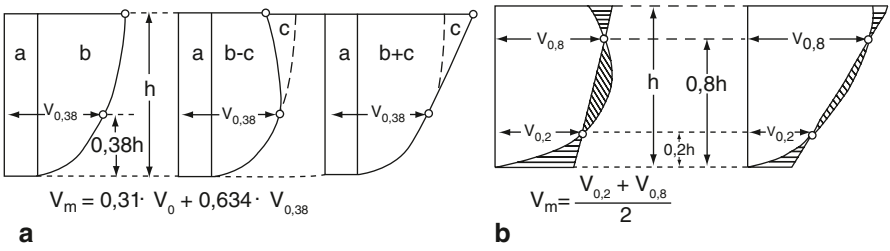


Abb. 4.68 Zweipunkt-Methode **a** nach Kreps und **b** amerikanisch. (Luft u. Morgenschweis 1979)

Zweipunkt-Methode amerikanisch (USGS):

$$v_{mi} = 0{,}5\left(v_{0,2} + v_{0,8}\right). \tag{4.36}$$

Zweipunkt-Methode nach Kreps (1954):

$$v_{mi} = 0{,}31 \cdot v_0 + 0{,}634 \cdot v_{0,38}. \tag{4.37}$$

Einpunkt-Methode:

$$v_{mi} = v_{0,62}. \tag{4.38}$$

Die Gewichtungsfaktoren in den Gl. (4.34 bis 4.38) wurden jeweils empirisch abgeleitet; dabei wurde das ideale parabolische Geschwindigkeitspolygon zugrunde gelegt. Inwiefern diese „abgekürzten" Verfahren eine Vereinfachung darstellen, wird aus den Graphiken in Abb. 4.68 deutlich, in denen für die Zweipunkt-Methode nach Kreps (a) und nach US Geological Survey (b) die graphische Mittelung dargestellt ist.

Grundsätzlich gilt, dass je weniger Messpunkte herangezogen werden, umso ungenauer wird das Verfahren. Die Einpunkt-Methode sollte nur in Notfällen oder zu einer ersten groben Abschätzung herangezogen werden.

c) numerisch-rechnergestützte Auswertung: Um nicht auf die verkürzten Verfahren oder die zeitaufwändigen rein graphischen Auswertungen zurückgreifen zu müssen, wurden ab Mitte der 1970er Jahre EDV-Programme für Großrechner entwickelt, die das Integral von Gl. (4.31) numerisch bestimmen. Caesperlein (1967) führte hierzu Spline-Polynome 3. Grades ein, die sich in der Praxis bis auf einige spezielle Randbedingungen von Messquerschnitten (z. B. Rechteckgerinne mit seitlich hohen Spundwänden) bewährt haben. Heute wird solche Software auf Laptops direkt bei Feldmessungen zur Online-Datenerfassung (s. Kap. 4.5.12) und zur interaktiven rechnerisch-graphischen Auswertung von Vielpunkt- oder verkürzten Messungen im Gelände routinemäßig eingesetzt. Vorteilhaft bei diesem Vorgehen ist, dass Feldmessungen vom gleichen Personal durchgeführt und ausgewertet werden können und dass durch die graphische Kontrolle Fehler bei der Durchführung oder bei der Auswertung (z. B. bei der Spline-Interpolation) zeitnah aufgedeckt und korrigiert werden können (vgl. Morgenschweis 1989; Morgenschweis u. Vogelbacher 1990; Mester u. Morgenschweis 1992).

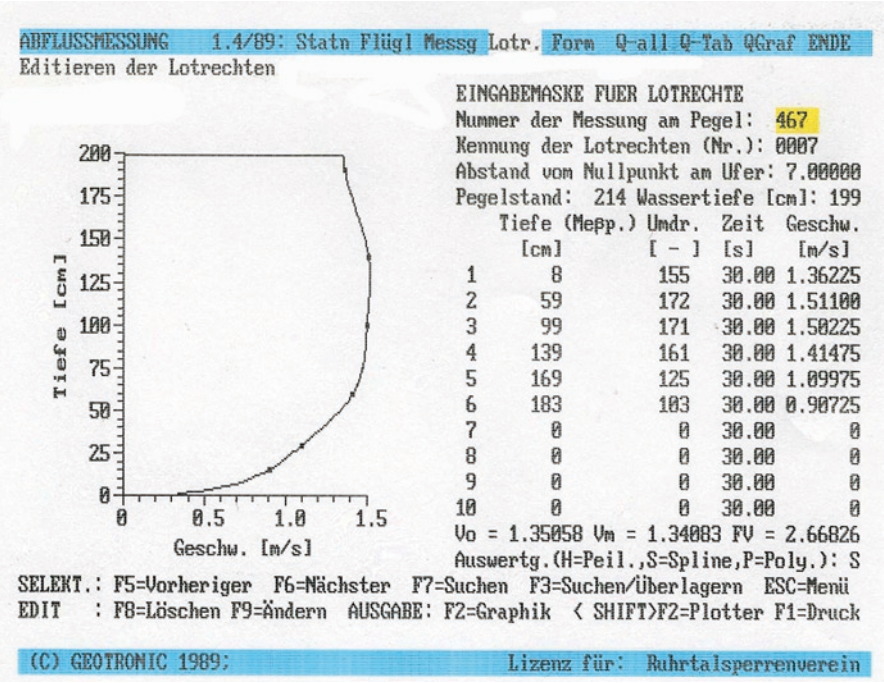


Abb. 4.69 EDV-gestützte Erfassung und numerische Auswertung einer Messlotrechten. (Morgenschweis u. Vogelbacher 1990)

Abbildung 4.69 zeigt das Beispiel einer Messlotrechten, die mit einer solchen Software erfasst und ausgewertet wurde.

d) Ablaufmessung oder Integrationsverfahren: Hierbei wird die mittlere Geschwindigkeit v_{im} einer Lotrechten messtechnisch erfasst, indem ein Messgerät, z. B. mit einer Seilwinde, mit geringer Absenkgeschwindigkeit die gesamte Lotrechte langsam abfährt und so das Integral aller auf dieser Messfahrt erfassten Geschwindigkeiten und damit die gesuchte mittlere Geschwindigkeit v_a liefert.

Diese Methode ist insbesondere bei größeren Messtiefen (z. B. >3 m) und bei unklaren Geschwindigkeitsverteilungen angebracht.

Die Absenkgeschwindigkeit des Messgerätes sollte kleiner als 5 % der mittleren Geschwindigkeit im Querschnitt oder maximal 4 cm/s betragen.

Bei der Verwendung von „Schwimmkörpern“ mit Grundtastern (s. Kap. 4.5.12) muss an der Gewässersohle das Restglied, d. h. der nicht erfasste Bereich zwischen der Achse des Messgeräts und der Gewässersohle (dem Grundtaster) ergänzt werden. Nach Pegelvorschrift (1991) gibt es grundsätzlich drei Möglichkeiten, jedoch bei den heute in der Praxis eingesetzten Softwareprodukten erfolgt die Bestimmung des Restglieds automatisch durch Extrapolation der gemessenen Geschwindigkeiten vor Ansprechen des Grundtasters und Einrechnen des Grundtasterabstand (i. d. R. 18 cm).

4.5.13.2 Bestimmung des Gesamtdurchflusses

a) graphisches Verfahren: In einer x-y-Graphik werden die Geschwindigkeitsflächenwerte f_{vi} aller Lotrechten auf der y-Achse senkrecht zur Wasseroberfläche, die auf der x-Achse dargestellt ist, aufgetragen (Abb. 4.70) und die Endpunkte zügig mit einem Linienzug verbunden. Die in Abb. 4.70 schraffierte Fläche zwischen der so entstandenen f_{vi}-Linie und der Wasseroberfläche repräsentiert den Durchfluss Q des Querschnitts A. Der Durchfluss kann wie bei Abb. 4.67 durch Ausplanimetrieren oder Auszählen bestimmt werden.

Er stellt das Integral der Geschwindigkeitsflächen über den Messquerschnitt dar:

$$f_Q = \int_0^b f_{vi}(b)db = \int_0^b \int_0^h v_i(h,b)dh\,db = Q \tag{4.39}$$

mit

f_Q = Durchflussfläche [m^2/s]
b = Gewässerbreite [m]
h = Wassertiefe in der Lotrechten [m]

Gleichung (4.39) fasst formelmäßig die Durchflussermittlung nach den Geschwindigkeitsflächenverfahren zusammen.

Auf der Grundlage der Geschwindigkeitsverteilungskurven der einzelnen Lotrechten kann zusätzlich ein *Isotachenplan*, d. h. ein Plan mit Linien gleicher Geschwindigkeit, gezeichnet werden (Abb. 4.71 oben). Aus dem Isotachenplan kann

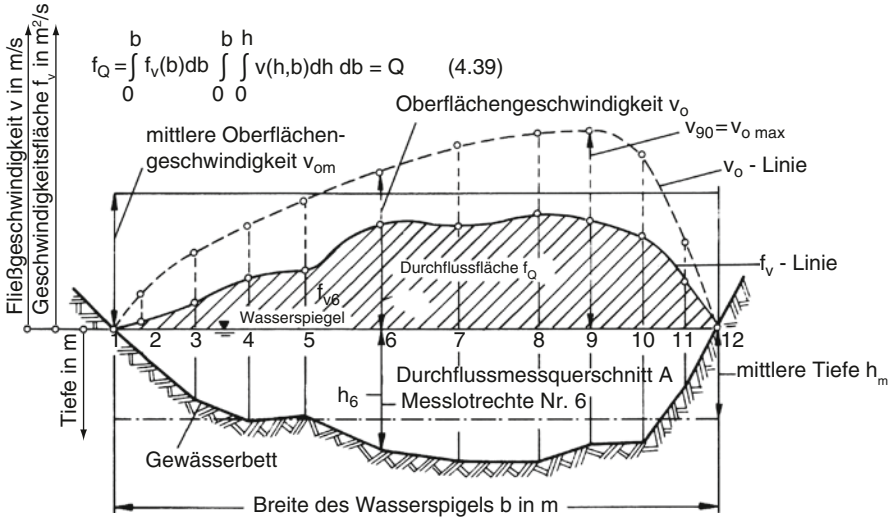


Abb. 4.70 Ermittlung des Gesamtdurchflusses. (Aus: Pegelvorschrift 1991)

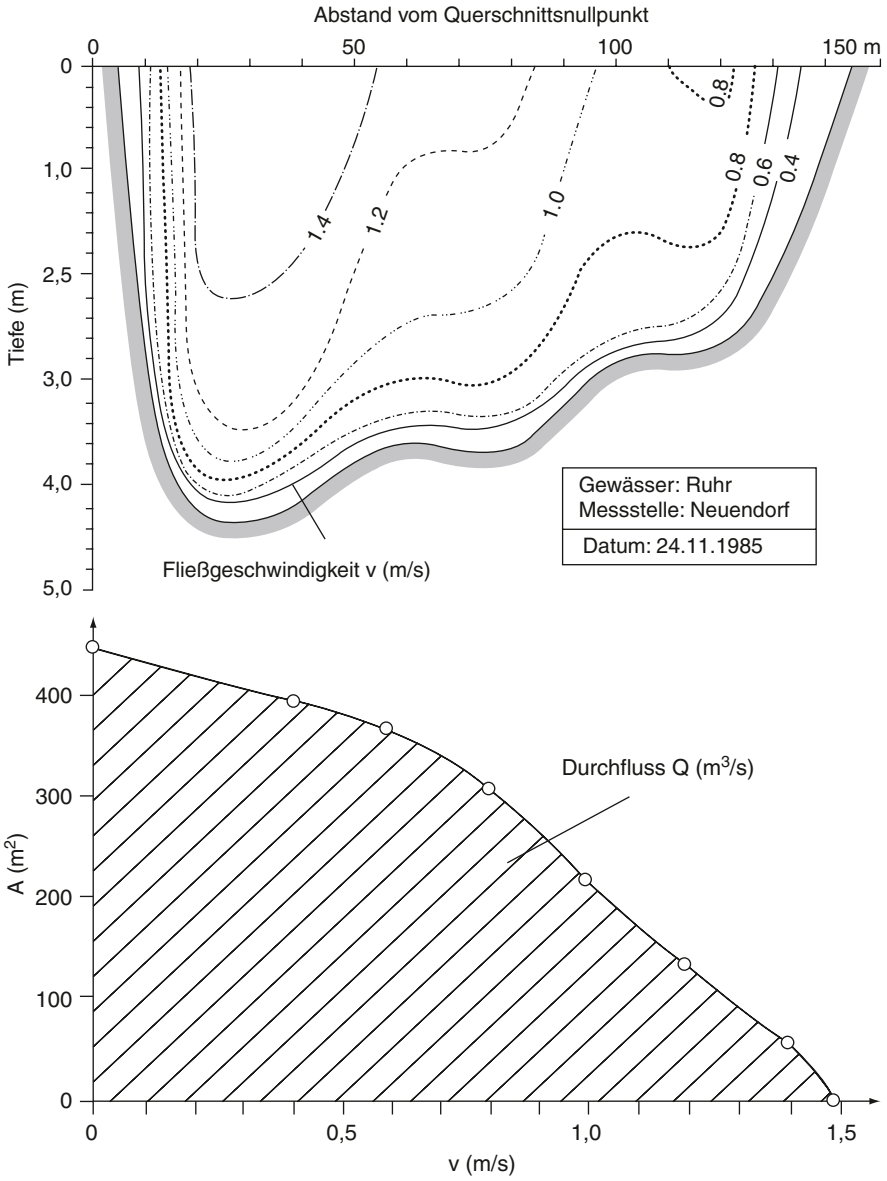


Abb. 4.71 Isotachenplan der Geschwindigkeitsverteilung und Durchflussermittlung. (Pegelvorschrift 1991)

der Durchfluss ebenfalls durch Ausplanimetrieren der von den Isotachen umschlossenen Flächen und deren Darstellung in einem Diagramm mit den Koordinaten Geschwindigkeit und Fläche durch Bestimmung der eingeschlossenen Durchflussfläche ermittelt werden (Abb. 4.71 unten).

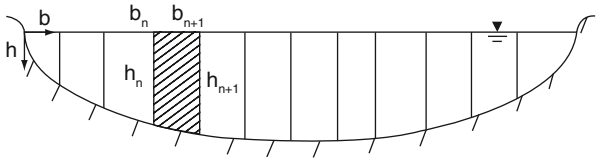


Abb. 4.72 Prinzip des mittleren Querschnittsverfahrens. (DIN EN ISO 748 2008)

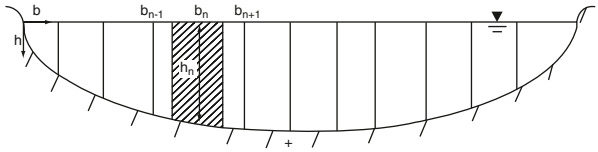


Abb. 4.73 Prinzip des Querschnittsmittenverfahrens. (DIN EN ISO 748 2008)

b) rechnerisches Verfahren: Analog zur rechnerischen Bestimmung der mittleren Lotrechtengeschwindigkeit mit Hilfe verkürzter Verfahren gibt es auch bei der Ermittlung des Gesamtdurchflusses Näherungsverfahren. Dabei wird der Durchfluss Q in Teildurchflüsse q_i eingeteilt, die den jeweiligen Lotrechten zugeordnet werden. Hierbei gibt es zwei Möglichkeiten, die Durchflusssegmente abzugrenzen (s. Abb. 4.72 und 4.73):

- das *mittlere Querschnittsverfahren* (englisch „mean section"), bei dem sich die Segmente dadurch ergeben, dass zwei benachbarte Lotrechten miteinander verbunden werden (Abb. 4.72).
  Die Durchflüsse q_i ergeben sich nach

$$q_i = \frac{f_{vi} + f_{vi+1}}{2} \cdot (b_{i+1} - b_i). \tag{4.40}$$

  Bei konstantem Abstand zwischen den Lotrechten vereinfacht sich Gl. (4.40) zu

$$q_i = \frac{f_{vi} + f_{vi+1}}{2} \cdot \Delta b. \tag{4.41}$$

  Der Gesamtdurchfluss Q ist dann

$$Q = \sum_{i=1}^{n} q_i. \tag{4.42}$$

- das *Querschnittsmittenverfahren* (englisch „mid section"), bei dem die Hälfte des Abstands zwischen zwei benachbarten Lotrechten der jeweiligen zu berechnenden Lotrechten zugeordnet wird (Abb. 4.73)

$$q_i = v_{mi} \frac{b_{i+1} - b_{i-1}}{2} \cdot h_i \tag{4.43}$$

  mit

  h_i = Wassertiefe [m].

  Bei den ufernahen Sektoren wird $v_{mi} \cdot h_i = 0$ gesetzt.

Daraus folgt wie beim mittleren Querschnittsverfahren

$$Q = \sum_{i=1}^{n} q_i. \tag{4.42}$$

In Boiten (2008) ist eine Messung zum Vergleich nach beiden Methoden ausgewertet; das Querschnittsmittenverfahren lieferte um 3,7 % höhere Ergebnisse.

c) numerisch-rechnergestützte Auswertung: Analog zur numerischen Auswertung der Geschwindigkeitsflächen in Kap. 4.5.13.1c) wird hier bei rechnergestützter Auswertung das Integral der zwischen dem Polygon der senkrecht über der Wasseroberfläche aufgetragenen Geschwindigkeitsflächenwerte f_{vi} und der Wasseroberfläche (Durchflussfläche in Abb. 4.70) numerisch mit Hilfe eines Spline 3. Grades ermittelt. Abbildung 4.74 zeigt am Beispiel der Messung in Abb. 4.69 das Auswerteergebnis in graphischer Form und Tab. 4.7 in tabellarischer Form.

4.5.13.3 Bezugswasserstand

Um das Ergebnis einer Durchflussmessung einordnen zu können, insbesondere bei der Aufstellung bzw. Kontrolle von Wasserstand-Durchflussbeziehungen (s.

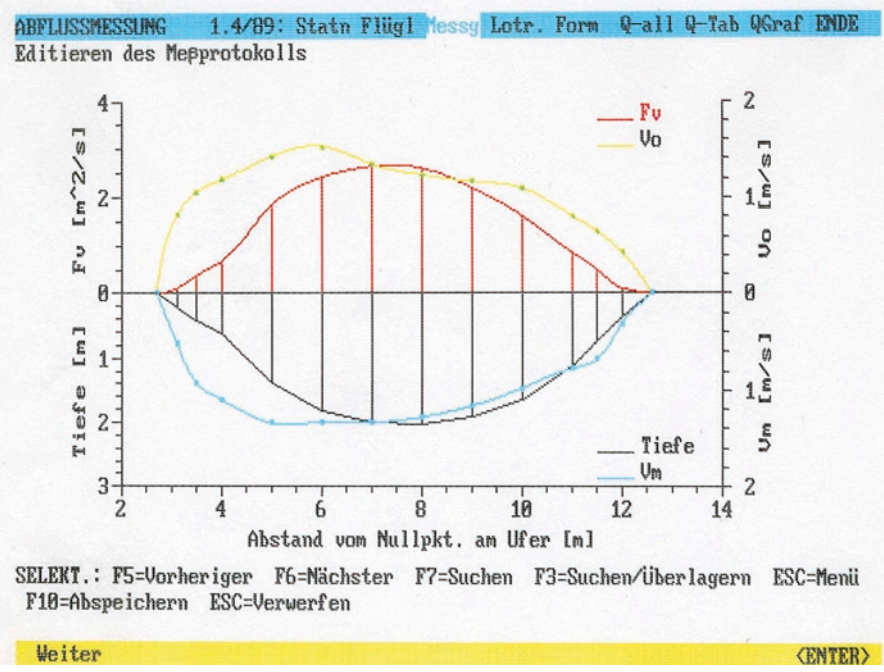


Abb. 4.74 EDV-gestützte Ermittlung des Gesamtdurchflusses einer Vielpunktmessung. (Morgenschweis u. Vogelbacher 1990)

Tab. 4.7 Tabellarischer Ausdruck der Auswertung einer Vielpunktmessung

Pegelort: Wetter Meßstellen-Nr.: 396047
Gewässer: Ruhr Lfd.-Nr.: 376/89
Nr. der Messung Datum der Messung: 26. 9.1989
am Pegel: 240 Flügelkennziffer: 9561

Wsp.-Verhalten: 2 Verkrautung: 0 Eis: 0 Sonst.: 0
Bemerkung:keine

P U N K T M E S S U N G

Gemessen ab: Wsp Anz.d.Umdrehungen in 30 sek.
Eichgleichung:
v(m/s)= 0.01200 + 0.24700 *U/S 0.000<U/S< 0.700
v(m/s)= 0.00500 + 0.25700 *U/S 0.700<U/S< 99.999

Lotrechte Nr.	Abst.vom li. Ufer X(m)	Tiefe H(m)	Oberfl-geschw. Vo(m/s)	Mittl.Geschw. in der Lotr. Vm(m/s)	Geschw.-fläche FV(m2/s)
0001	7.30	0.00	0.000	0.000	0.0000
0002	8.50	0.43	0.129	0.112	0.0481
0003	9.00	0.58	0.160	0.135	0.0783
0004	10.00	0.67	0.198	0.159	0.1066
0005	13.00	1.01	0.236	0.155	0.1565
0006	18.00	1.41	0.325	0.229	0.3233
0007	27.00	1.36	0.472	0.384	0.5224
0008	36.00	1.04	0.491	0.409	0.4254
0009	45.00	1.13	0.419	0.351	0.3968
0010	54.00	0.97	0.392	0.349	0.3381
0011	63.00	1.02	0.257	0.275	0.2804
0012	67.00	0.95	0.360	0.259	0.2458
0013	69.00	0.80	0.323	0.291	0.2329
0014	70.80	0.81	0.195	0.166	0.1348
0015	71.40	0.63	0.141	0.105	0.0661
0016	72.40	0.00	0.000	0.000	0.0000

W = 158 cm Vm = Q/A = 0.317 m/s
Q = 21.861 m**3/s Hm = A/B = 106.0 cm
A = 69.027 m**2 P = 72.785 m**5/2
Vomax = 0.491 m/s Q/P = 0.300 m**1/2/s
Vo = 0.363 m/s V/Vo = 0.872
B = 65.10 m Hmax = 141 cm

Vergleich der Messung mit Abflußkurve Nr.: 8
Abweichung: -0.439 m**3/s= 1 cm= -2.0 %

Kap. 5.4), muss ein Wasserstand eindeutig zugeordnet werden. Bei länger andauernden Messungen ändert sich i. d. R. die Wasserspiegellage. Bei Hochwasserereignissen ist dies naturgemäß am häufigsten der Fall. Die Wasserstandsänderung ist daher während der Messung immer wieder an der vorhandenen Pegellatte oder einem Abstich durch Ablesungen zu kontrollieren. Ist die Schwankung ≤5 cm, so wird

der arithmetische Mittelwert aus dem niedrigsten und höchsten Wasserstand während einer Messung zur Festlegung des Bezugswasserstands herangezogen. Dieser Grenzwert gilt jedoch nicht bei Niedrigwasser oder bei kleinen Gewässern, d. h. in Abflusssituationen, in denen eine geringe Wasserstandsänderung hohe prozentuale Durchflussänderungen bedeutet. Bei Schwankungen >5 cm wird der Bezugswasserstand als gewogenes Mittel berechnet nach

$$h_m = \sum \frac{q_i h_{im}}{Q} \tag{4.44}$$

mit

h_m = Bezugswasserstand [cm]
q_i = Teildurchfluss im Abschnitt $i = b_i \cdot h_i \cdot v_{im}$ [m^3/s]
h_i = Wasserstand während der Messung der Teildurchflüsse q_i [cm]
Q = Gesamtdurchfluss [m^3/s]
b_i = Breite des Abschnitts i [m]
h_i = Tiefe der Messlotrechten i [m]
v_{im} = mittlere Fließgeschwindigkeit in Abschnitt i [m/s].

Dabei ist b_i die Breite eines Abschnitts, in dem die Durchflussmessungen bei konstanter Wasserspiegellage durchgeführt wurden. Abbildung 4.75 verdeutlicht die Vorgehensweise bei der graphischen Ermittlung durch getrepptes Auftragen der Wasseroberfläche.

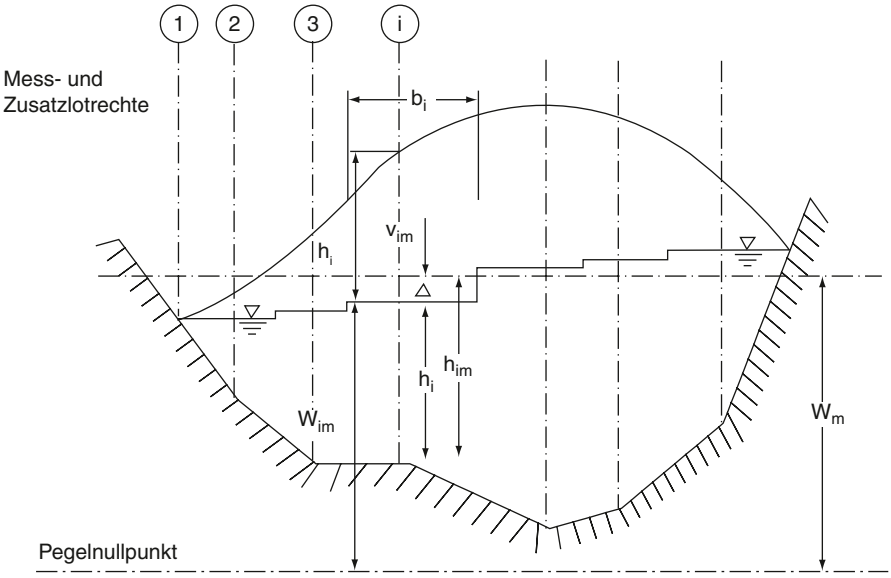


Abb. 4.75 Ermittlung des Bezugswasserstands in graphischer Form. (Pegelvorschrift 1991)

4.5.14 Unsicherheiten der punkthaften Geschwindigkeitsmessung und der Geschwindigkeitsflächenmethode

Zum prinzipiellen Vorgehen bei der Behandlung von Messunsicherheiten wird auf den 1993 erstmals erschienenen **G**uide to the Expression of **U**ncertainty in **M**easurement (GUM, 1995) und die daraus abgeleitete **H**ydrometric **U**ncertainty **G**uidance (HUG, DIN ISO/TS 25377 2007) sowie die ISO 5168 (2005) und DIN EN ISO 748 (2008) verwiesen.

Insbesondere für die in Kap. 4.5.13 behandelte Geschwindigkeitsflächenmethode und die für die punkthafte Geschwindigkeitsmessung vorwiegend eingesetzten hydrometrischen Flügel wurden vielfältig Genauigkeitsbetrachtungen im Laufe der letzten vier Jahrzehnte durchgeführt (u. a. Carter 1971; Herschy 1978; ISO 5168 1978; ISO 1088 1995; Lintrup 1989; Nelle et al. 1988; Morgenschweis 1990; Krause 1992). Daher kann bei diesen Verfahren auf langjährige Erfahrung zurückgegriffen werden. Deren aktueller Stand soll hier vorgestellt werden.

Arbeitsgleichung für die Abschätzung der Unsicherheit: Die dem Geschwindigkeitsflächenverfahren zugrundeliegende Arbeitsgleichung lautet

$$Q = \sum_{i=1}^{m} b_i h_i v_{mi} \tag{4.45}$$

mit

Q = Gesamtdurchfluss [m^3/s]
b_i = Wasserspiegelbreite [m]
h_i = Wassertiefe [m]
v_m = mittlere Fließgeschwindigkeit in einer Lotrechten [m/s]
i = Lotrechten mit i = 1,2 … m.

Da der Gesamtdurchfluss aus der Summe der Einzellotrechten, deren Zahl in der Messpraxis naturgemäß begrenzt ist, ermittelt wird, wird Gl. (4.45) in ISO 748 (2008) um den Faktor F erweitert, der diese Unzulänglichkeit korrigiert:

$$Q = F \cdot \sum_{i=1}^{m} b_i h_i v_{mi}. \tag{4.46}$$

Von den im HUG vorgeschlagenen Vorgehensweisen zur Abschätzung der Messunsicherheiten, wird hier, wie bei den meisten Durchflussmessverfahren, Typ B verwendet, bei dem die Unsicherheit nicht mit Hilfe statistischer Analyse von durchgeführten Messungen, sondern über die Standardabweichung einer auf der Basis wissenschaftlicher Beurteilung und praktischer Erfahrung abgeleiteten Wahrscheinlichkeitsverteilung abgeleitet wird. Daraus resultiert die relative (prozentuale) Standardunsicherheit einer Messung. Wenn diese sich aus Einzelwerten (z. B.

Punktmessungen in einer Lotrechten) zusammensetzt, wird sie als „kombinierte Standardunsicherheit“ bezeichnet und mit u abgekürzt. Aus dieser „einfachen“ Standardunsicherheit wird am Ende die „erweiterte“ Unsicherheit berechnet nach

$$U = 2 \cdot u, \tag{4.47}$$

damit die Aussagen mit einem Vertrauensbereich von 95 % abgesichert sind. (Der große Buchstabe U kennzeichnet im Folgenden den in der Hydrometrie üblichen Vertrauensbereich von 95 %, ansonsten wird der entsprechende Wert als Index angegeben, wie z. B. U_{98} bei einem Vertrauensbereich von 98 %).

Um die Messunsicherheit einer Durchflussbestimmung nach dem Geschwindigkeitsflächenverfahren zu definieren, werden die kombinierten Standardunsicherheiten aller Einzelkomponenten zusammengestellt und nach dem Gaußschen Fehlerfortpflanzungsgesetz berechnet. Danach lautet die relative (prozentuale) kombinierte Standardunsicherheit der Messung

$$u(Q)^2 = u_m^2 + u_s^2 + \frac{\sum_{i=1}^{m} (b_i h_i v_{mi})^2 \left(u_{b,i}^2 + u_{h,i}^2 + u_{vm,i}^2\right)}{\sum_{i=1}^{m} b_i h_i v_{mi}} \tag{4.48}$$

mit

$u(Q)$ = relative kombinierte Standardunsicherheit des Durchflusses,

$u_{b,i}, u_{h,i}, u_{vm,i}$ = relative Standardunsicherheit der Breite, Tiefe und mittleren Geschwindigkeit v_m, gemessen in der Messlotrechten i

u_s = Messunsicherheit des Fließgeschwindigkeitsmessgerätes(u_{cm}), des Breitenmessgerätes (u_{bm}) und des Tiefenmessgerätes (u_{ds}):

$$u_s = \sqrt{u_{cm}^2 + u_{bm}^2 + u_{hs}^2}; \tag{4.49}$$

u_m = Messunsicherheit aufgrund der begrenzten Zahl der Messlotrechten

m = Zahl der Messlotrechten.

Für Praxiszwecke kann für $u_s = 1$ % als Schätzwert gesetzt werden.

Die mittlere Geschwindigkeit v_{im} in der Lotrechten i ergibt sich als Schätzwert aus den punktförmigen Geschwindigkeitsmessungen in einer oder mehreren Tiefen in den Lotrechten. Die Messunsicherheit von v_{im} berechnet sich wie folgt:

$$u(v_{im})^2 = u_{p,i}^2 + \left(\frac{1}{n_i}\right)\left(u_{c,i}^2 + u_{e,i}^2\right) \tag{4.50}$$

mit

$u_{p,i}^2$ = Messunsicherheit der mittleren Geschwindigkeit v_{mi} infolge der begrenzten Zahl der Messpunkte in der Lotrechten i

n_i = Zahl der Geschwindigkeitsmesspunkte in der Lotrechten
$u_{c,i}$ = Messunsicherheit der Geschwindigkeitsmessung an einem bestimmten Messpunkt in der Lotrechten
$u_{e,i}$ = Messunsicherheit der Geschwindigkeit an einem Punkt in einer bestimmten Tiefe in der Lotrechten i aus den Geschwindigkeitsschwankungen (Pulsation) während der Geschwindigkeitsmessung.

Die Kombination der Gl. (4.48) und (4.50) ergibt:

$$u(Q)^2 = u_m^2 + u_s^2 + \frac{\sum_{i=1}^{m} (b_i h_i v_{mi})^2 \left[u_{b,i}^2 + u_{h,i}^2 + u_{p,i}^2 \left(\frac{1}{n_i} \right) \left(u_{c,i}^2 + u_{e,i}^2 \right) \right]}{\sqrt{\sum_{i=1}^{m} b_i h_i v_{mi}}}. \quad (4.51)$$

Falls die Messlotrechten so angeordnet sind, dass die Teildurchflüsse (bi, di, v_{mi}) näherungsweise gleich sind, und falls die Messunsicherheiten aus den Komponenten in den Messlotrechten etwa gleich sind, vereinfacht sich Gl. (4.51) zu:

$$u(Q) = \sqrt{u_m^2 + u_s^2 + \left(\frac{1}{m} \right) \left(u_b^2 + u_h^2 + u_p^2 \right) + \left(\frac{1}{n} \right) \left(u_c^2 + u_e^2 \right)}. \quad (4.52)$$

In den Tab. 4.8 bis 4.13 sind die prozentualen Messunsicherheiten für die verschiedenen Einzelkomponenten aus der ISO 748 (2008) aufgeführt. Sie sollen nach den Autoren der ISO 748 lediglich Anhaltswerte für die Schätzung der Messunsicherheit sein. Der Anwender wird aufgefordert, die Gültigkeit dieser Werte vor Ort zu überprüfen. Sie entstammen aus statistischen Auswertungen weltweit verfügbarer Messdaten und wurden seit dem ersten Erscheinen der ISO 748 immer wieder bearbeitet.

Berechnungsbeispiel: Am Pegel Hattingen/Ruhr wurde eine Vielpunktmessung mit einem hydrometrischen Flügel an einer Seilkrananlage durchgeführt. Der Wasserstand betrug max. 4,17 m bei einer Wasserspiegelbreite von 54 m. Es wurden in 20 Lotrechten jeweils 5 Einzelgeschwindigkeiten gemessen. Die Fließgeschwindigkeiten waren >0,4 m/s und die Messzeit pro Einzelmessung betrug 30 s. Der Messflügel war individuell an einem 100 kg-Mittelstück kalibriert. Als Durchfluss wurde $Q = 138$ m^3/s ermittelt. Es ist die erweiterte Messunsicherheit mit einem Vertrauensbereich von 95 % zu berechnen.

1. Relative Messunsicherheiten der Einzelkomponenten: (Standardmessunsicherheiten):
   - $u_m = 2{,}5$ % (Tab. 4.8)
   - $u_s = 1{,}0$ % (geschätzt, s. Gl. (4.49))
   - $u_b = 0{,}15$ % (Tab. 4.9)
   - $u_d = 0{,}65$ % (Tab. 4.10)
   - $u_p = 2{,}5$ % (Tab. 4.11)
   - $u_c = 0{,}5$ % (Tab. 4.12)
   - $u_e = 4$ % für Sohle und 4 % für die übrigen Messpunkte (Tab. 4.13);
   - das ergibt nach Gl. (4.49): $(4^2+4^2)^{1/2} = 5{,}7$ %.

Tab. 4.8 Prozentuale Messunsicherheiten u_m bei Messung der mittleren Geschwindigkeit aus einer begrenzten Zahl von Messlotrechten. (DIN EN ISO 748 2008)

Zahl der Messlotrechten	Messunsicherheiten (%)
5,0	7,5
10,0	4,5
15,0	3,0
20,0	2,5
25,0	2,0
30,0	1,5
35,0	1,0
40,0	1,0
45,0	1,0

Tab. 4.9 Prozentuale Messunsicherheiten u_b bei Entfernungsmessungen. (DIN EN ISO 748 2008)

Breitenbereich (m)	Absolute Messabweichung (m)	Relative Messabweichung (%)
0 bis 100	0 bis 0,18	0,15
101 bis 150	0,15 bis 0,25	0,2
151 bis 250	0,3 bis 0,6	0,25

Tab. 4.10 Prozentuale Messunsicherheiten u_h bei Tiefenmessung. (DIN EN ISO 748 2008)

Tiefe (m)	Absolute Messabweichung (m)	Relative Messabweichung (%)	Bemerkungen
0,4 bis 6	0,02	0,65	Mit Pegelstab
6 bis 14	0,025	0,25	Mit Lotleine und Korrekturen für die Strecken über und unter Wasser

ANMERKUNG Spalte 3 „Relative Messabweichung“ wird aus Spalte 2 „Absolute Messabweichung“ berechnet, unter Verwendung einer mittleren Tiefe von 3,2 m und 10 m.

Tab. 4.11 Prozentuale Messunsicherheiten u_p der mittleren Geschwindigkeit in einer Lotrechten bedingt durch die begrenzte Zahl von Messpunkten pro Lotrechte. (DIN EN ISO 748 2008)

Messverfahren	Messunsicherheiten (%)
Geschwindigkeitsverteilung	0,5
5 Punkte (7.1.5.3.3)	2,5
2 Punkte (0,2 D und 0,8 D) (7.1.5.3.2)	3,5
1 Punkt (0,6 D) (7.1.5.3.3)	7,5
Oberfläche (7.1.5.3.5)	15

Tab. 4.12 Prozentuale Messunsicherheiten u_c bei Punktgeschwindigkeitsmessungen aus der Kalibrierung des Messflügels. (DIN EN ISO 748 2008)

Gemessene Geschwindigkeit (m/s)	Messunsicherheiten (%)	
	Einzelkalibrierung	Gruppen- oder Standardkalibrierung
0,03	10	10
0,10	2,5	5
0,12	1,25	2,5
0,25	1,0	2
0,50	0,5	1,5
Über 0,50	0,5	1,0

Tab. 4.13 Prozentuale Messunsicherheiten u_e für Punktgeschwindigkeitsmessungen in Abhängigkeit der Messzeit. (DIN EN ISO 748 2008)

Geschwindigkeit (m/s)	Punkte in der Messlotrechten							
	0,2 D, 0,4 D oder 0,6 D				0,8 D oder 0,9 D			
	Messzeit (min)							
	0,5	1	2	3	0,5	1	2	3
0,05	25	20	15	10	40	30	25	20
0,1	14	11	8	7	17	14	10	8
0,2	8	6	5	4	9	7	5	4
0,3	5	4	3	3	5	4	3	3
0,4	4	3	3	3	4	3	3	3
0,5	4	3	3	2	4	3	3	2
1.000	4	3	3	2	4	3	3	2
Über 1.000	4	3	3	2	4	3	3	2

2. Kombinierte Messunsicherheit nach Gl. (4.52):
   $u(Q) = [2{,}5^2 + 1{,}0^2 + (1/20)\,(0{,}15^2 + 0{,}60^2 + 2{,}5^2 + (1/5)\,(0{,}5^2 + 5{,}7^2))]^{1/2} = 2{,}81$
   $u(Q) = 2{,}8\ \%$
3. Erweiterte Messunsicherheit nach Gl. (4.47) im Vertrauensniveau von 95 %:
   $U(Q) = 2 \times 2{,}8 = 5{,}6\ \%$

Das Ergebnis der Durchflussmessung lautet danach:

$$Q = 138\,\mathrm{m^3/s} \pm 5{,}6\%\ \text{oder}\ Q = (138 \pm 7{,}7)\ \mathrm{m^3/s}.$$

Weitere Beispiele finden sich in Boiten (2008), Morgenschweis (1990) und Herschy (2009).

Beurteilung der Fehlerbetrachtung für das Geschwindigkeitsflächenverfahren: Entscheidender Unterschied zwischen den Fehlerbetrachtungen nach Herschy (1985), der davon geprägten Ausgaben der ISO 5168 (1978), ISO 748 (1979) sowie nach Lintrup (1989) und der oben vorgestellten Unsicherheitsanalyse ist, dass beim „Hydrometry Uncertainty Guide“ (HUG) sowie der zugehörigen DIN ISO/TS 25377 (2007) die traditionelle Unterscheidung zwischen zufälligen und systematischen Fehlern weggefallen ist. Diese Unterscheidung und die daraus resultierende z. T. auch falsche Zuordnung von Einzelfehlern in eine der beiden Kategorien

Tab. 4.14 Unsicherheit des Durchflusses in Abhängigkeit der Anzahl von Lotrechten im Querschnitt und der Anzahl der Messpunkte pro Lotrechte. (Adler 2008)

Anzahl der Lotrechten im Querschnitt	Anzahl der Punkte in jeder Lotrechten		
	1	2	5
10		10%	9%
20	7%	6%	6%
45	4%	3%	

war ein Anlass zu Kritik an dieser Vorgehensweise aus der Praxis (Morgenschweis 1990; Krause 1992).

Dennoch sind auch bei der Beurteilung des heute gültigen Verfahrens einige kritische Anmerkungen notwendig. So haben praktische Erfahrungen des Autors mit dem vorgestellten Fehlerberechnungsmodell (Morgenschweis 1990) und die Analyse der Grundgleichung (4.48) gezeigt, dass der Anzahl m der Messlotrechten bei diesem Ansatz eine überragende Bedeutung zugemessen wird. Sie beeinflusst das Gesamtergebnis direkt über u_m (s. Tab. 4.9) und indirekt über den Divisor in Term 1/m in Gl. (4.52).

Wie bedeutend die Anzahl der Messlotrechten ist, verdeutlicht Tab. 4.14, in der die Unsicherheit des Durchflusses bei unterschiedlicher Anzahl von Lotrechten und Messpunkten ermittelt wurde. Es wird deutlich, dass z. B. eine Erhöhung der Messpunkte von 2 auf 5 pro Lotrechte keine Verbesserung bewirkt, wohingegen eine Erhöhung der Anzahl der Lotrechten von 20 auf 45 eine Halbierung der Unsicherheit von 6 auf 3 % bringt.

Hier wäre zumindest die zusätzliche Berücksichtigung von Breite und Querschnittsform wünschenswert. Gegenüber dem ersten Entwurf der ISO 748 von 1976 ist der Anzahl der Messpunkte pro Lotrechte bei dem hier vorgestellten Fehlermodell eine größere Bedeutung zugemessen worden. Die zwischen diesen beiden Ansätzen von Lintrup (1989) vorgestellte Fehlerbetrachtung widmete sich der angesprochenen Problematik, indem ein Zusammenhang zwischen optimaler und tatsächlicher Verteilung der Messpunkte hergestellt und so die Güte der Verteilung der Messpunkte überprüft bzw. beeinflusst wurde. Dieser Vorschlag hat jedoch den Nachteil, dass er auf eine homogene Tiefenverteilung der Messpunkte abhebt; dadurch ist die (intelligentere) Wahl der Messpunkte, z. B. orientiert an Profilknickpunkten, an denen eine starke Änderung der Fließgeschwindigkeit zu erwarten ist, nicht möglich.

Bezüglich der Einzelfehler muss die Frage gestellt werden, ob die in den Tab. 4.8 bis 4.13 vorgeschlagenen Werte für die Einzelfehler bei konkreten Aufgabenstellungen sinnvoll anwendbar sind. So ermitteln, Nelle et al. (1988) bei detaillierten Untersuchungen am Pegel Hattingen deutliche niedrigere Fehler für x_m, nach heutiger Nomenklatur u_m, als nach Tab. 4.8. Eine Reihe von Vergleichsmessungen an deutschen Mittelgebirgs- und Flachlandflüssen im Rahmen von Diplomarbeiten (Nelle et al. 1988; Krause 1992; Morgenschweis 1990) legen die Vermutung nahe, dass den statistischen Auswertungen, die in die ISO-Normen Eingang gefunden haben und die im Wesentlichen auf Messungen in nordamerikanischen Gewässern basieren, andere Gewässertypen mit einem anderen Breiten-Tiefen-Verhältnis als

in mitteleuropäischen Flusssystemen zugrunde lagen. Nur so lässt sich m. E. die Überbewertung des Fehlers, der aus der begrenzten Anzahl der Messlotrechten u_m resultiert, sowie die gleichzeitig vorgeschlagene Reduzierung der Messpunkte auf zwei pro Lotrechte erklären. Generell haben Detailmessungen gezeigt, dass bei Anwendung des ISO-Ansatzes sich überproportional hohe Gesamtunsicherheiten ergeben (vgl. auch das Ergebnis des Berechnungsbeispiels in diesem Kapitel). Es muss jedoch noch einmal angemerkt werden, dass sowohl Herschy als auch die betreffenden ISO-Vorschriften darauf hinweisen, dass die tabellarischen Einzelfehler vor ihrer Benutzung zu überprüfen sind.

Als Schlussfolgerung sollte aus diesen Anmerkungen festgehalten werden, dass bei Messstellen,

- die gesetzlichen Anforderungen genügen müssen (wie z. B. die Einhaltung von Mindestabflüssen in einem Gewässerabschnitt oder die Mindestabgabe aus einer Talsperre),
- deren Daten gerichtsverwertbar sein müssen,

detaillierte Vor Ort-Messungen zu Einzelfehlern unter den lokalen Gegebenheiten durchgeführt werden sollten. Solche Genauigkeitsbetrachtungen, die damit dem Typus A der HUG-Methodik entsprechen, können darüber hinaus für den wirtschaftlichen Ausbau und Betrieb einer Messstelle nützlich sein (z. B. bei der Entscheidung über die Häufigkeit von Kontrollmessungen oder über die Anzahl der Messlotrechten und Messpunkte bei Anwendung des Geschwindigkeitsflächenverfahrens).

Abschließend ist anzumerken, dass, obwohl das hier vorgestellte Geschwindigkeitsflächenverfahren i. d. R. in Kombination mit Flügelmessungen behandelt wird, für die punkthafte Geschwindigkeitsmessung auch die übrigen in Kap. 4.5 vorgestellten Messgeräte eingesetzt werden können. Hier sind insbesondere die magnetisch-induktiven Strömungssonden (Kap. 4.5.5) und die Ultraschall-Doppler-Strömungsmessgeräte (Kap. 4.5.6) zu erwähnen. Zu beachten ist, dass beim Einzelfehler der Gerätekalibrierung u_c jedoch dann nicht die Schätzwerte von Tab. 4.12 verwendet werden dürfen, sondern aufbauend auf den Genauigkeitsangaben der Hersteller geräte- und evtl. ortsspezifische Messreihen durchzuführen sind.

4.5.15 Zusammenfassende Wertung und Kriterien zur Auswahl von Geräten zur punkthaften Geschwindigkeitsmessung

Wie in den Kap. 4.5.4 bis 4.5.11 dargestellt, gibt es eine große Auswahl von Messverfahren zur punkthaften Geschwindigkeitsmessung. Die zusammenfassende Wertung der einzelnen Messgeräte und -verfahren soll eine Hilfe bei der Auswahl des für die jeweilige praktische Aufgabe geeigneten Messsystems sein.

Der *hydrometrische Flügel* war in seinen verschiedenen Ausformungen (als Propeller- oder Becherradflügel), technischen Entwicklungsstufen (mechanische oder elektronische Drehimpulszählung) und Einsatzformen (am Gestänge oder am Seil)

über Jahrhunderte *das* Standardgerät zur Geschwindigkeitsmessung im gesamten Wasserbereich (Gewässerkunde, Abwasser, geschlossene Rohrleitungen). Es ist nahezu universell einsetzbar und auch heute noch weltweit verbreitet im Einsatz. Für den Einsatz und die Pflege sowie die Kalibrierung gibt es internationale Standards (DIN EN ISO 748 2008; ISO 2537 2007; ISO 3455 2007). Grenzen des Einsatzbereichs ergeben sich zum einen aus der Anlaufträgheit der Flügel kleine Fließgeschwindigkeiten ($v < 2$ bis 3 cm/s) und zum anderen durch Verkrautung im Gewässer, die die Messung mit rotierenden Schaufeln stark erschwert bzw. unmöglich macht. Ansonsten kann bei Einhaltung aller vorgegebenen Einsatzbedingungen ein gut geschultes Messpersonal Messungen mittlerer Genauigkeit erreichen. Messungen mit hydrometrischen Flügel sind personalintensiv (vgl. Tab. 4.15).

Unter Randbedingungen, bei denen der Einsatz von Messflügeln nicht möglich ist, bieten sich *magnetisch-induktive Strömungssonden* (MID-Sonden) an, die nach dem Faradayschen Induktionsgesetz arbeiten und im Prinzip ausnutzen, dass Wasser eine elektrisch gut leitende Flüssigkeit ist. Die MID-Sonden kommen ohne bewegliche Teilkomponenten aus und haben den messtechnisch großen Vorteil, dass die durch das fließende Wasser induzierte Spannung direkt proportional der Fießgeschwindigkeit ist. Nachteilig ist, dass das Wasser des zu messenden Gewässers eine minimale elektrische Leitfähigkeit von 5 µS aufweisen muss. Die Durchführung von MID-Sondenmessungen geschieht analog zur Flügelmessung (am Gestänge oder seltener am Seil), die Gerätekosten sind vergleichbar. Die erreichbare Messgenauigkeit ist eine Klasse höher einzuschätzen als bei Flügelmessungen (s. Tab. 4.15).

Als drittes Messsystem, das sich in gleicher Weise wie der althergebrachte Flügel einsetzen lässt, sind die *Ultraschall-Doppler-Strömungssonden* zu nennen, die wie die MID-Sonden ohne rotierende Bauteile auskommen, jedoch nur dann eine für gewässerkundliche Zwecke ausreichende Genauigkeit erreichen, wenn sie nach dem Doppler-Pulsverfahren in Kombination mit der Korrelationsmethode arbeiten; dies wird von allen Geräte der neueren Entwicklungsgeneration erfüllt. Erschwerend ist, dass beim Einsatz von Ultraschall Temperatur- und Salzgehaltsänderungen des zu messenden Wassers messtechnisch kompensiert werden müssen. Werden all diese Anforderungen eingehalten, kann mit Ultraschall-Doppler-Strömungssonden der neuen Generation eine mit dem Messflügel vergleichbare mittlere Genauigkeit erreicht werden (vgl. Tab. 4.15).

Der Einsatz von *Schwimmern*, deren Laufzeit über eine Gewässer-Messstrecke als Maß für die Fließgeschwindigkeit gemessen wird, und von *Pendeldurchflussmessern*, die über das Drehmoment den Strömungswiderstand eines in Wasser gebrachten Körpers als Maß für die Fließgeschwindigkeit erfassen, beschränkt sich auf Messungen unter speziellen Randbedingungen. So werden *Schwimmer* bei Hoch- oder Niedrigwasser bevorzugt eingesetzt, d. h. bei Strömungssituationen, die für die ersten drei genannten Messsysteme problematisch sind. In der Praxis werden Schwimmer jedoch vor allem wegen ihres geringen gerätemäßigen Aufwands bei Ersterkundungen bzw. bei wasserbaulichen Planungsfragen zur detaillierten Ermittlung von Strömungsbahnen eingesetzt. Bei beiden Einsatzbereichen stört die relativ hohe Ungenauigkeit des Verfahrens nicht primär. Der *Tauchstab* nach Jens als sehr

Tab. 4.15 Hauptkennwerte der Geräte zur Messung der punkthaften Fließgeschwindigkeit

Mess-verfahren	Mess-prinzip	Mess-bereich	Anwendungs-bereich	Geräte u. Zubehör	Befesti-gungen	Unsicher-heiten 1)	Bemerkungen
1. Flügel a) horizontal (Propeller) b) vertikal (Becherrad)	mittelbare Volumen-zählung, Messung des Drehim-pulses	0.025 - 10 m/s 0.02 - 3.5 m/s	universell	Klein - u. Uni-versalflügel mit Schlaufeln von 30-125 mm ø	Gestänge oder Seil	5%	gerätespez. Kalibrierung in Schlepp-kanal
2. Magnetisch-induktive Strömungssonde	Faradaysches Induk-tionsgesetz	0.0 - 4.0 m/s Voraussetzung: LF > 5µ S	verkrautete und verschmutzte Ge-wässer, geringe Geschw. < 3cm/s	Sonde mit Zählgerät	Gestänge oder Seil (Adapter)	1-3%	Linearität zw. induzierter Spannung u. Fließgeschwindigkeit
3. Ultraschall-Doppler-Strömungs-sonde	akkustisch, Puls-Doppler-frequenz, 5 - 6 MHz, berührungslos	0.0 - 4.5 m/s bzw. 0.0 - 6.0 m/s	Wasser und Abwasser	Sonde mit Zählgerät kostengünstig	Gestänge	5%	Messgenauigkeit hängt von Durch-dringungstiefe der Schallkeule ab
4. Schwimmer a) Oberflächen- b) Zylinder- c) Ketten-	Laufzeit-messung	Hochwasser bzw. Niedrigwasser	Ermittlung von Strömungs-bahnen	Eigenbau u. geodätische Messgeräte	-	10-20%	Windeinfluss bei Oberflächen-schwimmern, personal- u ar-beitsintensiv
5. Pendeldurchfluss-messer a) KLM b) Tauchstab	Strömungswi-derstandsgesetz, Drehmoment-messung	0.1 - 1.5 m/s	durch ad-bare Gewässer mit max. 0,6 m Tiefe	Tauchstab mit Rechenscheibe oder Taschenrechner	Mess- u. Haltevorrich-tung integriert	10-20%	leicht durchführ-bare Messungen, schnelle Ergeb-nisse für ersten Überblick und Bestandsaufnahme
6. Staurohre a) Pitot b) Prandtl	Staudruck-messung	niedrige Wasser-tiefen	hochgenaue Messungen vor allem in hydraul. Labors	Staurohre mit Längen zwischen 250 und 1000 mm	Gestänge	< 1%	empfindlich gegenüber Verschmutzung
7. Hitzdraht (Thermische Strömungssonden)	Temperatur-änderung u. Wärme leitfähigkeit	Geschwin-digkeiten, großer Temperaturgradient, trägheitslose Messung	wasserbauliches Versuchs-wesen		Gestänge	1%	empfindlich gegenüber mechanischer Beanspruchung
8. Laser - Doppler-strömungsmesser	optisch, Doppler-Effekt, berührungslos	0 - 10 m/s	höchstgenaue Punktmessung, Kalibrierung anderer Geräte	Laser - Doppler-Verlocimeter	große Geräte-Konfiguration, hohe Kosten	< 0,1 %	nur für Labor-einsatz geeignet

1) Die hier aufgeführten Werte stellen erweiterte kombinierte Unsicherheiten im 95% - Vertrauensbereich dar und können höher ausfallen, als die in den einzelnen Kapiteln genannten Genauigkeiten der Messgeräte allein.

häufig eingesetzter Pendeldurchflussmesser wurde von einem Biologen für kleine Gewässer mit geringer Wassertiefe (max. 60–70 cm) entwickelt. Er liefert schnell und unkompliziert überschlägige Durchflusswerte für flache, durchwatbare Gewässer und hat sich bei Biotopkartierungen in der Praxis bewährt. Die in Tab. 4.15 angegebenen Unsicherheiten können allerdings bei starkem Wind noch erheblich größer werden.

Die letzten drei Messverfahren in Tab. 4.15 sind der Vollständigkeit halber aufgeführt. So wurden zwar *Staurohre* nach Pitot oder Prandtl im Wassersektor entwickelt und im wasserbaulichen Versuchswesen vielfältig einsetzt, letzteres gilt auch für den Hitzdraht, jedoch findet sich ihr heutiger Einsatzbereich im Wesentlichen in der Geschwindigkeitsmessung von Luftströmungen oder von Flugzeugen und Rennwagen. Staurohre und Hitzdraht wurden in den letzten Jahrzehnten vom letzten angeführten Messverfahren, den *Laser-Doppler-Velocimetern*, mehr und mehr im wasserbaulichen Versuchswesen verdrängt. Das sind berührungslose Messsysteme, die sich durch hohe räumliche Auflösung und außerordentlich hohe Messgenauigkeit auszeichnen (die höchste Messgenauigkeit aller im Wasser eingesetzten Geschwindigkeitsmessgeräte!). Die Messgeräte sind aber auf Grund ihrer Größe, der sehr hohen erforderlichen Präzision beim Messvorgang, der hohen benötigten elektrischen Anschlussleistung und nicht zuletzt wegen der hohen Gerätekosten nicht für den Einsatz bei Feldmessungen geeignet. Für die Hydrometrie sind sie jedoch im Labor beim Einsatz als Referenzgerät zur Kalibrierung anderer Geschwindigkeitsmessgeräte von großer Bedeutung.

In Tab. 4.15 sind die wesentlichen Charakteristika von Geräten zur punkthaften Geschwindigkeitsmessung vereinfacht zusammengestellt. Dadurch soll die Wahl eines geeigneten Messgeräts erleichtert werden.

4.6 Bestimmung des Durchflusses über die Messung des Durchflussquerschnitts und der mittleren Querschnittsgeschwindigkeit

In dieser dritten und letzten Gruppe der diskontinuierlichen Durchflussverfahren (vgl. Tab. 4.1 in Kap. 4.3) wird die mittlere Fließgeschwindigkeit v_m des gesamten Querschnitts *integrierend* gemessen; über die Bestimmung des zugehörigen durchflossenen Querschnitts A aus der Messung des aktuellen Wasserstands kann so nach der allgemeinen Grundgleichung der Durchflussbestimmung (vgl. Gl. (4.1)) der Durchfluss Q für Kontroll- und Kalibrierzwecke ermittelt werden. Zur integrierenden Messung der Querschnittsgeschwindigkeit werden

- Messschirme (Kap. 4.6.1),
- Ultraschall-Doppler-Profiler (bekannt unter ADCP, Kap. 4.6.2) und
- Tracerverfahren (Kap. 4.6.3)

eingesetzt.

4.6.1 Messschirme

Messprinzip: Diesem Messverfahren, das eine Weiterentwicklung des Stabschwimmers (s. Kap. 4.5.7) darstellt, liegt das gleiche Messprinzip wie der Laufzeitmessung eines Schwimmkörpers zugrunde (vgl. Gl. (4.1)). Im Gegensatz zum Stabschwimmer, der lediglich die mittlere Geschwindigkeit einer Messlotrechten erfasst, wird mit einem Messschirm die mittlere Geschwindigkeit des gesamten Durchflussquerschnitts direkt gemessen. Hierzu füllt ein Messschirm möglichst den gesamten Querschnitt aus (Abb. 4.76) und bewegt sich damit mit der mittleren Querschnittsgeschwindigkeit des Gewässers vorwärts.

Wie Abb. 4.76 verdeutlicht, beschränkt sich eine sinnvolle Anwendung dieses Messverfahrens auf Gewässer mit möglichst regelmäßigem Querschnitt, wie z. B. Kanäle. Abbildung 4.76 zeigt darüber hinaus eine Weiterentwicklung dieser von E. Anderson eingeführten Messtechnik, bei der der Schirm an ein Fahrgestell gehängt wurde, dessen Räder sich auf entlang des Messprofils installierten Schienen bewegen (Details s. Reichel 1908).

Der Durchfluss Q ergibt sich dann nach

$$Q = V/\Delta t = s \cdot F/\Delta t \ [\mathrm{m^3/s}] \tag{4.53}$$

mit

V = Wasservolumen hinter dem Messschirm [$\mathrm{m^3}$]
Δt = Zeitdauer der Messschirmbewegung [s]
s = Laufstrecke des Messschirms [m]
F = Durchflussquerschnitt [$\mathrm{m^2}$].

Voraussetzung für die Gültigkeit von Gl. (4.53) ist, dass der Messschirm den gesamten Querschnitt ausfüllt, ohne dass *Spaltwasserverluste* auftreten. Dies ist in der Praxis nicht erfüllbar, da zwischen Schirm und Kanalwandung ein gewisses Spiel vorhanden sein muss, damit sich die Messeinrichtung überhaupt vorwärts bewegt. Die dadurch entstehenden Wasserverluste beeinflussen direkt die Messgenauigkeit des Verfahrens.

Ein weiteres Problem stellt der *Fahrwiderstand* des Messsystems dar, der abhängig ist von der Lagerung und Form der Räder des Fahrgestells, der Fahrschiene,

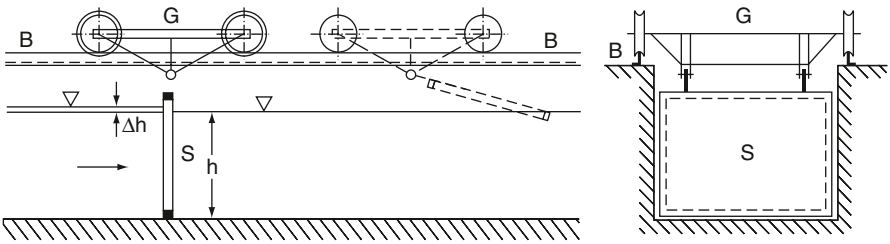


Abb. 4.76 Prinzipielle Anordnung eines Messschirms. (Schaffernak 1960)

der Größe des Messschirms und der Neigung der Fahrbahn. Außerdem ist eine Mindestbeharrungsstrecke erforderlich, damit Gl. (4.53) gültig bleibt. Detaillierte Untersuchungen von Mann (1920) hierzu ergaben eine erweiterte Bestimmungsgleichung, bei der sowohl das Verhältnis der Spaltfläche zum Gesamtquerschnitt als auch der Fahrwiderstand berücksichtigt werden.

Die *Messgenauigkeit* von Messschirmen wird mit ±2 % angegeben, bei Anwendung von verbesserten Schirmmessverfahren, z. B. wie von Wagenbach u. Krause (1932) vorgeschlagen, kann die Genauigkeit auf ±0,2 % erhöht werden; dann ist das Messschirmverfahren für Präzisionsmessungen, z. B. in Versuchsgerinnen, geeignet.

Die *Anwendung* dieses Messverfahrens ist jedoch nicht auf Versuchskanäle beschränkt, sondern wurde in den 1960er Jahren in der Praxis auch zur Mengenmessung in Kanalnetzen eingesetzt, da dort im Rückstaubereich von Schleusen zeitweise außerordentlich geringe Fließgeschwindigkeiten (<2 cm/s) auftreten, die damals mit den herkömmlichen Geschwindigkeitsmessern nicht erfassbar waren.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass die integrierende Durchflussmessung mit Messschirmen ein einfaches und theoretisch fundiertes Verfahren darstellt, das jedoch in der Anwendung auf nicht zu große Gerinne mit längerem regelmäßigen Querschnitt beschränkt ist. Es kann eine sehr hohe Genauigkeit erreichen, ist jedoch technisch aufwändig und personalintensiv und wird von daher heute i. W. – wenn überhaupt noch – im Versuchswesen bzw. bei Messstellen mit spezifischen Anforderungen, wie z. B. bei extrem niedrigen Fließgeschwindigkeiten, eingesetzt. Sonst wird es heute kaum noch angewendet.

4.6.2 Mobile Ultraschall-Doppler-Geräte (Acoustic Doppler Current Profiler, ADCP)

4.6.2.1 Einführung und Messprinzip

Für akustische Dopplergeräte zur Geschwindigkeits- und Durchflussmessung wird ADCP, Abkürzung für Acoustic Doppler Current Profiler, als Begriffsmonopol allgemein verwendet, obwohl es ein eingetragenes Warenzeichen der Herstellerfirma Teledyne/RD Instruments, (RDI) ist (vgl. Liste der Hersteller und Messgeräte am Ende des Kapitels). Im Folgenden wird daher der Begriff ADCP im allgemeinen Sinne verwendet.

Vom Prinzip her betrachtet, ermittelt ein ADCP den Durchfluss in einem offenen Gerinne nach der Geschwindigkeitsflächenmethode (s. Kap. 4.5.13), wobei die dazu benötigte mittlere Querschnittsgeschwindigkeit v_m integrativ gemessen wird.

ADCP-Geräte wurden ursprünglich für Strömungsmessungen in der Ozeanographie entwickelt und zu Beginn der 1990er Jahre erstmals zur Durchflussmessung in Binnengewässern eingesetzt. Seit diesem Zeitpunkt gab es eine rasche Weiterentwicklung dieser Messtechnik, dies belegt zum einen die Vielzahl von Gerätevarian-

ten, die heute für unterschiedliche Anwendungen zur Verfügung steht; zum anderen gab es eine intensive Überprüfung der „neuen“ Messgeräte seitens der Nutzer und gewässerkundlichen Dienststellen durch Vergleichsmessungen mit traditionellen Messverfahren, wie z. B. dem hydrometrischen Flügel (Adler 1992, 1993, 1994, 2005 sowie ISO TS 25154 2005).

Es stellte sich schnell heraus, dass trotz vieler Vorbehalte Durchflussmessungen mit akustischen Ultraschalldopplergeräten eine mindestens gleich hohe Genauigkeit wie die klassischen Verfahren bei deutlich geringerem Zeitaufwand erreichen.

Weltweit gibt es zurzeit vier Anbieter von mobilen ADCP-Geräten. Firmeninformatioen sind am Ende von Kap. 4 zusammengestellt.

Messprinzip: ADCP-Geräte nutzen zur Geschwindigkeitsmessung das Dopplerprinzip, das in Kap. 4.5.6 bei der Vorstellung von Ultraschallgeräten zur Messung punkthafter Strömungsgeschwindigkeiten ausführlich dargestellt worden ist. Grundsätzlich werden dabei die von einem Messgerät (Wandler, Sensor) in das Wasser ausgesandten Ultraschallimpulse von Partikeln im Wasser, z. B. Schwebstoffen, reflektiert und von dem Wandler (Sensor) als Echos empfangen. Die empfangenen Strahlen weisen eine andere Frequenz auf als die ausgesandten. Die Frequenzverschiebung, auch Dopplerverschiebung genannt, ist ein Maß für die Transportgeschwindigkeit der Partikel, die mit der Strömung, die sie trägt, vereinfachend gleichgesetzt wird (vgl. Abb. 4.25). Dabei wird bei einem ADCP nur die Komponente des Ultraschalls, die sich parallel zum Schallstrahl bewegt, die Radialgeschwindigkeit, messtechnisch erfasst.

Da die Ultraschallgeschwindigkeit im Wasser bekannt ist (1.480 m/s bei 20 °C) lässt sich bei Verwendung des Pulsverfahrens, bei dem einige Hundert Impulse pro Sekunde periodisch wiederkehrend abgestrahlt werden, über die Auswertung der Signallaufzeit gleichzeitig die Entfernung des Partikels vom Sensor und damit die Position des Messvolumens bestimmen. So können Echos aus verschiedenen Tiefenschichten unterschieden und die Geschwindigkeitsverteilung in einem Messquerschnitt (vgl. Abb. 4.35) konstruiert werden (Details s. Kap. 4.5.6).

In der Puls-Doppler-Messtechnik werden zwei grundsätzlich unterschiedliche Methoden zur messtechnischen Erfassung der Doppler-Verschiebung eingesetzt:

a) die inkohärente Pulsmethode, bei der die Zeitverschiebung zwischen zwei aufeinander folgenden Ultraschallbündeln erfasst wird; dieses Verfahren wird auch als „broad band“ bezeichnet (Simpson 2001),
b) die kohärente Pulsmethode, bei der die Dopplerverschiebung des reflektierten Echos erfasst und analysiert wird; dieses Verfahren wird auch „narrow band“ genannt.

Beide Philosophien haben Vor- und Nachteile und werden von verschiedenen Herstellern in Konkurrenz zueinander eingesetzt.

Die „narrow band“-Methode wurde ursprünglich für ozeanographische Anwendungen, bei denen u. a. die schnelle Erfassung von Meereswellen mit hoher räumlicher Auflösung im Vordergrund steht, entwickelt; sie erfasst sinngemäß einen stark begrenzten Frequenzbereich, wodurch eine kürzere Ansprechzeit möglich ist.

Andererseits bedingt dies, dass bei unterschiedlichen Geschwindigkeitsbereichen speziell ausgerichtete Sonden benötigt werden. Dieser Nachteil wird bei neueren Gerätetypen durch Einbau von Mehrfachfrequenzen in einem einzigen Messgerät, mit deren Hilfe die Sensorik sich an die aktuell herrschenden Messbedingungen anpasst, umgangen (Typ M6 und M9 von SonTek 2009).

Beim „broad band" dagegen kann mit einem Gerät ein größerer Messbereich erfasst werden; um annähernd eine gleiche Messgenauigkeit wie beim „narrow band" zu erreichen, müssen die Messungen statistisch durch eine größere Anzahl von Einzelmessungen (pings) abgesichert werden. Um diesen Gerätetyp an die jeweiligen spezifischen Messbedingungen anzupassen, verfügen die „broad band"-Geräte über eine Reihe von Optionen (modes). Dies erfordert eine gute Schulung des Messpersonals, damit immer der für die jeweilige Durchflusssituation „richtige" Mode gewählt wird. Die „narrow band"-Geräte dagegen sind prinzipiell einfacher zu handhaben und dadurch weniger fehleranfällig.

Erwähnenswert erscheint in diesem Zusammenhang, dass die „broad band"-Technologie in unserem Alltag heute weitverbreitet ist, z. B. beim Internetzugang, bei GPS, Kabel-TV, digitalem Radio etc., und von daher eine stetige technische Weiterentwicklung erfährt.

Welche Technologie gewählt wird, hängt aber im Wesentlichen von den hydraulischen und organisatorischen Rahmenbedingungen ab. Von den weltweit vier Herstellerfirmen von ADCP-Geräten verwenden heute drei die „broad band"-Technologie und eine die „narrow band"-Technologie. Durch die Verwendung von Mehrfachfrequenzen in neueren Geräteentwicklungen (s. Anmerkung im Abschnitt „narrow band"-Methode) werden die Unterschied zwischen den beiden Gerätetypen verwischt.

Technische Ausstattung der Messgeräte: Im Folgenden werden am Beispiel des „Workhorse Rio Grande" von Teledyne/RD Instruments (s. Abb. 4.77), das in Deutschland bisher fast ausschließlich zum Einsatz kommt, grundsätzliche technische Details von ADCP-Geräten vorgestellt:

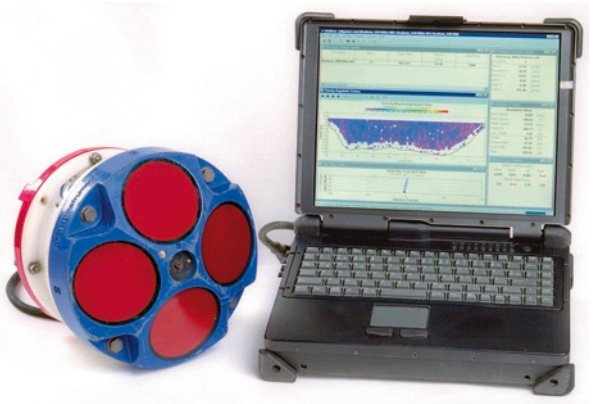


Abb. 4.77 ADCP-Messsonde mit Laptop als Bediengerät (1.200 kHz ADCP Typ „Workhorse Rio Grande" von RD Instruments. (Foto: Ruhrverband)

In dem zylinderförmigen Sondenkopf sind die Elektronik, eine Uhr, ein Thermometer, ein Pendel sowie ein Magnetkompass untergebracht. An einem Ende des Zylinders sitzen vier Ultraschallwandler aus Keramikplatten (s. Abb. 4.77), die in schnellem Wechsel als Sender und Empfänger von Ultraschallimpulsen arbeiten. Am oberen Ende befindet sich ein Stecker, an dem ein Kabel angeschlossen wird, welches das ADCP-Gerät mit Strom (10,5 bis 18 V) versorgt und die Messdaten an einen PC/Laptop weiterleitet.

Die in Abb. 4.77 dargestellte Messsonde hat ohne Bediengerät ein Gewicht von 7 kg, ist also leicht tragbar. Der Zylinder hat einen Durchmesser von 22,8 cm und eine Gesamtlänge von 20,1 cm. Letzteres ist ein Maß für die minimale Messtiefe des Geräts. Da die Sonde immer unter Wasser sein muss, vergrößert sich die Eintauchtiefe so, dass z. B. bei diesem Gerätetyp die obersten 30 cm eines Gewässers messtechnisch nicht erfasst werden.

Der *Tiefenmessbereich* der Geräte hängt neben der Geometrie der Sonde von der verwendeten Frequenz ab. So gilt generell:

- je niedriger die Frequenz, desto größer ist die erreichbare Messtiefe, z. B. erreicht der River Surveyor von SonTek mit 250 kHz einen Tiefenmessbereich von 5,0–180 m, und
- je höher die Frequenz, desto geringer ist die maximale Messtiefe, aber auch die minimale Messtiefe von der Wasseroberfläche aus; so liegt z. B. bei einen 1.200 kHz-Rio Grande von Teledyne/RD Instruments der Messbereich zwischen 0,3 und 21 m oder bei einem 3.000 kHz River Surveyor von SonTek zwischen 0,3 und 6 m.

Messverfahren: Es gibt grundsätzlich zwei Varianten der Durchführung von Durchflussmessungen mit ADCP-Geräten:

1. das Moving Boat-Verfahren (Kap. 4.6.2.2),
2. das Lotrechten-Verfahren (Kap. 4.6.2.3).

Die dabei eingesetzten Messgeräte können die gleichen sein; ebenso wird die Geschwindigkeit nach dem Puls-Doppler-Prinzip gemessen und daraus der Gesamtdurchfluss eines Querschnitts ermittelt. Der Ablauf der Messung sowie die dabei erfassten Daten sind jedoch sehr verschieden.

4.6.2.2 ADCP-Messung nach dem Moving Boat-Verfahren

Einführung: Das Moving Boat-Verfahren kann grundsätzlich mit allen Geschwindigkeitsmessgeräten, die integrierende Messung erlauben, durchgeführt werden und wird daher in Kap. 4.6.4 allgemein behandelt. Da ADCP-Messungen jedoch bevorzugt nach diesem Verfahren durchgeführt werden und dabei einige gerätespezifische Besonderheiten auftreten, werden diese hier vorgestellt. Die Ausführungen zu den Grundlagen der integrierenden Durchflussermittlung mit dem ADCP nach dem Moving Boat-Verfahren basieren auf Schulungsunterlagen, die mir freundlicherweise Matthias Adler, der sich seit 20 Jahren intensiv mit diesem Thema befasst und

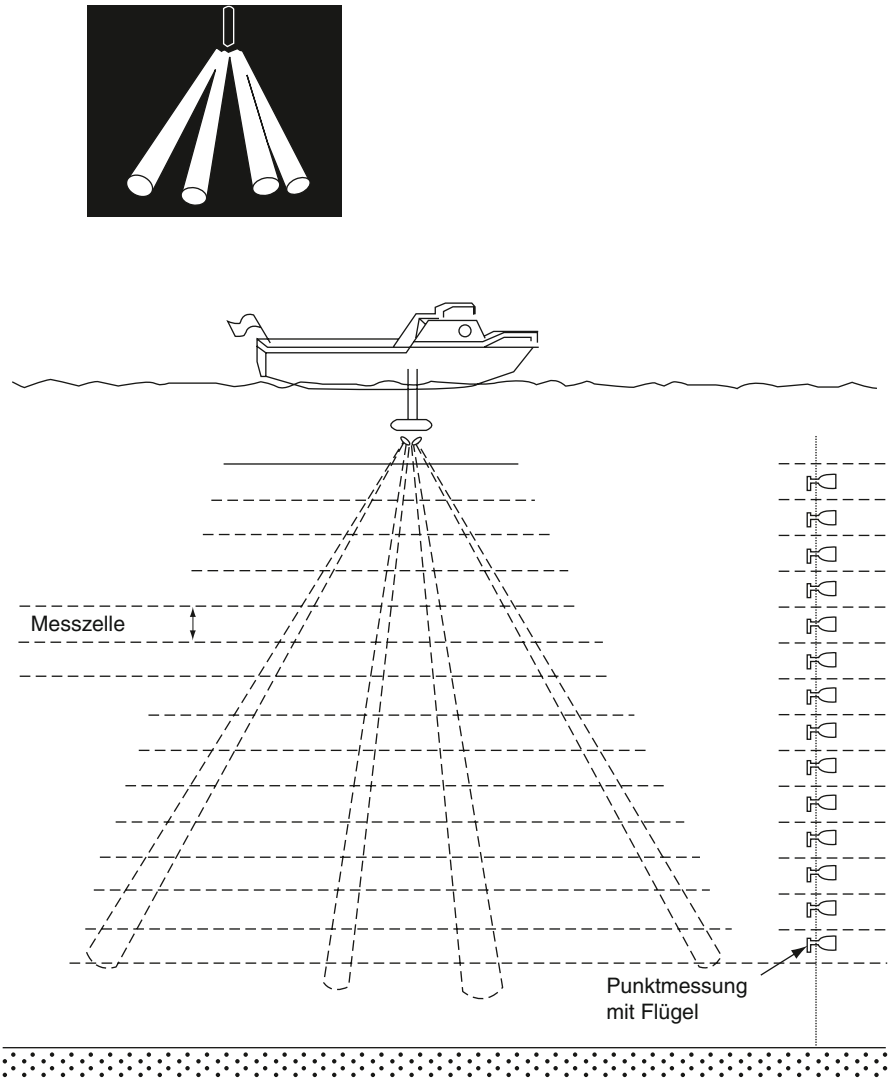


Abb. 4.78 Prinzip einer ADCP-Messung nach dem Moving Boat-Verfahren. (Boiten 2008)

die ADCP-Messtechnik maßgeblich in Deutschland eingeführt hat, zur Verfügung gestellt hat (Adler 2008a).

Beim Moving Boat-Verfahren wird die Messung vom fahrenden Boot aus durchgeführt.

In Abb. 4.78 ist eine Konfiguration, bei der das Messgerät unter einem Boot befestigt ist, dargestellt.

Geschwindigkeits- und Wassertiefenmessung: Das ADCP in Abb. 4.78 hat vier Wandler. Sie strahlen den Schall schräg nach unten in verschiedene Richtungen ab und zwar in einem Winkel von 20° zur Vertikalen. Die Schallstrahlen laufen wie die gedachten Kanten einer Pyramide, in deren Spitze sich das ADCP befindet. Vier Schallstrahlen messen vier Geschwindigkeitskomponenten der Strömung mit Hilfe des Doppler-Effekts. Sie können durch trigonometrische Umformungen in räumliche Geschwindigkeitsvektoren transformiert werden.

Das ADCP empfängt von Partikeln reflektierte Schallechos aus dem gesamten Wasserkörper. Um daraus ein Strömungsprofil zu ermitteln, wird das Echo in „Zeitfenster" zerlegt. Jeder Tiefenzelle wird eine Reflektionszeit zugeordnet, die sich aus der Entfernung der Zelle von den Wandlern und aus der Schallgeschwindigkeit ergibt. Aus dem Echo einer Tiefenzelle wird die mittlere *Strömungsgeschwindigkeit* dieser Tiefenzelle ermittelt.

Die *Bootsgeschwindigkeit*, genauer gesagt, die Geschwindigkeit des ADCP über der Flusssohle, wird analog der Strömungsgeschwindigkeit mit Hilfe des Doppler-Effekts gemessen. Sie lässt sich aus der Dopplerverschiebung des an der Sohle reflektierten Schalls ermitteln.

Die Wassertiefe wird nach dem Prinzip des Echolots (s. Kap. 3.5.5) bestimmt und errechnet sich aus der Laufzeit des Schalls vom Wandler zur Flusssohle und zurück.

In Abb. 4.78 sind neben der Darstellung der vier Schallstrahlen beispielhaft 14 Tiefenzellen dargestellt. Für jede Zelle werden mittlere Geschwindigkeiten ermittelt; zum Vergleich sind für jede Zelle Flügel zur Messung der Punktgeschwindigkeit eingezeichnet, d. h. in diesem Beispiel müssen 14 Flügel synchron messen, um eine mit dem ADCP vergleichbare Auflösung im Tiefenprofil zu erhalten. Da die Überprüfung bzw. Kalibrierung von ADCP-Geräten bisher i. d. R. (es gibt noch keine für ADCP geeignete Kalibriereinrichtungen wie Schleppkanäle) mit Hilfe von Flügelmessungen erfolgt, sollen hier nach Boiten (2008) zwei grundlegende Unterschiede zwischen den beiden Messsystemen erwähnt werden, die bei der Beurteilung von Vergleichsmessungen berücksichtigt werden müssen:

a) Die Tiefenzellen eines ADCP-Profils sind im gleichförmigen Abstand angeordnet, wohingegen die Messpunkte von Flügeln unregelmäßig sein können und sich den hydraulischen Bedingungen vor Ort anpassen lassen (vgl. Kap. 4.5.2).
b) Das ADCP misst mittlere Geschwindigkeiten für eine Zelle (z. B. 25×20 cm), während der hydrometrische Flügel punktförmig die Geschwindigkeit erfasst.

Durchflussermittlung: Das Messboot kreuzt ein Gewässer von Ufer zu Ufer auf einem beliebigen Kurs. Dabei misst das ADCP gleichzeitig

- die Verteilung der Strömungsgeschwindigkeiten im Tiefenprofil,
- die Geschwindigkeit des Boots über Grund und
- die Wassertiefe.

Durch das Kreuzen des Gewässers werden Messdaten über den gesamten Messquerschnitt erfasst.

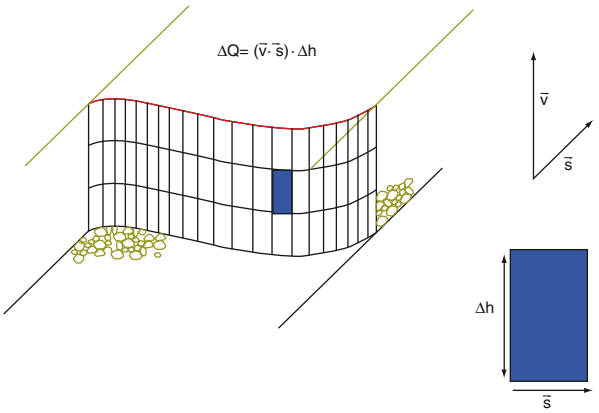


Abb. 4.79 Einteilung eines Messquerschnitts in Zellen. (Adler 2008a)

Die Geschwindigkeiten des Boots und der Strömung werden vektoriell, d. h. in Größe und Richtung, bestimmt.

Das ADCP unterteilt den Messquerschnitt in eine Vielzahl von Zellen (Abb. 4.79). Die Größe der Zellen ist während einer Messung konstant. Die Höhe der Zelle ist wählbar, die Breite ist abhängig von der Schallimpulsfolge und der Bootsgeschwindigkeit. Einerseits erzeugen langsame Bootsgeschwindigkeiten z. B. ein hoch aufgelöstes Raster der Geschwindigkeiten (geeignet vor allem für geringe Wassertiefen), hohe Bootsgeschwindigkeiten dagegen ein wesentlich gröberes Raster (dies ist bei großen Wassertiefen vorteilhaft). Andererseits muss laut Herstellerangaben die Bootsgeschwindigkeit entsprechend der vorhanden Strömungsgeschwindigkeit des Gewässers gewählt werden:

- große Fließgeschwindigkeit des Gewässers => große Bootsgeschwindigkeit,
- geringe Fließgeschwindigkeit des Gewässers => sehr langsame Bootsgeschwindigkeit.

Das System berechnet für jede Zelle den Teildurchfluss und summiert sie am Ende zum Gesamtdurchfluss.

In Abb. 4.80a ist der willkürliche Messpfad eines ADCP-Bootes von Ufer zu Ufer dargestellt.

Eingekreist ist ein Weginkrement zu Abb. 4.80b. Beide Bilder verdeutlichen

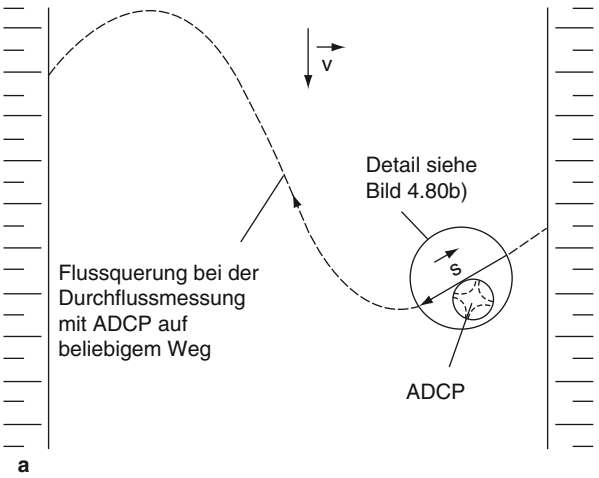
- das durch die Orientierung der Wandler vorgegebene Koordinatensystem des ADCP zur Beschreibung der Vektoren $\vec{v}$ und $\vec{s}$,
- das aus Bootsgeschwindigkeit und Fahrzeit berechnete Weg-Inkrement $\vec{s}$, sowie
- den Winkel α zwischen Weg und den Geschwindigkeitsvektoren $\vec{s}$, und $\vec{v}$.

Zum Durchfluss der Zelle q trägt nur die Komponente von v bei, die senkrecht auf dem Messweg s steht:

$$q = |\vec{v}| \cdot \sin\alpha \cdot |\vec{s}| \cdot \Delta h \ [\mathrm{m}^3/\mathrm{s}] \tag{4.54}$$

mit

q = Durchfluss einer Zelle [m^3/s]
$\vec{v}$ = Geschwindigkeitsvektor [m/s]
$\vec{s}$ = Weg-Inkrement [m]
α = Winkel zwischen $\vec{s}$ und $\vec{v}$
Δh = Zellenhöhe [m].



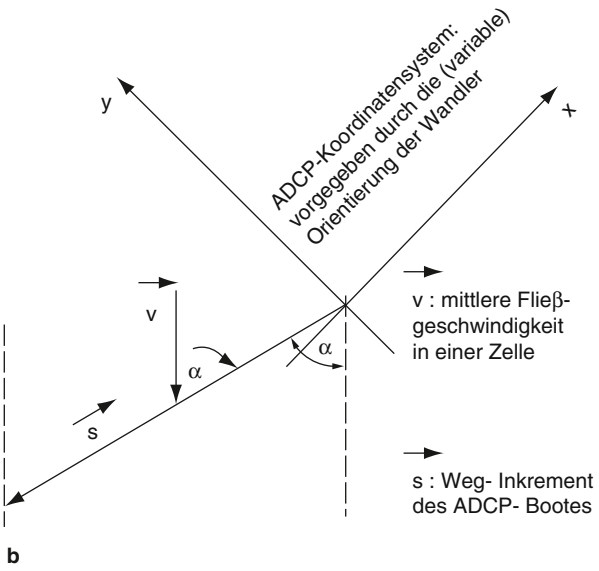


Abb. 4.80 **a** Definitionsskizze zur Durchflussermittlung mit dem ADCP. **b** Detail zur Definitionsskizze. (Adler 2008a)

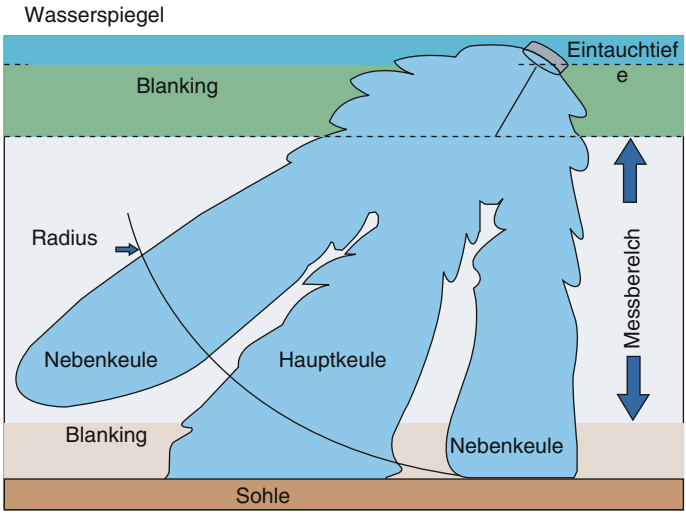


Abb. 4.81 Grenzen von ADCP-Messungen in einem Querschnitt. (Nach US Geological Survey 2002)

Vektoriell geschrieben lautet Gl. (4.54):

$$q = |\vec{v} \times \vec{s}| \cdot \Delta h \ \left[\mathrm{m}^3/\mathrm{s}\right]. \tag{4.55}$$

Mess- und Randbereiche: Strömungsprofilmessungen sind aus gerätetechnischen Gründen nur im Kernbereich (Messbereich) des Querschnitts möglich, in Ufernähe sowie über und unter dem Kernbereich gibt es Zonen ohne Messwerte (vgl. Abb. 4.81). Ihre Durchflussanteile werden durch Extrapolation der Messwerte des Kernbereichs berechnet. Der Kernbereich und damit die Genauigkeit der Messung wachsen mit zunehmender Wassertiefe. Dies heißt, ein bestimmtes Verhältnis von Gewässerbreite zu Gewässertiefe ist Voraussetzung für eine sinnvolle Anwendung von ADCP-Messungen. Günstige Verhältnisse zwischen Kern- und Extrapolationsbereichen sind in Abb. 4.83 am Beispiel des Ruhr-Querschnitts am Pegel Wetter bei Hochwasser zu erkennen.

Wie im Abschnitt über die Durchflussermittlung erläutert, ergibt sich der Gesamtdurchfluss Q im Messquerschnitt als Summe aller Zellendurchflüsse. Bei der Berechnung der einzelnen Zellendurchflüsse wird die Zellenfläche mit dem vektoriellen Anteil der Strömungsgeschwindigkeit multipliziert, der senkrecht auf der Fläche steht.

In Abb. 4.81 aus einer Studie des US Geological Survey (2002) sind Bereiche, die mit einem ADCP-Messgerät nicht oder fehlerbehaftet gemessen werden können, wie die Uferbereiche und der Bereich nahe der Wasseroberfläche (blanking), aber auch der Messbereich, zusammenfassend dargestellt.

Im Einzelnen gilt für die Randbereiche: Im *unteren Randbereich*, nahe der Gewässersohle, werden die gemessenen Geschwindigkeiten verfälscht, und zwar dadurch,

dass ein kleiner Anteil der Pulsenergie in Nebenkeulen (Uferbereiche) übertragen wird und deren starke Echos die schwachen Echos der Partikel im Kernbereich überlagern und verwischen. Die ADCP Auswertesoftware *WinRiver* verwirft Daten aus dem Bereich, der beeinflusst sein könnte. Die Strahlen des ADCP haben eine Richtung von 20° zur Vertikalen und die Stärke der durch Nebenkeulen beeinflussten Schicht beträgt 6 % der Entfernung vom Wandler bis zur Sohle.

Im *oberen Randbereich*, nahe der Wasseroberfläche, gibt es in Abhängigkeit zur Baugröße des zylindrischen Sondenkörpers und der daraus resultierenden notwendigen Eintauchtiefe des Messgeräte einen Bereich ohne Messungen (Abb. 4.81). Je nach Wellengang muss die Eintauchtiefe vergrößert werden, um zu verhindern, dass Luftblasen vor die Sensoren gespült werden. Hinzu kommt noch ein Tiefenbereich, in dem durch das verwendete Pulsverfahren eine Totzone entsteht (Blanking in Abb. 4.81). Denn beim ADCP werden die selben Wandler sowohl zum Senden der Schallsignale als auch zum Empfangen der Echos verwendet. Zwischen Senden und Empfangen braucht das Gerät eine kurze „Zwangspause" zum Abklingen des akustischen „Klingelns" der Wandler, bevor sinnvolle Messdaten erfasst werden können. Während dieser Verzögerung bis zum Empfang von Schallsignalen haben Echos aus der unmittelbaren Umgebung des ADCP die Wandler passiert und sind für eine Auswertung verloren. Die kurze Zeitspanne zwischen Senden und Empfangen multipliziert mit der Schallgeschwindigkeit entspricht der Entfernung von den Wandlern bis zur ersten Zelle. Diese Totzone ohne verwertbare Echos wird „blanking distance" genannt. Sie hängt von der Frequenz und der Bauart des ADCP ab. Der Blanking-Bereich kann durch schwingungsfreie Lagerung der Wandler reduziert werden. Beim 1.200 kHz Workhorse Rio Grande ZedHed z. B. beträgt er nur noch 5 cm.

Zum Schließen der Datenlücken an der Wasseroberfläche und Sohle kann zwischen zwei Extrapolationsverfahren gewählt werden (s. Abb. 4.82).

Beim Extrapolationsverfahren M2 (s. Abb. 4.82) wird die Geschwindigkeit der obersten gemessenen Zelle bis zur Wasseroberfläche verlängert.

An der Sohle wird analog vorgegangen, d. h. die Geschwindigkeit der untersten Zelle wird gleich der Sohlgeschwindigkeit gesetzt.

Beim Extrapolationsverfahren M1 (s. Abb. 4.82) wird die idealisierte Geschwindigkeitsverteilung mit der Tiefe mit Hilfe einer Potenzfunktion angenähert:

$$v = a \cdot z^b \ [\mathrm{m/s}] \tag{4.56}$$

mit

v = Strömungsgeschwindigkeit [m/s]
z = Abstand von der Sohle [m]
a, b = Parameter.

Der Parameter b ist wählbar (voreingestellt bei 1/6), der Parameter a wird für jedes Ensemble neu berechnet. Er ergibt sich aus der mathematischen Bedingung, dass die mittlere Geschwindigkeit im Kernbereich für die tatsächlichen Messwerte und die angepasste Potenzfunktion gleich groß ist. Mit Hilfe der konstruierten Ge-

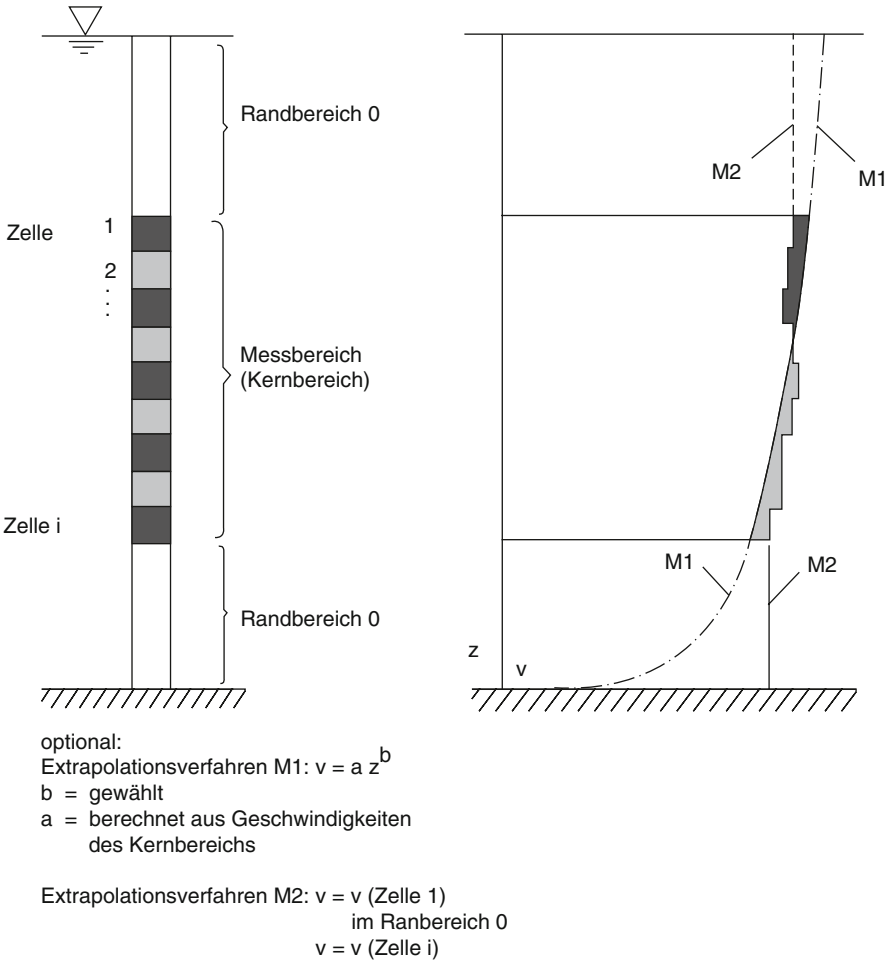


Abb. 4.82 Berücksichtigung des nicht gemessenen Durchflussanteils in den oberen und unteren Profilbereichen. (Nach Adler 1993)

schwindigkeitsverteilung und der Fläche der Randbereiche unten und oben errechnet die geräteinterne Software WinRiver die entsprechenden Durchflussanteile.

In den meisten Fällen liefert die Extrapolationsmethode M1 brauchbarere Ergebnisse.

Die Durchflussanteile am *linken und rechten Ufer*, die wegen zu geringer Wassertiefe nicht gemessen werden können, werden von WinRiver nach folgendem Berechnungsansatz ermittelt:

$$Q_{Ufer} = C \cdot v_m \cdot L \cdot d_m \ [\mathrm{m^3/s}] \tag{4.57}$$

mit

C = Koeffizient zur Beschreibung der Uferform, er beträgt,
0,35 für dreieckige Ufer
0,91 für rechteckige Ufer
v_m = tiefengemittelte Geschwindigkeit in der Start- bzw. Stoppposition am jeweiligen Ufer [m/s]
L = Abstand der Start- bzw. Stoppposition vom jeweiligen Ufer [m]
d_m = Wassertiefe, gemittelt [m].

Abgesehen von diesen von den Herstellern standardmäßig zur Verfügung gestellten „einfachen" Extrapolationsverfahren können die Lücken im Post-Processing mit Hilfe numerisch-hydraulischer Modelle (z. B. Kölling 1994, 1995) geschlossen werden, wodurch neben dem Erreichen einer höheren Genauigkeit, u. a. der Anwendungsbereich von ADCP-Messungen auch auf für dieses Verfahren ungünstigere Verhältnisse zwischen Tiefe und Breite, dass heißt z. B. auf breite, flache Gewässer, erweitert werden kann.

Auswertung und Darstellung der Messergebnisse: Sowohl RD Instruments als auch SonTek stellen zu ihren Geräten Software zum Erfassen und Auswerten der Messdaten zur Verfügung, deren Ergebnisse im Folgenden dargestellt werden. Daran anschließend werden einige Programme Dritter zur weitergehenden Auswertung von ADCP-Messungen nach dem Moving Boat-Verfahren vorgestellt.

Die von der Messsonde des ADCP während einer Messfahrt gemessenen Rohdaten werden in dem angeschlossenen Laptop (s. Abb. 4.77) gespeichert und in Echtzeit weiterverarbeitet von dem Programm WinRiver (aktuelle Version II, 2.02 vom Oktober 2008). Das Programm bietet eine Vielzahl von Grafiken und Tabellen, mit denen die Messergebnisse visualisiert werden können.

Besonders aussagekräftig ist die räumliche Darstellung der *Geschwindigkeitsverteilung* über dem Messquerschnitt (Abb. 4.83).

Über die Farbskala kann jeder einzelnen Messzelle eine Geschwindigkeit zugeordnet werden; danach bewegt sich die gemessene Fließgeschwindigkeit zwischen 0,10 m/s in der Nähe der Sohle und ≥1,2 m/s im Kernbereich. (In der schwarz-weißen Wiedergabe stellen die helleren Flächen die Zellen mit den höheren Geschwindigkeiten dar).

Das untere, dicker ausgezogene Polynom stellt das Querschnittsprofil an der Gewässersohle dar; die dünnen Linien markieren die Zonen mit nicht verwertbaren Daten; so lag die blanking distance, die vom Anwender zu Beginn der Messung festgelegt werden muss, bei diesem Beispiel bei 23 cm.

Das Auswerteprogramm liefert als Gütekriterium auch die Anteile des Kernbereichs und der Randbereiche am Gesamtergebnis. Beim Beispiel in Abb. 4.85 lag diese bei

Durchfluss im oberen Randbereich:	21,6 m^3/s	22 %
Durchfluss im Kernbereich:	62,3 m^3/s	64 %
Durchfluss im unteren Randbereich:	13,3 m^3/s	14 %
Durchfluss im rechten Randbereich:	0,36 m^3/s	0 %
Durchfluss im linken Randbereich:	0,07 m^3/s	0 %
Gesamtabfluss:	97,3 m^3/s	100 %

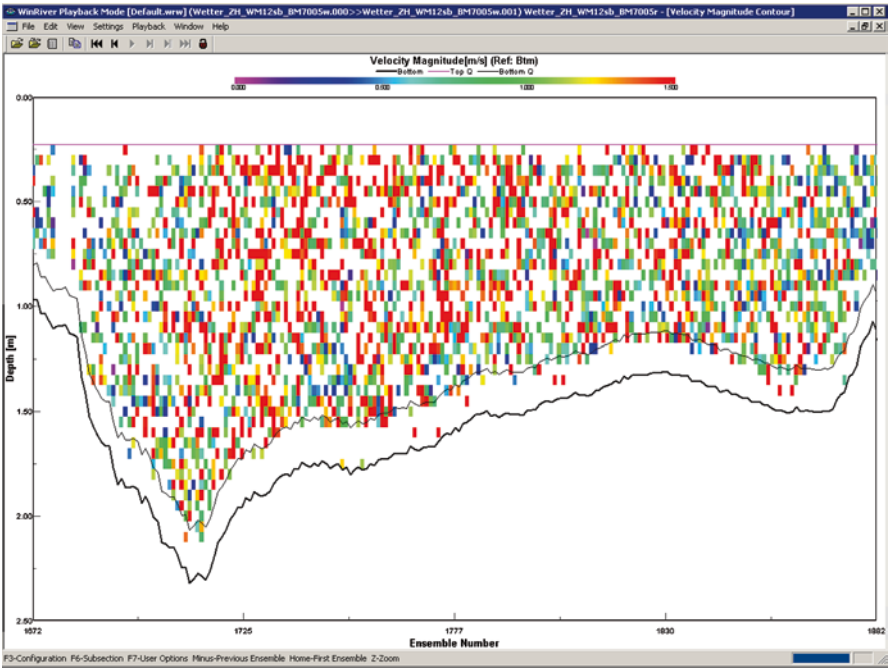


Abb. 4.83 Geschwindigkeitsverteilung in einem Messquerschnitt. Ergebnisdarstellung einer ADCP-Messung am Pegel Wetter/Ruhr (Ruhrverband Essen)

Das heißt, dass in diesem Beispiel 64 % der Querschnittsfläche direkt gemessen und 36 % nach dem Extrapolationsverfahren M1 extrapoliert wurden. Dies ist ein typisches Ergebnis aus dem Mittelwasserbereich, in dem der Fluss nicht ausgeufert ist. Bei größeren Gewässern, wie z. B. dem Rhein, kann der direkt gemessene Bereich bei 80 bis 90 % liegen.

Als weiteres wichtiges Beurteilungskriterium lassen sich der *Messpfad und die Strömungsvektoren* einer abgelaufenen Messung graphisch darstellen (Abb. 4.84). Der Messpfad (dickere Basislinie) zeigt den wirklichen Messweg, der beliebig sein kann; die Strömungsvektoren, die jeweils eine Messlotrechte signalisieren, stehen als Nadeln senkrecht darauf. In Abb. 4.84 sind die tiefengemittelten Strömungsvektoren dargestellt; es können auch Tiefenschichten ausgewählt werden.

Der Verlauf der Strömungsvektoren gibt einen ersten Hinweis über die Strömungssituation während der Messung. Sind die Vektoren mehr oder weniger gleich ausgerichtet wie in Abb. 4.84, war ein relatives homogenes Strömungsfeld vorhanden; sich kreuzende und in alle Richtungen divergierende Strömungsvektoren weisen darauf hin, dass entweder die Strömung pulsierend oder die Messung nicht optimal war (z. B. ungeeigneter Mode, zu schnelle Bootsgeschwindigkeit etc.).

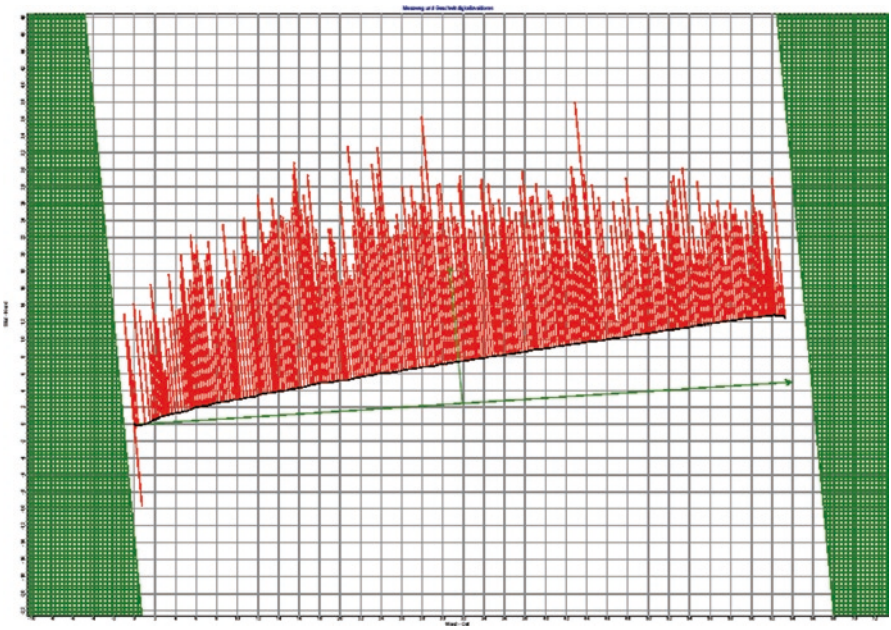


Abb. 4.84 Messpfad und Strömungsvektoren der ADCP-Messung von Abb. 4.83 (Ruhrverband Essen)

Software zur weitergehenden Auswertung von Moving Boat-ADCP-Messungen:

AGILA: Software zur Auswertung von ADCP-Messungen gemäß den Anforderungen der Pegelvorschrift (Bundesanstalt für Gewässerkunde) Damit ADCP-Messungen, unabhängig vom Gerätehersteller, auch nach den Vorschriften der deutschen Pegelvorschrift (2001) ausgewertet und mit historischen Messungen vergleichbar gemacht werden können, wurde von der Bundesanstalt für Gewässerkunde Koblenz die Software AGILA für Binnengewässer und TIDE für die Auswertung von ADCP-Messungen in Tideflüssen entwickelt (Adler u. Nicodemus 2000).

Am Beispiel von AGILA soll das Vorgehen vorgestellt werden: Da ADCP-Messungen ablaufen, während das Boot in freier Fahrt den Fluss quert, sind alle Ergebnisse bis auf den Abfluss Q vom jeweiligen Messweg abhängig. Mit AGILA können die Daten von ADCP-Messungen so verarbeitet werden, dass alle Ergebnisse unabhängig vom Messweg sind. Durch dieses Verfahren wird eine Auswertung nach Pegelvorschrift möglich, wie die Ergebnisdarstellung in Tab. 4.16 verdeutlicht.

In einem ersten Berechnungslauf bestimmt AGILA dazu aus den gemessenen Strömungsgeschwindigkeiten die Hauptströmungsrichtung. Normal dazu verläuft der Bezugsquerschnitt. AGILA rechnet dann alle ADCP-Daten durch vektorielle Projektion in die Ebene des Bezugsquerschnitts um (Abb. 4.85). Daraus können alle

Tab. 4.16 ADCP-Auswertung der Messung von Abb. 4.83 mit AGILA (Ruhrverband Essen)

Ruhrverband Essen 31.07.2009

Mittelung von 5 ADCP-Messungen mit AGILA 6.3

Messstelle: Wetter		Datum der Messung:	11.12.2008	
Gewässer: Ruhr				
Flusskilometer: 79,750		Ø Uhrzeit:	11:08:03	
Messprofil-KM: 0,000				
Wasserstand	W	=	246	[cm]
Wasserspiegel	Wsp	=	0,00	[NN+m]
Durchfluss Agila	Q	=	97,07	[m³/s]
Durchfluss Transect/WinRiver	Qtrans	=	97,26	[m³/s]
Zuschlag für bewegte Sohle	Delta Q	=	0,00	[m³/s]
mittlere Geschwindigkeit = Q/A	v,m	=	0,92	[m]
durchströmter Querschnitt	A	=	105,71	[m²]
Wasserspiegelbreite	b	=	67,05	[m]
mittlere Gerinnetiefe	h,m	=	1,58	[m]
maximale Gerinnetiefe	h,max	=	2,30	[m]
hydraulischer Radius	r,hy	=	1,56	[m]
Benetzter Umfang	U	=	67,98	[m]
Mittlere Fließrichtung			355,48	[°N]
Richtung Bezugsquerschnitt			85,48	[°N]
Made Good	Made Good	=	64,37	[m]
Gesamte Wegstrecke	Total Path	=	67,12	[m]
Mittlere Geschwindigkeit a. d. Oberfläche	Vo	=	1,06	[m/s]
Verhältnis Vm/Vo	Vm/Vo	=	0,87	[m/s]
Maximale Geschwindigkeit a. d. Oberfläche	max Vo	=	1,49	[m/s]
Profilwert nach Rinsum	P	=	135,28	[m^2½]
Q/P	c*Wurzel(I)	=	0,72	[m^½/s]
Profilwert nach Strickler	Pst	=	147,16	[m^(8/3)]
Q/Pst	k*Wurzel(I)	=	0,66	[m^(1/3)/s]
Abflußspende	q	=	24,84	[l/s km²]
Mittlere Echointensität	Echo	=	78,94	[counts]
Mittlere Vertikalgeschwindigkeit	Vvert	=	-0,02	[m/s]
Prozent des Querschnitts durch Messung erfasst	% A	=	67	[-]
Uferabstand links	Abst, li	=	1,00	[m]
Uferabstand rechts	Abst,re	=	2,00	[m]
Abstand Wsp - OOZ	Blanking	=	0,23	[cm]
Prozent über der Sohle nicht erfasst	% So	=	18	[-]

Im Pegelprofil gemessen:	nein	Ufertyp links:	Dreieck
Hydraulisches Verhalten:	gleichbleibend		Koeffizient = 0,35
Umläufigkeit:	nein		
Messgerät:		Ufertyp rechts:	Dreieck
Messboot:			Koeffizient = 0,35

Bemerkungen1:	Bemerkungen2:
MessungNr 54/2009 Kurve : 97,3 m³/s	

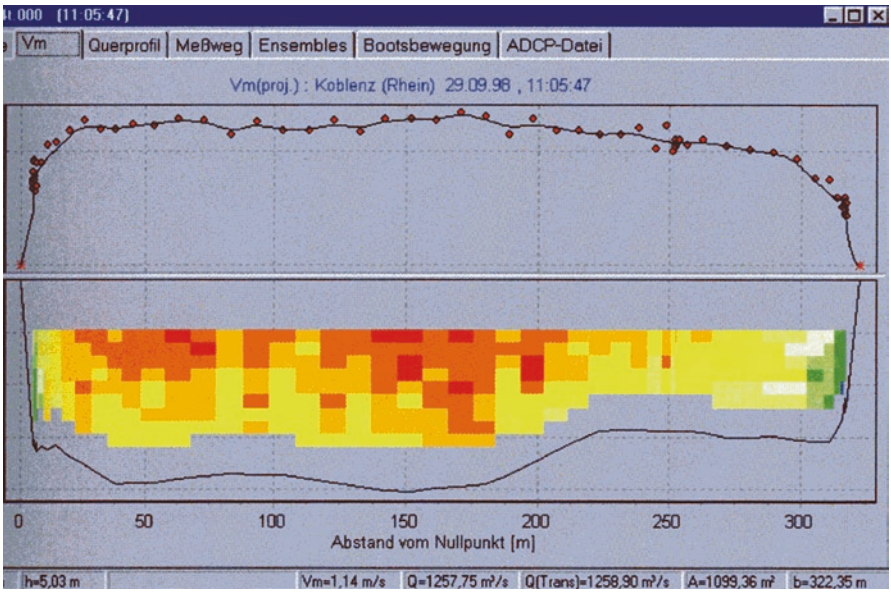


Abb. 4.85 Geschwindigkeitsverteilung mit Bezugsquerschnitt nach AGILA. (Adler 2005)

wesentlichen Kennlinien und Parameter einer Auswertung nach der Pegelvorschrift ermittelt werden (Tab. 4.16 und Abb. 4.85).

Da Wiederholungsmessungen zur Verringerung der Messunsicherheit empfohlen werden (zumindestens eine Hin- und Rückfahrt, besser zwei Hin- und Rückfahrten), ist eine rechnerische und graphische Überlagerung verschiedener Messungen, wie sie seinerzeit von Morgenschweis (1989), Morgenschweis u. Vogelbacher (1990) für Flügelmessungen eingeführt wurde, bei AGILA möglich. Abbildung 4.86 gibt als Beispiel die Überlagerung von vier Einzelmessungen einer Messkampagne am Pegel Wetter/Ruhr, von der in den Abb. 4.83 bis 4.85 Ergebnisse dargestellt sind. Abbildung 4.86 und Tab. 4.16 enthalten darüber hinaus weitere Parameter, wie z. B. den Flussquerschnitt, die mittlere Wassertiefe, die mittlere Strömungsgeschwindigkeit, sowie hydraulische Kennwerte, wie z. B. $c\sqrt{I}$, P etc., wie sie von der Pegelvorschrift allgemein gefordert und zur Extrapolation von Durchflusskurven benötigt werden (s. Kap. 5.4.3).

Durch die Einführung dieser Software, die heute im deutschsprachigen Raum fast ausschließlich eingesetzt wird, wurde m. E. die ADCP-Messtechnik in der Praxis „hoffähig“.

TIDE: Software zum Auswerten und Visualisieren von ADCP-Querschnittsmessungen in Tideflüssen gemäß den Anforderungen der Pegelvorschrift (Bundesanstalt für Gewässerkunde, Adler u. Nicodemus 2000) Die Kenntnis der Strömungs- und Durchflussverhältnisse in einem begrenzten Querschnitt eines Tideästuars ist für viele Belange der Gewässerkunde, des Strombaus, der Gewässerunterhaltung sowie der Schifffahrt von Bedeutung. Mit der Software TIDE kann

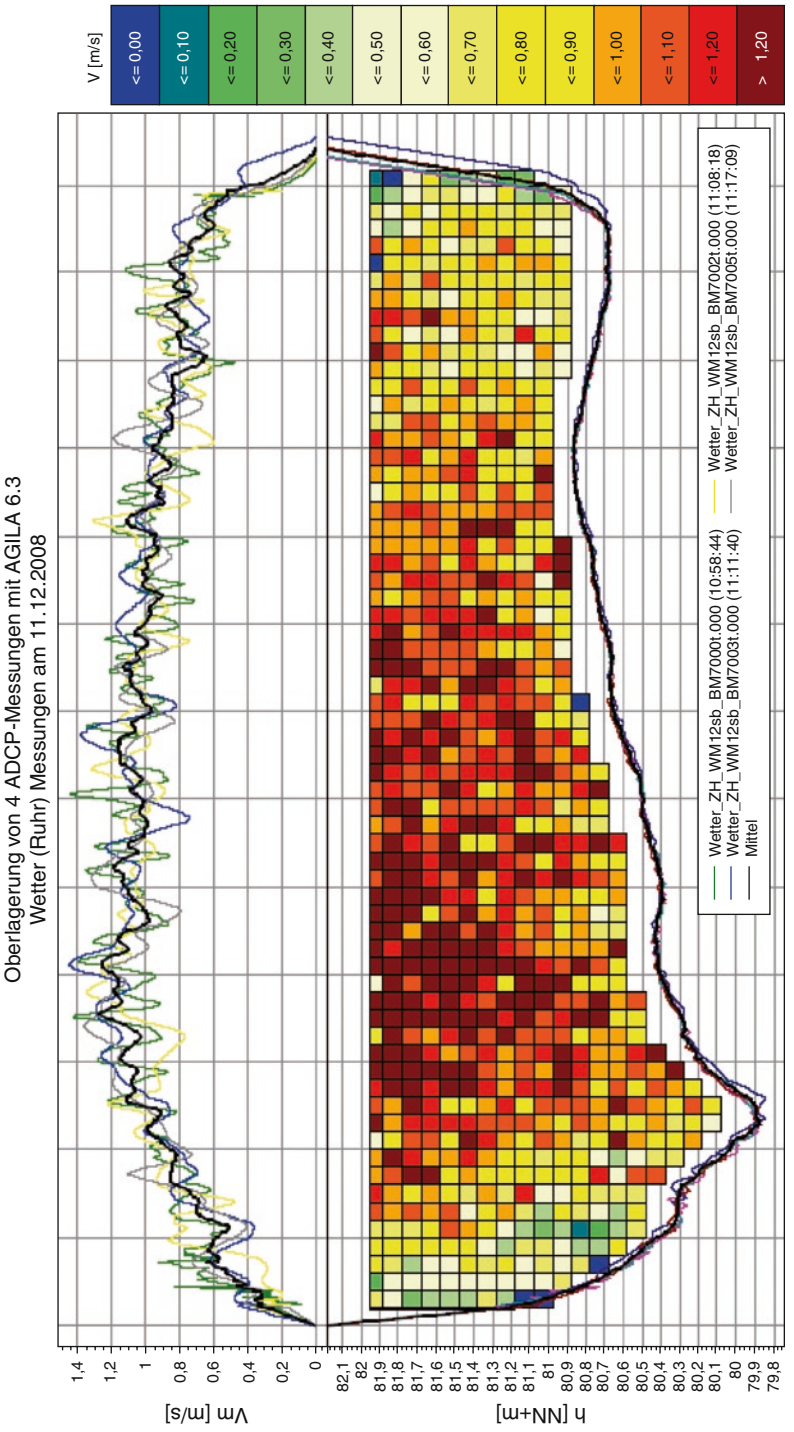


Abb. 4.86 Auswertung von ADCP-Messungen am Pegel Wetter/Ruhr nach Pegelvorschrift mit Überlagerung und Mittelung (Ruhrverband Essen)

eine komplette Tidemessung, die sich aus einer Serie von Messfahrten zusammensetzt, ausgewertet und visualisiert werden.

Eine Eintidenmessung beginnt i. Allg. vor Einsetzen des Flutstroms und dauert mehr als 13 h. Während dieser Zeit fährt das ADCP-Boot das Profil kontinuierlich ab und misst so die Änderungen der Strömungsverhältnisse im Verlauf der Tide. Für jede Messfahrt wird eine Datei angelegt, in der die Strömungsverhältnisse, das Tiefenprofil, der Durchfluss und Navigationsdaten gespeichert sind.

TIDE berechnet und visualisiert:

- die Tiefenprofile,
- Ganglinien des Wasserstands, des Durchflusses, der mittleren Querschnittsgeschwindigkeit, der Hauptströmungsrichtung und der mittleren Echointensitäten,
- die Strömungsprofile im Messquerschnitt (originale oder projizierte Fließgeschwindigkeiten und auch Vertikalgeschwindigkeiten),
- die Profile der Echointensitäten im Messquerschnitt,
- die Wege des Schiffs während der Messfahrten,
- tiefengemittelte Strömungsvektoren sowie Strömungsvektoren im Messquerschnitt,
- Kartendaten, mit denen die Messfahrten räumlich dargestellt werden können,
- Querprofile aus externen Quellen zusammen mit Tiefenprofilen und
- Ganglinien der Fließgeschwindigkeit und des Abflusses aus Messungen mit anderen Messgeräten in Bereichen außerhalb des Messquerschnitts (wegen Details wird auf Adler u. Nicodemus 2000, 2005 verwiesen).

VISEA: Software zum Erfassen von ADCP-Daten in Echtzeit (AquaVision BV, Niederlande) Mit VISEA können die Daten aller ADCP-Typen von RD-Instruments erfasst, im Playback angeschaut oder neu berechnet werden. Bei problematischen Messbedingungen an der Gewässersohle, hervorgerufen durch Geschiebe oder Schlamm, kann es notwendig sein, externe Sensoren wie Kreiselkompass, Roll- und Stampfsensoren, Echolot oder DGPS als Ergänzung zum ADCP einzusetzen. Mit VISEA können die Daten beliebiger externer Sensoren unabhängig von deren Ausgabeformat erfasst, gespeichert und zusammen mit den ADCP-Daten verarbeitet werden.

Um die Sensoren richtig aufeinander abzustimmen, bietet VISEA die Möglichkeit, die Lageabweichung zwischen DGPS-Antenne und ADCP zu berücksichtigen und eine Kompasskalibrierung durchzuführen.

Standardmäßig bestimmt das ADCP den Durchfluss autonom aus selbst gemessenen Strömungsgeschwindigkeiten, Wassertiefen und dem Bootsweg über Grund. Der *Bootsweg* (bottom track) kann systematisch fehlerhaft sein, wenn z. B. die Gewässersohle durch starken Geschiebetrieb in Bewegung ist. Mit VISEA lässt sich eine solche Störung leicht erkennen. Dazu dient die doppelte Visualisierung des Bootswegs, zum einen nach bottom track und zum anderen aus DGPS-Navigationsdaten. Bei Abweichung der beiden Bootswege können die Navigationsdaten statt der verfälschten bottom track-Daten zur Abflussberechnung verwendet werden.

Tiefenmessungen können zusätzlich von einem externen Echolot durchgeführt werden, um die entsprechenden ADCP-Daten zu ersetzen. Das wird dann erforderlich, wenn der ADCP die Gewässersohle nicht erkennen kann, z. B. bei schlammigem Grund.

Die Messwerte aller internen und externen Sensoren, auch redundante, werden gespeichert und stehen für eine anschließende Durchflussberechnung zur Verfügung. Generell ist es in der Nachbearbeitung möglich, Datenfiles zu korrigieren, in dem z. B. Offsets bei der Schallgeschwindigkeit oder beim Kompass eingearbeitet werden.

Die doppelte Visualisierung des Schiffswegs eröffnet eine weitere interessante Anwendungsmöglichkeit des ADCP. Aus der Differenz zwischen Schiffsweg nach ADCP-bottom track und nach DGPS-Navigationsdaten kann die Geschwindigkeit des Geschiebes berechnet werden. Nimmt man ein Echolot mit zwei Frequenzen hinzu, lässt sich zusätzlich die Schichtdicke des Geschiebes bestimmen.

AquaVision bietet zusätzlich unter dem Namen PROFIS eine Software zur weitergehenden, auch räumlichen, Präsentation von ADCP-Messdaten. Wegen weiterer Details wird auf die Herstellerliste und die Homepage verwiesen.

LOG_aFlow: Software zur raum-zeitlichen Auswertung von ADCP-Daten (General Acoustics, Kiel) Aus einer Serie von über ADCP-Profilmessungen (s. Abb. 4.87a) gewonnenen Daten werden die Randbedingungen für die numerische Lösung der allgemeinen hydrodynamischen Grundgleichungen abgeleitet. Ein numerisches Modell ermöglicht dann eine hydrodynamische Interpolation der Einzelmessdaten in Raum und Zeit (Müller u. Eden 2002). Ergebnis ist eine 3-dimensionale Darstellung der Geschwindigkeitsvektoren des Wasserkörpers (s. Abb. 4.87b).

Die räumliche Verteilung der Geschwindigkeitsvektoren in Abb. 4.87b ermöglicht sowohl die Festlegung der Lage des besten Einstiegs in Fischaufstiegsanlagen als auch die Abschätzung der zu erwartenden Strömungsgeschwindigkeit an dieser Stelle. Das Verfahren hat sich bewährt und wird in der Praxis bei der Konzipierung und Kontrolle von Fischaufstiegsanlagen eingesetzt. Abbildung 4.87b zeigt als Beispiel einen Ausschnitt aus Untersuchungen unterhalb des Wehres am Hengsteysee, einem der Stauseen in der mittleren Ruhr. Wegen Details hierzu wird auf Morgenschweis (2005, 2006) verwiesen.

Erschwerende Messbedingungen für ADCP-Messungen:

a) Bewegte Gewässersohle
   Um den Durchfluss mit einem Moving Boat-ADCP korrekt erfassen zu können, muss die Bootsgeschwindigkeit exakt gemessen werden. Bei bewegter Bodenschicht, z. B. durch Geschiebebewegung an der Gewässersohle während eines Hochwassers, wird das Bodenecho beeinflusst und das ADCP misst die Fahrgeschwindigkeit bezogen auf die bewegte Sohle und nicht relativ zur ruhenden Sohle. Daraus resultiert eine Unterschätzung der Fließgeschwindigkeit und des Durchflusses. Die Auswertesoftware kann diesen systematischen Fehler nicht erkennen.

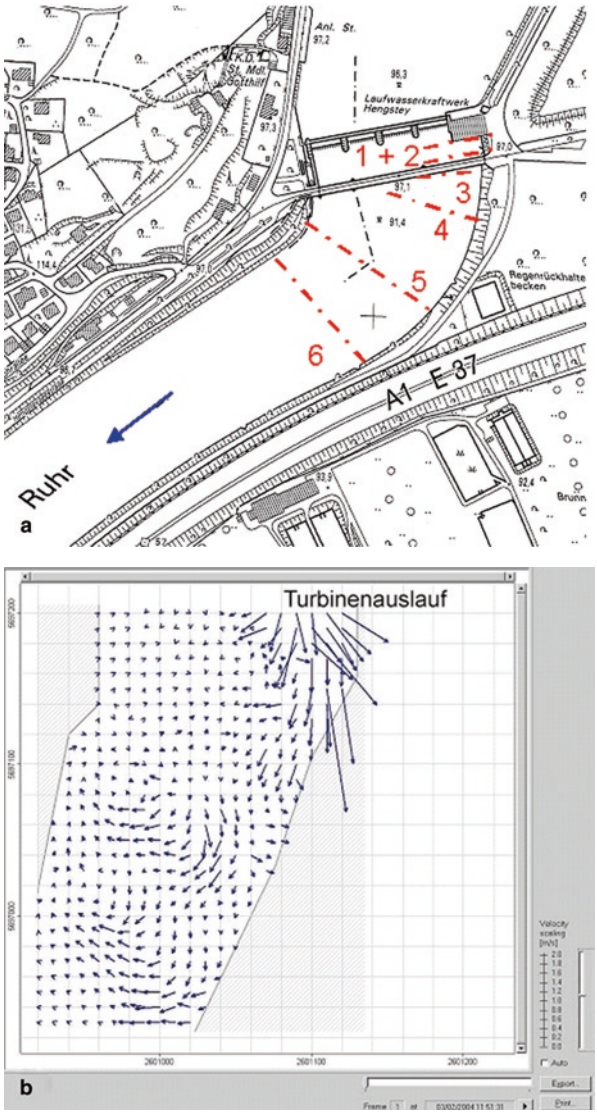


Abb. 4.87 Räumliche Verteilung der Geschwindigkeitsvektoren unterhalb des Wehres Hengstey/Ruhr am 28.1.2004 **a** Lage der ADCP-Transekte **b** Abgeleitete Geschwindigkeitsvektoren. (Morgenschweis 2005)

Zur Überprüfung, ob solche Verhältnisse vorliegen, gibt es nach Adler (2008) folgende Testmöglichkeiten:

- Kontrolle der Gewässerbreite durch Überprüfung der vom ADCP zwischen Start- und Stoppposition angegebenen Entfernung mit Hilfe eines externen Distanzmessgerätes (z. B. Leica Distomat). Ist die vom ADCP gemessene Entfernung größer als in Wirklichkeit, ist dies ein Indiz für eine vorhandene bewegte Gewässersohle.

- Kontrolle, ob sich der angezeigte Fahrweg über Grund bei einem geschlossenen Messweg von Ufer zu Ufer über den Querschnitt und zurück zum Startpunkt schließt oder einen deutlichen stromaufwärts gerichteten Versatz aufweist; letzeres ist ein Indiz für bewegte Bodenschichten.
- Zeigt der gleiche Plot beim Verweilen auf einer festen Position im Gewässerquerschnitt eine Schiffsbewegung nach Oberstrom, handelt es sich um eine Messstelle mit bewegter Sohle.

Werden bewegte Schichten an der Gewässersohle festgestellt, können diese bei AGILA entsprechend berücksichtigt werden oder das Messprofil wird mit einem separaten Echolot oder DGPS zusätzlich, d. h. unabhängig vom ADCP, gemessen. Die Software VISEA (s. Abschnitt) „Software zur weitergehenden Auswertung…“ enthält einen Modus, bei dem sich solche Störungen durch doppelte Visualisierung des Bootswege (bottom track und DGPS-Navigation) leicht erkennen lassen.

b) Suspendierte Sedimente
Wenn an der Gewässersohle eine Schicht suspendierter Sedimente mit hoher Konzentration vorhanden ist, wird der Übergang zum festen Grund unscharf und das ADCP findet die Gewässersohle nicht und kann folglich die Wassertiefe über Grund nicht messen. Abhilfe bietet hier der Einsatz eines externen niederfrequenten Echolots, dessen Ergebnisse in die vorhandene Auswertesoftware eingespeist werden können. Gleichzeitig kann das ADCP bei schlammiger Gewässersohle die Geschwindigkeit über Grund nicht erfassen und es muss analog zu Punkt a) („Bewegte Gewässersohle“) ein separates DGPS eingesetzt werden. Die Software VISEA bietet auch für diese ungünstigen Randbedingungen Hilfe an.

ADCP-Geräteträger für das Moving Boat-Verfahren: Um das ADCP-Gerät nach dem Moving Boat-Verfahren einsetzen zu können, bedarf es technischer Vorrichtungen, mit deren Hilfe es schwimmend über das Gewässer bewegt werden kann.

Bei der Wahl des Geräteträgers sind nach Adler (2008a) folgende Grundsätze zu beachten:

- Damit der im ADCP integrierte Magnetkompass unbeeinflusst ist von Störungen durch Eisen oder elektromagnetische Felder von Antriebsmotoren und die Strömungsrichtung korrekt ermittelt, sollten Boote oder Schwimmkörper möglichst aus Kunststoff oder Aluminium sein.
- Das Messgerät sollte geschützt installiert werden, z. B. in einem Messschacht, damit die Keramiksensoren bei Fahrten in Ufernähe nicht beschädigt werden.
- Die ADCP-Sonde muss so tief eintauchen, dass keine Luftblasen von der Bootsfahrt erzeugt und vor die Sensoren gespült werden, da dies zu Messausfällen führt.

Diese Grundsätze beachtend, wurden im Laufe der letzten Jahre eine Reihe von Geräteträgern entwickelt, die sich in der Praxis bei großen und kleineren Gewässern bewährt haben:

Abb. 4.88 Trailerbares Kunststoffboot mit ADCP-Messschacht. (Foto: M. Adler)

- *bemannte Messboote* verschiedener Größen aus Kunststoff (Abb. 4.88) oder Aluminium (Abb. 4.89a, b). Die Messboote in den Abb. 4.88 und 4.89 sind trailerbar, d. h. sie können auf der Straße schnell von Messstelle zu Messstelle transportiert werden (Details s. Adler 2008a).
- *unbemannte ferngesteuerte Boote* (Abb. 4.90a und b). Diese werden dort eingesetzt, wo z. B. bei Hochwasser Messungen mit bemannten Booten zu gefährlich sind.

Abb. 4.89 Aluminiumboot als Geräteträger. **a** Messung mit Ausleger. **b** Messboot auf Trailer. (Fotos: Ruhrverband)

Abb. 4.90 Ferngesteuertes Boot, Typ Q-Boat von Oceanscience. **a** ADCP-Gerät und Bootsantrieb **b** im Messeinsatz. (Fotos: Ruhrverband)

- *Schwimmkörper ohne Antrieb*, die mit Seilkrananlagen oder von Brücken aus an einem Seil über den Gewässerquerschnitt gezogen werden, z. B. der Trimaran „Riverboat" von Oceanscience (Abb. 4.91a und b), der RiverCAT von SonTek (s. Abb. 4.92), das StreamPro von RDI (Abb. 4.93) oder der Qliner von Ott (s. Kap. 4.6.2.2).

Die Messdaten werden sowohl beim ferngesteuerten Boot als auch bei den Schwimmkörpern ohne Antrieb per Funk an einen Laptop oder Palmrechner am Ufer zur Weiterverarbeitung gesendet.

In der Praxis kommt in Deutschland am häufigsten der Trimaran, der im Versuchskanal strömungstechnisch optimiert wurde, zum Einsatz.

Kalibrierung: Im Gegensatz zum klassischen hydrometrischen Flügel, der in der in Schleppkanälen „geeicht" werden kann (vgl. Kap. 4.5.4), gibt es für ADCP-Geräte bis heute keine entsprechenden Einrichtungen zur Kalibrierung und Überprüfung der Messgeräte. Nach Herschy (2009) wird zurzeit an der Entwicklung einer solchen Einrichtung gearbeitet. Bis dahin können ADCP-Geräte, unabhängig ob nach dem Moving Boat- oder Lotrechtenverfahren eingesetzt, nur durch Vergleichsmessungen mit herkömmlichen Geschwindigkeitsmessgeräten, i. d. R. hydrometrischen Flügeln, kalibriert werden. Solche Vergleichsmessungen geben auch einen ersten Einblick in die Unsicherheit von ADCP-Messungen.

Abb. 4.91 Trimaran als ADCP-Geräteträger mit **a** 1200 kHz- ADCP Workhorse Rio Grande **b** im Einsatz am Seil geschleppt von einer Brücke

Unsicherheiten von Moving Boat-ADCP-Messungen: Die Ermittlung der Unsicherheit von Moving Boat-ADCP-Messungen ist methodisch erheblich komplexer als bei Flügelmessungen (s. Kap. 4.5.14), da hierbei zusätzlich der Geschwindigkeitsvektor des Bootes und die Ausrichtung der Bootskoordinaten auf die feststehenden x-, y-, z-Achsen berücksichtigt werden muss.

Grundsätzlich sollte das im „Leitfaden zu Messunsicherheiten in der Hydrologie (HUG)“ (DIN ISO/TS 25377) im Januar 2008 als Vornorm erschienene neue Konzept der Fehlerbetrachtung genutzt werden.

M. Muste von der Universität of Iowa hat sich in den letzten Jahren intensiv mit Genauigkeitsfragen von ADCP-Messungen befasst (Muste et al. 2004a, b). Ebenso R. Mardsen von Teledyne RDI, der 2005 eine umfassende Fehlerbetrachtung vorgestellt hat (Mardsen 2005), die jedoch zum einen noch nicht die Methodik von HUG berücksichtigt und zum anderen von einem nicht unabhängigen Firmenvertreter aufgestellt wurde.

In Herschy (2009) ist in Anlehnung an das HUG-Konzept eine qualitative Zusammenstellung aller Unsicherheitsquellen bei einer Moving Boat-ADCP-Messung enthalten. Aber ein Großteil der dort für diese Messmethodik aufgeführten spezifischen 20 Einzelfehlergrößen und die zugehörigen Kennwerte sind fachlich noch nicht bearbeitet worden. Adler (2008a) hat die Summe der ADCP-Einzelunsicherheiten in einer Gesamtgleichung nach HUG zusammengestellt und plädiert ange-

Abb. 4.92 RiverCat als Geräteträger für ein SonTek Mini-ADCP montiert an einer Seilkrananlage

Abb. 4.93 Flachwasser-ADCP StreamPro. (Foto: Bornhöft)

sichts der sich ergebenden „monströsen“ Gleichung für die Anwendung von Typ A der HUG-Methodik, d. h. der statistischen Analyse von Feldmessungen; alles andere hält er für unpraktikabel. Er führt als Beispiel Ergebnisse von Vergleichsmessungen bei Ringversuchen der Bundesanstalt für Gewässerkunde mit 44 verschiedenen ADCP-Geräten im Rhein bei Koblenz im Jahre 2007 an (Abb. 4.94). Es ist zu erkennen, dass bis auf 2 von 44 Messungen die ADCP-Messungen um maximal 4 %, die überwiegende Mehrheit der Messungen lediglich um ±2 % von der Referenzmessung abweichen.

Detaillierte Auswertungen früherer Vergleichsmessungen der Bundesanstalt für Gewässerkunde mit hydrometrischen Flügeln an Rhein und Mosel (Adler 1992) ergaben folgende Ergebnisse:

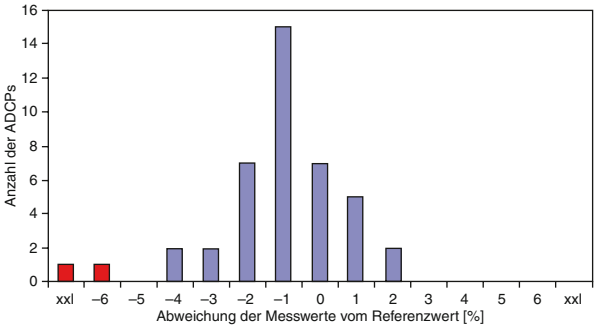


Abb. 4.94 Häufigkeitsverteilung der Abweichung von ADCP-Messungen von einem Referenzwert beim BfG-Ringversuch 2007. (Adler 2008a)

- Reproduzierbarkeit der Messungen:
  Die Abweichungen lagen bei maximal ±1 %.
- Ermittelte Durchflüsse:
  Die Abweichungen in den Endergebnissen schwankten zwischen +2 und +3,6 %. In beiden Fällen wurden mit dem ADCP leicht höhere Durchflüsse gemessen. Die Abweichungen liegen aber nach Adler (1992) innerhalb der Genauigkeit konventioneller Durchflussmessverfahren.
- Gemessene Strömungsgeschwindigkeiten:
  Für niedrige Geschwindigkeiten sind die von beiden Geräten gemessenen Fließgeschwindigkeiten praktisch gleich, für hohe Geschwindigkeiten (1,7–2,0 m/s) wurden beim ADCP um 4 % geringere Geschwindigkeiten gemessen. Insgesamt, d. h. über den Gesamtquerschnitt, differieren die Ergebnisse nur um 1 %.
- Gemessene Wassertiefen:
  Diese sind aufgrund der Mittelbildung der 4 Transekte mit einem systematischen Fehler behaftet. Die tatsächlichen Tiefen wurden dabei um ca. 15 cm überschätzt. Dies hat bei Tiefen von 3 bis 4 m Auswirkungen auf den ermittelten Durchfluss von 2–3 %.

Vergleichsmessungen in den USA (z. B. Muste et al. 2004a, b) an 12 Messstellen mit Durchflüssen zwischen 21 und 1.690 m^3/s ergaben Abweichungen zwischen 5–8 %.

Umfangreichere Messungen in China am Yangtze mit Durchflüssen zwischen 5.000 und 65.000 m^3/s, bei Geschwindigkeiten zwischen 0,45 und 3,62 m/s und Wassertiefen zwischen 6 und 7 m ergaben Standardabweichungen zwischen 6,5 % und 7 %; bei Nutzung von DGPS und einem Magnetkompass reduzierten sich die Abweichungen auf Werte zwischen 2 % und 5 % (nach Herschy 2009).

In einem Erfahrungsbericht über ADCP-Messungen in Schweden wird auf Probleme mit ADCP-Messungen bei geringen Fließgeschwindigkeiten verwiesen (Jonson 2006).

Insgesamt wurde aus diesen Untersuchungen der Schluss gezogen, dass Messungen mit Moving Boat-ADCP sowohl bei den Fließgeschwindigkeiten als auch bei den Durchflüssen gute Übereinstimmungen mit Flügelmessungen zeigen; lediglich bei der Sohlprofilpeilung ergeben sich systematisch leicht erhöhte Werte. Dies wur-

de auch von Firzell et al. (2008) in einer aktuellen Studie mit dem „kleinen“ ADCP StreamPro bestätigt.

Die angeführten Vergleichsmessungen belegen, dass ADCP-Messungen nach der Moving-Boat-Methode damit auf jeden Fall eine vergleichbare, wenn nicht höhere Genauigkeit als Flügelmessungen erreichen.

Vor- und Nachteile von Moving Boat-ADCP-Messungen: Gegenüber allen „klassischen“ Geschwindigkeitsflächenverfahren, ob unter Nutzung von Punktgeschwindigkeitsmessungen (Kap. 4.5.4–4.5.11) oder von integrierend gemessenen Lotrechten- oder Querschnittsgeschwindigkeiten (Kap. 4.6.1–4.6.3), haben Moving Boat-ADCP-Messungen nach Herschy (2009) folgende *Vorteile*:

a) geringerer Zeitbedarf; Adler (2006) gibt als Beispiel einer Durchflussmessung am Rhein bei Iffezheim folgenden Zeitbedarf an:
   mit Flügel: 8 h,
   mit ADCP: 2 h;
b) einsetzbar in den größten und kleinsten Flüssen der Welt,
c) Hochwasserscheitelwerte können auf Grund der kürzeren Messzeit und der Mobilität der Messgeräte leichter erfasst werden,
d) Messgeräte können von Brücken und Seilkrananlagen einfach eingesetzt werden,
e) sie sind besser für Messungen unter Eis geeignet,
f) sie können zur räumlichen Erfassung von See- und Talsperrentiefen genutzt werden und
g) sie sind wegen der unter Punkt a) angeführten Zeitersparnis grundsätzlich preiswerter. Das unter Punkt a) genannte Beispiel umgerechnet in Kosten ergibt für eine Komplettmessung Kosten von:
   für Flügelmessung: 2.500 €,
   für ADCP-Messung: 500 €.

Die Differenz der Messergebnisse betrug dabei ≤1 %. Die Aussagen über Zeit- und Kostenersparnis hängen naturgemäß von der vorhandenen Gewässerbreite und dem Durchfluss ab. Bei kleineren Gewässern wird der Vorteil entsprechend geringer.

Nachteilig ist, dass

a) der Einsatzbereich beschränkt ist auf Gewässer mit einer geeigneten Breite-Tiefe-Relation, damit der Bereich ohne Messungen an der Sohle, an der Wasseroberfläche und an den Ufern nicht größer als 1:4 ist,
b) die eingesetzte Messtechnik komplex ist und eines gut geschulten und erfahrenen Personals bedarf, d. h. intensive Schulung essentiell ist,
c) die heute auf dem internationalen angebotenen Moving Boat-ADCP-Messgeräte alle englischsprachige Displays haben; dies erschwert die Nutzung durch fremdsprachenunkundiges technisches Personal.

Schulung: Hier ist anzumerken, dass es im deutschsprachigen Raum bisher von den Lieferfirmen mehrtägige Einführungen in die ADCP-Messtechnik gab.

Darüber hinaus wird seit 2000 von der Bundesanstalt für Gewässerkunde in Koblenz alle zwei Jahre ein Anwendertreffen zu ADCP-Messungen organisiert (Adler

Abb. 4.95 ADCP-Messboote auf dem Rhein bei Koblenz anlässlich des Anwendertreffens 2007. (Foto: Ruhrverband)

2008a). Dies stellt einerseits einen großangelegten Ringversuch dar, da alle Anwender mit ihrem kompletten Messensembles zeitsynchron Messungen durchführen. Beim letzten Treffen im Jahre 2007 waren 44 Messtrupps aus 10 Ländern vertreten. Abbildung 4.95 gibt einen Eindruck von der großen Anzahl der zum Einsatz kommenden Geräte. Andererseits fungieren diese Treffen als Austausch- und Informationsbörse und sind so fester Bestandteil der Schulung des Messpersonals.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass Moving Boat-ADCP-Messgeräte verschiedener Hersteller heute schon einen Standard bei Durchflussmessungen in größeren Gewässern darstellen (vielleicht sogar die einzig sinnvolle Methode) und dass sie durch Neuentwicklungen (Mini-ADCP) zunehmend mittlere und kleinere Gewässer erobern. Sie sind relativ schnell durchzuführen und daher für Hochwassermessungen prädestiniert. Ihre sinnvolle Anwendung ist von den örtlichen Verhältnissen, insbesondere der Relation von Gewässertiefe zu Gewässerbreite, abhängig. Eine intensive Schulung des Messpersonals ist zwingend. Eine Einrichtung zur Kalibrierung bzw. Überprüfung der Kalibrierung der Messgeräte wäre wünschenswert.

Bei ungünstigen Gewässersohlenbedingungen (bewegte Sohle, schlammige Sohle) ist der zusätzliche Einsatz von DGPS-Geräten und Echoloten bzw. die Anwendung des im Folgenden vorgestellten Lotrechten-ADCP empfehlenswert (vgl. Abschnitt „Messungen unter speziellen Bedingungen“).

4.6.2.3 ADCP-Messungen nach dem Lotrechtenverfahren

Einführung: Für Messungen nach dem Moving Boat-Verfahren ist ein gutes Bodenecho erforderlich, um die Bootsgeschwindigkeit eindeutig zu bestimmen, die die Auswertesoftware zur adäquaten Kompensation benötigt. Eine bewegte Bodenschicht infolge z. B. Geschiebetransports bei Hochwasser beeinflusst die Messung des Bodenechos. Wie in Kap. 4.6.2.2 im Abschnitt „Erschwerende Messbedingungen“ erläutert, gibt es verschiedene Lösungsmöglichkeiten, ADCP-Messungen unter diesen Randbedingungen durchzuführen, wie z. B. die getrennte Profilaufnahme mit

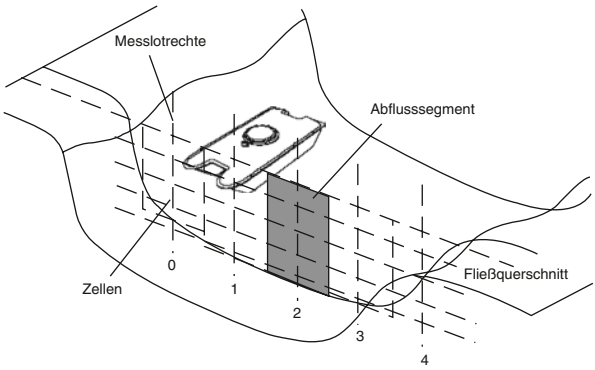


Abb. 4.96 Unterteilung eines Messquerschnitts beim Lotrechtenverfahren. (Ott 2008)

DGPS-Messungen. Eine weitere Lösung bietet der Einsatz des klassischen Lotrechtenverfahrens, wie es typischerweise bei Flügelmessungen (s. Kap. 4.5.4) eingesetzt wird, da hierbei Lotrechte für Lotrechte die Messtiefe bestimmt wird. Für das Lotrechtenverfahren stehen stationär arbeitende ADCP-Messgeräte zur Verfügung.

Messverfahren: Beim Lotrechtenverfahren wird der Messquerschnitt unter Berücksichtigung der Gewässergeometrie in eine Vielzahl von Messlotrechten (Vertikale) eingeteilt. Abbildung 4.96 zeigt schematisch die Unterteilung in Messlotrechte und horizontale Ebenen (Zellen).

Lage und Anzahl der Messlotrechten werden vom Anwender festgelegt.

An jeder Messlotrechten wird analog zur Durchführung einer integrativen Flügelmessung das Messgerät positioniert und das dann stationäre ADCP misst die Messtiefe und das Geschwindigkeitsprofil (s. Abb. 4.97). Mit Hilfe mathematischer Verfahren wird daraus die mittlere Geschwindigkeit v_m einer Lotrechten bestimmt.

Messgeräte: Für ADCP-Messungen nach dem Lotrechtenverfahren können zum einen die in Kap. 4.6.2.2 bei der Moving Boat-Methode vorgestellten Messgeräte verwendet werden; die ursprünglich nur beim StreamPro-ADCP vorhandene Option „section by section“, die dem oben beschriebenen Lotrechtenverfahren entspricht, ist heute bei allen ADCP-Geräten, die mit neuerer Software, wie z. B. WinRiver II, betrieben werden, möglich.

Zum anderen gibt es im Qliner eine Weiterentwicklung der Anwendung des Aquadopp von NorTek (s. Kamminga 2005 und Abb. 4.99). Dabei handelt es sich um ein Katamaranboot aus glasfaserverstärktem Kunststoff (ca. 1 m lang und 50 cm breit; Gewicht 11 kg), unter dessen Rumpf ein Ultraschall–Doppler–Profiler vom Typ Aquadopp befestigt ist (Abb. 4.99). Die Frequenz beträgt, je nach gewünschter Messtiefe, 1 oder 2 MHz. Die erforderliche minimale Wassertiefe ist entsprechend 0,45 bzw. 0,35 m. Das Gerät hat einen Messbereich in der Geschwindigkeit von ±10 m/s und erreicht nach Herstellerangaben bei einer maximalen Messfrequenz von 1 Hz eine Genauigkeit von ±0,5 cm/s. Als Bediengerät dient ein Pocket PC, die Daten werden per Bluetooth funkübertragen.

Der Qliner arbeitet mit 4 Schallstrahlern (s. Abb. 4.98). Schallstrahl 1 und 2 berechnen die Geschwindigkeit und werden alternativ zur Tiefenmessung heran-

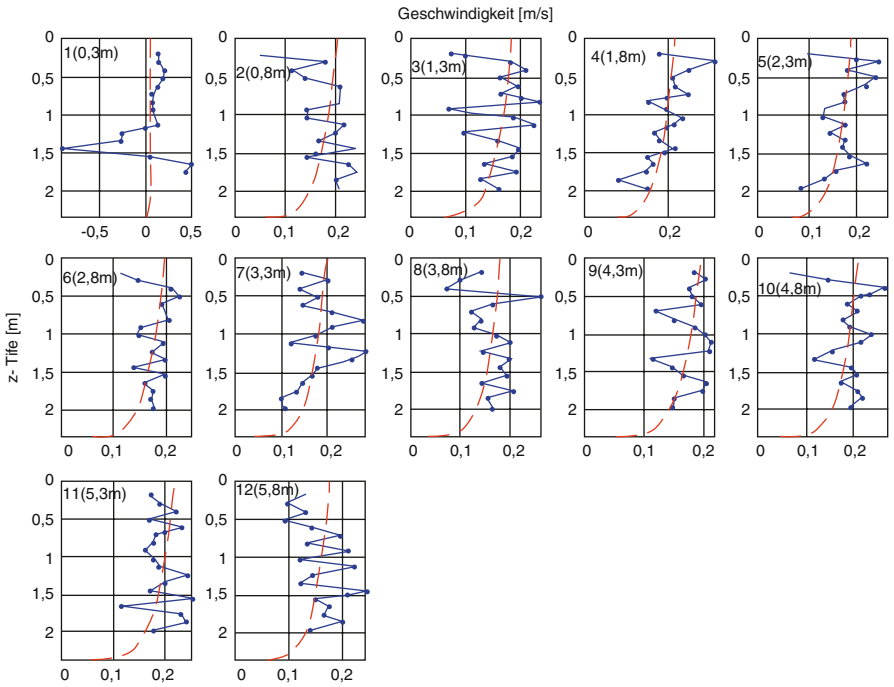


Abb. 4.97 Geschwindigkeitsprofile aller Lotrechten einer Messung in einem Kanal. (Kamminga 2005)

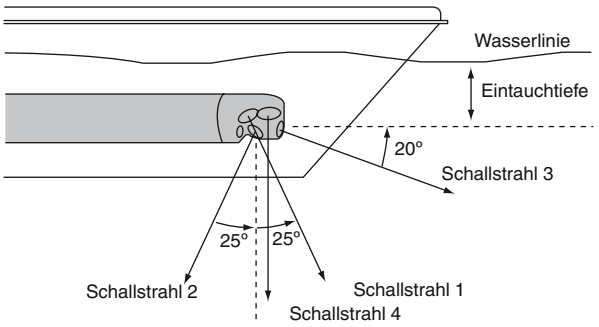


Abb. 4.98 Schallstrahlen des Qliners. (Ott 2008)

gezogen. Schallstrahl 3 misst die Geschwindigkeit im oberflächennahen Bereich (eindimensional). Schallstrahl 4 misst die Tiefe.

Durchführung einer stationären ADCP-Messung: Der Qliner ist unter einem Katamaran montiert (s. Abb. 4.99) und wird mit Hilfe eines Seils z. B. von einer Brücke oder entlang eines über den Querschnitt gespannten Endlosseils („Wäscheleinenprinzip“) oder mit Hilfe einer vorhandenen Seilkrananlage (Abb. 4.100) an die gewünschte Position im Gewässer gezogen und dort nach Möglichkeit fixiert.

Abb. 4.99 Qliner montiert unter dem Katamaran. (Foto: Ott Messtechnik)

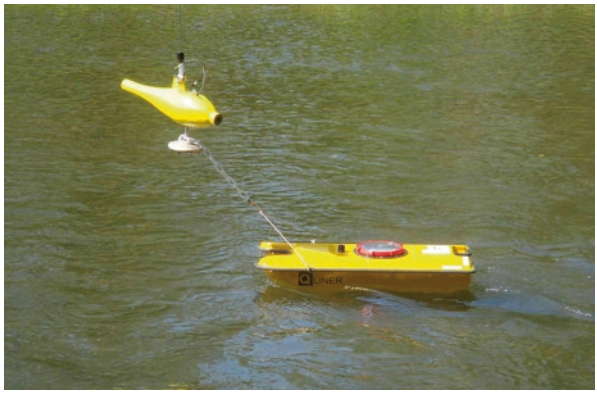


Abb. 4.100 Qliner befestigt am Schwimmkörper der Seilkrananlage des Pegels Nossen. (Foto: S. Siedschlag)

Abb. 4.101 Bediengerät (PDA) des Qliner. (Foto: S. Siedschlag)

Der Einsatz von einem Messschiff aus mit Hilfe eines ausschwenkbaren Auslegers ist ebenfalls möglich. Der Ablauf der Messung entspricht im Wesentlichen dem einer Flügelmessung. Da jedoch im Gegensatz zum Flügel die Geschwindigkeiten aller Messpunkte einer Lotrechten simultan gemessen werden können, verkürzt sich die Messdauer für eine Messlotrechte erheblich. Dauert beispielsweise bei einer Wassertiefe von 2 bis 3 m die Flügelmessung in einer Lotrechten ca. 10 Min, so wird mit dem Qliner dagegen nur eine Minute benötigt. Die Messdaten werden per Bluetooth-Datenfunk an einen Personal Digital Assistant (PDA) übertragen; dieser Rechner ist handflächengroß und spritzwassergeschützt (s. Abb. 4.101).

Der Qliner wird von Ott, Kempten hergestellt und vertrieben (Lieferfirmenverzeichnis am Ende des Kapitels) und stellt eine Alternative zur Moving Boat-ADCP-Messung dar.

Auswertung einer stationären ADCP-Messung: Zu den eingesetzten Geräten wird von den Herstellern Software zum Erfassen und Auswerten der Messdaten zur Verfügung gestellt. Da es sich bei ADCP-Lotrechtenmessungen im Prinzip um ein Geschwindigkeitsflächenverfahren handelt, stehen nach DIN EN ISO 748 (2008) verschiedene Methoden zur Durchflussberechnung zur Verfügung. Bei den stationären ADCP-Messungen wird die mittlere Geschwindigkeit pro Lotrechte i. d. R. nach dem Querschnittsmittenverfahren bestimmt. Die rechnerische Ermittlung des Durchflusses der einzelnen Segmente q in Abb. 4.96 sowie des Gesamtdurchflus-

ses wird in Kap. 4.5.13 ausführlich erläutert. Zur formelmäßigen Berücksichtigung senkrechter Ufer wird auf Ott (2008) verwiesen.

Anwendungsbereich: Die Problematik der Erfassung bzw. Nichterfassung von Geschwindigkeiten in den Randbereichen der Messquerschnitte gilt bei Lotrechten-ADCP prinzipiell ebenso wie beim Moving Boat-ADCP (in Kap. 4.6.2.2) geschildert. Messungen an der Wasseroberfläche und an der Sohle können ebenfalls nicht durchgeführt werden; in Ufernähe jedoch können die Bereiche ohne Messungen kleiner gehalten werden, da die Messgeräte näher an die Uferbegrenzung herangeführt werden können.

Kalibrierung und Unsicherheiten: Was die *Kalibrierung* angeht, so gelten die Aussagen vom Moving Boat-ADCP auch für Lotrechten-ADCP, nur mit dem einen Unterschied, dass die Erfassung der Bootsgeschwindigkeit entfällt.

Nach Herschy (2009) sind die *Unsicherheiten* von stationären ADCP-Messungen ähnlich wie bei Flügelmessungen zu bestimmen und liegen auch in der gleichen Größenordnung.

Das Lotrechtenverfahren hat gegenüber Schwimmflügeln (nur mit ihnen sind sie vergleichbar, da es sich bei beiden um integrative Verfahren handelt) die folgenden *Vorteile*:

- simultane Erfassung aller Messpunkte einer Lotrechten (Zeitersparnis)
- keine Abdrift,
- weniger Probleme mit Treibgut bei Hochwasser.

Im Vergleich zum Moving-Boat-ADCP ergeben sich folgende Vor- und Nachteile:

- Nachteile:
  - längere Messzeit,
  - Positionen der Lotrechten müssen eingemessen werden.
- Vorteile:
  - keine systembedingten Ungenauigkeiten bei Geschiebetrieb.

Frizell u. Vermeyen (2004) vom Bureau of Reclamation in Denver haben Vergleichsmessungen nach dem Lotrechtenverfahren mit einem Teledyne/RDI StreamPro ADCP und einem OTT Qliner in einem trapezförmigen Kanal in Colorada unter kontrollierten hydraulischen Bedingungen durchgeführt und kommen zum Schluss, dass

- beim StreamPro die Geschwindigkeitsprofile weniger „unruhig“ (noisy) sind, da die Messfrequenz gegenüber dem Qliner wesentlich höher ist,
- das StreamPro insgesamt die Geschwindigkeiten genauer erfasst, wohingegen der Qliner das Querprofil besser aufnimmt, und dass dadurch die Gesamtergebnisse beider Messsysteme sich ausgleichen und keine großen Abweichungen zu mit Flügeln durchgeführten Vergleichsmessungen aufweisen
- das StreamPro bessere Ergebnisse beim Einsatz nach der Moving Boat Methode erreicht.

Insgesamt ziehen sie den Schluss, dass ADCP-Geräte gleich genau wie Flügelmessungen sind, dass sie aber erheblich weniger Zeit benötigen.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass das ADCP-Lotrechtenverfahren einfacher als die Moving Boat-Methode zu handhaben ist, dass es weniger Fehlerchancen beim Einsatz bietet und dass Messprobleme bei schwierigen Randbedingungen, wie z. B. bei beweglichen Sohlen, vermieden werden. Es kann gerätetechnisch sowohl mit eigens dafür entwickelten Messgeräten wie dem Qliner als auch mit den ansonsten bei der Moving Boat-Methode eingesetzten Systemen (StreamPro, Rio Grande Zedhed, Mini-ADCP, RiverSurveyor) angewandt werden, sofern die installierte Auswertesoftware die Version „section by section" erlaubt.

4.6.2.4 Zusammenfassende Wertung der ADCP-Messtechnik

Unabhängig von den beiden vorgestellten Durchführungsvarianten (Moving Boat- und Lotrechtenverfahren), die i. d. R. mit den gleichen Messgeräten durchgeführt werden können, gilt, dass sich die ADCP-Messtechnik in einer relativ kurzen Einführungszeit von weniger als zwei Jahrzehnten als ein Standard bei Durchflussmessungen in mittleren und insbesondere größeren Gewässern durchgesetzt hat. Die Messungen sind schnell durchzuführen, daher zur Erfassung von Hochwasserscheitelwerten prädestiniert; die Messgeräte sind an einer großen Anzahl verschiedenartiger verfügbarer Geräteträger fast universell einsetzbar. Bei schwierigen Randbedingungen am zu messenden Gewässer, wie z. B. bewegliche Sohle durch Geschiebetrieb, besteht die Möglichkeit, das althergebrachte Lotrechtenverfahren einzusetzen und mit dem ADCP-Gerät stationär zu messen. Dies benötigt zwar etwas längere Messzeit, reduziert aber gleichzeitig einige Unsicherheitsfaktoren der Moving Boat-Methode.

Wegen der gerätetechnisch bedingten Datenlücken an den Ufern, der Gewässersohle und in der Nähe der Wasseroberfläche sollte ein bestimmtes Verhältnis von Gewässerbreite zu Gewässertiefe eingehalten werden, damit der Bereich ohne Messung nicht größer als 1:4 ist.

Die Unsicherheiten von Durchflussmessungen mit ADCP-Geräten liegen nach Auswertung umfangreicher Vergleichsmessungen mindestens auf dem gleichen Niveau wie mit Flügelmessungen.

Hohe Investitionskosten für den Erwerb der Messgeräte mit zugehöriger Peripherie (Geräteträger, Datenerfassungsgerät, Funk etc.) sowie für Schulung des Messpersonals scheinen den Siegeszug dieser innovativen Messtechnik nicht aufhalten zu können. Neu- und Weiterentwicklungen (z. B. Mini-ADCP) werden in Zukunft die Anwendung des Verfahrens auch auf kleinere Gewässer ausdehnen, wobei dann die Zeitersparnis geringer wird.

Die im Druck befindliche ISO TR 24578 fasst den heutigen Stand der Anwendungsmöglichkeiten zusammen. Am Ende von Kap. 4 findet sich eine Auflistung der Messgeräte sowie der Hersteller- bzw. Lieferfirmen.

4.6.3 Tracerverfahren

4.6.3.1 Einführung und Messprinzip

Durchflussmessungen mit Tracern (Markierungsstoffen), bei denen ein Messabschnitt durch Injektion geeigneter Impfstoffe künstlich markiert wird, werden insbesondere dann durchgeführt, wenn andere „klassische" Messverfahren auf Grund der vorhandenen Randbedingungen nicht oder nur bedingt eingesetzt werden können. Zum einen gilt dies für Hochgebirgsbäche und -flüsse mit großem Gefälle, in denen turbulente Strömung vorherrscht und in denen für Punktmessungen geeignete regelmäßige Profile schwer zu finden sind; zum anderen handelt es sich hierbei um staugeregelte Flussabschnitte, die insbesondere in Niedrigwasserzeiten nur teildurchströmt sind und ansonsten nur sehr geringe Strömungsgeschwindigkeiten (<5 cm/s) aufweisen. Hier bieten tracerhydrologische Verfahren einen Ausweg. Voraussetzung für einen erfolgreichen Einsatz von Markierungsstoffen zur Durchflussbestimmung sind spezifische Kenntnisse der Tracer, der Messmethoden und der zugehörigen Randbedingungen.

Messprinzip: Analog zur Schwimmermessung (Kap. 4.5.7) handelt es sich beim Tracerverfahren um eine Laufzeitmessung, nur dass hier die Laufzeit eines markierten Wasserkörpers entlang einer bekannten Wegstrecke ermittelt wird. Das Verfahren geht auf C. M. Allen u. E. A. Taylor (1923) zurück, die Salzlösung als Tracer in ein offenes Gerinne einspeisten und deren Durchgang anhand von Messungen der elektrolytischen Leitfähigkeit erfassten. Dieses Verfahren wird auch „Mengenmessung mit Hilfe schwimmender Salze" oder „Salzgeschwindigkeitsverfahren" genannt.

Sein Grundgedanke beruht auf der Beobachtung, dass eine eingespritzte Salzlösung wie ein Schwimmer die Geschwindigkeit des strömenden Wassers annimmt und sich mit der mittleren Fließgeschwindigkeit des Gewässers weiterbewegt, vorausgesetzt der Tracer, in diesem Fall das Salz, ist vollständig im gesamten Querschnitt durchmischt. Die Beziehung zwischen dem Gehalt an gelöstem Salz und der elektrolytischen Leitfähigkeit ist linear. Wenn daher eine bekannte Salzmenge zugegeben und die Leitfähigkeit des Tracerdurchgangs als Ganglinie gemessen wird, kann über die Verdünnung des Tracers die momentane Durchflussmenge ermittelt werden. Zusätzlich ergibt die Laufzeit des Tracers, d. h. die Zeitdifferenz zwischen der Eingabe und dem Eintreffen des Schwerpunkts des Tracers an der Messstelle, die mittlere Fließzeit bzw. -geschwindigkeit.

Um einen Tracerversuch erfolgreich durchführen zu können, sind grundsätzlich folgende Randbedingungen einzuhalten:

1. möglichst konstanter oder zumindest bekannter Durchfluss während der Versuchsdurchführung,
2. vollständige und gleichmäßige Durchmischung des Tracers oder Kenntnis räumlicher und zeitlicher Inhomogenitäten,
3. geeignete Probennahmetechnik und zuverlässige Analytik des Tracers,

4. keine unkontrollierten Tracerverluste (z. B. durch Abbau, Sorption, Ausgasen usw.),
5. keine Beeinflussung des markierten Wasserkörpers durch den Tracer, z. B. durch Dichteunterschiede,
6. keine Beeinträchtigung der Biozönose und der Wasserqualität.

Tracerarten, Tracereigenschaften und Wahl des Tracers: In der kürzlich erschienenen Monographie von Leibundgut et al. (2009) werden die Eigenschaften verschiedener Tracer (Umwelttracer und künstliche Tracer) umfassend dargestellt. Hier sollen daher vereinfacht die für Durchflussmessungen wesentlichen Grundinformationen vorgestellt werden.

Nach Behrens (1982) können Stoffe in allen Aggregatzuständen als Tracer benutzt werden; angefangen bei Triftkörpern, wie z. B. Stroh oder Bärlauchsporen, bis hin zu wasserlöslichen Tracern. Triftkörper kommen überwiegend zur qualitativen Identifikation von Wasserwegen, z. B. in der Karsthydrologie, zum Einsatz (Käss 1988), wasserlösliche hydrologische Tracer werden ausschließlich zur quantitativen Durchflusserfassung genutzt. Auf letztere soll sich daher im Folgenden konzentriert werden.

Diese lassen sich in drei Gruppen einteilen:

- Salze und andere chemische Stoffe,
- Farbstoffe, insbesondere Fluoreszenzfarbstoffe und
- radioaktive Tracer.

Die Wahl des einzusetzenden Tracers wird in der Praxis häufig von den vorhandenen technischen Nachweismöglichkeiten geprägt. So werden einerseits z. B. Salze traditionell am häufigsten in Oberflächengewässern eingesetzt, weil für den Nachweis der Konzentration über die Leitfähigkeit ein in der Wasserchemie bewährtes Verfahren, das zudem in situ-Messungen ermöglicht, zur Verfügung steht und Kochsalz (NaCl) als Markierungsmaterial sehr preiswert ist. Andererseits werden radioaktive Tracer, obwohl sie dem idealen Tracer nahe kommen, kaum noch hydrologisch eingesetzt, da verschärfte Strahlenschutz-Vorschriften dies erschweren.

Hauptsächlich hängt die Auswahl eines geeigneten Markierungsstoffs jedoch von den *Tracereigenschaften* ab. Grundsätzlich müssen nach Behrens (1982) alle Tracer folgenden Eigenschaften genügen:

- sie müssen mit ausreichender Empfindlichkeit, Selektivität und Reproduzierbarkeit nachweisbar sein,
- sie sollten im untersuchten Gewässer möglichst nicht oder nur in genügend geringen und dann möglichst gleichbleibenden Konzentrationen vorkommen, da sonst z. B. der Nutzen einer hohen Nachweisempfindlichkeit in Frage gestellt wird,
- sie müssen sich möglichst repräsentativ für die Wasserbewegung verhalten; so müssen sie ausreichend chemisch stabil sein und dürfen nicht durch Vorgänge wie Adsorption, Ausfällung, mikrobielle Zersetzung, photochemischer Abbau, Verflüchtigung usw. verloren gehen.

Adsorptionsvorgänge sind eine wesentliche Einflussgröße; daher sollten nur Stoffe mit geeigneter chemischer Struktur als Tracer verwendet werden. So sind anionische Stoffe allgemein gegenüber kationischen zu bevorzugen, da letztere durch reversiblen Ionenaustausch zurückgehalten werden. Im Einzelnen gilt für die heute hauptsächlich verwendeten Tracer:

1. Salze und chemische Tracer: Natriumchlorid (NaCl) in Form von *Kochsalz* wird am häufigsten eingesetzt, da es preiswert, überall erhältlich und gut löslich ist sowie biologisch kaum angegriffen wird. Als Variante empfiehlt Hodel (1993) die Verwendung von Natriumchlorid als *Streusalz*, da dieses durch den Zusatz von Kaliumferrocyanid weniger zu Klumpenbildung neigt und sich garantiert vollständig auflöst. Nachteil von Salz, unabhängig von der Salzart, ist jedoch die relativ hohe notwendige Menge (s. Abschnitt „Tracermethode mit konstanter Einspeisung“ in Kap. 4.6.3.1), die seinen Einsatz bei höheren Durchflussmengen unpraktikabel und gewässerökologisch fragwürdig macht. Als Alternative wird *Natriumbichromat* verwendet, von dem eine ca. 10 mal geringere Menge als bei Salz benötigt wird und für das die Analyse im Labor einfacher durchzuführen ist. Aber es ist zu bedenken, dass das darin enthaltene 6-wertige Chrom toxisch wirkt (vgl. Bundesamt für Umweltschutz 1982).

Vorteilhaft beim Einsatz von Salz ist generell, dass die Messung der Konzentration über die Leitfähigkeit mit relativ geringem Aufwand, z. B. mit Eintauchsonden, in situ durchgeführt werden kann und dass deren Ergebnisse unmittelbar abgelesen oder gespeichert werden können.

Zum Einsatz weiterer anionischer chemischer Tracer wie Chlorid, Jodid oder Bromid wird auf Behrens (1982) und ISO 9555-3 (1992) verwiesen.

2. Fluoreszenzfarbstoffe: Soll die einzusetzende Tracermenge weiter verringert werden, bieten sich Farbstoffe und hier insbesondere Fluoreszenzfarbstoffe an, bei denen sich die notwendige Tracermenge gegenüber Natriumchlorid um den Faktor 1.000 reduziert.

Fluoreszenzfarbstoffe sind organische Verbindungen, die zwei oder mehr konjugierte Doppelbindungen, d. h. alternierende Einfach- und Doppelbindungen zwischen Atomen, enthalten, wobei einzelne Elektronen („c-Elektronen“) besonders beweglich sind und z. B. durch absorbiertes Licht auf ein höheres Energieniveau („Orbit“) angehoben werden können. Beim Zurückfallen der Elektronen auf ein niedrigeres Orbit wird Energie als Fluoreszenzlicht abgestrahlt. Dabei ist die Wellenlänge des emittierten Fluoreszenzlichts immer größer als die des absorbierten Anregungslichts.

Die Excitations- und Emissionswellenlängen sind stoffspezifisch. Bestimmte funktionelle Gruppen in den Molekülen, meist mit polarem Charakter, bestimmen die Eigenschaften der Tracerfarbstoffe, z. B. Löslichkeit, Sorptionsfähigkeit, Abbaubarkeit und damit die Eignung als hydrologischer Tracer.

Infrage kommen die in Tab. 4.17 zusammengestellten Fluoreszenzfarbstoffe, deren bekannteste

- Uranin,
- Eosin und
- Rhodamin

sind.

Tab. 4.17 Eigenschaften von Fluoreszenztracern. (Morgenschweis u. Nusch 1991)

	Lichtempfindlichkeit	Adsorption	Temperatur-Einfluss	pH-Einfluss
Fluorescein-Na (Uranin)	Stark	Sehr gering	Gering	Stark
Eosin	Sehr stark	Gering	Mäßig	Stark
Amidorhodamin G extra	Gering	Mäßig	Sehr gering	Sehr gering
Rhodamin B	Sehr gering	Stark	Stark	Gering
Rhodamin WT	Gering	Gering	Mäßig	Mäßig
Basenylrot 545	Gering	Mäßig	Mäßig	Gering
Sulforhodamin B (Duasynsäurerhodamin B) (Pontacyl Pink B)	Gering	Gering	Mäßig	Gering

Tabelle 4.17 enthält zusätzlich die für die Verwendung als Tracer wichtigen Eigenschaften

- Lichtempfindlichkeit, d. h. photochemische Zersetzung,
- Adsorption, d. h. Verlustraten durch Abbau und/oder Sorption,
- Temperatureinfluss, d. h. Erhöhung des Fluoreszenzsignals pro °Celsius und
- pH-Einfluss.

In Abb. 4.102 wird beispielhaft die Temperaturabhängigkeit der Fluoreszenz dargestellt.

Aus Tab. 4.17 lässt sich ableiten, dass Uranin und Eosin erhöht lichtempfindlich sind und daher als Tracer für Oberflächengewässer nur eingeschränkt geeignet sind. Die basischen Rhodamin-Farbstoffe wiederum zeigen im Gegensatz zu Uranin und Eosin eine Tendenz zur Adsorption an Schwebstoffen und dem Gewässerbett, die für Oberflächengewässer i. d. R. tolerierbar ist, den Einsatz in Lockergesteingrundwässern jedoch verbietet (Behrens 1982). Der pH-Wert der Gewässer spielt insbesondere bei Rhodamin WT (und hier speziell bei niedrigen pH-Werte) eine große Rolle. Die Probentemperatur hat, wie Abb. 4.102 auch verdeutlicht, Einfluss auf die Bestimmung der Konzentration von Fluoreszenztracern. Dieser Prozess ist jedoch reversibel, d. h. bei der Analyse von Proben im Labor kann dieser Einfluss rückgängig gemacht werden, nicht jedoch bei in situ-Messungen. Weitere Details sind ISO 9555-4 (1992) zu entnehmen.

Neben diesen chemisch-analytischen Kriterien der Tracerwahl müssen human- und ökotoxikologische Eigenschaften untersucht bzw. die Unbedenklichkeit des Einsatzes eines spezifischen Tracers vorab geklärt werden. Hierzu wird auf Abidi (1982), Morgenschweis u. Nusch (1991) verwiesen.

Die *Auswahl eines Fluoreszenztracers* für Messungen in Oberflächengewässern läuft meist auf einen Kompromiss mit den angegebenen Tracereigenschaften (Tab. 4.17) hinaus. Bisher hat sich Amidorhodamin G Extra als Tracer in Oberflächengewässern gut bewährt (Morgenschweis u. Nusch 1991).

Erforderliche Länge der Durchmischungsstrecke: Unabhängig von der Wahl des Tracers ist eine der wesentlichen Voraussetzungen für den Einsatz der Tracer-

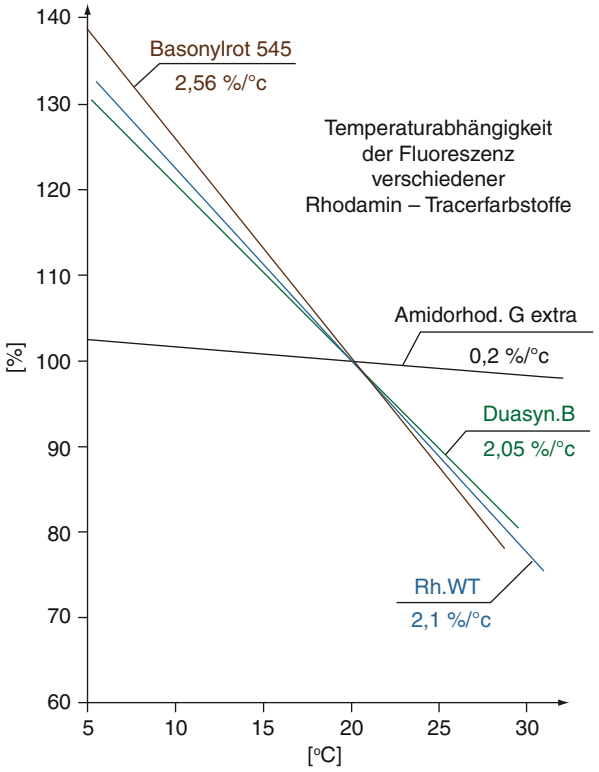


Abb. 4.102 Abhängigkeit der Fluoreszenz verschiedener Rhodamin-Farbstoffe von der Wassertemperatur. (Morgenschweis u. Nusch 1991)

verfahren die vollständige Durchmischung des Markierstoffes über den gesamten Messquerschnitt. Um dies zu gewährleisten, muss zwischen der Eingabestelle und der stromabwärts gelegenen Messstelle (s. Abb. 4.105 und 4.106) eine ausreichend lange Mischstrecke liegen.

Zur Abschätzung der erforderlichen Länge der Durchmischungsstrecke gibt es verschiedene empirische Formeln, die, wenn sie sich auch nicht immer als zuverlässig erwiesen haben, hier als erste Orientierung angegeben werden (nach Bundesamt für Umweltschutz 1982):

a) Formel von Hull:

$$L = a \cdot Q^{1/3} \text{ [m]} \tag{4.58}$$

mit

L = minimale Fließlänge [m]
Q = Durchflussmenge [m^3/s]
a = Koeffizient
a = 50, wenn Tracereingabe in Flussmitte
a = 200, wenn Tracereingabe vom Ufer aus erfolgt.

Tab. 4.18 Länge von Mischstrecken nach Rimar mit zugehörigen Durchflussbereichen. (Hodel 1993)

Gewässerbreite b (m)	C ($m^{1/2}/s$)	Gewässertiefe d (m)	Länge Mischstrecke L (m)	Durchfluss Q (m^3/s)
0,50	20	0,15	9	0,02–0,10
2,0	25	0,35	90	0,5–1,5
10,0	30	1,0	1.080	15–50

b) Formel von Rimar :

$$L = 0{,}13 \cdot b^2 \cdot C \left(0{,}7C + 2\sqrt{g/gd}\right) \text{ [m]} \tag{4.59}$$

mit

L = Mischstrecke [m]
b = Flussbreite [m]
C = Chézy-Koeffizient (15–50) [$m^{1/2}/s$]
d = Flusstiefe [m]
g = Erdbeschleunigung [m/s^2].

In Tab. 4.18 sind Beispiele von nach diesem Ansatz berechneten Mindestdurchmischungsstrecken zusammengestellt.

c) Formel von Péres:

$$L = 9{,}5 \cdot n \cdot d \text{ [m]} \tag{4.60}$$

mit

$n = 0{,}32 \cdot k \cdot R^{1/6}$
k = Koeffizient nach Strickler [$m^{1/3}/s$]
R = hydraulischer Radius [m]
d = Wassertiefe [m].

d) Als Faustformel, die lediglich die Flussbreite als einen einfachen geometrischen Parameter benutzt, wird die Formel von Day (1977) empfohlen:

$$L = 25 \cdot b \text{ [m]} \tag{4.61}$$

mit

b = Flussbreite [m].

Dieser einfache Ansatz hat sich bei kleinen Gebirgsbächen mit großem Gefälle bewährt (Hodel 1993).

Auf die Schätzung der erforderlichen Tracermenge, die maßgeblich von der verwendeten Tracerart und der eingesetzten Messtechnik abhängt, wird in den entsprechenden Unterkapiteln eingegangen.

Da die Gl. (4.58) bis (4.61) nicht immer zuverlässige Ergebnisse liefern, empfiehlt Hodel (1993), vorab einen Färbversuch durchzuführen und den Tracerdurchgang sowohl im rechten als auch im linken Hauptstrombereich simultan aufzuzeichnen. Mehr Details hierzu s. ISO/TR 11565 (1993).

Messtechnische Erfassung der Tracerkonzentration: Hier gibt es zwei Möglichkeiten:

a) Direktmessung der Tracerkonzentration vor Ort (diskontinuierlich und kontinuierlich),
b) indirekte Bestimmung durch Probenahme mit einem automatischen Probensammler vor Ort in einstellbarem Zeitraster und anschließende Analyse in einem Labor.

Grundsätzlich ist die Direktmessung von Vorteil, da diese vor Ort unmittelbar Messergebnisse liefert.

Im Folgenden wird die messtechnische Erfassung von Salz- und Fluoreszenztracern vorgestellt:

1. Salzmessung: Hier ist im Gegensatz zu den übrigen (möglichen) chemischen Tracern (s. Abschnitt „Tracerarten") Direktmessung über die elektrische Leitfähigkeit möglich. Hierzu stehen handelsübliche Leitfähigkeitsmessgeräte, wie z. B. das LF 91 von WTW, zur Verfügung. Die Sonde des Messgerätes muss an repräsentativer Stelle im Messquerschnitt positioniert und fixiert werden. Dies kann bei größeren Gewässern problematisch sein, evtl. sind mehrere Sonden zeitgleich einzusetzen.

Bei großräumigen bzw. länger andauernden Versuchen empfiehlt sich die Speicherung der Messdaten in analoger oder digitaler Form.

Zur Absicherung des Messergebnisse, bzw. wenn in situ-Messgeräte nicht zur Verfügung stehen, sollten Probennahmen in vorgegebenen Zeitrastern (z. B. stündlich) entweder manuell oder mittels automatischer Dauerprobenehmer (z. B. ISCO) durchgeführt und die Proben anschließend im Labor mit geeigneten Verfahren analysiert werden.

2. Fluoreszenztracermessungen: Zur Direktmessung können batteriebetriebene tauchbare Feldfluorimeter eingesetzt werden (Abb. 4.103). Es handelt sich dabei um Filterfluorimeter, deren optische Filter auf den jeweiligen Farbstoff eingestellt werden. So erfolgt beim Einsatz von Amidorhodamin G extra die Anregung breitbandig von 350 bis 520 nm; das Messsignal wird bei 585 nm gemessen. Die Messwerte werden entweder mit Hilfe eines netzunabhängigen Druckers oder mit einem digitalen Datensammler registriert.

Die Messgeräte liefern quantitativ sehr gut reproduzierbare Ergebnisse, die Genauigkeit wird mit ±1,5 % angegeben.

Im Labor werden entnommene Proben spektralfluorimetrisch untersucht, z. B. mit einem Spektralfluorimeter Perkin-Elmer 3.000, für die Untersuchung von Amidorhodamin G extra-Proben wird mit einer Anregungswellenlänge von 245 nm und einer Emissionswellenlänge von 552 nm gearbeitet. Zur Berechnung der Tracer-

Abb. 4.103 Feldfluorimeter zur Fluoreszenztracermessung im Einsatz. (System EOS von Elektrooptik Suarez, aus: Morgenschweis u. Nusch 1991)

konzentrationen wird eine spezifische Kalibrierkurve verwendet. Die Hintergrundfluoreszenz (Rauschen) ist minimal, weitgehend konstant und kann bei der Berechnung der Tracerkonzentration berücksichtigt werden. Die Nachweisgrenze beträgt bei Einzelmessungen etwa 1 μg/l, bei integrierenden Messungen über einen Zeitraum von >1 min etwa 0,2 μg/l.

Durchführung von Tracermessungen: Tracerverfahren werden in Oberflächengewässern u. a. zur Ermittlung von Fließzeiten und Durchflüssen genutzt.

Nach der Art der Tracereingabe werden zwei grundsätzlich verschiedene Verfahrensweisen unterschieden:

1. Die *Methode mit konstanter Einspeisung* (s. Abb. 4.104), bei der ein Tracer kontinuierlich über einen längeren Zeitraum und mit konstanter Rate und Konzentration so lange eingegeben wird, bis an einer stromabwärts gelegenen Messstelle eine stationäre Tracerverteilung im Messquerschnitt erreicht wird. Diese Methode wird heute im Wesentlichen zur quantitativen Durchflussbestimmung in Gebirgsbächen eingesetzt.
2. Die *Integrationsmethode* (s. Abb. 4.105) oder Methode mit momentaner Eingabe, bei der in das zu messende Fließgewässer eine exakt bestimmte Menge einer konzentrierten Tracerlösung momentan, d. h. zeitlich wie auch räumlich punktförmig, injiziert wird. Nach einer Fließstrecke, die lang genug ist, um eine ausreichende Durchmischung zu gewährleisten, wird der gesamte Durchgang einer Tracerwolke entweder in situ kontinuierlich oder durch Probennahme und spätere Analyse im Labor messtechnisch erfasst.

Beide Methoden können manuell oder automatisch durchgeführt werden.

Welche dieser beiden Methoden eingesetzt wird, ist von den örtlichen Verhältnissen und der Fragestellung abhängig.

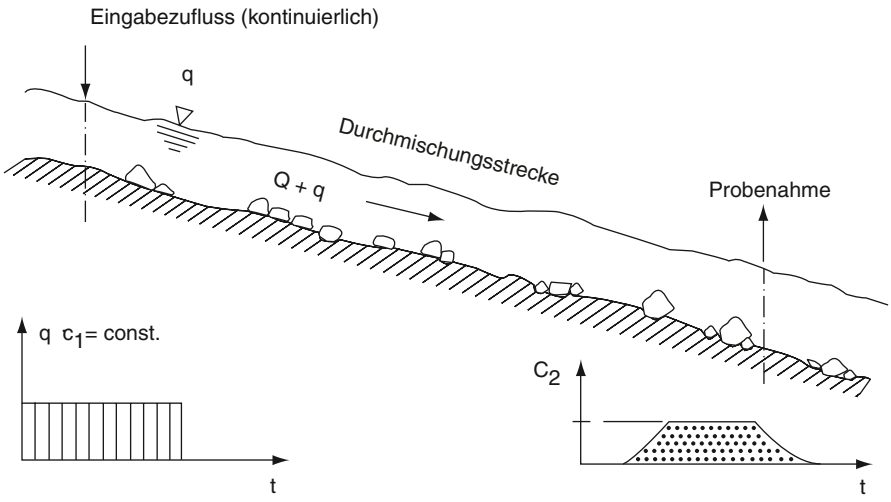


Abb. 4.104 Prinzip der Tracermethode mit konstanter Einspeisung. (Nach Pegelvorschrift 1991)

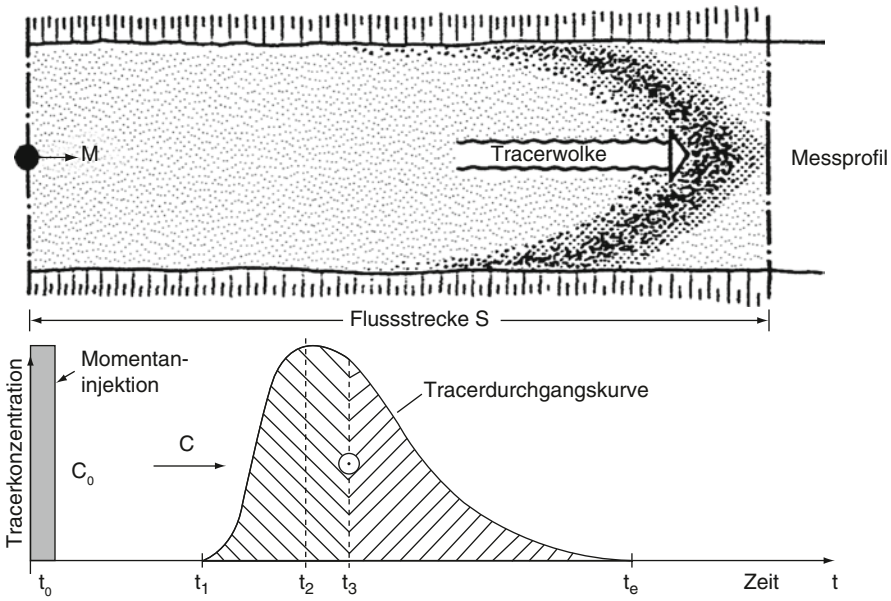


Abb. 4.105 Prinzip der Integrationsmethode. (Morgenschweis u. Nusch 1991)

Grundsätzlich erfordert die *Methode mit konstanter Einspeisung*, auf die im vorliegenden Kapitel detailliert eingegangen wird, einen verhältnismäßig hohen Geräteaufwand (Mariottesche Flasche etc.) für die Eingabe des Tracers, wohingegen die Probennahme am Ende der Durchmischungsstrecke einfacher und i. d. R. weniger

zeitaufwändig ist, da nur das Plateau des Tracerdurchgangs erfasst werden muss (s. Abb. 4.104).

Dagegen ist bei der *Integrationsmethode* die Eingabe des Markierungsstoffes einfach und ohne spezielle Messeinrichtungen möglich, wohingegen die Messtechnik zur Erfassung der vollständigen Tracerdurchgangskurve (s. Abb. 4.104) aufwändiger ist. In Kap. 4.6.3.2 wird dieses Verfahren ausführlich behandelt.

4.6.3.2 Tracermethode mit konstanter Einspeisung

Messprinzip: Das *Grundprinzip* dieser Methode wurde in Kap. 4.6.3 anhand von Abb. 4.104 vorgestellt. Danach wird an einer Eingabestelle ein Markierungsstoff mit konstanter Eingabe q und konstanter Konzentration C_1 so lange eingegeben bis an der Probennahmestelle die Konzentration C_2 über einen ausreichenden Zeitraum und über den gesamten Querschnitt konstant bleibt (Pegelvorschrift, Anl. D 1991).

Da die zugeführte Tracermenge an der Einspeisestelle gleich der Tracermenge an der Probennahmestelle sein muss, gilt die folgende Beziehung:

$$Q \cdot C_0 + q \cdot C_1 = (Q + q) \cdot C_2 \tag{4.62}$$

mit

Q = Durchfluss [m^3/s]
q = Einspeisungsrate [m^3/s]
C_0 = Tracerkonzentration im Gewässer vor Einspeisung [mg/m^3]
C_1 = Konzentration der Einspeiselösung [mg/m^3]
C_2 = Konzentration im Probennahmequerschnitt [mg/m^3].

Wenn C_0, C_1 und C_2 sowie q durch Messungen bekannt sind, kann der Durchfluss Q berechnet werden nach

$$Q = q \cdot (C_1 - C_2)/(C_2 - C_0) \tag{4.63}$$

Wenn C_2 sehr klein ist gegenüber C_1, was gewöhnlich der Fall ist, und C_0 gegenüber C_2 vernachlässigt werden kann (d. h. wenn das zu messende Gewässer mit dem Markierungsstoff nicht vorbelastet ist), vereinfacht sich Gl. (4.63) zu

$$Q = q \cdot C_1/C_2. \tag{4.64}$$

Voraussetzung für die Anwendung des Tracerverdünnungsverfahrens zur Durchflussmessung ist, dass auf der Durchmischungsstrecke kein Markierungsstoff durch z. B. Versickerung verloren geht und in die Durchmischungsstrecke keine Zuflüsse münden, die sich bis zur Messstelle nicht vollständig mit dem Gewässer durchmischt haben.

Das Verfahren wurde bereits 1863 erwähnt (Schloesing père 1863) und seit den Arbeiten von A. Boucher u. R. Mellet (1910) weit verbreitet angewandt.

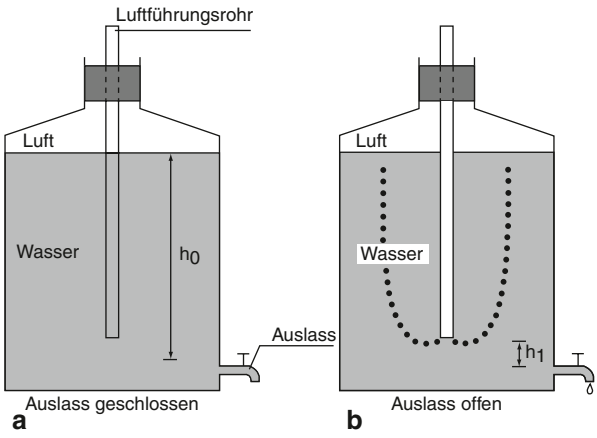


Abb. 4.106 Prinzip der Mariotteschen Flasche. (Vereinfacht nach: Boiten 2008)

Durchführung der Messung: Der Eingabezufluss und die zugehörige Konzentration müssen während der Einspeisezeit unbedingt gleichmäßig sein. Dazu werden *Einspritzvorrichtungen* eingesetzt, die

- bei kleinem Durchfluss nach dem Prinzip der Mariotteschen Flasche (s. Abb. 4.106) und
- bei größeren Durchflüssen mit Vorratsbehältern und Überlaufgefäßen oder mit volumengesteuerten Pumpen arbeiten. Details können Bundesamt für Umweltschutz (1982), Sigrist u. Hodel (1992) und Hodel (1993) entnommen werden.

Bei der Mariotteschen Flasche handelt es sich um ein dicht verschlossenes Gefäß (Glas- oder Plastikflasche), das am Boden mit einem Auslass und am Einlauf mit einem Luftzuführungsröhrchen ausgestattet ist (s. Abb. 4.106a). Im linken Bild (Abb. 4.106a) ist der Auslass geschlossen, es ist ein Wasserstand h_0 im Gefäß vorhanden. Wird der Auslasshahn geöffnet (Abb. 4.106b), sinkt der Wasserspiegel und es entsteht ein leichter Unterdruck im oberen Teil, der so lange ansteigt bis durch das Luftzuführungsrohr Luft einperlt. Ab diesem Moment hat sich am Auslass atmosphärischer Druck eingestellt und, da die Druckhöhe h_1 (s. Abb. 4.106b) konstant ist, bleibt der Ausfluss so lange konstant, bis der Wasserspiegel das untere Ende des Luftzuführungsröhrchens erreicht hat. Das Volumen der Mariotteschen Flasche oder des Vorratsbehälters hängt von der gewünschten Einspeisungsrate q und der gewünschten Einspeisezeit t (zwischen 5 und 30 min) ab. Der Ausfluss kann volumetrisch (s. Kap. 4.4) mit Hilfe eines Messgefäßes bestimmt und kontrolliert werden.

Abbildung 4.107 zeigt als Beispiel die Einspeisungsapparatur mit Mariottescher Flasche, wie sie bei der Schweizer Landeshydrologie seit vielen Jahren im praktischen Einsatz ist (Bundesamt für Umweltschutz 1982).

Details zur praktischen Durchführung können Bundesamt für Umweltschutz (1982), Luder u. Fritschi (1990), Hodel (1992, 1993) und ISO 9555-1 (1994), ISO 9555-3 (1992) entnommen werden.

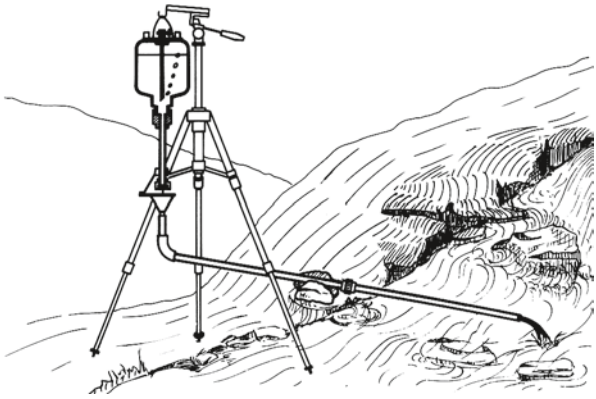


Abb. 4.107 Einspeisung mit Hilfe der Mariotteschen Flasche. (Bundesamt für Umweltschutz 1982)

Tracer: Bei der Methode mit konstanter Einspeisung wird bevorzugt Salz als Tracer eingesetzt, daher wird das Verfahren auch häufig „Salzverdünnungsmethode" genannt, obwohl auch mit Fluoreszenztracern nach dem gleichen Prinzip gearbeitet werden kann.

Die erforderliche Tracermenge ist gegenüber dem in Kap. 4.6.3.3 noch zu erläuternden Verfahren der Momentaninjektion deutlich höher, daher soll hier darauf eingegangen werden. Grundsätzlich ist sie abhängig von der Durchflussmenge im Gewässer. Nach einer Faustformel der Schweizer Landeshydrologie (Bundesamt für Umweltschutz 1982) benötigt man

10 kg/m^3 Natriumchlorid (Kochsalz)
1 kg/m^3 Natriumbichromat oder
10 g/m^3 Amidorhodamin G extra (Fluoreszenzfarbstoff),

um einen geschätzten Durchfluss von 1 m^3/s zu markieren.

Hodel (1993) gibt für Bergbäche differenzierter zwei Schätzformeln zur Ermittlung der minimal notwendigen Salzmenge an. Tabelle 4.19 gibt diese am Beispiel eines Bergbaches ohne ausgeprägten Wildbachverbau tabellarisch wieder.`

Tab. 4.19 Schätzung der notwendigen Salzmenge für Salzverdünnungsmessungen in Bergbächen. (Hodel 1993)

Fließweglänge (m)	Salzmenge bei Qg < l/s (g)	Salzmenge bei Qg $\geq$ < l/s (g)
40–75	4 * Qg	2 * Qg
75–125	5 * Qg	3 * Qg
125–175	7 * Qg	3,5 * Qg
175–225	8 * Qg	4 * Qg
225–275	10 * Qg	5 * Qg
275–325	12 * Qg	6 * Qg
325–375	15 * Qg	7 * Qg

Qg geschätzte Durchflussmenge [l/s]

Berechnungsbeispiel: Mit Hilfe der in Kap. 4.6.3 und 4.6.3.1 gegebenen Tabellen bzw. Bestimmungsformeln lassen sich alle notwendigen Vorinformationen leicht in folgendem Ablauf festlegen.

1.	Schätzung der Durchflussmenge *Q:* (gegeben)	250 l/s
2.	Bestimmung der Mindestmischstrecke L:	190 m
3.	Bestimmung der Gewässerart:	Bergbach
4.	Schätzung der erforderlichen Salzmenge (Tab. 4.19) $Q \geq 50$ l/s, L = 175–225 m	1.000 g

Aus: Hodel 1993

In Leibundgut et al. (2009) sind die erforderlichen Eingabemengen aller herkömmlichen Tracer und die zugehörigen Schätzformeln zusammengestellt.

Ansonsten haben die in die Kap. 4.6.3 gemachten Aussagen zu den Eigenschaften einzelner Tracer Gültigkeit; ebenso sind die dort vorgestellten Analyseverfahren (in situ und Labor) und Instrumente hier anwendbar.

Bezüglich der Auswertung von Verdünnungsmessungen, die im Wesentlichen von dem verwendeten Analyseverfahren abhängt, wird auf die detaillierten Ausführungen in der „Arbeitsanleitung – Salzverdünnungsmessung" der Schweizer Landeshydrologie und ISO 9555-3 (1992) verwiesen.

Die *Messunsicherheit* beim Einsatz des Tracerverfahrens mit konstanter Einspeisung zur Durchflussmessung ist qualitativ umfassend in der Pegelvorschrift (1991, Tab. 5.1) zusammengestellt. Die größten Unsicherheitsquellen sind

- die unvollständige Durchmischung des Tracers (das gilt auch für die Methode der Momentaninjektion) und insbesondere
- ein inkonstanter Eingabezufluss mit gleichbleibender Konzentration.

Wiederholungsmessungen und Vergleichsmessungen mit anderen Messverfahren können die Unsicherheit reduzieren.

Detaillierte Untersuchungen von Kirschmer et al. (1930) am Walchensee ergeben für das „Salzmischungsverfahren" im Vergleich zu Behälter- und Flügelmessungen eine Unsicherheit von ±1,4 %. Danach stimmten die Ergebnisse des Salzmischverfahrens mit den Flügelmessungen so gut überein, dass das Tracerverfahren als gleichwertig angesehen wurde.

Insgesamt erreicht bei Einhaltung aller Vorgaben und sorgfältiger Durchführung im Gelände und im Labor die Messgenauigkeit der Durchflussmessung nach dem Verdünnungsverfahren die gleiche Größenordnung wie bei Flügelmessungen (Kap. 4.5.4).

Zusammenfassend kann für die Tracermethode mit konstanter Einspeisung festgehalten werden, dass sie eine theoretisch und praktisch ausgereifte Methode zur Durchflussmessung ist. Es handelt sich um ein integratives Verfahren; vorteilhaft ist, dass die Geometrie des Messquerschnitts nicht gemessen werden muss. Die Anwendung des Verdünnungsverfahrens beschränkt sich auf Gewässer mit großem Gefälle, starker Turbulenz, unregelmäßigen Querschnitten, hoher Treib-

zeug- und Geschiebeführung und hohen Fließgeschwindigkeiten, allesamt Randbedingungen von alpinen Wildbächen. Daher wurde das Verfahren insbesondere in der Schweiz weiterentwickelt und ist dort ein Standardverfahren zur Durchflussmessung in Hochgebirgsgewässern. Gleichzeitig wurde das Verfahren in den 1970er Jahren intensiv in der ISO-Normung bearbeitet (ISO 555/I 1974, heute ISO 9555 1994).

Das Verfahren ist wegen der erforderlichen Gerätschaften und eines hohen Personaleinsatzes als aufwändig zu bezeichnen. Es erreicht mit Flügelmessungen vergleichbare Genauigkeiten.

4.6.3.3 Tracermethode mit Momentaninjektion (Integrationsmethode)

Messprinzip: Das zugrundeliegende Prinzip dieser von Allen u. Taylor (1923) entwickelten Methode wurde in Kap. 4.6.3 an Abb. 4.104 erläutert. Danach wird eine Eingabemenge M eines Markierungsstoffs momentan, d. h. mit hoher Konzentration in kürzester Zeit, in das Gewässer injiziert; man spricht auch von Momentaninjektion. Mathematisch handelt es sich dabei um einen Dirac-Impuls.

Die *Eingabe des Tracers* ist im Gegensatz zur Methode mit konstanter Einspeisung (Kap. 4.6.3.1) einfach. Der gelöste Markierungsstoff wird aus einem Behälter, wie in Abb. 4.108 am Beispiel von Fluoreszenzfarbstoff zu sehen, in einem „Rutsch“ an geeigneter Stelle in das Gewässer geschüttet.

Die erforderliche Tracermenge und die Länge der Durchmischungstrecke können nach den in Kap. 4.6.3 gegebenen Formeln und Tabellen abgeschätzt werden.

Nach vollständiger Durchmischung des Tracers mit dem zu „impfenden“ Gewässer muss der gesamte Durchgang der Tracerwolke (s. Abb. 4.108), die Durchgangskurve (englisch „throughbreak curve“) entweder kontinuierlich in situ oder

Abb. 4.108 Momentane Tracereingabe (4 kg Amidorhodamin G extra gelöst in 100 l Wasser) in den Turbinenauslauf an der Möhnetalsperre. (Morgenschweis u. Nusch 1991)

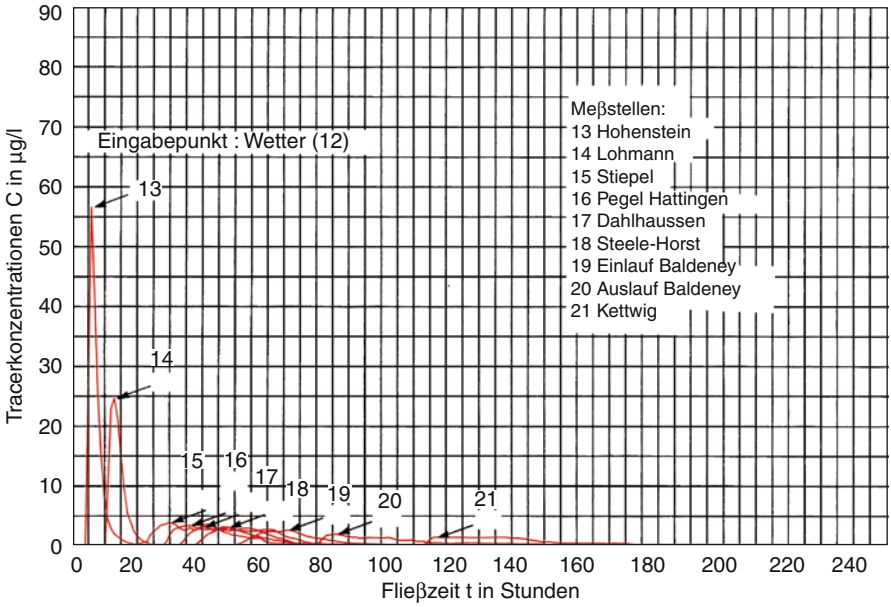


Abb. 4.109 Durchgangskurven der Tracerfrachten eines Markierungsversuches an der unteren Ruhr zwischen Essen-Werden und Duisburg-Raffelberg. (Morgenschweis u. Nusch 1991)

diskontinuierlich durch Probenahme und spätere Analyse im Labor messtechnisch erfasst werden. Die Durchgangskurve (s. auch Abb. 4.109) ist ähnlich einer Hochwasserwelle i. Allg. gekennzeichnet durch einen steilen Konzentrationsanstieg und einen langsameren Konzentrationsabfall. Dies bedingt, je nach Konzentrationsverlauf und Größe des Gewässers u. U. Messzeiten von mehreren Wochen, damit die Durchgangskurve auch im absteigenden Ast eindeutig rekonstruiert werden kann.

Zur Tracermesstechnik wird auf die allgemeinen Ausführungen in Kap. 4.6.3 verwiesen.

Unter der Voraussetzung, dass das Gewässer nicht mit dem verwendeten Markierungsstoff vorbelastet ist, gilt

$$M = \int_0^t Q C_2 \, dt \tag{4.65}$$

mit

M = Eingabemenge des Tracers [g oder kg]
Q = Durchfluss [m^3/s]
C_2 = Tracerkonzentrationsverlauf an der Messstelle [g/m^3 $\mu g/l$]
t = Messintervall [s].

Wenn Q während des Versuchs konstant ist, gilt

$$Q = \frac{M}{\int_0^t C_2(t)dt}. \tag{4.66}$$

Wie Gl. (4.66) verdeutlicht, ist es zwingend, das Integral $\int C_2 \cdot dt$ zu bestimmen. Die erreichbare Genauigkeit des Verfahrens hängt nach Gl. (4.66) direkt von der exakten Bestimmung der injizierten Tracermenge M ab, dies ist im Vorfeld eines Tracerversuches in ausreichender Genauigkeit mit Laborwaagen problemlos möglich, und von der vollständigen Erfassung des durchströmenden Tracers C_2, dies kann mit Hilfe von Querschnittsmessungen bzw. über die Wiederfindungsrate überprüft werden.

Bei größeren Gewässern kann es notwendig sein, mehrere Entnahme- bzw. Probestellen im Messquerschnitt zu installieren und zeitsynchron zu betreiben.

Wiederfindungsrate: Um zu überprüfen, ob zwischen der Eingabe- und der Entnahmestelle Tracerverluste (z. B. durch Adsorption an Wasserpflanzen oder Rückhalt in Toträumen, Gewässerverzweigungen etc.) auftreten, kann für alle Messstellen die Wiederfindungsrate RG ermittelt werden nach

$$RG = \frac{M}{\int_{t_1}^{t_e} TF\ dt} \cdot 100\ [\%] \tag{4.67}$$

mit

M = injizierte Tracermenge [g]
TF = Tracerfracht [g/s oder g/h]
t_1 = Laufzeit bis zum ersten Auftreten des Tracers [s]
t_e = Ende des erhöhten Tracerdurchgangs [s] (Abb. 4.104).

Die Tracerfrachten TF werden aus der Tracerkonzentration C_2 auf der Basis von Durchflussdaten benachbarter Pegelstellen berechnet (vgl. Abb. 4.109).

Die Ergebnisse solcher Kontrollrechnungen hängen naturgemäß von der gewässermorphologischen Situation und maßgeblich von der Länge der Markierungsstrecke ab. So wurde z. B. bei dem in Abb. 4.110 als Beispiel dargestellten Tracerversuch eine Flussstrecke von insgesamt 21,4 km markiert (s. Tab. 4.20).

Wie Tab. 4.20 zu entnehmen ist, liegen die Wiederfindungsraten in diesem konkreten Fall zwischen 98,3 und 100,9 %. Es werden bei diesem Tracerversuch 10 kg Amidorhodamin G extra, gelöst in 100 l Ruhrwasser, momentan injiziert; die Durchmischung des Farbstoffs mit dem Abfluss der Ruhr, die in diesem Zeitraum Niedrigwasser mit 19 m^3/s aufwies, wurde durch Eingabe des Farbstoffs in den Turbinenauslauf des Kraftwerks Baldeney erreicht (vgl. Abb. 4.109). In Anbetracht der vielfältigen anthropogenen Beeinflussungen der Flussstrecke (2 Stauhaltungen, Wasserentnahmen, Wassereinleitungen), die alle Einfluss auf das Fließverhalten haben, kann das Ergebnis als zufriedenstellend akzeptiert werden. Die Wiederfin-

Abb. 4.110 FLO-TRACER-Geräteset mit **a** LFT-Sonde, **b** Steuer- und Ablesegerät, und **c** Kalibrierset

dungsrate gibt gleichzeitig einen Hinweis auf die Genauigkeit der Tracererfassung und -analyse (z. B. die Werte von >100 % in Tab. 4.20 sind so zu erklären).

Tabelle 4.20 enthält zusätzlich die *Fließzeiten* des Tracers von der Eingabestelle bis zu den einzelnen Messstellen. Zur Definition der verschiedenen Fließzeiten wird auf Abb. 4.105 verwiesen. Danach sind

t_1 = Zeit bis zum 1. Eintreffen der Tracerkonzentration,
t_2 = Zeit bis zum Maximum der Tracerkonzentration,
t_3 = Zeit bis zum Median der Tracerkonzentration (mittlere Laufzeit).

Für die Durchflussermittlung ist lediglich die mittlere Laufzeit t_3, die dem Schwerpunkt unter der Tracerdurchgangskurve entspricht (s. Abb. 4.104), von Interesse, da mit deren Hilfe über die Fließstrecke bzw. Durchmischungsstrecke L die mittlere Geschwindigkeit v_m abgeleitet werden kann.

Tab. 4.20 Fließzeiten und Wiederfindungsraten am Beispiel des in Abb. 4.109 dargestellten Markierungsversuchs an der unteren Ruhr. (Morgenschweis u. Nusch 1991)

1	2	3	4	
Nr. der Messstelle	Messstelle	Entfernung von Messstelle zu Messstelle (km)	t_1 (h)	v_1 (m/s)
21	Kettwig	7,7	18,0	0,12
22	Kalenberg	16,5	16,0	0,15
23	Raffelberg	21,4	21,0	0,07

5		6		7	8
t_2 (h)	v_2 (m/s)	t_3 (h)	v_3 (m/s)	Wiederfindungsrate (in %)	Bezugs-Abfluss (m^3/s)
23,0	0,09	24,0	0,09	98,3	19
23,0	0,11	24,3	0,10	100,7	18
2ss1,0	0,07	24,7	0,06	100,9	17

Nach der allgemeinen Durchflussgleichung (Gl. (4.1)) kann daraus nach Bestimmung des benetzten Durchflussquerschnitts A der Durchfluss Q ermittelt werden. Damit steht eine weitere Kontrollmöglichkeit für Durchflussmessungen mit Tracern nach der Integrationsmethode zur Verfügung.

In der gewässerkundlichen Praxis wurden Tracermessungen an größeren Flüssen, wie dem Rhein und der Elbe, sowie an Gewässern mit komplexen Strömungsverhältnissen, wie z. B. der Ruhr (Morgenschweis u. Nusch 1991), für verschiedene Fragestellungen durchgeführt. Die Durchflussmessung war dabei lediglich ein Nebenprodukt und nicht der Hauptzweck der groß angelegten Markierungsversuche.

Eine Renaissance erfuhren die Tracerverfahren dadurch, dass in den letzten Jahren *kompakte Messsysteme* entwickelt wurden, die bei kleinen bis mittleren Gewässern eingesetzt werden können. Hierzu zählen das FLO-TRACER und die Tracersysteme MST-2/MFT-2 (Sommer 2008b). Da das FLO-TRACER heute weltweit häufig eingesetzt wird und von Adler (2003) eingehend getestet wurde und zudem eines der wenigen Komplettgeräte ist, die heute im Handel erhältlich sind, soll es hier stellvertretend vorgestellt werden:

Durchflussmessung nach dem Salzverdünnungsverfahren mit dem FLO-TRACER: Das Gerät arbeitet nach der Momentaninjektionsmethode und verwendet Salz als Tracer.

Es besteht, wie in Abb. 4.110 dargestellt, aus

a) einer LFT-Sonde zum Messen der Leitfähigkeit und Temperatur
b) einem Hand-held- Gerät mit Prozessor und Datenspeicher zum Verarbeiten der Messdaten und
c) einem Behälter mit Lösungen zur Erstkalibrierung und Kontrolle der LFT-Sonde.

Die Vorabfestlegung der erforderlichen Salzmenge und der Mindestdurchmischungsstrecke können nach den im allgemeinen Kapitel zur Tracermessung angeführten Ansätzen (s. Kap. 4.6.3) erfolgen.

Die gerätespezifischen Vorbereitungen einer Messung, wie Programmierung des Hand-held-Geräts und Eingabe der standortspezifischen Angaben (Gewässername, Standort, Bediener, Messintervall, Wetter, Wasserstand, Salzmenge, Länge der Durchmischungsstrecke), können anhand der mitgelieferten Anleitungen leicht durchgeführt werden.

Lediglich die Salzmenge M und die Länge der Messintervalle t gehen nach Gl. (4.66) in die Berechnung des Durchflusses ein.

Die *Länge der Messintervalle* hat Einfluss auf die verfügbare Gesamtmessdauer, da das „Zählgerät" nur maximal 955 Einzelwerte pro Messung (max. 15 Messungen insgesamt) speichern kann. Zwischen der Intervalllänge und der Messdauer besteht der in Tab. 4.21 ablesbare Zusammenhang.

Bei einer Intervalllänge von 4 s, die eine gute zeitliche Auflösung der Durchgangskurve ergibt, liegt demnach die Messdauer bei etwas mehr als 1 h.

Tab. 4.21 Zusammenhang zwischen Intervalllänge und Messdauer beim Einsatz eines FLO-TRACER-Gerätes. (Nach Adler 2008b)

Intervalllänge (s)	Messdauer
1	15 min 55 s
2	31 min 50 s
4	1 h 03 min 40 s
8	2 h 07 min 20 s
16	4 h 14 min 20 s
32	8 h 29 min 20 s

Die gewählte Intervalllänge hat darüber hinaus Einfluss auf die vor einer Messung einzuhaltende Vorlaufzeit, in der Sonde und Leitfähigkeitsmessgerät die im Gewässer vorhandene Salzkonzentration und die Wassertemperatur ausreichend genau erfassen können. Tabelle 4.22 gibt vereinfacht diesem Zusammenhang wieder.

Diese Werte müssen eingehalten werden, damit die erforderliche Vorlaufzeit für das Messsystem gewährleistet wird. Bei einer Intervalllänge von z. B. 4 s werden demnach ca. 7 min. Vorlaufzeit bis zur Eingabe des Tracers benötigt.

Die Tab. 4.21 und 4.22 sollten aber auch dazu herangezogen werden, die für eine in situ-Messung erforderliche Gesamtzeit abzuschätzen, um in Abwägung zur gewünschten Auflösung der Aufzeichnung einen Kompromiss zu finden zwischen verfügbarer Zeit für eine Messung und zugehöriger Intervalllänge.

Bei Einhaltung dieser einfachen Vorgaben ist der eigentliche *Messvorgang* einfach und relativ zügig durchzuführen. Als Ergebnis der Messung wird zum einen die gesamte Durchgangskurve des Tracers gemessen und auf einem Laptop, auf den die Messdaten einfach über eine EXCEL-Datei importiert werden können, visualisiert. Zum anderen werden auf dem kleinen Display des Hand-held-Geräts die Messparameter und der zugehörige Durchfluss direkt angezeigt.

In gleicher Weise wie das FLO-TRACER kann das in Österreich entwickelte MST-2 von der Fa. Sommer eingesetzt werden, das ebenfalls mit Salz als Markierungsmittel arbeitet; aus Gründen der unmittelbaren Plausibilitätskontrolle vor Ort werden bei diesem Kompaktgerät zwei Leitfähigkeitssonden simultan eingesetzt. Ansonsten sind die beiden Geräte vergleichbar.

Als *Anwendungsgebiete* für die mit Salz arbeitenden Geräte werden kleinere bis mittlere Fließgewässer angegeben.

Tab. 4.22 Zusammenhang zwischen Intervalllänge und notwendiger Vorlaufzeit vor Ankunft der Tracerwolke. (Nach Adler 2008b)

Intervalllänge (s)	Messbeginn vor Ankunft der Wolke (Vorlaufzeit)
1	1 min 40 s
2	3 min 20 s
4	6 min 40 s
8	13 min 20 s
16	26 min 40 s
32	53 min 20 s

Bei größeren Durchflussmengen ist die Leitfähigkeitsmessung nicht mehr praktikabel, da die erforderliche Salzmenge zu groß wird. Hier bietet sich der Einsatz von Fluoreszenzfarbstoff als Tracer (vgl. Abs. „Tracerarten, Tracereigenschaften und Tracerwahl“) auch bei Kompaktgeräten wie dem MFT-2, bei dem zwei Fluoreszenzsonden eingesetzt werden, an.

Durchflussmessung nach dem Farbverdünnungsverfahren mit einem Lichtleiter-Fluorimeter: Die Landeshydrologie und -geologie der Schweiz hat die Tracermesstechnik intensiv weiterentwickelt und verwendet heute zur Detektierung von Fluoreszenzfarbstoffen ein Lichtleiter-Fluorimeter. Diese Technik hat sich in der Praxis bewährt. Die Anwendungsgebiete können bei Einsatz von Lichtleiter-Fluorimetern auf Gewässer mit großem Durchfluss ausgeweitet werden. Einzelheiten können Hodel et al. (2000) entnommen werden.

In Wernli (2007) wird als neueste Entwicklung die Verwendung von kompakten Pocketfluorimetern in Kombination mit der Pumpmethode, bei der mit einer kleinen Wasserpumpe während eines Markierungsversuches kontinuierlich eine Mischprobe gesammelt und die daraus resultierende mittlere Tracerkonzentration am Ende des Pumpens mit dem Pocketfluorimeter bestimmt wird, vorgestellt.

Die *Messunsicherheit* beim Einsatz des Tracerverfahrens mit momentaner Injektion ist qualitativ in der Pegelvorschrift, Anl. D (1991, Tab. 5.1) zusammengestellt. Danach stellt bei der Integrationsmethode die vollständige und genaue Erfassung der Durchgangskurve der Tracerkonzentration die Hauptunsicherheitsquelle dar. Diese Unsicherheit kann durch Einsatz moderner Sonden wie dem FLO-TRACER, MST-2, MFT-2 oder dem Verfahren der Schweizer Landeshydrologie reduziert werden. Daher ist die Aussage, die häufig noch in englischer Literatur (z. B. Boiten 2008) geäußert wird, dass die „cloud velocity method“ weniger genau sei, heute so nicht mehr richtig. Kirschmer (1930) untersuchte die erzielbare Genauigkeit der Durchflussmessung „mit schäumender Salzlösung“ anhand von messtechnisch aufwändigen Messungen am Walchensee in Bayern, bei denen zur Kontrolle Behältermessungen durchgeführt wurden (Schaffernak 1960). Danach lag die Unsicherheit dieses Verfahrens bei max. 2,4 %. Insgesamt sind die Messunsicherheiten bei sorgfältigem Vorgehen und fachkundiger Verfahrensauswahl in der gleichen Größenordnung wie sonstige vorgestellte Durchflussmessverfahren.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass Dank der Entwicklung von modernen Messsonden wie Leitfähigkeitsmessern zur Erfassung der Salzverdünnung oder Lichtleiter-Fluorimetern zur in situ-Messung der Fluoreszenz von Farbstoff, die Tracermethode mit Momentaninjektion in der praktischen Anwendung heute Vorteile gegenüber der Methode mit konstanter Einspeisung aufweist.

Die Anwendung beider Tracerverfahren ist vor allem dort von Interesse, wo die übrigen aufgezeigten Messverfahren wegen z. B. zu hoher Turbulenz und zu hohem Feststoff- und Schwebstoffgehalt, wie z. B. in alpinen Wildbächen und Gebirgsflüssen, oder zu geringer Fließgeschwindigkeit in gestauten Flussabschnitten nicht möglich ist.

Abschließend ist noch anzumerken, dass über die Durchflussmessung hinaus Tracerverfahren, unabhängig vom eingesetzten Verfahren, auch zur Ermittlung von

Ausbreitungsvorgängen (longitudinale und transversale Dispersion, s. Lenda u. Zuber 1970; Behrens 1982) und von Verweilzeiten (s. Morgenschweis u. Nusch 1991) verwendet werden können.

4.6.4 Durchführung von Integrationsmessungen zur Bestimmung der mittleren Querschnittsgeschwindigkeit

Im Gegensatz zu der Anwendung des Integrationsverfahrens in Kap. 4.5.12, Abschnitt d), bei dem es um die integrierende Erfassung der Geschwindigkeit in einzelnen Lotrechten ging, soll in diesem Kapitel ausschließlich auf Verfahren eingegangen werden, die als Ergebnis der Messung die mittlere Geschwindigkeit des gesamten Messquerschnitts liefern. In diese Rubrik fallen zwei verschiedene Verfahren:

a) die Moving Boat-Methode und
b) die horizontale Integration mit Hilfe einer Seilkrananlage.

Beide stellen grundsätzlich „verkürzte“ Verfahren der Geschwindigkeitsflächenmethode dar; wie bei der Punktmessung der Einpunkt-Methode wird hier aus der messtechnischen Erfassung der Geschwindigkeit einer Messtiefe integrierend über die Gewässerbreite auf die mittlere Querschnittsgeschwindigkeit geschlossen (horizontale Integration). Dadurch kann die Messzeit erheblich verkürzt werden.

Diese Verfahren wurden in den letzten Jahrzehnten entwickelt und eingesetzt, um den Durchfluss in großen Flüssen und Ästuaren messen zu können. Auf diese Weise wurde z. B. im Jahre 1972 im Amazonas mit dem Moving Boat-Verfahren ein extremer Durchfluss von 250.000 m^3/s gemessen. Die Entwicklung war am Anfang vorwiegend auf den Einsatz von Messflügeln konzentriert; seit zwei Jahrzehnten wird das Verfahren in Kombination mit Ultraschall-Doppler-Strömungsprofilmessgeräten (ADCP, Kap. 4.6.2) zunehmend auch die Anwendung in mittelgroßen Gewässern ausgedehnt. Ein wesentlicher Vorteil des Verfahrens ist, unabhängig von der eingesetzten Messtechnik, die große Zeit- und damit auch Kostenersparnis. Die allgemeinen Grundlagen des Verfahrens sollen im Folgenden vorgestellt werden.

4.6.4.1 Moving Boat-Methode

Messprinzip: Ein Geschwindigkeitsmessgerät, z. B. ein hydrometrischer Flügel, wird an einem Boot in einer bestimmten Tiefe, z. B. 1 m unter der Wasseroberfläche, fest montiert; das Boot quert das Gewässer in konstanter Geschwindigkeit entlang eines festgelegten Messpfades quer zur Fließrichtung (Abb. 4.111).

Während der Fahrt registriert ein Echolot, oder beim ADCP das Messgerät selbst, die Messtiefe und damit den Messquerschnitt, das Geschwindigkeitsmessgerät erfasst kontinuierlich die Fließgeschwindigkeit in der vorgegebenen Tiefe inte-

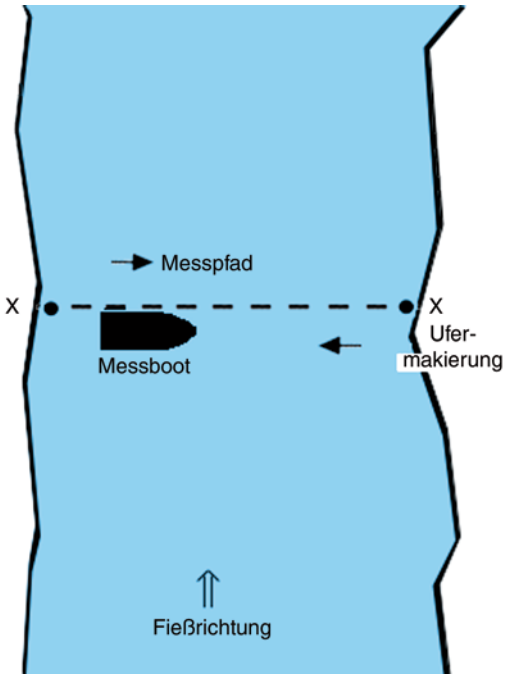


Abb. 4.111 Prinzip der Moving Boat-Methode

grierend über den Messquerschnitt. Die gemessene Geschwindigkeit ist die relative Geschwindigkeit der am Messgerät vorbeifließenden Strömung v_r (r wie relative Geschwindigkeit); sie setzt sich zusammen aus der Bootsgeschwindigkeit v_b und der Fließgeschwindigkeit des Gewässers v (s. Abb. 4.112):

$$v = v_r \cdot \sin \alpha \tag{4.68}$$

oder

$$v = \left(v_r^2 - v_b^2\right)^{1/2} \tag{4.69}$$

mit

v = Fließgeschwindigkeit des Gewässers [m/s]
v_r = gemessene (relative) Fließgeschwindigkeit [m/s]
v_b = Bootsgeschwindigkeit lotrecht zur Fließrichtung [m/s]
α = Winkel zwischen dem tatsächlichen Messpfad und der Lotrechten zur Fließrichtung.

In der Praxis gibt es drei verschiedene Verfahrensweisen:

1. Die relative Geschwindigkeit v_r sowie die Position des Boots und der Winkel α werden beobachtet. Zur Messung des Winkels α ist im Boot ein Winkelanzeiger installiert (s. Abb. 4.113), die Position des Bootes kann mit GPS vom Boot aus oder mit einem Sextanten vom Ufer aus ermittelt werden.
   Zur Geschwindigkeitsberechnung wird Gl. (4.68) verwendet.

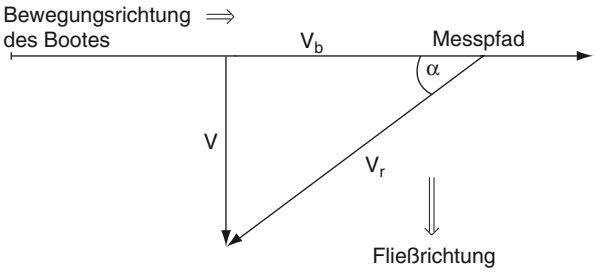


Abb. 4.112 Diagramm der Geschwindigkeitsvektoren bei der Moving Boat-Methode

2. Bei dieser Vorgehensweise wird die Bootsgeschwindigkeit v_b direkt über eine Zeit-Entfernungsmessung vom Ufer aus bestimmt. Hierbei geht man davon aus, dass die Geschwindigkeit des Boots bei einem nicht zu langen Messpfad annähernd kon stant ist. Dieses Verfahren kann auch auf Teilabschnitte des Querschnitts verfeinert werden. Zur Geschwindigkeitsberechnung wird Gl. (4.69) eingesetzt. Eine Winkelmessung ist bei diesem Verfahren nicht erforderlich.
3. Es werden nur die Bootsgeschwindigkeit v_b und der Winkel α messtechnisch erfasst. Bei diesem Verfahren ist die simultane Messung der Gewässertiefe wesentlich.
   Die Fließgeschwindigkeit v ergibt sich dann zu

$$v = v_b \cdot \tan \alpha. \tag{4.70}$$

Bei dieser Methode wird keine explizite Fließgeschwindigkeitsmessung durchgeführt; das Boot fungiert sozusagen als „Schwimmer“.

Die Darstellung der Geschwindigkeitsvektoren in Abb. 4.112 verdeutlicht die einzelnen Verfahren. Die erforderliche Messausrüstung für die Moving Boat-Methode ist aus Abb. 4.113 ersichtlich.

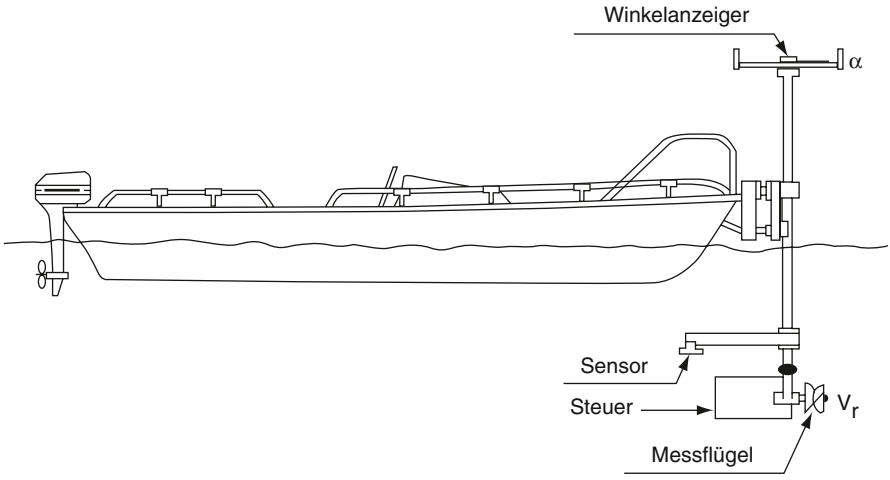


Abb. 4.113 Boot mit Messausrüstung für die Moving Boat-Methode. (Nach Hayes 1978)

Anstelle der Messung mit einem Flügel, wie in Abb. 4.113 dargestellt, kann auch mit mehreren Flügeln, befestigt an einem Gestänge über die Messtiefe verteilt, synchron gemessen werden. Mit einer solchen „Mehrschichtmessung“ lässt sich zwar naturgemäß die reale Geschwindigkeitsverteilung in einem Querschnitt genauer erfassen, sie jedoch wesentlich aufwändiger, da eine spezielle Ausrüstung mit einem Feld-Bussystem zeitsynchron zur Datenerfassung notwendig ist. Daher kommen solche Verfahren nur bei Spezialproblemen, z. B. bei der Kalibrierung von Kraftwerksturbinen, zum Einsatz. Bezüglich der Details zur Messausrüstung und der Durchführung von Moving Boat-Messungen wird auf WMO-Guide No. 519 Teil I (1980) verwiesen.

Während der Querung des Messquerschnitts werden Geschwindigkeitsmessungen, z. B. mit einem Flügel, mit der üblichen Messzeit (z. B. t=30 s) durchgeführt.

Die Fließgeschwindigkeitswerte v lassen sich je nach angewandten Verfahren mit Hilfe der Gl. (4.68) bis (4.70) ermitteln. Da im klassischen Fall der Anwendung der Moving Boat-Methode mit *einem* Messgerät die ermittelten v -Werte nur für die eingestellte Messtiefe gültig sind, müssen sie mit einem Faktor multipliziert werden, um die mittlere Geschwindigkeit v_m im Querschnitt oder in einem Teilabschnitt zu erhalten:

$$v_m = k \cdot v \tag{4.71}$$

mit

k = Faktor, der die inhomogene Geschwindigkeitsverteilung in einem Querschnitt berücksichtigt; häufig wird k=0,90 gesetzt, wenn die Strömungsverhältnisse nicht sehr inhomogen sind und die ausgewählte Messtiefe (Horizont) repräsentativ ausgewählt ist.

Einsatzbereich und Grenzen der Anwendung: Unabhängig von der ausgewählten Vorgehensweise (Verfahren 1 bis 3) liefert die klassische Moving-Boat-Methode nur brauchbare Ergebnisse, wenn

- die Strömungsverhältnisse gleichförmig sind und
- ein gut ausgebildetes Team, ausgestattet mit entsprechenden Messgeräten, zur Verfügung steht.

Haupteinsatzbereiche dieses zu den Index-Methoden zählenden verkürzten Verfahrens sind

- extrem große (breite) Gewässer,
- Messungen während extremer Hochwasser mit großen Überschwemmungsflächen und
- sich schnell ändernde Abflusssituationen, bei denen nur kurze Beharrungszeiten auftreten.

Das Hauptanwendungsgebiet der Moving Boat-Methode ist heute im Zusammenhang mit ADCP-Geräten (s. Kap. 4.6.2) zu sehen. Hierbei handelt es sich im Gegensatz zum hier erläuterten klassischen Moving Boat-Verfahren jedoch nicht um ein

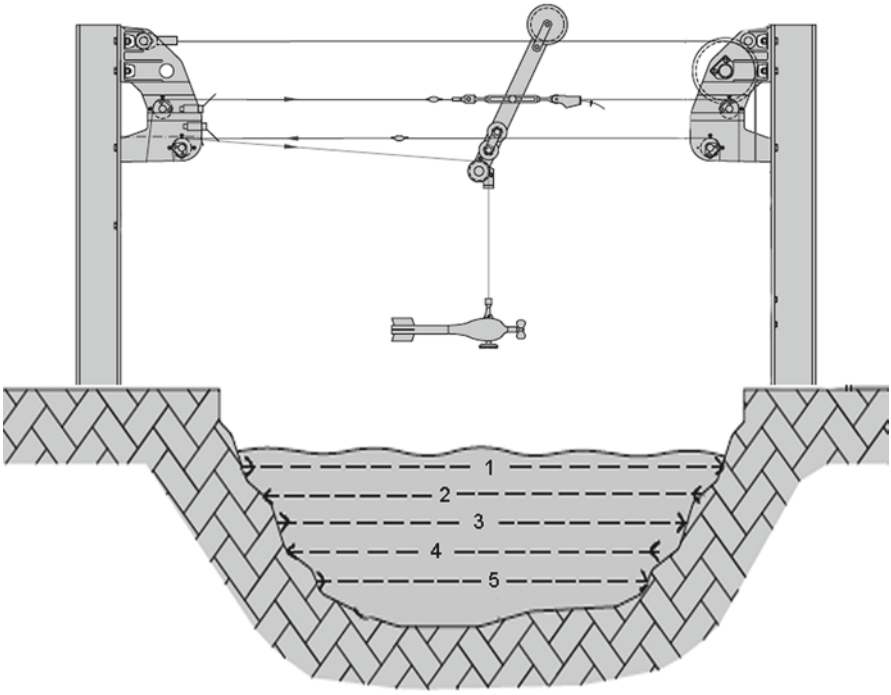


Abb. 4.114 Schematische Darstellung der horizontalen Integrationsmethode

„verkürztes" Verfahren, da ADCP-Geräte mehr oder weniger das Gesamtintegral der Geschwindigkeit in Tiefe und Breite liefern. Mehr Details hierzu s. Kap. 4.6.2.2.

4.6.4.2 Horizontale Integrationsmethode

Messprinzip: Anstatt der Einteilung des Messquerschnitts in vertikale Lamellen, wie in Kap. 4.5.12 im Abschnitt „Integrationsmessung" behandelt, ist auch eine horizontale Integration möglich, indem das Messgerät mit Hilfe einer Seilkrananlage in eine bestimmte Tiefe eingestellt und dann horizontal von Ufer zu Ufer verfahren wird (Abb. 4.114).

Dieses Verfahren wird bevorzugt in China vom Bureau of Hydrology eingesetzt, wobei entweder nur die Oberflächengeschwindigkeit (Schicht I in Abb. 4.114) oder die Geschwindigkeit in mehreren Schichten (I bis V in Abb. 4.114) gemessen wird.

Bei der *Durchführung* der horizontalen Integrationsmessung, ob im Einschicht- oder Mehrschichtverfahren, wird das Messgerät, i. d. R. ein hydrometrischer Flügel (Kap. 4.5.4), mit Hilfe einer Seilkrananlage in gleichmäßiger Geschwindigkeit horizontal verschoben. Bei elektrisch betriebenen Winden ist dies problemlos durch-

führbar, bei manuell betriebenen Winden ist die Qualität des Messpersonals entscheidend.

Nach den Richtlinien des Bureau of Hydrology in China

- soll die Horizontalgeschwindigkeit v_h im Normalfall ca. 80 % der mittleren Querschnittsgeschwindigkeit betragen; bei mittleren Geschwindigkeiten unter 0,5 m/s sollte die Horizontalbewegung nicht schneller als das 1,5-fache der mittleren Geschwindigkeit sein,
- werden beim Mehrschichtverfahren, wie in Abb. 4.89 dargestellt, die einzelnen Horizonte in Schleifen angefahren. Die *Einteilung des Messquerschnitts* in einzelne Schichten erfolgt nach den Vorgaben der Messtiefeneinteilung des Vielpunktverfahrens (Kap. 4.5.2). In der Regel werden 4 bis 5 Schichten mit 0,5 bis 2 m Mächtigkeit je nach Gewässertiefe ausgewählt. Die oberste Schicht wird ca. 0,5 m bei kleinen Gewässern und 1,0 m bei großen Flüssen unter der Wasseroberfläche angeordnet. Es sollte möglichst nahe bis an die beiden Ufer gemessen werden, damit der Bereich ohne Messdaten nicht größer als 6 % der Gesamtbreite ausmacht,
- wird das Durchhängen des Tragseils der Seilkrananlage mit Hilfe eines Mikroprozessor-gesteuerten Regulators ausgeglichen,
- wird der Querschnitt vorab durch Peilungen ermittelt.

Die Messungen werden von der Wasseroberfläche zur Gewässersohle hin durchgeführt, wobei die Horizontalbewegungen, wie in Abb. 4.114 dargestellt, in alternierender Richtung durchgeführt werden, um den Einfluss von möglichen Schrägströmungen zu kompensieren.

Berechnung: Die mittlere Geschwindigkeit v einer Schicht berechnet sich nach der Formel des Pythagoras (s. Abb. 4.112) analog zur Moving Boat-Methode (vgl. Gl. (4.69)); in der die horizontale Geschwindigkeit – in diesem Fall die Verschiebegeschwindigkeit des Messgerätes v_v – berücksichtigt wird:

$$v = \left(v_r^2 - v_v^2\right)^{1/2} \tag{4.72}$$

mit

v = mittlere Fließgeschwindigkeit einer Schicht [m/s]
v_r = gemessene, relative Fließgeschwindigkeit [m/s]
v_v = Verschiebegeschwindigkeit [m/s].

Beim Mehrschichtverfahren berechnet sich die mittlere Querschnittsgeschwindigkeit durch arithmetrische Mittelung der einzelnen Schichtengeschwindigkeiten. Für die sohlnahe Schicht wird das Messergebnis mit 0,5 multipliziert, um die mittlere Geschwindigkeit zu erhalten.

Beim Verfahren, in dem nur in der oberflächennahen Schicht die Geschwindigkeit horizontal integrierend gemessen wird, muss analog zur Moving Boat-Methode die nach Gl. (4.72) berechnete mittlere Geschwindigkeit v der ober-

flächennahen Schicht mit Hilfe eines Faktors auf den Gesamtquerschnitt hochgerechnet werden nach:

$$v_m = k \cdot v, \tag{4.73}$$

wobei, ebenso wie bei der Moving Boat-Methode, häufig k=0,90 gesetzt wird. Die weitere Berechnung des Durchflusses erfolgt wie in Kap. 4.6.5 behandelt.

Die Anwendung des Verfahrens der horizontalen Integrationsmessung ist meines Wissens auf China begrenzt, wird dort jedoch bei Einhaltung der dazu entwickelten Richtlinien erfolgreich eingesetzt.

Zusammenfassend lässt sich für beide Integrationsverfahren festhalten, dass

- ihr Hauptvorteil in der beträchtlichen Zeitersparnis liegt; dies kann bei größeren Gewässern und bei instationären Durchflusssituationen (z. B. bei einer Flash Flood) von entscheidender Bedeutung sein,
- die erreichbare Genauigkeit beider Verfahren stark abhängig ist von der Qualifikation des Messpersonals und der vorhandenen messtechnischen Ausstattung.

4.6.5 Berechnung des Durchflusses über die mittlere Querschnittsgeschwindigkeit

Die in den Kap. 4.6.1 bis 4.6.3 vorgestellten integrierenden Messverfahren liefern, außer dem ADCP-Lotrechtenverfahren, direkt die mittlere Fließgeschwindigkeit v_m für den gesamten Messquerschnitt. Beim Lotrechtenverfahren muss die mittlere Querschnittsgeschwindigkeit vorab nach dem Querschnittsmittenverfahren (s. Kap. 4.5.13) berechnet werden. Um die Grundgleichung der Durchflussbestimmung $Q = v_m \cdot A$ (Gl. (4.1)) anwenden zu können, muss zusätzlich lediglich die durchflossene Querschnittsfläche A bestimmt werden.

Diese wird über die Breite des Gewässers bei dem während der Messung herrschenden Wasserstand und über die Wassertiefe in für den Querschnitt repräsentativen Lotrechten ermittelt. Die Gewässerbreite kann mit Hilfe eines Maßbands, geodätischen oder laserbasierten Entfernungsmessgeräten, die Tiefe mit Peilstangen oder Echoloten bestimmt werden. Bei wiederkehrenden Messungen an einer fest installierten Pegelmessstelle steht i. d. R. das Messprofil in ausreichender Genauigkeit aus früheren Aufmessungen zur Verfügung. Bei sog. Regelprofilen (z. B. Rechteck, Trapez) wird A aus den Aufmaßen berechnet. Bei unregelmäßigen, mehr natürlichen Querschnitten kann A als Integral graphisch oder numerisch analog zu den in Kap. 4.5.13 vorgestellten Verfahren ermittelt werden. Bei heute in der Praxis allgemein eingesetzter Software zur Erfassung und Auswertung von Durchflussmessungen (z. B. Biber, Padua, Software Q) werden diese Werte routinemäßig berechnet und ausgeworfen.

Damit ist die Berechnung des Gesamtdurchflusses eines Querschnitts rein rechnerisch nach Gl. (4.1) möglich.

Zur Frage der Festlegung des Bezugswasserstands bei instationären Strömungsverhältnissen wird auf Kap. 4.5.13.3 verwiesen.

4.6.6 Kriterien zur Auswahl von Verfahren zur integrativen Messung von Querschnittsgeschwindigkeiten

Innerhalb der in Kap. 4.6 vorgestellten mobilen integrierenden Messverfahren stellen die *Messschirme* sicherlich ein „exotisches" Messsystem dar, welches theoretisch fundiert zwar eine sehr hohe Genauigkeit der Durchflussmessung erlaubt, jedoch auf kleine bis mittlere Gewässer mit regelmäßigem Querschnitt, i. d. R. Kanäle, beschränkt ist. Da das Verfahren technisch aufwändig ist, wird sein Einsatz auf Versuchseinrichtungen beschränkt bleiben (s. Tab. 4.23).

Anders sieht es bei der Gruppe der *ADCP-Messgeräte* aus die heute vorwiegend nach der *Moving Boat-Methode* eingesetzt werden und, eine ungewöhnlich rasche Verbreitung gefunden haben. Dieses Messsystem, dessen Einsatz anfangs nur für größere Gewässer wie Rhein oder Elbe sinnvoll erschien, breitet sich durch Neuentwicklungen jedoch mehr und mehr auch auf kleine bis mittlere Gewässer aus. Obwohl die Geräte (nebst notwendigem Zubehör wie Geräteträger) relativ teuer sind und ihr Einsatz ein gut geschultes Personal erfordert, haben sie sich innerhalb von knapp zwei Jahrzehnten zu einem Standard vergleichbar mit dem hydrometrischen Flügel, entwickelt. Maßgebend dafür ist der geringe Zeitaufwand für eine Durchflussmessung mit einem ADCP-Messgerät. Neben diesem wesentlichen Vorteil muss jedoch bedacht werden, dass es gerätespezifisch bedingt in den Randbereichen eines Gewässers, d. h. an den beiden Uferböschungen, der Gewässersohle und unterhalb der Wasseroberfläche, mehr oder weniger große Bereiche ohne Messwerte gibt, die mit geeigneten Methoden extrapolierend ergänzt werden müssen.

Bei bewegter Gewässersohle, z. B. durch Geschiebetrieb, stößt die Moving Boat-Methode an ihre Grenzen, da dann die Bootsgeschwindigkeit nicht einwandfrei gemessen und angemessen berücksichtigt werden kann. Hier bieten sich Korrekturverfahren, aber auch als Kompromiss das *ADCP-Lotrechenverfahren* an, bei dem in Anlehnung an das klassische Vielpunktverfahren bei Punktmessungen ein Querschnitt nicht kontinuierlich gequert wird, sondern an vorgegebenen Lotrechten stationär mit dem ADCP gemessen wird. Dies geht nicht so schnell vonstatten wie eine Moving Boat-Messung, ist dafür aber weniger anfällig für Fehler (s. Tab. 4.23). Insgesamt unterliegt die Entwicklung der ADCP-Messtechnik zurzeit noch einer stürmischen Entwicklung, so dass es nicht unwahrscheinlich ist, dass diese Messtechnik in Zukunft *die* mobile Durchflussmessmethode sein wird.

Die als letzte Verfahren in Kap. 4.6 aufgeführten *Tracerverfahren* stellen mit ihren beiden gleichwertigen Verfahrensweisen, der *konstanten Einspeisung* und der

Tab. 4.23 Hauptcharakteristika mobiler integrierender Durchflussmessverfahren

Mess-verfahren	Mess-prinzip	Messbereich	Anwendungsbereich Gewässer-größe	Querschnitts-form	Geräte u. Zubehör	Kosten	Unsicher-heiten	Bemerkungen
1. Messschirme	Schwimmer	v < 2 cm/s	klein bis mittel	Rechteck-kanal	Eigenbau	aufwändig	± 2 %	Lösung von Spezial-problemen
2. ADCP	Ultraschall-Puls Doppler m. Korrelation							
	Frequenz	Messtiefe	mittel bis groß	beliebig				
a) Moving Boat - Verfahren	250 kHz 600 kHz	5.0 - 180 m 1.8 - 75 m			ADCP-Geräte verschiedene Hersteller mit	20-50 T€uro	< 5%	sehr zeitsparend
b) Lotrechten - Verfahren	1200 kHz 3000 kHz	0.3 - 21 m 0.3 - 6 m	mittel bis groß	beliebig	Geräte-trägern	20-30 T€uro	< 5%	bei bewegter Sohle
3. Tracer								
a) Konstante Einspeisung	Verdünnung	hohe Fließge-schwindigkeiten	Hochgebirgs-bäche mit hoher Turbu-lenz	beliebig	Mariottesche-flasche	ca 5 T€uro	2-5 %	hoher Personal-aufwand
b) Momentan-injektion	Markierung	geringe Fließge-schwindigkeiten	staugeregelte Gerinne	keine Totwasser-bereiche	Analysen-geräte	Kompakt-gerät 3,5 T€uro	2-3 %	Kompaktgeräte: geringer Aufwand schnelles Er-gebnis

Momentaninjektion, Messsysteme zur Verfügung, die heute im Wesentlichen dort eingesetzt werden, wo andere Messverfahren an ihre Grenzen stoßen; sei es im Hochgebirge, wo alpine Bäche mit hoher Turbulenz und starker Geschiebe- und Geröllführung Messungen z. B. mit Flügeln nicht erlauben oder in staugeregelten Flachlandflüssen und Kanälen mit sehr geringen Fließgeschwindigkeiten im Bereich von 1 bis 2 cm/s, bei denen die Anlaufgeschwindigkeit vieler Geräte unterschritten wird oder der Messfehler exorbitant ansteigt.

In Tab. 4.23 sind ausgewählte Kennwerte der oben aufgeführten integrierenden Durchflussmessverfahren, die mobil eingesetzt werden können, zusammengestellt, um bei der Auswahl eines für die jeweilige Fragestellung geeigneten Messsystems behilflich zu sein.

4.7 Weitere Verfahren der mobilen Durchflussmessung

Neben den Verfahren, die über die punkthafte oder integrative Geschwindigkeitsmessung in einem Messquerschnitt (Kap. 4.5 bzw. 4.6) den Durchfluss bestimmen, gibt es Verfahren, die die Methoden der kontinuierlichen Durchflusserfassung (Kap. 5) mobil einsetzen und so nicht in die oben angeführte Gliederung passen. Hierbei handelt es sich zum einen um mobile Venturikanäle (Kap. 4.7.1) und Wehre (Kap. 4.7.2) und zum anderen um den Einsatz aufsteigender Schwimmer (Luftblasen u. Ä.), deren Abdrift zur direkten Durchflussbestimmung genutzt wird.

4.7.1 Mobile Venturikanäle

Messprinzip: Hierbei werden Venturikörper so in den Messquerschnitt eingebracht, dass das Venturi-Grundprinzip (s. Kap. 5.3.7) zur Wirkung kommt und der Zufluss einen Fließwechsel vom Strömen zum Schießen erfährt. Dadurch wird erreicht, dass der Durchfluss allein über Höhenangaben ermittelt werden kann.

Diese Methode eignet sich insbesondere für die Abwassermesstechnik, da dadurch die verstopfungsanfälligen Druck- und Geschwindigkeitsmessungen umgangen werden können und weil dort, ebenso wie in der Wasserversorgung, geometrisch regelmäßige Querschnittsformen wie z. B. Rechteckkanäle oder Rohrleitungen vorkommen, die das Einsetzen der Venturikörper erleichtern.

Venturikörper können in beliebiger Form in den Querschnitt eingebaut werden, sofern ein Fließwechsel vom Strömen zum Schießen erzielt wird. Es lassen sich grundsätzlich zwei verschiedene Arten von Venturikörpern unterscheiden:

a) mittig eingebaute, meist runde Kreiszylinder und
b) seitliche Einschnürungen, wie sie vom klassischen stationären Venturigerinne bekannt sind.

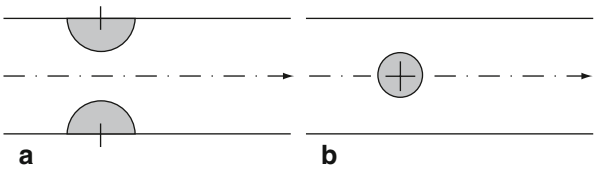


Abb. 4.115 Venturikanal mit **a** konventionellem Verbau, **b** mobilem Venturikörper. (Hager 1994)

Mobiler Venturikanal mit mittig eingebauten Störkörpern: Abbildung 4.115 zeigt einen rechteckigen Venturikanal mit kreisförmigem Einbau, sowohl in konventioneller als auch mobiler Ausführung.

Hager (1985a, b; 1994) hat zur hydraulischen Wirkung verschiedener mobiler Venturikörper in verschiedenen Profilformen vom Rechteck-, über Kreis- bis hin zum Trapezprofil eingehende Untersuchungen durchgeführt. Insbesondere der mobile Venturikanal im Rechteckprofil wurde einer genauen Analyse unterzogen. Danach haben sich Venturikörper in Form eines Kreiszylinders oder eines Kreiskegels – jeweils mit ausgerundeten Konturen, da Ablösungen hinter umströmten Körpern hydraulisch gesehen viskositätsabhängig sein können (vgl. Kap. 2.3.1) – als optimal erwiesen.

Durchflussberechnung: Für einen mobilen Venturikanal mit einem zylindrischen Störkörper im Rechteckprofil lässt sich der Durchfluss konventionell (vgl. Gl. (5.28) in Kap. 5.3.7) berechnen nach

$$Q_k = (B - D_v)\sqrt{g\left(\frac{2}{3}H_1\right)^3} \tag{4.74}$$

mit

B = Breite des Rechteckkanals [m]
D_V = Durchmesser des Venturikörper [m]
g = Erdbeschleunigung [m/s^2]
H_1 = Energiehöhe [m].

Wegen dem Einfluss der Zähigkeit, der Oberflächenspannung und der Strömungskrümmung muss Gl. (4.74) korrigiert werden. Zähigkeit und Oberflächenspannung können vernachlässigt werden, wenn die Abmessungen groß genug gewählt werden; nach Hager (1994) genügt z. B. eine Mindestbreite des Kanals von 0,20 m und eine maximale Energiehöhe H_1 von 100 mm. Dann hängt der effektive Durchfluss $Q{=}q \cdot Q_K$ nur noch vom Krümmungsparameter $U{=}2H^2/(B - D_v)B$ ab. In erster Approximation gilt nach Ueberl u. Hager (1994)

$$q = 1 + [(4/243) \cdot U]\,/[1 + (1/7)\,(1 -) \cdot U] \tag{4.75}$$

mit

U = auf H bezogener Krümmungsradius [-]
$б$ = Verbauungsgrad [-].

Wenn der Verbauungsgrad δ in etwa 0,4 beträgt, vereinfacht sich Gl. (4.75) zu

$$q = 1 + 0{,}058U/1 + 0{,}08U. \tag{4.76}$$

Damit hat der Verbauungsgrad δ keinen Einfluss auf den Durchfluss; der Krümmungsparameter U sollte jedoch maximal $U=5$ betragen.

Berechnungsbeispiel: In einem Rechteckgerinne von 1,5 m Breite ist ein mobiler Venturikanal mit einem zylindrischen Störkörper mit einem Durchmesser $D_v=0{,}50$ m installiert. Es wird eine Energiehöhe H_1 von 0,45 m gemessen. Wie groß ist der Durchfluss?

1. Berechnung der hydraulischen Kennwerte:
   - Verbauungsgrad $\delta=D_v/B=0{,}5/1{,}5=0{,}33$
   - Krümmungsparameter $U=2\times0{,}45^2/[(1{,}5-0{,}5)\times1{,}5]=0{,}27$
   - Krümmungskorrektur nach Gl. (4.76):
     $q=1+0{,}058\times0{,}27/(1+0{,}08\times0{,}27)=0{,}99$.
2. Berechnung von Q_k nach Gl. (4.74):
   $Q_k=(1{,}5-0{,}5)\,[9{,}81\,(2\times0{,}45/3)^3]^{1/2}=0{,}5145$ m^3/s.
3. Berechnung des effektiven Durchflusses Q:
   $Q=0{,}5145\times0{,}99=0{,}510$ m^3/s.

Zur Berechnung des Grenzeinstaus, des Einstaueffekts bei unvollkommenem Abfluss wird auf Hager (1994) verwiesen. Für eine genaue Durchflussmessung mit einem mobilen Venturikörper sollte ausschließlich freier Abfluss herrschen. Unter diesen Bedingungen beträgt die Messgenauigkeit dieses Verfahrens rund ±1,5 %.

Abbildung 4.116 zeigt Fotos von Strömungsbildern bei Versuchen mit einem mobilen Venturikanal und zylindrischem Venturikörper in einem Rechteckgerinne.

Für den Einsatz in Abwasserkanälen hat Hager (1985a) übrigens auf den zylindrischen Venturikörper einen Motor montiert, der den Zylinder um die Längsachse dreht, damit sich keine festen Inhaltsstoffe am Venturikörper stauen.

Darüber hinaus werden bei größeren Durchflüssen, z. B. in Trapezprofilen, anstelle des Kreiszylinders auch Kreiskegel als Venturiköpfe verwendet.

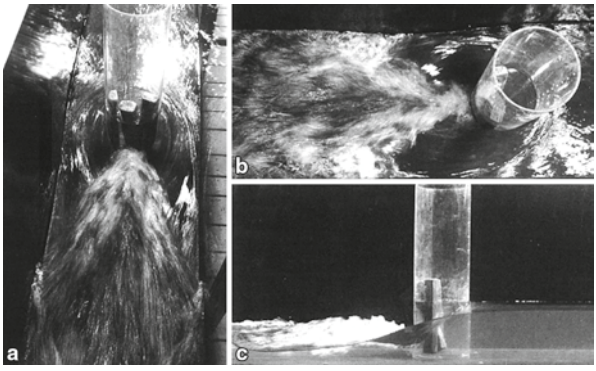


Abb. 4.116 Zylindrischer Venturikörper eines mobilen Venturikanals in einem Rechteckgerinne. (Hager 1994)

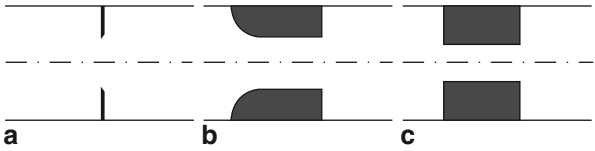


Abb. 4.117 Venturikörper mit seitlicher Einschnürung. (Balloffet 1955)

Neben den in offenen Kanälen eingesetzten Systemen gibt es entsprechende mobile Venturikanäle für Messungen in Kreisprofilen, wie z. B. in nicht vollgefüllten Rohrleitungen (Hager 1988).

Mobiler Venturikanal mit seitlicher Einschnürung: Die in Abb. 4.117 gezeigten einfachen Einbauten zur mobilen Durchflussmessung in rechteckigen Gerinnen wurden zuerst von Balloffet (1955) vorgeschlagen. Sie lassen sich einfach mobil einsetzen.

Die in Abb. 4.117 unter a dargestellte Anordnung mit scharfkantigen Plattenelementen, auch Plattenventuri genannt, besticht durch seine kurze Bauweise und die erzwungene Strömungsablösung. Die Varianten b und c ähneln den Kurzhals-Venturis.

Für die Durchflussberechnung kann grundsätzlich der Formelschatz des klassischen Venturigerinnes (z. B. Gl. (5.28) in Kap. 5.3.7) verwendet werden.

Venturikanäle mit seitlicher Einschnürung werden als Bauteile auch zum mobilen Einsatz in verschiedenen Größen angeboten. Sie werden aus Metall oder glasfaserverstärktem Polyesterharz hergestellt und sind leicht in das vorhandene Gewässer einzusetzen (Erb 1997).

In der Bewässerungswirtschaft werden tragbare Venturigerinne mit langer Einschnürung zur mobilen Durchflussmessung eingesetzt (Bos 1989).

4.7.2 Mobile Überfallwehre

Hierbei handelt es sich hauptsächlich um den mobilen Einsatz von scharfkantigen Überfällen wie Dreieck- oder Rechteck-Plattenwehren (s. Kap. 5.3.4). Solche Plattenwehre können in schmalen Bächen, Abwasserkanälen etc. leicht festgeklemmt, und seitlich abgedichtet, eingesetzt werden. Bei Quellmessstellen muss ein kleiner „Aufstauteich“ eingerichtet werden, dessen Überlauf über ein Plattenwehr erfolgt.

Da Plattenwehre durch den Einbau eines Überfalls zwangsläufig einen Aufstau erzeugen, sedimentieren im Oberwasser Sinkstoffe; dies ist beim mobilen, kurzzeitigen Einsatz jedoch unproblematisch. Das Messen der Überfallhöhen mit einem Maßstab kann bei kleinen Anlagen schwierig bzw. ungenau sein.

Ansonsten gelten alle Vor- und Nachteile sowie die Berechnungsformeln mit ihren Randbedingungen, wie sie in Kap. 5.3.4 eingehend behandelt werden.

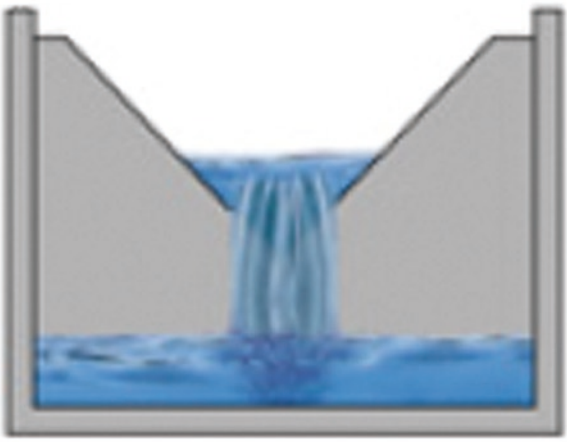


Abb. 4.118 Dreieck-Plattenwehr im mobilen Feldeinsatz

Abbildung 4.118 zeigt als Beispiel den mobilen Einsatz eines Dreieck-Plattenwehrs (90° V-Wehr) bei Kontrollmessungen am Auslauf einer Deponie.

4.7.3 Durchflussmessung mit aufsteigenden Luftblasen

Im Gegensatz zum Einsatz von Luftblasen beim Einperlpegel in Kap. 3.5.3, bei dem über den Druck einer Wassersäule auf eine Ausperleinrichtung der Wasserstand erfasst wird, handelt es sich hier um ein integrierendes Durchflussmessverfahren, bei dem über die Abdrift von Luftblasen, die quasi als „Schwimmer“ (vgl. Kap. 4.5.7) dienen, der Durchfluss gemessen wird. Es handelt sich dabei um ein direktes Verfahren, da der Gesamtdurchfluss ohne „Umweg“ über die Fließgeschwindigkeit erfasst wird. Das Verfahren kann *mobil* zu Kalibrier- und Kontrollzwecken oder fest installiert zur *kontinuierlichen* Durchflusserfassung eingesetzt werden. Voraussetzung für die kontinuierliche Erfassung ist, dass die von der Gewässersohle aufsteigenden Luftblasen und deren von der Strömung induzierte räumliche Verschiebung mit Hilfe geeigneter Bilderfassungssysteme (z. B. Videokameras) kontinuierlich erfasst werden; dies wird unter der Überschrift „Visuelle Durchflussmessung“ im Bereich der kontinuierlichen Verfahren in Kap. 5.8 behandelt. Beiden Verfahren liegt das gleiche Messprinzip zugrunde.

Messprinzip: Perlt man Luft in der Sohle eines Gewässerbetts ein, so steigen die dabei entstehenden Luftblasen von der Sohle auf und werden in einem fließenden Gewässer während des Aufstiegs in Strömungsrichtung abgetrieben (Abb. 4.119).

Die Luftblasen driften an jeder Stelle im Querprofil entsprechend der örtlichen Geschwindigkeit an dieser Stelle ab. Das bedeutet, dass deren horizontale Abdrift

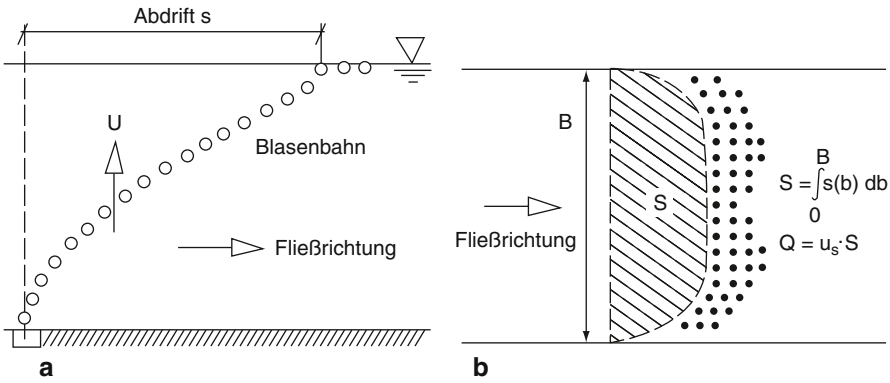


Abb. 4.119 Prinzip der Integrationsmessung mit Luftblasen. **a** Querschnitt **b** Draufsicht. (Quantum 1994)

vom Startpunkt an der Gewässersohle bis zum Auftauchen an der Wasseroberfläche die räumliche Geschwindigkeitsverteilung im Messquerschnitt widerspiegelt (Abb. 4.119). Messtechnisch kann die horizontale Abdrift der Luftblasen entweder manuell aufgemessen oder mit Hilfe einer Digitalkamera aufgenommen und anschließend entzerrt ausgewertet werden.

Physikalische Grundlagen: Die Durchflussmessung mit Luftblasen ist im Prinzip den Verfahren mit „integrierenden Schwimmern" zuzuordnen. Der Grundgedanke des Verfahrens geht auf Entwicklungen im ungarischen gewässerkundlichen Dienst (Hajos 1904, 1906) zu Beginn des 20. Jahrhunderts zurück. Damals dienten Hohlkörper oder Kugeln aus Kork oder Holz als Schwimmer, die auf ihrem Weg von der Gewässersohle zur Wasseroberfläche abgetrieben wurden. Aufbauend auf diesem Grundgedanken entwickelte Bernardsky in Russland erstmals ein mit Luftblasen arbeitendes System, das in der russischen Praxis vielfältig eingesetzt wurde und brauchbare Ergebnisse lieferte. Bereits in der umfassenden Bibliographie zur Hydrometrie des litauischen Hydrologen Kalupaila (1940) wird das Verfahren gewürdigt. Durch die rasche Weiterentwicklung insbesondere des hydrometrischen Flügels geriet das Schwimmerverfahren dann jedoch in Vergessenheit. Erst 1943 brachte Vitols (1943) das Luftblasenverfahren wieder in Erinnerung, wenn auch als kriegsmäßigen Behelf. J. Thon griff in seiner 1966 veröffentlichten Dissertation das Thema wieder auf und erarbeitete am Institut für Wasserbau der Universität Stuttgart die wesentlichen Grundlagen für die Umsetzung des Verfahrens in die gewässerkundliche Messpraxis (Thon 1966). Im Vordergrund stand dabei die mobile Durchflussmessung zu Kontroll- und Kalibrierzwecken. Davíd (1971) stellt Ergebnisse weitergehender experimenteller Untersuchungen in Ungarn vor. Anfang der 1990er Jahre wurde das Verfahren vom Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU Berlin und von Hydro-Consult (Franke et al. 1992) wieder aufgegriffen und von Quantum für die kontinuierliche Durchflussmessung in extrem langsam fließenden

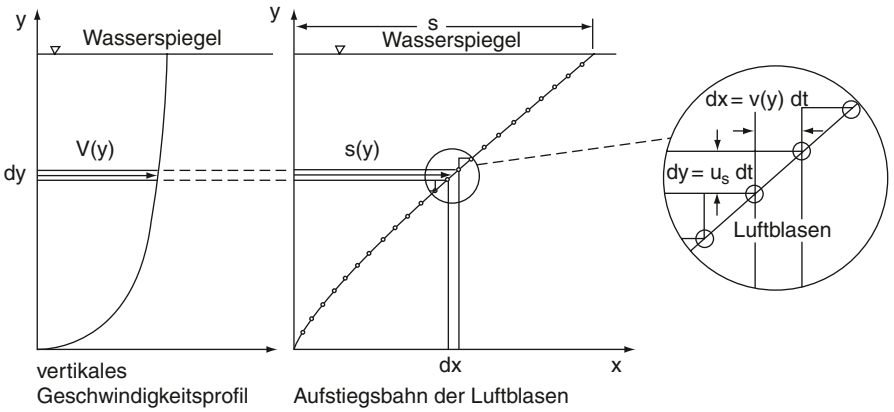


Abb. 4.120 **a** Geschwindigkeitsverteilung und **b** Weg einer Luftblase in einer Messlotrechten. (Franke et al. 1992)

Gerinnen, wie z. B. den Gewässern im Stadtgebiet von Berlin, weiterentwickelt und in der Praxis genutzt (s. Kap. 5.8).

Die *mathematisch-theoretische Ableitung* des Verfahrens geht auf Vitols (1943) zurück und wird in Thon (1966) ausführlich erörtert.

Betrachtet man in Abb. 4.120 die Geschwindigkeit $v(y)$ eines Wasserteilchens in einer Messlotrechten, so beträgt der Teildurchfluss q eines unendlich schmalen Segments des Durchflussquerschnitts

$$q = \int_0^h v(y)dy \tag{4.77}$$

mit

q = Teildurchfluss [m^3/s]
v = Strömungsgeschwindigkeit [m/s]
y = Höhenlage über Gewässersohle [m].

Für die Aufsteigegeschwindigkeit u_s der Luftblasen gilt

$$u_s = \frac{dy}{dt} \text{ bzw. } dy = u_s\, dt \tag{4.78}$$

mit

u_s = Aufsteigegeschwindigkeit der Luftblasen [m/s]
t = Aufstiegszeit [s].

Die Geschwindigkeit $v(y)$ am Punkt y kann durch die Abdrift s der Luftblasen zum Zeitpunkt t beschrieben werden:

$$v(y) = \frac{ds}{dt}. \tag{4.79}$$

Setzt man die Gl. (4.78) und (4.79) in Gl. (4.77) ein, ergibt dies den spezifischen Durchfluss q

$$q = \int_0^s u_s \, ds. \tag{4.80}$$

Bei Annahme einer konstanten Aufstiegsgeschwindigkeit u_s vereinfacht sich Gl. (4.80) zu

$$q = u_s \int_0^s ds. \tag{4.81}$$

Das Integral in Gl. (4.81) entspricht der Entfernung s in Abb. 4.120b und stellt die Abdrift der die Wasseroberfläche erreichenden Luftblasen gegenüber der Lotrechten des Startpunkts an der Gewässersohle dar.

Der Gesamtdurchfluss Q ergibt sich dann zu

$$Q = u_s \int_0^b s(b)db = u_s \cdot S \tag{4.82}$$

mit

u_s= Aufsteigegeschwindigkeit der Luftblasen [m/s]
S = Abdriftfläche [m^2]
b = Gewässerbreite [m].

Danach ist der Gesamtdurchfluss direkt proportional der Abdriftfläche S, die durch Auftragen der Abdriften der verschiedenen Messlotrechten über den Messquerschnitt aufgespannt wird (s. Abb. 4.119).

Diese Fläche kann fotografisch festgehalten und später entzerrt werden. Nach einem Vorschlag von Thon (1966) kann dazu ein auf der Wasseroberfläche schwimmendes Messquadrat bekannter Größe eingesetzt werden, das den für die Entzerrung benötigten Flächenmaßstab liefert. Mit Hilfe eines Durchblickvisiers in Verbindung mit einer zum Wasserspiegel parallelen Glasplatte kann ebenfalls die Blasenspur beobachtet, auf einer aufgelegten Folie nachgezeichnet, mittels eines Planimeters umfahren und so vor Ort ausgewertet werden. Heute bietet sich der Einsatz von Digitalkameras an.

Wahl und Erzeugung geeigneter Luftblasen: Wesentliche Voraussetzung für die Gültigkeit der abgeleiteten Grundgleichung (4.82) ist eine *konstante Aufstiegsge-*

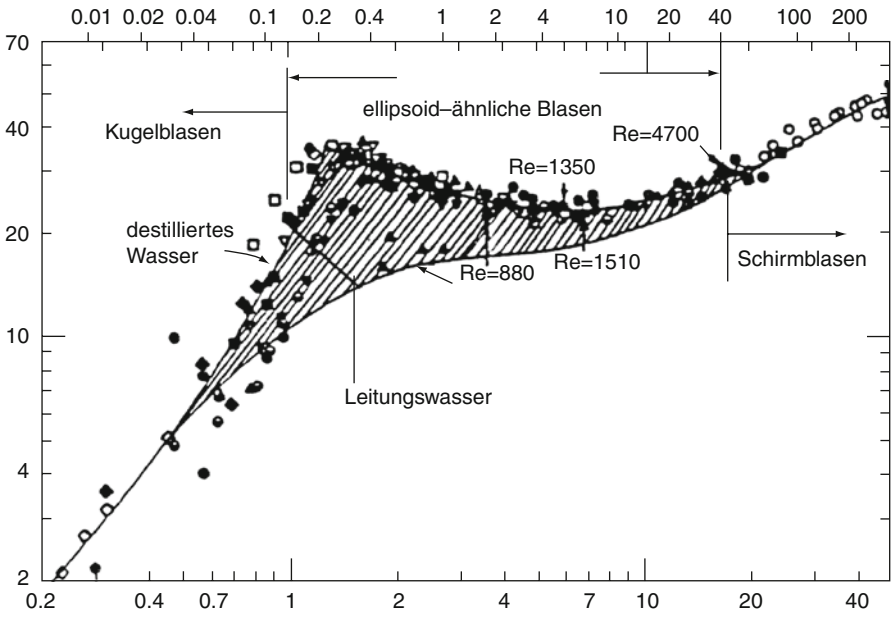


Abb. 4.121 Aufstiegsgeschwindigkeit u_s von Luftblasen in Wasser bei 20 °C. (Clift et al. 1978)

schwindigkeit u_s der Luftblasen auf ihrem Weg von der Ausperlstelle an der Gewässersohle zur Wasseroberfläche sowie eine genügende Anzahl von Luftblasen je Zeiteinheit, damit die Blasenspur an der Wasseroberfläche eindeutig identifiziert werden kann.

In Abb. 4.121 sind Messergebnisse der Steiggeschwindigkeit von Luftblasen in destilliertem und in Leitungswasser dargestellt (Clift et al. 1978). Mit zunehmendem äquivalenten Blasendurchmesser d_q, d. h. einem auf volumengleiche Kugeln bezogenen Blasendurchmesser, ist das Verhalten der Luftblase allein von ihrer Größe abhängig. Sehr kleine Blasen haben durch den dominierenden Einfluss der Oberflächenspannung Kugelgestalt und besitzen in strömungstechnischer Hinsicht die Eigenschaften einer Feststoffkugel. Mit zunehmendem Blasendurchmesser entstehen ellipsoid-ähnliche Blasen (s. Abb. 4.121), die durch innere Zirkulationsströmungen und durch Wirbelbildung in einer schraubenähnlichen Bahn aufsteigen. Ein noch weiteres Anwachsen des äquivalenten Blasendurchmessers führt zur Umwandlung der Blasenform vom Rotationsellipsoiden zur Schirmblase (s. Abb. 4.121) und zu einem Anwachsen der Steiggeschwindigkeit. Mehr Details zur Charakteristik von Luftblasen können Clift et al. (1978) entnommen werden.

Entscheidend für die Nutzung von Luftblasen zur integrativen Durchflussmessung ist, wie Abb. 4.121 zu entnehmen, dass im Bereich von 3–10 mm äquivalenter Blasendurchmesser die Aufstiegsgeschwindigkeit der Blasen u_s nahezu konstant ist. In der Praxis werden daher Luftblasen aus diesem Bereich meist mit einem äquiva-

lenten Blasendurchmesser d_{eq}=4,5 mm verwendet, da bei diesen der Einfluss von Verunreinigungen im Wasser gering ist (s. Abb. 4.121), die Luftblasen während des Aufstiegs nicht volumenmäßig expandieren und dadurch die Steiggeschwindigkeit nahezu konstant bleibt.

Für die näherungsweise Berechnung des äquivalenten Blasendurchmessers und der Steiggeschwindigkeit werden in Clift et al. (1978) Formeln angegeben.

In der Praxis wird die *aktuelle Steiggeschwindigkeit* der Luftblasen durch einen intermittierenden Betrieb der Druckluftversorgung bestimmt. Dadurch kann der Einfluss von Temperatur, Dichte und Inhaltsstoffen des Messmediums berücksichtigt werden. Um dies zu erreichen, wird die Druckluftversorgung mit einer vorgeschalteten Drossel kurzzeitig unterbrochen, so dass sich augenblicklich keine neuen Blasen mehr bilden. Aus der Aufstiegshöhe und der Zeitspanne zwischen der Ablösung der letzten Blase von der Belüftungsbohle vor der Unterbrechung und dem Erreichen der Wasseroberfläche wird die Blasensteiggeschwindigkeit ermittelt. Durch Division der Aufstiegshöhe durch die Aufstiegszeit wird die aktuelle Blasensteiggeschwindigkeit berechnet.

Die besondere Schwierigkeit der Durchflussmessung mittels Luftblasen liegt in der *Blasenbildung*. Die Untersuchungen von Thon (1966) befassen sich vor allem mit der experimentellen Lösung dieses Problems. Für eine deutliche Blasenspur an der Wasseroberfläche müssen einerseits Blasen in genügender Zahl je Zeiteinheit gebildet werden, andererseits dürfen aber nur so wenig Blasen austreten, dass sie sich im Schwarm nicht gegenseitig beeinflussen und sich damit bezüglich ihrer Steiggeschwindigkeit wie Einzelblasen verhalten. Bei dem System VISAB (Kap. 5.8) werden z. B. 4 Blasen pro Sekunde, was einer Frequenz von 4 Hz entspricht, ausgeperlt. Den gewünschten Blasendurchmesser erzeugen geeignete Düsen, die in ein Rohr, das nach Möglichkeit so lang wie die Sohlenbreite des Gewässers ist, eingesetzt werden und ein entsprechender Düsendruck, der durch Reduzierventile exakt eingestellt werden kann.

Durchführung von Durchflussmessungen: Das so gestaltete Luftblaseneinperlsystem mit 40 bis 50 Düsen pro laufendem Meter wird beim beweglichen Einsatz mittels Eigengewicht für den Zeitraum der Messung auf der Gewässersohle fixiert und über einen Schlauch mit Druckluft versorgt (s. Beispiel in Abb. 5.120). Herschy (2009) empfiehlt einen 20 mm-Schlauch von 20 m Länge auf einer Schlauchtrommel und als Auslassöffnung konventionelle Düsen, wie sie bei der Tröpfchenbewässerung eingesetzt werden; die Druckluftversorgung wird mit einem tragbaren benzingetriebenen Kompressor vor Ort getätigt.

Thon (1966) empfiehlt, eine Hebebühne zur Beobachtung während der Messung zu nutzen, da die Blasenspur von einem erhöhten Standort besser zu erkennen sei, und ein Quadrat bekannter Seitenlänge schwimmend einzusetzen, um einen Längenmaßstab für die spätere Entzerrung zu erhalten.

Erste Großversuche haben gezeigt, dass das Hauptproblem bei beweglichem Einsatz des Luftblasenverfahrens an größeren Gewässern nicht das Einlegen des Lufteinperlschlauchs ist, sondern die Markierung seiner Lage auf der Gewässersohle. Thon macht hierzu detaillierte Vorschläge.

Abb. 4.122 Luftblasenspur an der Wasseroberfläche bei einer Durchflussmessung im Havelkanal am Pegel Paretz in Berlin. (Foto: Hydro-Consult, Berlin)

Die an die Wasseroberfläche austretenden Luftblasen sind visuell gut durch Lichtreflektionen zu erkennen. Ihre Lage kann bei mobilen Messungen entweder über ein vorgegebenes Raster in einem Formular eingetragen oder mit Hilfe einer Digitalkamera festgehalten werden. Durch Einbeziehen der Koordinaten des Lufteinperlsystems kann daraus die Abdrift der verschiedenen Messlotrechten und daraus bei bekannter Aufstiegsgeschwindigkeit der Luftblasen der Gesamtdurchfluss nach Gl. (4.82) direkt bestimmt werden. Geschwemmsel oder Spiegelungen der Blasen an der Wasseroberfläche können die Ablesung der Blasenabdrift unscharf bzw. uneindeutig machen, daher werden mehrere unabhängige Messungen und anschließende statistische Mittelbildung empfohlen. Abbildung 4.122 zeigt am Beispiel einer Messung das Luftblasenbild.

Anwendungsbereich: Die Durchflussmessung mit aufsteigenden Luftblasen kann für Gewässer bis ca. 50 m Breite ohne Probleme eingesetzt werden; bei größeren Breiten kann das Gewässer in mehrere Segmente aufgeteilt werden. Nach Herschy (2009) wird diese Technik in Großbritannien mit zufriedenstellendem Erfolg angewendet. Sie zeichnet sich gegenüber den übrigen Verfahren der Kap. 4.5 und 4.6 dadurch aus, dass sie

- integrierend, d. h. über den Gesamtquerschnitt arbeitet,
- ein direktes Verfahren darstellt, das ohne den Umweg über die Fließgeschwindigkeit auskommt und daher auch bei sehr kleinen Strömungsgeschwindigkeiten einsetzbar ist,
- die räumliche Verteilung der Geschwindigkeit und des Durchflusses für den Messenden sichtbar (visuell) und damit optisch leicht kontrollierbar macht,
- eine sehr geringe Messdauer erfordert (mehrere Messungen pro Minute),

- nicht durch Geschiebe, Geschwemmsel oder andere Inhaltsstoffe behindert wird und vor allem auch in Abwasser einsetzbar ist,
- eine besondere Querschnittspeilung nicht erfordert und
- bei geringen Gerätekosten eine Verringerung des Zeitaufwands (zumindest gegenüber hydrometrischen Flügeln) bietet.

Problematisch für das Verfahren sind

- Schaumbildung an der Wasseroberfläche und
- Wellenbildung an der Wasseroberfläche durch Windeinwirkung oder allgemein
- eine unruhige Wasseroberfläche durch turbulente Fließvorgänge.

Trotz dieser überwiegenden Vorteile des Verfahrens wird die Durchflussmessung mit Hilfe von Luftblasen fast ausschließlich in Gewässern eingesetzt, bei denen aufgrund der lokalen Strömungsverhältnisse sehr geringe Strömungsgeschwindigkeiten ($v < 2$ cm/s) und/oder alternierende Fließrichtungen auftreten können. Solche Verhältnisse herrschen z. B. in Teilen des Berliner Gewässernetzes, das sich im dortigen Urstromtal ausgebildet hat (Franke et al. 1992).

Über die *Messunsicherheit* dieses Verfahrens gibt es wenige Aussagen, da Vergleichsmessungen mit hydrometrischen Flügeln oder anderen Messgeräten zur punkthaften oder integrierenden Geschwindigkeitsmessung auf Grund der oben geschilderten Randbedingungen nicht oder nur bedingt durchführbar sind.

Wesentliche Unsicherheitskomponenten stellen zum einen die eindeutige Ermittlung der *Abdrift* und zum anderen die Erzeugung und Überprüfung des äquivalenten *Blasendurchmessers* dar, der sich in der Steiggeschwindigkeit niederschlägt, die bei der Berechnung des Durchflusses nach Gl. (4.82) als konstant vorausgesetzt wird.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die Verwendung von Luftblasen und deren strömungsbedingten Abdrift die direkte und integrierende Messung des Durchflusses von Gewässern aller Größenordnungen ermöglicht. Die hydraulischen Grundlagen sind im Bereich der Mehrphasenströmung theoretisch gut aufgearbeitet, die praktische Anwendung beschränkt sich jedoch bis heute auf Fließquerschnitte mit besonderen Randbedingungen wie extrem niedrigen Geschwindigkeiten und alternierenden Strömungen. Da die eigentliche Messung nur etwa 1 min dauert, ist es als ein schnelles Verfahren einzustufen, das auch bei instationärer Strömung und im Tidebereich zur Erfassung des Wellenab- und -auflaufs eingesetzt werden kann.

Es wäre wünschenswert, wenn dem Verfahren, das im Wesentlichen in den 1970er bis 1990er Jahren entwickelt und eingesetzt wurde (Thon 1996; Franke et al. 1992), heute wieder mehr Aufmerksamkeit zuteil würde, zumal die heutigen technischen Möglichkeiten, z. B. Bohrung von Austrittsöffnungen mit Laser oder kontinuierliche Erfassung mittels zeitlich hochauflösenden Videokameras (s. Kap. 5.8), die Umsetzung vereinfachen dürften.

Abschließend soll noch ein Verfahren erwähnt werden, das auf dem gleichen Prinzip beruht, jedoch statt mit Luftblasen mit anderen schwimmfähigen Materialien durchgeführt wird. In unwegsamen Gebieten Russlands werden vom Flugzeug

aus Schwimmer in einen Fluss abgeworfen und ihr Weg im Gewässer wird mit Luftaufnahmen festgehalten. Normalerweise enthalten die Schwimmer zusätzlich Farbstoff, um sie identifizieren zu können (Kuprianov 1978). Man unterscheidet dabei zwei Methoden der *Durchflussmessung mit Schwimmern* und Flugzeugen:

a) Bestimmung der Oberflächengeschwindigkeit analog zur Geschwindigkeitsmessung mit Schwimmern (Kap. 4.5.7) und
b) Durchflussmessung mit aufsteigenden Schwimmern analog zur Methode mit aufsteigenden Luftblasen (gem. vorliegendem Kapitel).

Bei Methode b) bestehen die Schwimmer, auch „hydrobombs" genannt, aus mit Öl gefüllten Behältern; diese öffnen sich beim Auftreffen an der Gewässersohle und das Öl steigt an die Oberfläche auf. Kleine Schwimmer, die neben dem Öl in den Behältern enthalten sind, markieren die Stelle im Gewässer, an der der Behälter auf die Gewässersohle trifft, und kennzeichnen so die für die Auswertung benötigte Basislinie. Bei größeren Gewässern werden auch mehrere Behälter, über den Messquerschnitt verteilt, abgeworfen. Die Abdrift des Tracers ist dann Maß für die Fließgeschwindigkeit und den Durchfluss (Mehr Details s. Kuprianov 1976, 1978; WMO 1980).

Literatur

Abidi, S. L.: Detection of Diethlynitrosamine in nitrite-rich water following treatment with Rhodamin flow tracers. Water Research (16) 1982, S. 199–204.

Adler, M.: Messung von Geschwindigkeitsprofilen und Durchflussermittlung mit einem mobilen Ultraschall-Doppler-Gerät (ADCP). 17. DVWK-Fortbildungslehrgang Hydrologie: „Durchflusserfassung in offenen Gerinnen – Klassische Verfahren und neue Entwicklungen" vom 21.–25.9.1992 in Essen. DVWK: Bonn, 1992, S. 9–1 bis 9–33.

Adler, M.: Messungen von Durchflüssen und Strömungsprofilen mit einem Ultraschall-Doppler-Gerät (ADCP). Wasserwirtschaft (83) 1993, H. 4, S. 192–196.

Adler, M.: Abflussmessungen an Rhein und Mosel während des Weihnachtshochwassers 1993 mit einem Ultraschall-Doppler-Gerät (ADCP). DGM (38) 1994, Heft 1/2, S. 17–21.

Adler, M.: ADCP-Messungen an Bundeswasserstraßen. Forum für Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, Hennef, 2005, H. 12.05, S. 5–24.

Adler, M.: ADCPs measurements: An easy way of controlling river bed stabilization. Proceedings RDI-Seminar „ADCPs in Action" vom 7–9.6.2006 in Cannes. Cannes, 2006.

Adler, M.: ADCP-**A**coustic **D**oppler **C**urrent **P**rofiler. Durchflussmessungen mit akustischen Doppler Geräten. Unterlagen Abflussmesslehrgang. Koblenz, 2008a (unveröffentlicht).

Adler, M.: Durchflussmessung mit der Verdünnungsmethode. BfG Koblenz. Unterlagen Abflussmesslehrgang Koblenz, 2008b (unveröffentlicht).

Adler, M. u. Nicodemus, U.: AGILA: Ein neues Computermodell zur Verarbeitung der Daten von Akustischen-Doppler-Strömungsmessgeräten (ADCP). Wasserwirtschaft (90) 2000, H. 10, S. 494–498.

Albrecht, H.-E.: Laser-Doppler-Strömungsmessung. Akademie-Verlag: Berlin, 1986.

Allen, C. M. u. Taylor, E. A.: The salt velocity method of water measurements. Transactions of the American Society of Mechanical Engineers, 1923.

Bundesamt für Umweltschutz (BAFU): Handbuch für Abflussmessungen. Mitteilungen Landeshydrologie u. -geologie, Nr. 4: Bern, 1982.

Balloffet, A.: Critical flow meters. Journal of Hydraulics Division ASCE (81) 1955, S. 1–31.
Baur, H.: Weiterentwicklung des hydrometrischen Flügels durch Einsatz intelligenter Sensoren. In: 17. DVWK-Fortbildungslehrgang Hydrologie: „Durchflusserfassung in offenen Gerinnen – Klassische Verfahren und neue Entwicklungen“ vom 21.–25.9.1992 in Essen. DVWK: Bonn, 1992, S. 13–1 bis 13–10.
Behrens, H.: Tracerverfahren zur Strömungs- und Abflussmessung. In: 14. DVWK-Fortbildungslehrgang Hydrologie: „Hydrometrie“ in Andernach. DVWK: Bonn, 1982, S. 18–1 bis 18-22.
Benson, R. W.: The Effects of Bearing Oil Viscosity on Current Meter Performance. International Current-Meter Group (ICMG) Report, 1989.
Bernard, H.: Ultraschall-Durchflussmessung. In: Bonfig, K. W., 1990, S. 67–80.
Boiten, W.: Hydrometry. CRC Press/Balkena: London, 2008 (3. Aufl.).
Bonfig, K. W.: Durchflussmessung von Flüssigkeiten und Gasen. expert-verlag: Ehningen, 1990.
Bonfig, K. W.: Technische Durchflussmessung unter besonderer Berücksichtigung neuartiger Durchflussmessverfahren. Vulkan-Verlag: Essen, 2002 (3. Aufl.).
Bos, M. G. (Hrsg.): Discharge Measurement Structures. International Institute for Land Reclamation & Improvement/ILRI: Wageningen, 1989 (3. Aufl.).
Boucher, A. u. Mellet, R.: Jaugeages par titrations. Bulletin Technique de la Suisse Romande, Nr. 11, 1910.
Brand, F. L.: 200 Jahre hydrometrischer Flügel – immer noch ein modernes Messinstrument. Wasserwirtschaft (80) 1990, H. 11, S. 572–579.
Brauer, E.: Ein neues Verfahren zur Wassermessung. Z. d. Vereines dt. Ingenieure, 1892.
Bruun, H. H.: Hot-wire Anemometry. Principles and Signal Analysis. Oxford University Press: Oxford, 1995.
Carter, R. W.: Genauigkeit von Flügelmessungen. Int. Symposium Hydrometrie Koblenz 1970. In: Bes. Mitt. z. dt. gewässerkdl. Jahrbuch Nr. 35, Koblenz, 1971, S. 59–72.
Clift, R., Grace, J. R. u. Weber, M.: Bubbles, Drops and Particles. Academic: New York, 1978.
Dávid, L.: Die Geschwindigkeitsmessung mit Luftblasen und ihre Anwendung. Bes. Mitt. Z. dt. gewässerkdl. Jahrbuch Nr. 35, Koblenz, 1971, S. 257–270.
Day, T. J.: Observed mixing lengths in mountain streams. Journal of Hydrology (35) 1977, S. 125–136.
DIN EN ISO 748: Durchflussmessung in offenen Gerinnen mittels Fließgeschwindigkeitsmessgeräten oder Schwimmern. Beuth Verlag: Berlin, 2008.
DIN ISO/TS 25377: Leitfaden zu Messunsicherheiten in der Hydrometrie (HUG). Beuth Verlag: Berlin, 2008.
DIN: Leitfaden zur Angabe der Unsicherheit (GUM) beim Messen. Beuth Verlag: Berlin, 1995.
Erb, H. G.: Durchflussmesstechnik für die Wasser- und Abwasserwirtschaft. Vulkan-Verlag: Essen, 1997.
Fischer, M.: Dr. Joseph Epper, ein Pionier auf dem Gebiet der Hydrometrie. In: 125 Jahre Hydrometrie in der Schweiz. Bern, 1988, S. 81–86.
Franke, P., Skripalle, J. u. Frey, W.: VISAB – visuelle Abflussmessung, ein Verfahren zur direkten Durchflussmessung in Fließgewässern mit hoher zeitlicher Auflösung. In: 17. DVWK-Fortbildungslehrgang Hydrologie „Durchflusserfassung in offenen Gerinnen – Klassische Verfahren und neue Entwicklungen“. 21.–25.9.1992 in Essen. DVWK: Bonn, 1992, S. 16–1 bis 16–17.
Frazier, A. H.: Water Current Meters. Smithsonian Institution Press: City of Washington, 1974.
Friedrich, R. u. Jurisch, R.: Der Ortungstachygraph und seine vielseitigen Einsatzmöglichkeiten bei Messungen in Gewässern. Wasserwirtschaft (61) 1971, H. 8.
Frizell, K. W. u. Vermeyen, T. B.: Comparing Apples and Oranges: Teledyne/RDI StreamPro ADCP and the OTT Qliner River Discharge Measurement System. Bureau of Reclamation, Water Resources Research Lab. Denver/Colorado, 2004.
Ghosh, S., Muste, M. u. Stern, F.: Measurement of Flow Rate, Velocity Profile and Friction Factor in Pipe Flow, 2003.
Graw, K.-U.: Der Einsatz laseroptischer Verfahren zur Untersuchung von Geschwindigkeitsfeldern im wasserbaulichen Versuchswesen. Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft: TU Berlin, Mitteilung Nr. 112, 1988.

Graw, K.-U., Kaldenhoff, H. u. Stieglmeier, M.: Optical Measurement of Orbital Velocity. Fifth International Symposium on Applications of Laser Techniques to Fluid Mechanics, Lisboa, 1990.

Graw, K.-U.: Das Laser-Doppler-Verfahren zur Geschwindigkeitsmessung und seine Anwendungsmöglichkeit im gewässerkundlichen Messwesen. In: 17. DVWK-Fortbildungslehrgang Hydrologie „Durchflusserfassung in offenen Gerinnen – Klassische Verfahren und neue Entwicklungen". 21.–25.9.1992 in Essen. DVWK: Bonn, 1992.

Hager, W. H.: Der „mobile" Venturikanal. Gas-Wasser-Abwasser (65) 1985a, H. 11, S. 684–691.

Hager, W. H.: Modified venturi channel. Journal of Irrigation and Drainage Engineering (111) 1985b, H. 1, S.19–35.

Hager, W. H.: Abwasserhydraulik. Theorie und Praxis. Springer: Berlin, 1994.

Hajos, S.: Neues Verfahren zur Messung kleiner Wassergeschwindigkeiten (Integral-Schwimmer-Messung). Zentralblatt der Bauverwaltung (24) 1904, S. 281.

Hayes, F. Ch.: Guidance for hydrographic and hydrometric survey. Delft Hydraulics Publ. 2000: Delft, 1978.

Herschy, R. W. (Hrsg.): Hydrometry: Principles and Practices. Wiley: Chichester, 1978 (1. Aufl.), 1998 (2. Aufl.).

Herschy, R. W.: Streamflow Measurement. Taylor & Francis: Abingdon, 2009 (3. Aufl.).

Hinrich, H.: Messung des Abflusses und der Strömungsrichtung in langsam fließenden Gewässern mittels Tiefenschwimmer. Geräte und Verfahren. DGM (10) 1966, H. 5, S. 132–144.

Hodel, H. P.: Anwendung der Tracerverfahren zur Durchflussermittlung. In: 17. DVWK-Fortbildungslehrgang Hydrologie: „Durchflusserfassung in offenen Gerinnen – Klassische Verfahren und neue Entwicklungen" vom 21.–25.9.1992 in Essen. DVWK: Bonn, 1992, S. 23–1 bis 23–35.

Hodel, H. P.: Untersuchung zur Geomorphologie, der Rauheit des Strömungswiderstands und des Fliessvorganges in Bergbächen. Diss. ETH Zürich Nr. 9830, 1993.

Hodel, H. u. Stoller, F.: Technischer Bericht, Messkampagne mit den Lichtleiter-Fluorometern LLF-1 und LLF-M, Feldmessungen, Erfahrungen, Ausblick und offene Fragen. Bern, 2000.

ISO 748: Measurement of liquid flow in open channels using current meters or floats. International Standards Organization: Geneva, 1979.

ISO 1088: Hydrometry - Velocity-area methods using current meters - Collection and processing of data for determination of uncertainties in flow measurement. International Standards Organisation: Geneva, 2007.

ISO 3455: Hydrometry - Calibration of current meters in open tanks. International Standards Organisation: Geneva, 2007.

ISO 4375: Hydrometric determinations - Cableway systems for stream gauging. International Standards Organisation: Geneva, 2000.

ISO 5168: Estimation of the Uncertainty of a Flowrate Measurement. International Standards Organization: Geneva, 1978 und 2005.

ISO 9196: Measurement of Liquid Flow in Open Channels. Flow Measurements Under Ice Conditions. International Standards Organization: Geneva, 1992.

ISO 9555-1: Measurement of Liquid Flow in Open Channels. Tracer Dilution Methods for the Measurement of Steady Flow. Part 1: General. International Standards Organization: Geneva, 1994.

ISO 9555-2: Measurement of Liquid Flow in Open Channels. Tracer Dilution Methods for the Measurement of Steady Flow. Part 2: Radioactive Tracers. International Standards Organization: Geneva, 1992.

ISO 9555-3: Measurement of Liquid Flow in Open Channels. Tracer Dilution Methods for the Measurement of Steady Flow. Part 3: Chemical Tracers. International Standards Organization: Geneva, 1992.

ISO 9555-4: Measurement of Liquid Flow in Open Channels. Tracer Dilution Methods for the Measurement of Steady Flow. Part 4: Fluorescent Tracers. International Standards Organization: Geneva, 1992.

ISO/TR 11563: Measurement of Liquid Flow in Open Channels. Mixing Length of a Tracer. International Standards Organization: Geneva, 1993.
ISO/TS 24154: Hydrometry – Measuring River Velocity and Discharge with Acoustic Doppler Profilers. International Standards Organization: Geneva, 2005.
ISO/TR 24578 (in press): Guide to the Application of Acoustic Doppler Current Profiler for Measurement of Discharge in Open Channels.
ISO/CEN TS 25377: Hydrometric Uncertainty Guide (HUG). International Standards Organization: Geneva, 2007.
Jansen, P. Ph., van Bendegom, L., Van Den Berg, J., de Vries, M. u. Zanen, A.: Principles of River Engineering. Pitman: London, 1979; Delft University Press, 1994.
Jens, G.: Tauchstäbe zur Messung der Strömungsgeschwindigkeit und des Abflusses. DGM (12) 1968, H. 4, S. 90–95.
Jonson, Chr.: Experience using the Stream Pro in the Swedish Hydrological Network. Proceedings RDI-Seminar „ADCPs in Action“ vom 7.–9.6.2006 in Cannes. Cannes, 2006.
Kaldenhoff, H. u. Schumacher, F.: Überprüfung und Extrapolation von Durchflussdaten mit Hilfe von mathematischen Modellen. In: 17. DVWK-Fortbildungslehrgang Hydrologie: „Durchflusserfassung in offenen Gerinnen – Klassische Verfahren und neue Entwicklungen“ vom 21.–25.9.1992 in Essen. DVWK: Bonn, 1992, S. 21–1 bis 21–20.
Kamminga, S. D. u. Meijer, C. A. J.: Qliner and EasyV discharge measurements in the Beeklopp strema. Forum für Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, Hennef, 2005, H. 12.05, S. 67–72.
Käss, W.: Entwicklung der Markierungstechnik, Ziele, Anwendungsgebiete. In: 8. DVWK-Fortbildungslehrgang Grundwasser: Markierung von Grundwasser und oberirdischen Gewässern, Planung, Durchführung und Auswertung in Neuherberg. DVWK: Bonn, 1988, S. 1–1 bis 1–9.
Kirschmer, O. u. Esterer, B.: Die Genauigkeit einiger Wassermessverfahren. Z. d. Vereins deutscher Ingenieure, Bd. 74, Nr. 44, 1930.
Kirschmer, O.: Das Salzverdünnungsverfahren für Wassermessungen. Wasserkraft und Wasserwirtschaft, München, 1931, H. 18.
Kölling, Chr.: Finite-Element-Simulation der Geschwindigkeitsverteilung in Kanälen und teilgefüllten Rohrleitungen. Mitt. Inst. für Hydraulik und Gewässerkunde der TU München Nr. 60, München, 1994.
Kölling, Chr. u. Valentin, F.: SIMK-Durchflussmessungen. Wasserwirtschaft (85) 1995, H. 10, S. 494–499.
Kolupaila, S.: Bibliography of Hydrometry. University of Notre Dame Press: Notre Dame, 1961.
Krause, J.: Fehlerbetrachtung bei Durchflussmessungen mit hydrometrischen Flügeln. Dipl.-Arbeit Universität Münster, Institut für Geographie, 1992.
Kreps, H.: Näherungsverfahren bei hydrometrischen Feldarbeiten und ihre Auswertung. Österreichische Wasserwirtschaft, 1954, S. 60–65.
Kuprianov, V. V.: Aerial methods of measuring river flows. In: Herschy, R. W. (Hrsg.): Hydrometry: Principles and Practives. Wiley: Chichester, 1978.
LAWA (Hrsg.): Grundwasser-Richtlinien für Beobachtungen und Auswertung. Teil 4: Quellen. Berlin, 1995.
LAWA (Hrsg.): Richtlinie „Bau und Betrieb ortsfester Seilkrananlagen für gewässerkundliche Zwecke – Sicherheitstechnische Anforderungen“. Entwurf der Fachgruppe „Sicherheit von Seilkrananlagen“ des LAWA-Unterausschusses „Pegelvorschrift“. Berlin, 2001.
Leibundgut, Chr., Malozsewski, P. u. Külls, Chr.: Tracers in Hydrology. Wiley: Chichester, 2009.
Lenda, A. u. Zuber, A.: Tracer Dispersion in Groundwater Experiments. In: Isotope Hydrology. IAEA: Wien, 1970, S. 619–642.
Liebscher, H. J.: 20 Jahre Wasserhaushaltsuntersuchungen im Oberharz. Bes. Mitt. z. Dt. Gewässerkdl. Jahrbuch Nr. 39, Bundesanstalt für Gewässerkunde: Koblenz, 1975, S. 1–286.
Lintrup, M.: A new expression for the uncertainty of current meter measurement. Nordic Hydrology (20) 1989, S. 191–199.
Luder, B. u. Fritschi, B.: Abflussmessung in offenen Gerinnen – Renaissance der Salzverdünnung. Wasser, Energie, Luft, 1990, H. 3/4, S. 48–50.

Luft, G. u. Morgenschweis, G.: Hydrologisches Geländepraktikum. Teil 1: Oberirdischer Abfluss. Freiburger Geographische Mitteilungen (1) 1979, S. 65–121.

Mann, V.: Beitrag zur Kenntnis der Wassermessung mittels Messchirm. München, 1920.

Marsden, R.: Accuracy of ADCP measurement. In: Seminar „Akustische Doppler Geräte (ADCPs) in der Hydrometrie: Möglichkeiten und Perspektiven einer innovativen Technik.“ am 28.–29.11.2005 in Koblenz. Koblenz, 2005.

Marsh-McBirney: Informationsbroschüren über die Strömungsmesser Flo-Mate Model 2000 und Flo-Tote 3. Frederick, Maryland/USA, 2004.

Mesch, F.: Geschwindigkeits- und Durchflussmessung mit Korrelationsverfahren. Grundlagen und Anwendungsmöglichkeiten. In: 17. DVWK-Fortbildungslehrgang Hydrologie: „Durchflusserfassung in offenen Gerinnen – Klassische Verfahren und neue Entwicklungen.“ in Essen. DVWK: Bonn, 1992, S. 24–1 bis 24–19.

Mester, J. u. Morgenschweis, G.: Abflussprogramm mit Direktanschluss des Messflügels an einem Laptop-PC. In: 17. DVWK-Fortbildungslehrgang Hydrologie: „Durchflusserfassung in offenen Gerinnen – Klassische Verfahren und neue Entwicklungen.“ in Essen. DVWK: Bonn, 1992, S. 14–1 bis 14–10.

Morgenschweis, G.: Erste Erfahrungen mit einer neu entwickelten magnetisch-induktive Strömungssonde zur punkthaften Messung von Fließgeschwindigkeiten. DGM (29) 1985, H. 3, S. 69–76.

Morgenschweis, G.: EDV-gestützte Erfassung und Auswertung von Durchflussmessungen im Gelände. Einführung eines kombiniert rechnerisch-graphischen Verfahrens in den Alltagsbetrieb des gewässerkundlichen Messdienstes. Ruhrwassermenge 1988, Ruhrtalsperrenverein Essen, 1989, S. 32–41.

Morgenschweis, G.: Zur Ungenauigkeit von Durchflussmessungen mit hydrometrischen Flügeln. DGM (34) 1990, H. 1/2, S. 16–21.

Morgenschweis, G.: Mobile magnetisch-induktive Strömungssonden zur Fließgeschwindigkeitsmessung – Überprüfung von 2 Messsonden mit Laser-Doppler-Velocimetrie. DGM (37) 1993, H. 3/4, S. 71–79.

Morgenschweis, G.: ADCP (Acoustic Doppler Current Profiler) – Einführung einer neuen Messtechnik in den Durchflussmessdienst. Ruhrwassermenge 2001, Essen, 2002, S. 29–36.

Morgenschweis, G.: Mobiler Einsatz von MID-Sonden. Proceedings Seminar „Neue Entwicklungen der Durchflussmessung in natürlichen und künstlichen Gerinnen“ vom 11.–12.3.2004 an der TU München. ATV-DVWK: Hennef, 2004.

Morgenschweis, G.: Untersuchung zur Lockströmung an Fischaufstiegsanlagen mit Hilfe von ADCP-Messungen und hydrodynamischer Interpolation in Raum und Zeit. Forum für Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, Hennef, 2005, H. 12.05, S. 131–143.

Morgenschweis, G.: Further Processing of ADCP measurements for optimal placement of attraction flows in fish passes. Proceedings RDI-Seminar „ADCPs in Action“ vom 7.–9.6.2006 in Cannes. Cannes, 2006.

Morgenschweis, G. u. Vogelbacher, A.: Erfassung und numerisch-graphische Wasserwirtschaft (80) 1990, H. 3, S. 110–117.

Morgenschweis, G. u. Nusch, E.: Fliesszeitmessung in der Ruhr bei Niedrigwasserabfluss. Ruhrwassermenge 1990, Ruhrverband: Essen, 1991, S. 38–55.

Müller, V. u. Eden, H.: Log_aFlow - the hydrometric software for hydraulic engineering and navigation. Int. Conference on Port and Maritime, R. & D. and Technology, Singapore, 2001.

Muste, M., Yu, K., Gonzales-Castro, J. u. Starzmann, E.: Methodology for estimating ADCP measurement uncertainty in open channel flows. Proceedings World Water & Environmental Research Congress (EWRI) Salt Lake City, UT 2004a.

Muste, M., Yu, K., Pratt, T. u. Abraham, D.: Practical aspects of ADCP data use for quantification of mean river flow characteristics. Part 11 Fixed-vessel measurements. Journal of Flow Measurment and Instruction (15) 2004b, H. 1, S. 17–28.

Nedeco: Rio Magdalena & Canal del Dique Survey Project. Delft, 1973.

Nelle, T., Morgenschweis, G., Silva, I. u. Harboe, R.: Zu Messgenauigkeit und Messaufwand bei Durchflussmessungen mit hydrometrischen Flügeln am Beispiel des Pegels Hattingen/Ruhr. DGM (32) 1988, H. 5/6. S. 159–165.

Ott, L. A.: Theorie und Konstantenbestimmung des hydrometrischen Flügels. Verlag Julius Springer: Berlin, 1925.

Ott Messtechnik: Bedienungsanleitung „Mobiles Durchflussmesssystem OTT Qliner", Vers. 01-0108. Kempten, 2008.

Ott Messtechnik: Informationsbroschüre über den Strömungssensor Nautilus C 2000 und das Auswertegerät Sensa Z 300. Kempten, 2004.

Pegelvorschrift, Anlage D: Richtlinie für das Messen und Ermitteln von Abflüssen und Durchflüssen. Hrsg. Länderarbeitsgemeinschaft Wasser. (LAWA) und Bundesminister für Verkehr (BMV). Parey-Verlag: Hamburg, 1991.

Pitot, H.: Déscriptions d'une machine pour mésurer la vitesse des eaux courantes. Mémoires de l'Academie Royale des Sciences, 1732.

Prandtl, L.: Abriss der Strömungslehre. Braunschweig, 1931.

Price, W. G.: A new current meter and a new method of rating current meters. Engineering News (33) 1895, S. 27.

Quantum: Firmeninformationen zu: Visuelle Abflussmessung in Gewässern. Berlin, 1994.

RD Instruments: Acoustic Doppler Current Profilers, Principles of Operation: A Practical Primer. San Diego, 1996.

Reichel, E.: Wassermessungen. Z. d. Vereins deutscher Ingenieure, 1908, S. 1835.

Rössert, R.: Grundlagen der Wasserwirtschaft und Gewässerkunde. Oldenbourg: München, 1976.

Rouvé, G. u. Feldhaus, R.: Überprüfung von magnetisch-induktiven Strömungssonden der Firmen Marsh-McBirney und Heel/Messtechnik. Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen, 1992 (unveröffentlicht).

Rouvé, G. u. Ritterbach, E.: Überprüfung von magnetisch-induktiven Strömungssonden der Firma NSW und eines hydrometrischen Flügels der Firma Ott. Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen, 1987 (unveröffentlicht).

Schaffernak, F.: Hydrographie. Julius Springer-Verlag: Wien, 1935. unveränderter Nachdruck: Akademische Druck- und Verlagsanstalt: Graz, 1960.

Schloesing-père, M. Th.: Compte rendus du deuxième semestre de l'Académie de Sciences, Paris 1863.

Schupp, J.: Gerät zur Bestimmung des Abdriftwinkels von Schwimmflügeln. DGM (29) 1985, S. 50.

Schweizerischer Ingenieur- u. Architektenverein (Hrsg.): Normen für Wassermessungen, 1924.

Sigrist, B. u. Hodel, H. P.: Anwendung von Tracerverfahren zur Durchflussermittlung. In: 17. DVWK-Fortbildungslehrgang Hydrologie: „Durchflusserfassung in offenen Gerinnen – klassische Verfahren und neue Entwicklungen." in Essen. DVWK: Bonn, 1992, S. 23-1 bis 23-35.

Simpson, M. R.: Discharge Measurements Using a Broad-Band Acoustic Doppler Current Profiler. US Geological Survey, open File Report 01–1, 2001.

SonTek/YSI: Riversurveyor S5 & M9. San Diego, 2009.

SonTek/YSI: SonTek ADP acoustic Doppler Profiler. Principles of Operation. San Diego, 2000, S. 25.

SonTek/YSI: Principles of River Discharge Measurements. San Diego, 2003.

Stauss, A.: Die hydraulischen Einrichtungen des Maschinenbaulaboratoriums in Esslingen. Berlin, 1925.

Szilágyi, J., Muszkalay, L.: Abflussbestimmung unter Eisdecke. Inter. Symposium Hydrometrie Koblenz 1970. Bes. Mitt. z. dt. gewässerkdl. Jahrbuch Nr. 35. Koblenz, 1971.

Teufel, M.: Doppler-Verfahren, Pulsdoppler und Kreuzkorrelation bei Ultraschallmessungen. Proceedings Seminar „Neue Entwicklungen der Durchflussmessung in natürlichen und künstlichen Gerinnen" vom 11.–12.3.2004 an der TU München. ATV-DVWK: Hennef, 2004a.

Teufel, M.: Ultraschallkreuzkorrelation im mobilen Einsatz. Proceedings Seminar „Neue Entwicklungen der Durchflussmessung in natürlichen und künstlichen Gerinnen“ vom 11.–12.3.2004 an der TU München. ATV-DVWK: Hennef, 2004b.

Thon, J.: Grundlagen und Anwendungsformen der Abflussmessung mit Luftblasen. Bes. Mitt. z. Dt. Gewässerkundl. Jahrbuch Nr. 27, Bundesanstalt für Gewässerkunde. Koblenz, 1966.

Tropea, C.: Neuentwicklungen und Anwendungen der Laser-Doppler-Anemometrie in komplexen Strömungen, Lehrstuhl für Strömungsmechanik, Universität Erlangen-Nürnberg, 1990.

Ueberl, J. u. Hager, W. H.: Mobiler Venturikanal im Rechteckprofil. Gas-Wasser-Abwasser (74) 1994.

USBR (US Bureau of Reclamation): Water Measurement Manual. Chap. 10: Current Meters (www.usbr.goc/pmts/hydraulics…/chap 10_07.html) 2009.

US Geological Survey: Office of Surface Water: Technical Memorandum Policy and Technical Guidance on Discharge Measurements using Acoustic Doppler Current Profilers, 2002.

Vischer, D.: Reinhard Woltman zum 150. Todestag. Wasser, Energie, Luft (79) 1987, H. 3, S. 54–56.

Vitols, A.: Beitrag zur Lösung einiger hydrometrischer Probleme. I. Ein Integrationsmessverfahren zur Bestimmung der Durchflussmenge Q: durch integrierende Schwimmer. Wasserkraft und Wasserwirtschaft (38) 1943, H. 6, S.157.

Wagenbach, W. u. Krause, A.: Verbesserungen des Schirm-Wassermessverfahrens. Forschung im Ingenieurwesen. 1932, H. 6.

Wernli, H. R.: Abflussmessung mittels Tracerverdünnungs-Pumpmethode mit Pocketfluorimeter. Hydrologie u. Waserbewirtschaftung (51) 2007, H. 1, S. 2–8.

WMO (World Meteorological Organization): Manual on Stream Gauging. Vol. I: Fieldwork, Vol. II: Computation of Discharge. Operational Hydrology Report No. 13 (WMO-No. 519): Geneva, 1980.

Wöhr, F.: Das thermische Hydrometer. Wasserwirtschaft (50) 1960, H. 8, S. 203–208.

Woltman, R.: Theorie und Gebrauch des hydrometrischen Flügels oder eine zuverlässige Methode die Geschwindigkeit der Winde und strömender Gewässer zu beobachten. Benjamin Gottlob Hoffmann: Hamburg, 1790.

Firmeninformationen und -produkte

- **Ahlborn** Mess- und Regelungstechnik, Eichenfeldstr. 3, 83607 Holzkirchen (www.ahlborn.de)
  Produkte: *Staurohre*
- **Aqua Vision** BV, Servaasbolwerk 11, NL-3512 NK Utrecht/Niederlande (www.aquavision.nl)
  Produkt: Software *VISEA*
- **DantecDynamics** GmbH, Käsbohrerstr. 18, D-89077 Ulm (www.dantecdynamics.com)
  Produkt: Laser-Doppler-Anemometer *FlowExplore*r
- **Dosch** Messapparate, Wiener Str. 10, 10999 Berlin (www.dosch.de)
  Produkte: *Staurohre nach Pandtl*
- **General Acoustics** GmbH, Am Kiel-Kanal 1, D-24106 Kiel (www.GeneralAcoustics.com)
  Produkt: Software *Log_aFlow*
- **GWU**-Umwelttechnik, Talstr. 3, D-50374 Erftstadt (www.gwu-group.de):
  Produkt: Salzverdünnungmessgerät *FLO-TRACER*, MID-Sonden, *FloMate*, *Flo-Tote*
- **Höntzsch** GmbH, Robert-Bosch-Str.8, D-71303 Waiblingen (www.hoentzsch.com)
  Produkt: *Hitzdraht-Anemometer*
- **Hydro-Bios** Apparatebau GmbH, Am Jägersberg 5, 24261 Kiel (www.hydrobios.de)
  Produkt:*Tauchstab n. Jens*

- **Kisters** AG, Charlottenburger Allee 5, 52068 Aachen (www.kisters.com)
  Produkt: Software *BIBER*
- **Lambrecht** GmbH, Friedländer Weg 65-67, 37085 Göttingen (info@lambrecht.net)
  Produkte: *Staurohre n. Prandtl*
- **Marsh-McBirney.** Europavertretung = **Flow-Tronic** Sanv, Rue J.H. Cool 19A, B-4840 Welkenraedt/Belgien (www.flow-tronic.com), Deutschlandvertretung = **GWU**-Umwelttechnik, Talstr. 3, 50374 Erftstadt (www.gwu-group.de)
  Produkte: MID-Sonden *Flo-Mate, FloTote 3*
- **NIVUS** GmbH, Im Thäle 2, D-75031 Eppingen (www.nivus.de)
  Produkte: Ultraschall-Dopplersonden *PCM 4, PCM Pro*
- **Nortek** AS, Vangkroken 2, 1351 Rud/Norwegen (www.nortek-as.com)
  Produkte: Ultraschall-Doppler-Profiler *Aquadopp Profiler, Vector 3D*
- **Oceanscience**, Av. De la Plata Oceanside, CA 92056/USA www.oceanscience.com)
  Produkte: Geräteträger für ADCP *Trimaran, Q-Boat (ferngesteuert)*
- **Ott** Messtechnik GmbH & Co. KG, Ludwigstr. 16, D-87437 Kempten (www.ott-hydrometry.de) Produkte: Flügel *C1*, *C31*, *Heres*, *Delphin*; MID-Sonde *Nautilus*, stationäres ADCP *Q-Liner*, mobile Ultraschall-Dopplersonde *ADC*, *Seilkrananlagen*, Messkanal
- **Polysonics**, Inc., Landsbury Drive Suite 300, Houston, TX 77099/USA (www.peakmeas.com)
  Produkt: Ultraschall-Dopplersonde *HYDRA SX30*
- **ProAqua GmbH**, Turpinstr. 19, 52066 Aachen (www.proaqua.de)
  Produkte: Software *PADUA*
- **Quantum** Hydrometrie, Zossener Str. 55, D-10961 Berlin (www.quantum-hydrometrie.com)
  Produkt: Visuelles Abflussmesssystem *VISAB*
- **Dr. Schumacher**, Ing.Büro für Wasser und Umwelt, Südwestkorso 70, 12161 Berlin (www.wasserundumwelt.de)
  Produkt: Software *Q*
- **Seba** Hydrometrie GmbH, Gewerbestr. 61a, D-87600 Kaufbeuren (www.seba.de)
  Produkte: Flügel *F1, Universalflügel,* MID-Sonde *FlowSens,* ADCP *Rio Grande mit Riverboat, RiverRay u. Q-Boat, StreamPro,* Ultraschall-Dopplersonde *Aquaprofiler, Seilkrananlagen*
- **SOMMER** GmbH & Co KG., Straßenhäuser 27, A-6842 Koblach/Österreich (www.sommer.at)
  Produkte: Salztracerverfahren *MST-2, MFT-2, MKT-2*
- **SonTek/YSI**, 9940 Summers Ridge Road, San Diego CA 92121-3091/USA: (www.sontek.com)
  Produkte*:* ADCP *FlowTracker*, *RiverCat mit Mini-ADCP*, *RiverSurveyor*, *M6*, *M9*
- **Teledyne/RD Instruments**, 9855 Businesspark Avenue, San Diego, CA 92131/USA (www.rdinstruments.com)
  Produkte: ADCP *Workhorse Rio Grande Zedhead*, *Workhorse Longranger*, *Mini-ADCP StreamPro*, *WinRiver2*
- **Thies** GmbH, Hauptstr. 76, 37083 Göttingen (www.thiesclima.com)
  Produkte: *Staurohre*
- **Ultraflux**, le Technoparc 17, rue Charles Edouard Jeanneret, F-78306 Poissy Cedex/France (www.schmetz.net)
  Produkt: Ultraschall-Dopplersytem *UF 322 Co-S*
- **Zangenberg** GmbH & Co. KG, Gutedelstr. 33, D-79418 Schliengen (www.axel-zangenberg.de)
  Produkt: mobiles MID *Mobi-Dir*

Kapitel 5
Kontinuierliche Erfassung des Durchflusses

Nachdem in Kap. 4 das Spektrum der mobilen Durchflussmesstechnik detailliert behandelt wurde, soll in diesem Kapitel die gesamte Bandbreite der kontinuierlich den Durchfluss erfassenden Systeme vorgestellt werden. Sie liefern Durchflusswerte in hoher zeitlicher Auflösung, wie sie für die Steuerung von Wasserwirtschaftssystemen sowohl aus wassermengenwirtschaftlicher als auch aus ökologisch-gewässergütewirtschaftlicher Sicht zwingende Voraussetzung sind.

Bei einigen kontinuierlichen Messverfahren wird auf schon bei den mobilen Durchflussmessungen genutzte und eingeführte physikalische Gesetzmäßigkeiten zurückgegriffen (z. B. auf die Ultraschall-Doppler-Methode oder das Induktionsgesetz), andere basieren auf den in Kap. 2 vorgestellten hydraulischen Grundlagen (Messbauwerke wie Wehre und Gerinne) und wieder andere Verfahren nutzen bereits bekannte Messverfahren (wie z. B. Radar oder das Einperlsystem).

Es sollen neben alteingeführten Verfahren, wie der indirekten Durchflusserfassung über Wasserstand-Durchfluss-Beziehungen, bei denen ein großer Erfahrungsschatz vorliegt, ebenso innovative neuere Methoden, wie das ΔW-Verfahren, bei dem das Wasserspiegelgefälle kontinuierlich erfasst wird, oder das Geschwindigkeitsradar, bei dem lediglich die Oberflächengeschwindigkeit als Index für die Geschwindigkeitsverteilung im Gesamtquerschnitt gemessen wird, sowie „vergessene" Verfahren, wie das Luftblasenverfahren VISAB, eingehend vorgestellt werden, auch wenn letztere erst als Prototypen vorliegen und über praktische Erfahrungen nur eingeschränkt berichtet werden kann. Aber vielleicht wird eines der neueren Verfahren in naher Zukunft zu einem neuen Standard – wie das ADCP bei den mobilen Geschwindigkeitsmessgeräten.

Der Vorstellung einzelner Messverfahren sollen einige grundsätzliche Gedanken zu Auswahl und Ausstattung von Durchflussmessstellen vorangestellt werden, da Messstellen zur kontinuierlichen Erfassung des Durchflusses gegenüber Pegeln, die „nur" zur Wasserstandsmessung (s. Kap. 3.2) eingesetzt werden, weitergehende Anforderungen erfüllen müssen.

G. Morgenschweis, *Hydrometrie,*
DOI 10.1007/978-3-642-05390-0_5, © Springer-Verlag Berlin Heidelberg 2010

5.1 Standortwahl und Ausstattung einer Durchflussmessstelle

Neben der großräumigen Einordnung in ein übergeordnetes Messnetz (s. Kap. 9) wird der Standort einer Durchflussmessstelle aufgrund topographischer, geologischer und hydraulischer Gegebenheiten festgelegt. In Abhängigkeit von der messtechnischen Ausstattung (z. B. mit Seilkrananlage) ist die Messstelle mit einem geeigneten Pegelhaus, das den Geräten und dem Messpersonal Schutz vor Witterungseinflüssen bietet, auszustatten. Im Folgenden sollen zu diesen Punkten einige Kriterien angeführt werden.

5.1.1 Wahl des Messquerschnitts

- Aus hydraulischer Sicht sollte ein geradliniger Gewässerabschnitt ausreichender Länge gefunden werden, der möglichst parallele Stromlinien und keine Strecken mit Wirbelbildung und Schrägströmung in horizontaler und vertikaler Richtung aufweist. Das Strömungsbild sollte über den gesamten Querschnitt homogen sein.
- Die Durchflussmessstelle soll möglichst nahe an einem Wasserstandspegel liegen, da dies die Kontrolle des Wasserstands während der Messung erleichtert. Ansonsten muss gewährleistet sein, dass zwischen der Durchfluss- und Wasserstandsmessstelle keine Zu- und Ableitungen stattfinden.
- Der Messquerschnitt soll die gesamte Spannweite des Durchflusses zwischen Niedrig- und Hochwasser erfassen können. Stellen mit Um- oder Unterläufigkeit sind zu meiden. Der Untergrund des Gewässerbetts sollte nicht durchlässig sein; dies ist besonders in Karstgebieten wichtig.
- Analog zu Wasserstandspegeln sollte die Messstelle in jeder denkbaren Durchflusssituation, auch bei extremem Hochwasser, gefahrlos zu erreichen sein.
- Um eine ausreichende Auflösung R_a der Durchflussmessung zu erreichen, sollte das Gewässer ein günstiges Breiten-Tiefen-Verhältnis aufweisen; ansonsten sind für Niedrigwassermessungen der Einbau von hydraulischen Strukturen (z. B. Wehre, Gerinne, Schwellen, Sohlgleiten, s. Kap. 5.3) vorzusehen.
- Es sollten nach Möglichkeit keine Wasserpflanzen im Messquerschnitt vorhanden sein.
- Als weiteres Auswahlkriterium kann die Infrastruktur im Bereich der Messstelle, wie z. B. ein vorhandener Stromanschluss oder eine bestehende Brücke und Zugänglichkeit, von Bedeutung sein.
- Weitere Details sind. Pegelvorschrift Anl. D (1991), Bundesamt für Umweltschutz (1982), WMO, Vol. I (1980) zu entnehmen.

5.1.2 Ausstattung einer Durchflussmessstelle

Hierunter fallen Einrichtungen im und am Messquerschnitt, die Durchflussmessungen mit mobilen Messgeräten ermöglichen, wie Messstege oder Seilkrananlagen, sowie die eigentlichen Pegelhäuser, die zum Schutz der stationären Messtechnik und des Messpersonals eingerichtet werden.

- Einrichtungen im und am Messquerschnitt:
  Zur Durchführung von Durchflussmessungen werden in Kap. 4.5.12 Vorrichtungen, die punkthafte Geschwindigkeitsmessungen ermöglichen oder erleichtern, ausführlich behandelt. Die Wesentlichen sind:

  - Messstege,
  - stationäre und mobile Brückenmesswagen,
  - mobile und stationäre Seilkrananlagen.

  Diese dienen alle der Positionierung von punkthaften oder integrierenden Geschwindigkeitsmessern in einem Profil.
  Hinzu kommen noch Maßnahmen im Messprofil selbst, die die Messbedingungen verbessern sollen, wie

  - Bau einer Sohlschwelle zur Festlegung des Messprofils und zur eindeutigen Durchführung von Messungen mit Gestängen,
  - Einbau von niedrigen Sohlabstürzen unterhalb des Messquerschnitts, um eine höhere Fließgeschwindigkeit und über Fließwechsel eine eindeutige Trennung zwischen Ober- und Unterwasser zu erreichen,
  - Einbau eines ausreichend groß dimensionierten Geröllfangs oberhalb des Einlaufs zur Durchflussmessstelle ist bei stark geschiebeführenden Gewässern wie in Abb. 4.3 am Pegel Lange Bramke zu empfehlen.

- Pegelhäuser:
  Zum Schutz der stationären Messeinrichtungen gegenüber Witterungseinflüssen und vor Vandalismus werden bei Pegelstellen Schutzhäuser, sog. Pegelhäuser, eingerichtet. Im Gegensatz zu denen von Wasserstandsmessstellen sind Pegelhäuser von Durchflussmessstellen häufig größer, da mehr Messinstrumente untergebracht werden müssen. Die Pegelhäuser sollen auch dem Wartungs- und Messpersonal Schutz bieten. Wie groß ein Pegelhaus ist, hängt demnach von seiner Funktion und Bedeutung ab.
  Herschy (2009) gibt eine Minimalgröße von $2 \times 2 \times 2$ m an. Als Baumaterial wird von Holz über Metall bis Mauerwerk und Beton alles eingesetzt, wie die Beispiele in den Abb. 5.1 bis 5.7 belegen.

Diese Abbildungen zeigen eine Auswahl der großen Spannweite an Pegelhaustypen.

Im Rahmen der Öffentlichkeitsarbeit und zum Schutz vor Vandalismus haben sich Anzeigen und Informationen über den aktuellen Durchfluss an Außenstehende bewährt; Abb. 5.5 zeigt eine Digitalanzeige des Durchflusses am Pegel Spillenburg,

Abb. 5.1 Pegel Mota-Sani/Karun (SW-Iran) **a** Pegelhaus aus Metall **b** Pegelschreiber

Abb. 5.2 Pegelhaus aus Holz am Zulaufpegel Schürfelder Becke zur Fürwiggetalsperre mit analoger und digitaler Datenerfassung. (Foto: Ruhrverband)

Abb. 5.3 Gemauertes Pegelhaus am Pegel Neue Mühle/Verse mit Pegelschreiber und Datenfernübertragungseinrichtung. (Foto: Ruhrverband)

Abb. 5.4 Multifunktionales Pegelhaus am Pegel Wetter/Ruhr mit 2 Analogaufzeichnungen, 2 Datenfernübertragungen, 1 Seilkrananlage. (Foto: Ruhrverband)

Abb. 5.5 Pegelhaus mit Digitalanzeige am Pegel Spillenburg/Ruhr. (Foto: Ruhrverband)

Abb. 5.6 Pegelhaus mit Kunst-Graffiti und Digitalanzeige am Pegel Werden/Ruhr. (Foto: Ruhrverband)

Abb. 5.7 **a**–**d** Entwicklung der gerätemäßigen Ausstattung eines Pegels im Zeitraum von 2001 bis 2009 am Beispiel des Pegels Walkmühle/Ennepe. (Fotos: Ruhrverband)

Abb. 5.7 a–d (Forsetzung)

der an einem viel befahrenen Radweg entlang der Ruhr gelegen ist. In Abb. 5.6 ist eine Multifunktionsanzeige am Pegel Werden zu sehen, über die fortlaufend im einminütigen Wechsel die aktuelle Wassertiefe, Fließgeschwindigkeit, Wassertemperatur und der Durchfluss der Ruhr angezeigt werden; die Informationen werden von einer dort installierten Ultraschall-Laufzeit-Messanlage automatisch zur Verfügung gestellt.

Zur Vermeidung unerwünschter Graffiti wurden in den letzten Jahren einige Pegelhäuser mit „Kunst-Graffiti“ als Auftragsarbeit versehen, wie sie beispielhaft in den Abb. 5.4 und 5.6 zu sehen sind. Kombiniert mit einem Graffiti-Schutzanstrich konnte so eine Verunzierung der Pegelhäuser erfolgreich unterbunden werden.

Die Bildabfolge in Abb. 5.7a–d belegt eindrucksvoll, wie sich die technische Ausrüstung in Pegelhäusern durch neue Mess- und Fernübertragungstechnik sowie Umsetzung von Redundanz-Konzepten im Laufe von acht Jahren entwickelt hat. Abb. 5.7a wurde im Dezember 2001 aufgenommen und zeigt als Basisausstattung lediglich einen Horizontaltrommelschreiber. In Abb. 5.7b ist 2002 ein Datensammler mit Fernübertragungseinrichtung (vgl. Kap. 3.5.8) hinzugekommen. Im Jahre 2008 wurde im Rahmen der Umsetzung eines Redundanzkonzepts ein Einperlpegel (rechtes großes Gehäuse in Abb. 5.7c) mit zugehörigem Kompressor sowie ein Radarsensor, dessen Daten im schon vorhandenen Datensammler abgelegt und digital angezeigt werden (kleiner Kasten links oben), installiert. Abb. 5.7d zeigt schließlich den Endausbau vom August 2009 mit neuer redundanter Datenfernübertragungstechnik (s. Kap. 7.3).

In Herschy (2009) sind weitere Beispiele von Pegelhäusern aus China enthalten.

Zu beachten ist noch, dass die Aufzeichnungsgeräte normalerweise auf einem Tisch montiert und der Schwimmerschacht oben bis auf die Durchlässe für Schwimmerseil und Kabel hermetisch abgeschlossen sein sollen, damit die Luftfeuchte im Bereich des Registriergeräts niedrig gehalten wird; dies ist wesentlich für Registriergeräte mit Trommel- oder Bandschreiber (s. Abb. 3.53 in Kap. 3.5.8).

5.2 Überblick über Methoden der kontinuierlichen Durchflussmessung

In Tab. 5.1 sind die verschiedenen Messverfahren zur kontinuierlichen Durchflusserfassung zusammengestellt.

Ein Teil dieser Messverfahren nutzt explizit hydraulische Gesetzmäßigkeiten (Kap. 5.3: Durchflussmessbauwerke und Kap. 5.7: ΔW-Verfahren), andere Verfahren leiten indirekt den Durchfluss über den kontinuierlich gemessenen Wasserstand mit Hilfe einer funktionalen Beziehung ab (Kap. 5.4: W-Q-Beziehung). Die beiden Ultraschallverfahren (Kap. 5.5) kommen hingegen über die quasi-kontinuierliche Messung der Geschwindigkeit schon näher an die direkte Erfassung des Durchflusses heran, wie sie bei der magnetisch-induktiven Methode (Kap. 5.6) und der visuellen Durchflussmessung mit Hilfe aufsteigender Luftblasen (Kap. 5.8) grundsätzlich erreicht wird; die beiden letzten Methoden arbeiten dabei zusätzlich noch integrierend über den Gesamtquerschnitt.

Die Ableitung des Durchflusses über die Oberflächengeschwindigkeit, welche z. B. kontinuierlich mit Hilfe von Geschwindigkeitsradar gemessen wird, stellt ein Indexverfahren dar, dessen eingeschränkte Informationen mittels Modellrechnung

Tab. 5.1 Überblick über Methoden der kontinuierlichen Durchflussmessung

1.	Durchflussmessbauwerke (Kap 5.3) Messwehre Venturigerinne Flumes Messschwellen Ausflussöffnungen
2.	Wasserstand – Durchfluss – Beziehung (Kap. 5.4)
3.	Ultraschall – Laufzeitverfahren (Kap. 5.5.1)
4.	Ultraschall – Dopplerverfahren (Kap. 5.5.2)
5.	Magnetisch-induktive Methode (Kap. 5.6)
6.	Kontinuierliche Wasserspiegelgefällemessung (ΔW) (Kap. 5.7)
7.	Visuelle Durchflussmessung mit aufsteigenden Luftblasen (Kap. 5.8)
8.	Kontinuierliche Oberflächengeschwindigkeitsmessung (Kap. 5.9)
9.	Durchflusserfassung an Stauwehren und Schleusen (Kap. 5.10)

auf den Gesamtquerschnitt hochgerechnet werden (Kap. 5.9); dieses Verfahren ist nicht in die bisherige Gliederung der Geschwindigkeitsmessungen einzuordnen. Die Durchflusserfassung an Stauwehren, Kraftwerken, Schleusen und Fischaufstiegen schließlich (Kap. 5.10) nutzt keine spezielle Messtechnik, sondern eine ganze Reihe von den Verfahren, die in den Kap. 4.5 und 4.6 vorgestellt wurden.

5.3 Durchflussmessung mit Hilfe von Durchflussmessbauwerken und hydraulischen Bestimmungsgrößen

5.3.1 Einführung

Durchflussmessbauwerke (engl. „flow measuring structures“) dienen dazu, in einem Gewässerquerschnitt eine eindeutige und zeitlich konstante Beziehung zwischen Wasserstand und Durchfluss herzustellen, so dass mit einer einfachen Wasserstandsmessung der jeweilige Durchfluss einwandfrei ermittelt werden kann. Unter der Voraussetzung einer freien, d. h. nicht durch Rückstau vom Unterwasser beeinflussten Strömung, reicht dazu i. d. R. eine Wasserstandsmessung oberhalb des eingebauten Messbauwerks, wie in Abb. 5.8 schematisch dargestellt.

Grundsätzlich dürfen solche hydraulischen Verfahren nur bei Vorherrschen von „strömendem“ Durchfluss im Anströmbereich angewandt werden. Der Nachweis kann über die Froudezahl erfolgen, die kleiner als 0,5 sein sollte. (zur Berechnung der Froudezahl s. Gl. (2.7) in Kap. 2.3.2).

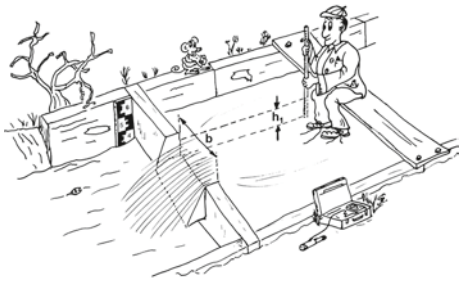


Abb. 5.8 Prinzip der Durchflussermittlung an Messbauwerken über die Messung des Oberwasserstands als hydraulische Bestimmungsgröße. (Zeichnung: S. Siedschlag)

Hydraulisch gesehen bewirkt der Einbau von solchen Strukturen eine Verringerung des Durchflussquerschnitts eines Gewässers, diese verursacht einen Anstieg des Oberwasserspiegels mit einem Überfall über das eingebaute Messbauwerk. Vorausgesetzt, dass diese Reduktion groß genug ist, kann eine eindeutige Beziehung zwischen dem Durchfluss und dem Oberwasserstand aufgestellt und über die kontinuierliche Messung dieses Wasserstands der Durchfluss ebenfalls kontinuierlich ermittelt werden.

Die funktionale Beziehung zwischen dem Durchfluss und dem Oberwasserstand kann entweder theoretisch aus den hydraulischen Kenngrößen des Messbauwerks oder mit Hilfe von hydraulischen Modellversuchen (Maßstab 1:1 bis max. 1:5) abgeleitet werden; in beiden Fällen sollte sie über Feldmessungen regelmäßig kontrolliert und ggf. korrigiert werden.

Neben den hydraulischen Anforderungen sind bei der Wahl des Durchflussmessbauwerks weitere Gesichtspunkte, wie die Begrenzung des Aufstaueffekts im Hochwasserfall, die Erhaltung der Durchgängigkeit für Fische und Makroinvertebraten (aquatische wirbellose Kleinlebewesen), die landschaftsgestalterischen und nicht zuletzt wirtschaftlichen Aspekte bei Bau und Unterhaltung zu berücksichtigen. Daraus resultieren eine große Vielfalt verschiedener Typen von Durchflussmessbauwerken (Kap. 5.3.3), die im Laufe der letzten Jahrhunderte entwickelt wurden und die je nach Fragestellung und Größenordnung des Gewässers eingesetzt werden können. Es gibt eine große Anzahl von Veröffentlichungen zu diesem Themenkreis; einen zusammenfassenden Überblick geben die Handbücher von Ackers et al. (1978), Bos (1989), Herschy (2009) und die ISO- und BSI-Standards im englischsprachigen Raum (s. Kap. 5.3.13) sowie Knapp (1960), DVWK (1992), Peter (2005) und DIN 19559 (1983) im deutschsprachigen Raum, auf die bzgl. Details zur Dimensionierung, Entwurfsplanung und Betrieb verwiesen wird. Im Folgenden soll auf die wesentlichen Grundtypen von Wehren, Schwellen, Flumes und Stauwehren eingegangen werden.

5.3.2 Hydraulische Funktion von Messbauwerken

Der Zusammenhang zwischen Wasserstand und Durchfluss an einem Messbauwerk wird von der Geometrie des Bauwerks, den Fluideigenschaften sowie der Art der

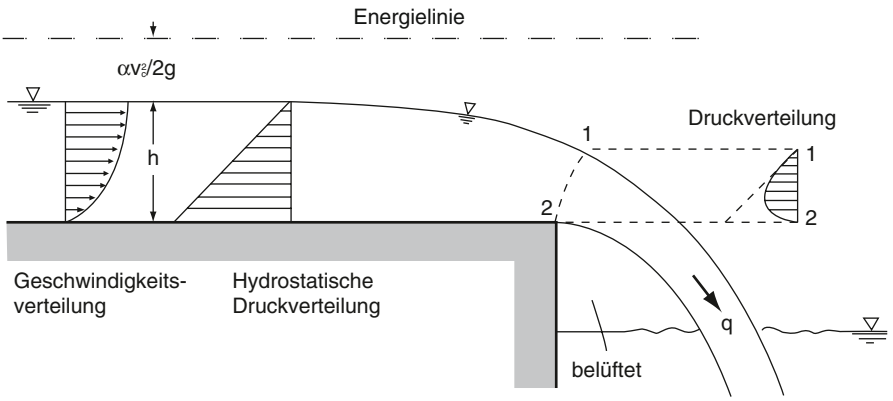


Abb. 5.9 Strömungsverhältnisse an einem Absturz bei vollkommenem Überfall. (Nach Kobus 1983a)

Anströmung des Bauwerks bestimmt. Der Einbau von Messbauwerken in ein Gewässer verursacht zwangsläufig einen Aufstau- und Rückstaueffekt oberhalb des Bauwerks und erzeugt einen mehr oder weniger großen Absturz bzw. Überfall. Das Strömungsbild im Bereich eines solchen Absturzes ist in Abb. 5.9 schematisch dargestellt. Die strömungsmechanischen Kennzahlen „Reynoldszahl“ und „Weberzahl“ charakterisieren den Einfluss von Zähigkeit und Oberflächenspannung auf den Fließvorgang. Dieser Einfluss ist bei scharfkantigen Bauwerken mit vollturbulenter Strömung und Überfallhöhen von mehr als 3 bis 5 cm vernachlässigbar. Daher müssen bei der Anordnung von Durchflussmessbauwerken bestimmte Randbedingungen eingehalten werden; diese werden bei den verschiedenen hydraulischen Strukturen vorgestellt.

Bei *vollkommenem Überfall*, d. h. Strömungsverhältnissen, bei denen der Unterwasserstand so tief ist, dass er keinen Einfluss auf den Überfallstrahl hat (s. Abb. 5.9), stellt sich im Bereich der Absturzkante die Grenztiefe ein. Im Kontrollquerschnitt des Einbaus erfolgt ein Fließwechsel mit Übergang vom Strömen (im Oberwasser) zum Schießen (im freien Überfallstrahl). Im Bereich der Absturzkante sind die Stromlinien gekrümmt (s. Druckverteilung in Abb. 5.9 oben); erst in einiger Entfernung oberhalb des Absturzes sind die Stromlinien wieder annähernd parallel und die Druckverteilung ist näherungsweise hydrostatisch; dies ist von Bedeutung für die Festlegung des Messpunkts zur Erfassung des Oberwasserstands bei den einzelnen Durchflussmessbauwerken.

Unter der Voraussetzung eines *rückstaufreien* Durchflusses werden die Wasserstände im Gewässer oberhalb des Messbauwerks ausschließlich von den Kontrollbedingungen am Absturz bestimmt, so dass sich eine eindeutige Beziehung zwischen dem Oberwasserstand im Gewässer und dem Durchfluss aufstellen lässt. Anlagen, für die eine solche funktionale Beziehung einmal mit ausreichender Genauigkeit ermittelt wurde, werden allgemein Durchflussmessbauwerke, im Englischen „flow measuring structures“ oder „discharge measurement structures“, genannt.

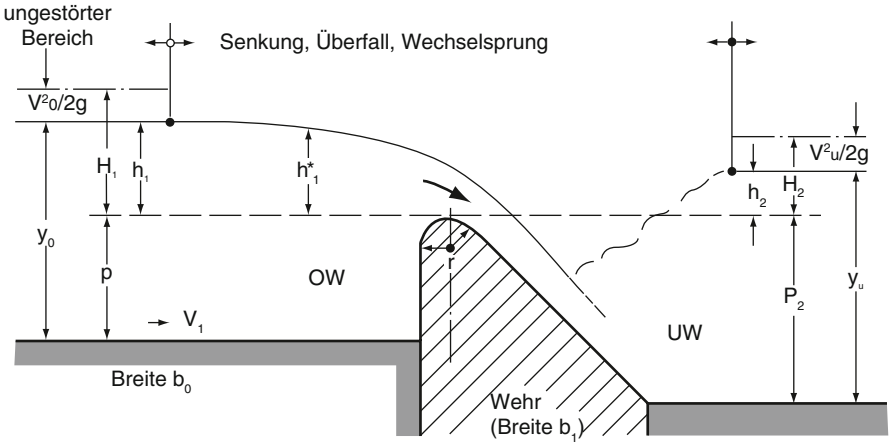


Abb. 5.10 Definitionsskizze für den Durchfluss über Messbauwerke. (Knauss 1983)

Wenn der Unterwasserstand h_2 (Abb. 5.10) über die Höhe der Absturzkante ansteigt, dann werden die Verhältnisse im Kontrollquerschnitt vom Unterwasser mitbeeinflusst und die „Rückstaugrenze“ wird erreicht. Bei Unterwasserständen über dieser Rückstaugrenze (s. Abb. 5.9 unten) wird das Strömungsbild am Absturz mehr und mehr vom Unterwasserstand beeinflusst. Es handelt sich jetzt um Durchfluss *unter Rückstau*, d. h. die Wassertiefe im Gewässer oberhalb des Einbaus ist nicht mehr alleine vom Durchfluss, sondern zusätzlich vom Unterwasserstand abhängig. Nach Möglichkeit sind Messungen mit Rückstau zu vermeiden. Wenn dies nicht möglich ist, muss zusätzlich der Unterwasserstand h_2 messtechnisch erfasst werden und ein Rückstaubeiwert c_R aufgestellt werden. Zur Berücksichtigung von Rückstau bei der Durchflussermittlung wird auf den Abschnitt „Durchflussberechnung bei Messbauwerken unter Rückstau“ im Folgenden verwiesen.

Durchflussberechnung bei rückstaufreien Messungen: Für die Berechnung reibungsbehafteter Gerinneströmungen muss eine Beziehung für das Energieliniengefälle I in Abhängigkeit von den Rauheitsverhältnissen, dem Querschnitt und dem Gefälle des Gewässers gefunden werden. Hierfür sind eine Reihe von empirischen Durchflussformeln entwickelt worden. Die gängigste dieser Durchflussbeziehungen ist die Gleichung von Manning-Gauckler-Strickler, die schon in Kap. 2.3.3 (Gl. (2.11)) eingeführt wurde. Eine eindimensionale Analyse dieser Gleichung ergibt

$$Q = \frac{2}{3} c_Q \cdot (2g)^{1/2} \cdot H_1^{3/2} \; [\mathrm{m^3/s}] \tag{5.1}$$

mit

c_Q = Abflussbeiwert,
H_1 = Energiehöhe,

in die die Geschwindigkeitshöhe der Anströmung und damit die Energiehöhe eingeht.

Dem steht die von Poleni (1717) eingeführte empirische Durchflussgleichung gegenüber, bei der statt der Energiehöhe H_1 vereinfacht die Wassertiefe h_1 genutzt wird:

$$Q = \frac{2}{3}\mu \cdot (2g)^{1/2} \cdot h_1^{3/2} \ [\mathrm{m^3/s}] \tag{5.2}$$

mit
μ = Überfallbeiwert.

Die beiden Beiwerte c_Q und μ in den Gln. (5.1) bzw. (5.2) sind im allgemeinen Fall nicht identisch; nur in Fällen, in denen die Geschwindigkeitshöhe $v^2/2g$ im Anströmbereich sehr viel kleiner als die Überfallhöhe h_1 ist, werden sie gleich. Dies muss bei den verschiedenen Typen von Durchflussmessbauwerken berücksichtigt werden; wenn diese Bedingung zutrifft, wird nur ein Beiwert (z. B. bei scharfkantigen Dreieckwehren der Überfallbeiwert μ) benötigt, ansonsten muss entweder über das Prinzip der „effektiven Breite“ die Wirkung von seitlichen Einschnürungen und Stromablösungen näherungsweise berücksichtigt werden (wie z. B. beim scharfkantigen Rechteckwehr) oder beide Beiwerte müssen abgeschätzt und eingesetzt werden (wie z. B. bei breitkronigen Wehren).

Um den Gesamtdurchfluss für beliebig geformte Querschnitte berechnen zu können, muss die Breite b_1 des Kontrollquerschnitts eingeführt werden:

$$Q = \frac{2}{3}\mu \cdot (2g)^{1/2} \cdot {h_1}^{3/2} \cdot b_1 \ [\mathrm{m^3/s}]. \tag{5.3}$$

Bei b_1 handelt es sich um die tatsächliche lichte Weite, mit der über den durchflossenen Querschnitt A_1 für jede gebräuchliche Querschnittsform der Durchfluss mit der allgemeinen Durchflussgleichung (5.3) ermittelt werden kann.

Mit Gl. (5.3) können somit Wasserstand-Durchflussbeziehungen h_1-Q für beliebige Kontrollquerschnitte aufgestellt werden, wie sie im Folgenden bei den einzelnen Wehrformen detailliert vorgestellt sind. Der Abflussbeiwert μ variiert von Bauwerkstyp zu Bauwerkstyp, ist aber aus unzähligen Messungen i. Allg. sehr genau bekannt.

Durchflussberechnung bei Messbauwerken unter Rückstau: Die meisten Durchflussmessstellen haben Einbauten, die lediglich im Niedrig- bis Mittelwasserbereich eine Durchflusskontrolle ausüben. Mit größer werdendem Durchfluss werden diese Einbauten jedoch vom Unterwasser her eingestaut und verlieren allmählich ihre Kontrollfunktion (s. Abb. 5.11). Die unterstrom des Bauwerks auftretende Wassertiefe wird vom Gerinne unterhalb des Bauwerks geprägt. Aufgrund der Querschnitts- und Reibungsverhältnisse wird sich die jeweilige strömende Normalabflusstiefe einstellen.

Wenn Rückstau auftritt, dann hat dies zur Folge, dass bei einem gegebenen Durchfluss der Wasserstand oberhalb des Bauwerks gegenüber dem rückstaufreien

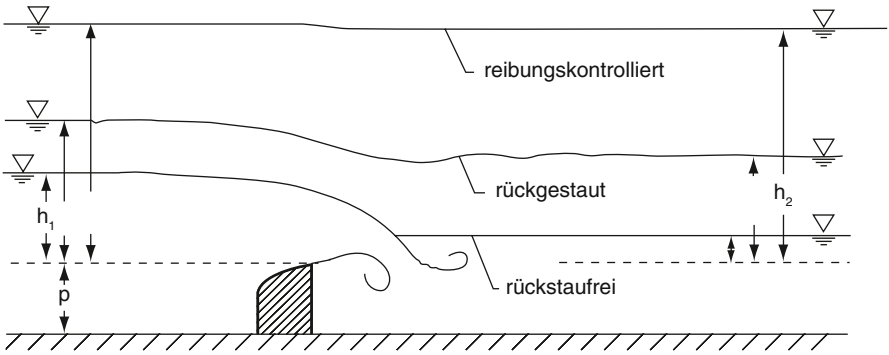


Abb. 5.11 Durchflussverhältnisse bei Rückstau. (Kobus 1983b)

Fall ansteigt. Andererseits bedeutet dies, dass bei gleichem Oberwasserstand der Durchfluss unter Rückstau gegenüber dem rückstaufreien Durchfluss abgemindert ist. Dieser Effekt kann in der Durchflussgleichung pauschal durch einen sogenannten Rückstaubeiwert c_R berücksichtigt werden. Die Durchflussgleichung (5.4) lautet somit

$$Q = \frac{2}{3} \cdot c_R \cdot \mu \cdot (2g)^{1/2} \cdot {h_1}^{3/2} \cdot b_1 \ [\mathrm{m^3/s}]. \tag{5.4}$$

Der Rückstaubeiwert c_R ist primär von der relativen Unterwassertiefe h_2 abhängig:

$$c_R = f(h_2/p) \quad bzw. \quad c_R = f(h_2/h_1). \tag{5.5}$$

Für Unterwasserstände unterhalb der Rückstaugrenze wird der Rückstaubeiwert $c_R = 1$; die Durchflussbeziehung ist in diesem Fall identisch mit Gl. (5.13). Mit zunehmender relativer Unterwasserhöhe nimmt der Rückstaubeiwert stetig kleiner werdende Zahlenwerte an und strebt schließlich gegen Null.

Kobus (1983b) weist darauf hin, dass das Konzept der Rückstaubeiwerte bei geringfügigem Rückstau und mäßigem Einfluss auf das Abflussgeschehen noch plausible Ergebnisse liefert; hingegen ist die Anwendung dieses Konzepts dann nicht mehr sinnvoll, wenn das Bauwerk stark eingestaut wird und die Überstauhöhen h_1 und h_2 sehr viel größer werden als die Wehrhöhe p.

In Abb. 5.11 sind Ergebnisse der Modellersuche von Kobus und Mitarbeitern an Sohlschwellen dargestellt, welche den zunehmenden Einfluss eines Rückstaus auf das Oberwasser illustrieren. Die Versuchsergebnisse zeigen deutlich zunächst den Bereich des vollkommenen Überfalls, in dem das Bauwerk als Kontrolle wirkt und der Oberwasserstand unabhängig vom Unterwasserstand ist. Im Rückstaubereich resultiert dann aus einem zunehmenden Unterwasserstand eine entsprechende Erhöhung des Oberwasserstands.

Entwurfskriterien für ein Durchflussmessbauwerk: Ein wichtiges Entwurfs- und Auswahlkriterium für Durchflussmessbauwerke ist das hydraulische Auflö-

sungsvermögen R_a einer Anlage. Darunter wird das Verhältnis der Differenz der Messgröße Oberwasserstand h_1 (nämlich Δh_1) zur Differenz der Bestimmungsgröße Q (nämlich ΔQ) verstanden:

$$R_a = \Delta h_1 / \Delta Q = \tan \alpha. \tag{5.6}$$

Das hydraulische Auflösungsvermögen kann als die Steigung der Wasserstand-Durchflusskurve interpretiert werden. Danach ist R_a dann groß, wenn eine kleine Steigerung des Durchflusses eine große Anhebung der Überfallhöhe bewirkt. Das hydraulische Auflösungsvermögen steht in engem Zusammenhang zur erreichbaren Messgenauigkeit; denn je größer R_a ist, umso geringer ist der Fehler bei der Bestimmung des Durchflusses. Beim Entwurf eines Messbauwerks ist daher im Rahmen der örtlichen Möglichkeiten stets ein hohes Auflösungsvermögen anzustreben. Für weitere Details hierzu wird auf Kap. 5.3.12 und Tab. 5.9 verwiesen.

Erstrebenswert ist, die Messstelle so auszurichten, dass sich oberstrom des Absperrbauwerks eine *volle Kontraktion* der Strömungsverhältnisse einstellt; dies ist dann gegeben, wenn im Anströmquerschnitt des Gewässers oberhalb des Messbauwerks bis zum Überfallquerschnitt eine vollständige Einschnürung der Stromfäden erreicht wird. Nur unter diesen Bedingungen ist der Abflusswert c_Q ausschließlich vom Öffnungswinkel Θ, z. B. des Dreieckwehres, abhängig. Ansonsten müssen weitere geometrische Größen berücksichtigt werden.

Der Abflussbeiwert kann nach Untersuchungen von Westrich (1980, 1983) als Qualitätsindikator für Durchflussmessstellen dienen. Eine geringe Streuung des Abflussbeiwerts deutet demnach sowohl auf eine gute hydraulische und konstruktive Ausbildung des Durchflussmessbauwerks als auch auf gute Durchflussmessergebnisse hin (zu Ergebnissen bei verschiedenen Bauwerkstypen s. Westrich (1983)).

5.3.3 Typisierung von Durchflussmessbauwerken

Durchflussmessbauwerke werden nach der Form und Ausgestaltung des Kontrollbauwerks und den dort verwendeten Querschnittsformen klassifiziert. Die Durchflusskontrolle kann entweder durch Anhebung der Gewässersohle oder durch seitliche Einengung des Querschnitts erreicht werden. Es gibt eine Reihe von unterschiedlichen Ausformungen, die sich in folgenden Hauptgruppen zusammenfassen lassen:

I. Durchflussmessbauwerke mit Anhebung der Gewässersohle (Wehre)
   1. Scharfkantige Wehre (dreieckig, rechteckig, trapezförmig, kreisförmig, s. Kap. 5.3.4)
   2. Breitkronige Wehre (rundkronig, dreieckig, rechteckig, trapezförmig, s. Kap. 5.3.5)
   3. Schmalkronige Wehre (dreieckig, rechteckig, Sohlschwellen, s. Kap. 5.3.6)

II. Durchflussmessbauwerke mit seitlicher Querschnittsveränderung (Gerinne)

1. lange Kontraktionsgerinne (Venturi-, Langhals-, trapezförmige Gerinne, s. Kap. 5.3.7)
2. kurze Kontraktionsgerinne (kurzes Venturi-, Parshall-Gerinne, H-Flumes, s. Kap. 5.3.7 u. 5.3.8)

III. Sonstige Durchflussmessbauwerke

1. Ausflussöffnungen (Kreis, Rechteck, Schütze, Wehre, Schleusentore, s. Kap. 5.3.9)
2. Stauwehre (s. Kap. 5.10).

In dieser Reihenfolge werden charakteristische Vertreter der Hauptgruppen I bis III nacheinander vorgestellt. So werden aus Gruppe I die scharfkantigen Wehre (Kap. 5.3.4) und die breitkronigen Wehre (Kap. 5.3.5) sowie die schmalkronigen Wehrschwellen (Kap. 5.3.6) mit ihren jeweiligen spezifischen Bauformen im Folgenden eingeführt.

5.3.4 Scharfkantige Wehre

Charakteristischerweise werden diese Messwehre aus Metallplatten hergestellt, daher auch Plattenwehre genannt, und haben eine sehr schmale Überfallkante von nur 1–2 mm. Dadurch löst sich der Überfallstrahl an der Unterseite von der Wehrschneide ab und es wird ein gekrümmter Überfall erzeugt (s. Abb. 5.12).

Damit der Überfallstrahl ausreichend belüftet ist und das Wasser nicht an der Außenwand des Wehrs hinunterläuft, muss die Überfallkante zur Luftseite des Wehrs, wie in Abb. 5.12 dargestellt, in einem Winkel von mindestens 60° bei Dreieckwehren (s. Abb. 5.14) und mindestens 45° bei Rechteckwehren (s. Abb. 5.18) abgeschrägt werden. Wenn eine vollkommene Belüftung wie in Abb. 5.13 erreicht wird, d. h. atmosphärischer Druck im Bereich unterhalb des Überfallstrahls herrscht, und wenn die Überfallhöhe so groß ist, dass kein Rückstau vom Unterwasser ent-

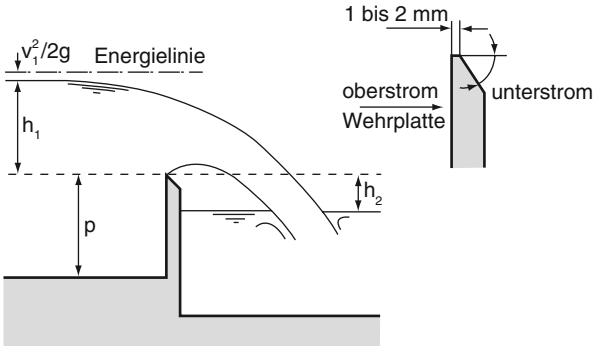


Abb. 5.12 Scharfkantiges Messwehr. (Bos 1989)

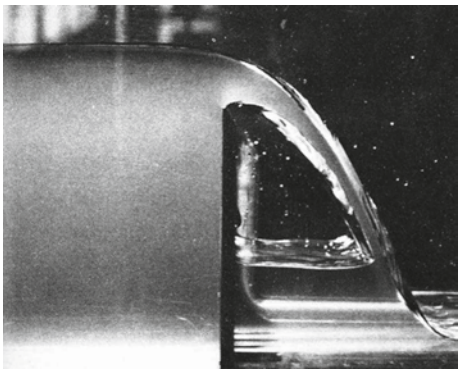


Abb. 5.13 Vollkommen belüfteter Überfall. (Bos 1989)

steht, erlauben Plattenwehre die genauesten Durchflussmessungen, da hier von allen hydraulischen Strukturen die Strömung am eindeutigsten definiert ist.

Nachteilig ist jedoch zum einen, dass durch die relativ große Einbauhöhe die Durchgängigkeit von Fließgewässern für Fischfauna und Makroinvertebraten unterbrochen wird; dies führt insbesondere seit Einführung der EU-Wasserrahmenrichtlinie (WRRL 2000) im Dezember 2000 zunehmend zu Akzeptanzproblemen. Zum anderen kann es in geschiebeführenden Bächen durch den Aufstau oberstrom zu Anlandungen und durch den Überfall unterstrom zu Sohlenerosion kommen. Diese Nachteile sind von Bedeutung, wenn ein solches Wehr dauerhaft zur kontinuierlichen Messung eingesetzt wird; beim mobilen Einsatz sind sie vernachlässigbar.

Die bekanntesten scharfkantigen Wehre sind

- das Dreieckwehr (90°, Thomson 1859),
- das Rechteckwehr (Rehbock 1929),
- das Rechteckwehr mit Seitenkontraktion (Poncelet),
- das trapezförmige Wehr (Cipoletti 1886),

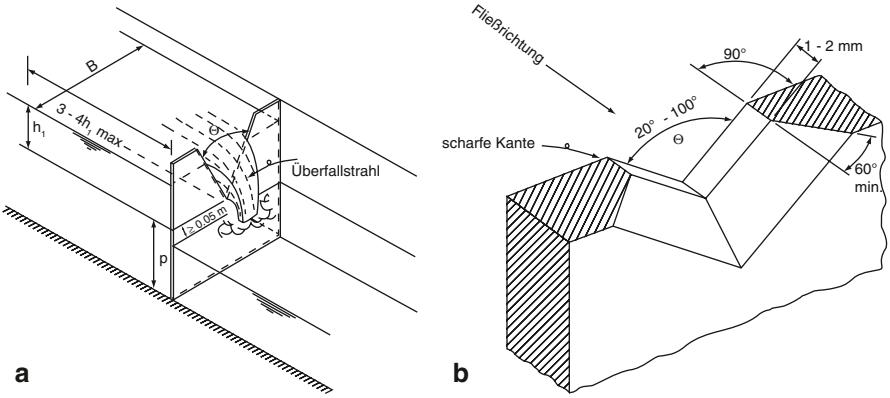


Abb. 5.14 Scharfkantiges Dreieckwehr **a** Prinzipskizze **b** Detail Überfallkante. (Nach Bos 1989)

- das kreisförmige und
- das proportionale Wehr (Sutro-Wehr).

5.3.4.1 Scharfkantiges Dreieckmesswehr

Dreieckwehre werden nach der Form des Kontrollquerschnitts auch V-Wehre und in der internationalen Literatur bei 90°-Öffnung nach dem britischen Hydrauliker auch Thomson-Wehre genannt. Sie sind die mit am häufigsten eingesetzten Wehre. Abb. 5.14 zeigt den prinzipiellen Aufbau eines Dreieckwehrs.

Um eine ausreichende Belüftung zu erreichen, sind bei der Überfallkante die Angaben des vergrößerten Details in Abb. 5.14b zu beachten.

Die Durchflussgleichung für Dreieckwehre lautet allgemein

$$Q = \frac{8}{15}\mu \cdot (2g)^{1/2} \cdot \tan \Theta/2 \cdot h_1^{5/2} \ [\mathrm{m^3/s}] \tag{5.7}$$

mit

Q = Durchfluss [m³/s]
g = Erdbeschleunigung [9,81 m/s²]
μ = Abflussbeiwert [-]
Θ = Öffnungswinkel [-]
h_1 = Überfallhöhe [m].

Der Abflussbeiwert μ eines scharfkantigen Dreieckwehrs ist bei gewöhnlichen Temperaturen (5–30 °C) eine Funktion der Variablen h_1/p und p/B_1 sowie Θ (Erläuterung der Symbole s. Gl. (5.7) und Abb. 5.14).

Für ein Dreieckwehr mit voller Einschnürung, d. h. der V-Ausschnitt ist nicht annähernd über die gesamte Wehrbreite ausgedehnt, so dass sich eine vollständige Kontraktion der Stromfäden einstellt, wurde die in Abb. 5.15 dargestellte Abhängigkeit zwischen dem Abflussbeiwert μ und dem Öffnungswinkel Θ experimentell ermittelt. Danach ist die Spannweite von μ mit Werten zwischen 0,578 und 0,593 relativ eng.

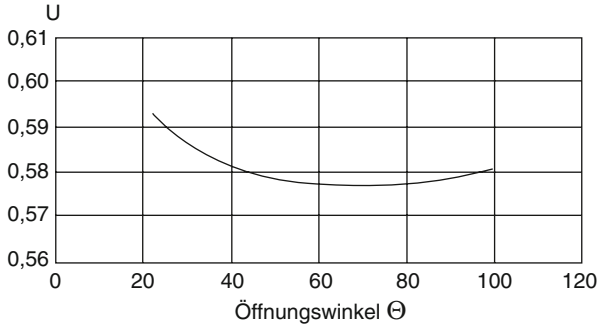


Abb. 5.15 Abflussbeiwert μ als Funktion des Öffnungswinkels Θ für ein V-Wehr mit vollständiger Einschnürung. (Bos 1989)

Damit Gl. (5.17) Gültigkeit hat, sind nach ISO 1438 (2008) folgende Bedingungen einzuhalten:

- Das Verhältnis h_1/p von Überfallhöhe h_1 und Abstand p zwischen der Gewässersohle und dem tiefsten Punkt des Dreieckausschnitts sollte nicht größer als 0,4 sein.
- Das Verhältnis h_1/B von Überfallhöhe h_1 zur Gewässerbreite B im Einlaufbereich sollte 0,2 nicht überschreiten.
- Die Überfallhöhe h_1 sollte mindestens 5 cm und maximal 38 cm betragen.
- Der Abstand zwischen Gewässersohle und tiefstem Punkt des Dreieckausschnitts sollte nicht kleiner als 0,45 m sein.
- Die Gewässerbreite B im Einlaufbereich sollte mindestens 1 m betragen.
- Der Unterwasserstand sollte mindestens 0,05 m unter der Dreieckspitze liegen, um die Belüftung des Überfallstrahls zu erleichtern (s. Abb. 5.14a).
- Die Messung der Überfallhöhe h_1 sollte im Abstand von mindestens dem 3- bis 4-fachen der maximalen Überfallhöhe h_1 stromaufwärts im Kontrollquerschnitt durchgeführt werden.

Werden diese Regeln nicht eingehalten, wird die Genauigkeit der Durchflussmessung mit scharfkantigen Dreieckwehren geringer.

Als Öffnungswinkel Θ bei V-Wehren werden üblicherweise Winkel von 90°, ½ 90° und ¼ 90° verwendet (s. Abb. 5.16). In Tab. 5.2 sind dementsprechend die Durchflusswerte jeweils für diese drei Öffnungswinkel zusammengestellt. Allgemein gilt: Je kleiner der Öffnungswinkel, desto größer ist das hydraulische Auflösungsvermögen, d. h. kleine Wassermengen können mit höherer Genauigkeit erfasst werden.

In Herschy (2009) sind für ein 90°-Wehr zusätzlich die zugehörigen Abflussbeiwerte zusammengestellt.

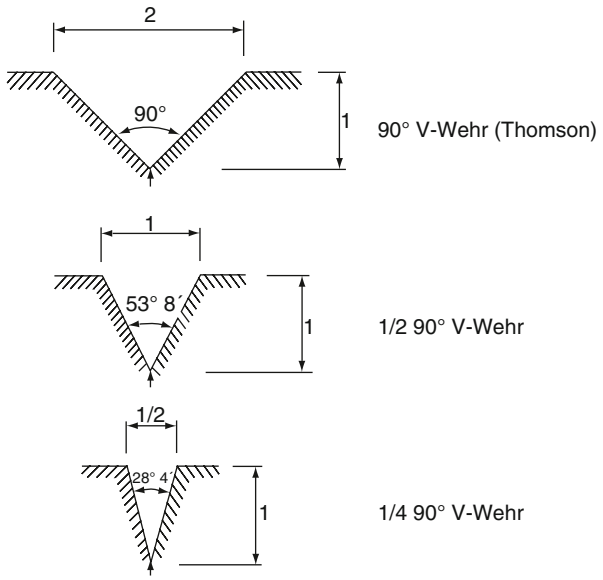


Abb. 5.16 V-Wehre mit verschiedenen Öffnungswinkeln Θ. (Bos 1989)

Tab. 5.2 Durchflüsse über scharfkantige Dreieckwehre für verschiedene Öffnungswinkel. (Nach Bos 1989, vereinfacht).

Überfallhöhe [m]	Durchfluss l/s		
	90°	1/2 90°	1/4 90°
0,050	0,803	0,406	0,213
0,060	1,257	0,637	0,334
0,070	1,836	0,932	0,486
0,080	2,551	1,296	0,673
0,090	3,409	1,734	0,898
0,100	4,420	2,249	1,161
0,110	5,592	2,847	1,466
0,120	6,935	3,529	1,815
0,130	8,458	4,302	2,209
0,140	10,167	5,166	2,651
0,150	12,066	6,130	3,140
0,160	14,169	7,192	3,680
0,170	16,477	8,358	4,272
0,180	19,001	9,629	4,918
0,190	21,748	11,010	5,620
0,200	24,719	12,560	6,379
0,210	27,921	14,115	7,196
0,220	31,559	15,844	8,073
0,230	35,039	17,695	9,011
0,240	38,973	19,668	10,013
0,250	43,160	21,772	11,077
0,260	47,606	24,005	12,210
0,270	52,317	26,363	13,407
0,280	57,306	28,863	14,671
0,290	62,560	31,499	16,006
0,300	68,106	34,268	17,410
0,310	73,936	37,177	18,885
0,320	80,057	40,241	20,432
0,330	86,459	43,451	22,051
0,340	93,175	46,810	23,744
0,350	100,190	50,331	25,512
0,360	107,520	53,967	27,355
0,370	115,170	87,780	29,275
0,380	123,130	61,747	31,477
0,381	123,940	62,150	31,723

Anwendungsbereich: Scharfkantige Dreieckwehre sind aus konstruktiven Gründen für sehr kleine Durchflüsse im Bereich zwischen 0,2 l/s und 50 l/s bestens geeignet; laut Tab. 5.9 kann ein 90°-V-Wehr bis zu 1,8 m³/s eingesetzt werden. Damit sind scharfkantige Dreieckwehre zur Durchflussmessung in Bächen und kleinen Gewässern geeignet. Für Quellmessungen und zu Sickerwassermessungen von Deponien oder Speicherbauwerken sowie Kläranlagezu- und -abläufe kommen sie in der Praxis häufig zum Einsatz, zumal vorgefertigte Messwehre für Gewässer dieser Größenordnung von verschiedenen Messgeräteherstellern (z. B. Nivus, Endress + Hauser, BadgerMeter) angeboten werden. Bei größeren Durchflüssen

kommen Rechteckwehre und gegliederte Messwehre mit breiteren Überfallkanten zur Ausführung.

Kalibrierung: Die Kalibrierung bzw. Kontrolle der Oberwasserstand-Durchflussbeziehung (vgl. Tab. 5.2) kann sehr gut volumetrisch über Gefäßmessungen (s. Kap. 4.4) erfolgen. In besonderen Fällen kann auch eine Typenkalibrierung im Wasserbaulabor im Maßstab 1:1 durchgeführt werden.

Unsicherheit: Der Abflussbeiwert scharfkantiger Dreieckwehre erreicht nach Herschy (2009) eine Genauigkeit von ±1 %; damit sind diese Wehre die potenziell genauesten Messsysteme für Fließgewässer und offene Gerinne.

Für überschlägige Berechnungen z. B. im Zusammenhang mit dem Entwurf von scharfkantigen Dreieckwehren verschiedener Öffnungswinkel haben sich folgende *vereinfachte Durchflussgleichungen* bewährt:

Für ein 90°-V-Wehr:

$$Q = 1{,}365 \cdot h_1^{5/2} \ [\mathrm{m^3/s}] \tag{5.8}$$

Für ein ½ 90°-V-Wehr:

$$Q = 0{,}682 \cdot h_1^{5/2} \ [\mathrm{m^3/s}] \tag{5.9}$$

Für ein ¼ 90°-V-Wehr:

$$Q = 0{,}347 \cdot h_1^{5/2} \ [\mathrm{m^3/s}]. \tag{5.10}$$

Abbildung 5.17a und b zeigen Dreieck-Plattenwehre mit verschiedenen Öffnungswinkeln im praktischen Einsatz bei Sickerwassermessungen im Kontrollstollen der Möhnetalsperre und bei der Messung des Ablaufs der Kläranlage Bleche.

5.3.4.2 Scharfkantiges Rechteckwehr

Rechteckwehre gibt es grundsätzlich in zwei Varianten:

a) Das in Abb. 5.18 dargestellte Wehr mit einer rechteckigen Aussparung, auch Rechteckwehr mit Kontraktion oder im Englischen „rectangular contracted weir" genannt, erzeugt eine Einschnürung der Stromfäden ähnlich dem Dreieckwehr.
b) Wenn der rechteckige Ausschnitt über die Gesamtbreite des Gewässers geht (B/b = 1,0), dann spricht man von einem Rehbock-Wehr, oder im englischen einem „rectangular suppressed weir", da der Überfallstrahl von keinerlei seitlichen Kontraktionen beeinflusst wird.

Variante a) ist das in der Praxis häufiger eingesetzte klassische Rechteckwehr.

Die *allgemeine Durchflussgleichung*, gültig für Rechteckwehre beider Varianten, geht auf einen Vorschlag von Kindsvater u. Carter (1957) vom Georgia Institute of Technology zurück und lautet:

Abb. 5.17 V-Wehre im Einsatz **a** im Kontrollstollen der Möhnetalsperre (30° Öffnungswinkel) und **b** im Auslaufkanal der Kläranlage Bleche. (Fotos: Archiv Ruhrverband Essen)

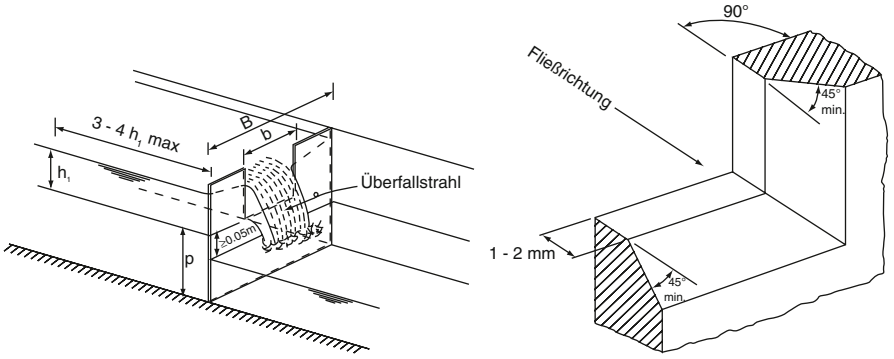


Abb. 5.18 Prinzipskizze eines scharfkantigen Rechteckwehrs mit Detail der Überfallkante. (Nach Bos 1989)

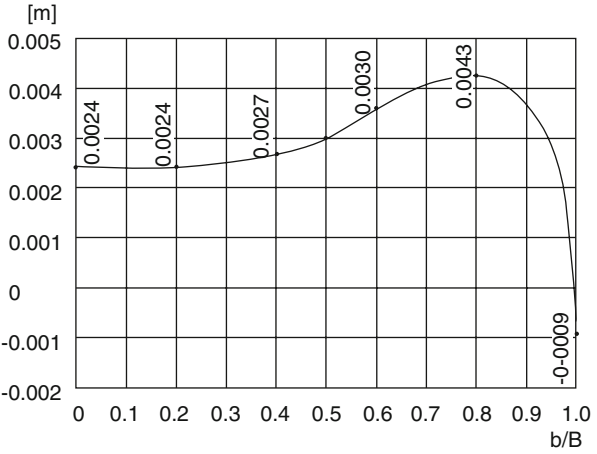


Abb. 5.19 k_b als Funktion von b/B und h_1/p. (Kindsvater u. Carter 1957)

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu_e \cdot (2g)^{1/2} \cdot b_e \cdot h_e{}^{3/2} \; [\mathrm{m}^3/\mathrm{s}] \tag{5.11}$$

(Erläuterung zu einzelnen Größen s. Abb. 5.18).

Unter der effektiven Breite b_e wird dabei

$$b_e = b + k_b \tag{5.12}$$

und unter der effektiven Überfallhöhe h_e

$$h_e = h_1 + k_h \tag{5.13}$$

verstanden. Die Zuschläge k_b und k_h subsummieren den Einfluss von Viskosität und Oberflächenspannung. Empirisch gefundene k_b-Werte in Abhängigkeit vom Verhältniss b/B können Abb. 5.19 entnommen werden. So wird z. B. bei einem Gewässer mit einer Breite $B = 1{,}0$ und einem Rechteckausschnitt $b = 0{,}5$ m ($b/B = 0{,}5$) ein Zuschlag k_b von 0,0037 nach Gl. (5.13) auf b addiert, um die effektive Breite b_e zu erhalten. Herschy (2009) schlägt einen konstanten k_b-Wert von 0,003 vor. Für k_h

Tab. 5.3 Effektiver Überfallkoeffizient μ_e als Funktion von b/B und h_1/p. (Kindsvater u. Carter 1957)

b/B	μ_e
1,0	0,602 + 0,075 h_1/p
0,9	0,599 + 0,064 h_1/p
0,8	0,597 + 0,045 h_1/p
0,7	0,595 + 0,030 h_1/p
0,6	0,593 + 0,018 h_1/p
0,5	0,592 + 0,011 h_1/p
0,4	0,591 + 0,0058 h_1/p
0,3	0,590 + 0,0020 h_1/p
0,2	0,589 − 0,0018 h_1/p
0,1	0,588 − 0,0021 h_1/p
0	0,587 − 0,0023 h_1/p

in Gl. (5.12) wird allgemein ein positiver Wert von 0,001 empfohlen. Die Fehlertoleranz für k_b und k_h wird auf ± 0,0003 m geschätzt.

Der effektive Abflussbeiwert μ_e ist eine Funktion von b/B und h_1/p und kann aus Tab. 5.3 entnommen werden.

Anwendungsgrenzen: Für Gl. (5.11) werden folgende Einschränkungen empfohlen:

- Die effektive Höhe h_e sollte aus hydromechanischen Gründen und wegen der Ablesegenauigkeit mindestens 0,03 m betragen.
- Die effektive Breite b_e des Rechteckausschnitts sollte nicht kleiner als 0,15 m sein.
- Der Abstand p von der Gewässersohle bis zur Unterkante des Rechteckausschnitts sollte mindestens 0,10 m betragen.
- Das Verhältnis h_1/p sollte den Faktor 2,5 nicht überschreiten, da ansonsten das Wehr seine Kontrollfunktion verliert (Böss 1929).
- Das Verhältnis b/B zwischen Gewässerbreite B und der Breite des Rechteckausschnitts b sollte nicht kleiner als der Faktor 0,1 sein.
- Die Messung des Oberwasserstands sollte im 3- bis 4-fachen Abstand der maximalen Überfallhöhe h_1 vorgenommen werden und
- der Unterwasserstand sollte mindestens 0,05 m unter der Überfallunterkante sein, um eine gute Belüftung des Überfalls zu gewährleisten (s. Abb. 5.18).

Unter der Voraussetzung, dass ein scharfkantiges rechteckiges Wehr innerhalb der aufgezeigten Grenzen sorgfältig konstruiert wurde, wird für den effektiven Abflussbeiwert μ_e in Gl. (5.11) ein Fehler von weniger als 1 % erwartet. Herschy (2009) gibt für die Berechnung des Durchflusses eine *Genauigkeit* von rd. 2 % an.

Abbildung 5.20a und b zeigen Rechteckwehre im Feldeinsatz.

Der Einsatzbereich von scharfkantigen Rechteckwehren mit Kontraktion lässt sich in Abhängigkeit der Breite des Durchlasses in m³/s·m, d. h. pro laufendem Meter Kontraktionsöffnung, angeben, liegt je nach Breite b des Rechteckausschnitts absolut zwischen ca. 1,4 l/s und etwa 49 m³/s (s. Tab. 5.9) und ist damit deutlich oberhalb der Dreieckwehre angesiedelt.

Soll eine größere Bandbreite des Durchflusses erfasst werden, ist der Einsatz von Rechteckwehren ohne Kontraktion (Abb. 5.20b) oder von „gegliederten Messwehren“ erforderlich.

Berechnungsbeispiel: Es ist der Durchfluss eines 2 m breiten Kanals mit Hilfe eines scharfkantig-rechteckigen Wehrs mit einem 1 m breiten Rechteckausschnitt zu berechnen. Es wurde eine Überfallhöhe von 0,25 m gemessen. Die Höhe der Rechteckunterkante liegt 0,3 m über der Gewässersohle.

1. Überprüfung, ob die Randbedingungen erfüllt werden:

   a) $h_1 = 0{,}25$ m $\rightarrow \geq 0{,}03$ m
   b) $b = 1{,}0$ m $\rightarrow \geq 0{,}15$ m
   c) $p = 0{,}30$ m $\rightarrow \geq 0{,}10$ m

d) $h_1/p = 0{,}25/0{,}3 = 0{,}833 \rightarrow \leq 2{,}5$
e) $b/B = 1{,}0/2{,}0 = 0{,}5 \rightarrow \geq 0{,}1$
d. h. alle Bedingungen sind erfüllt.

2. Berechnung des Durchflusses nach Gl. (5.11):

a) effektiver Abflussbeiwert μ_e aus Tab. 5.3:
$b/B = 1{,}0/2{,}0 = 0{,}5$
$\mu_e = 0{,}592 + 0{,}011\ (0{,}25/0{,}3) = 0{,}601$
b) effektive Breite b_e nach Gl. (5.12) und Abb. 5.19:
$b_e = 1{,}0 + 0{,}0030 = 1{,}003$
c) effektive Überfallhöhe h_e nach Gl. (5.12):
$h_e = 0{,}25 + 0{,}001 = 0{,}251$
d) Durchfluss Q nach Gl. (5.11):
$Q = 0{,}503 \times 2{,}953 \times 1{,}003 \times 0{,}126 = 0{,}188\ \mathrm{m^3/s}$ oder 188 l/s.

Der ermittelte Durchfluss beträgt 188 l/s.

Abb. 5.20 Scharfkantige Rechteckwehre **a** mit Kontraktion im Ablauf der Kläranlage Ense-Bremen und **b** ohne Kontraktion im Ablaufkanal der Kläranlage Brilon. (Fotos: Archiv Ruhrverband Essen)

Ein detaillierter Entwurf eines scharfkantigen Rechteckwehrs wird im Anhang von Westrich (1983) vorgestellt.

5.3.4.3 „Gegliederte“ scharfkantige Messwehre

Um eine größere Bandbreite des Durchflusses erfassen zu können, sind „gegliederte“ Messwehre (engl. „compound weirs“), die sich baukastenartig aus den beiden Grundformen Dreieck- und Rechteckwehr zusammensetzen lassen, zu empfehlen.

In Abb. 5.21 sind die gebräuchlichsten gegliederten *Messwehrformen* und der Durchflussbereich, in dem sie sinnvoll eingesetzt werden können, zusammengestellt. Sollen die kleinen und mittleren Durchflüsse genau erfasst werden, so kann das Messwehr so gestaltet werden, dass es einen „Feinmessbereich“ (Q_{Fein} in Abb. 5.21) für die kleinen Durchflüsse und einen „Grobmessbereich“ (Q_{Grob} in Abb. 5.21) für die mittleren Durchflüsse aufweist. So kann auch bei großen Wehren z. B. durch den Einbau eines Dreieckwehrs eine ausreichende Messgenauigkeit bei kleinen Durchflüssen erzielt werden. Der Grobmessbereich kann dann Durchflüsse bis ca. 5 m³/s erfassen.

In Abb. 5.21 sind zusätzlich die *Durchflussgleichungen* für gegliederte scharfkantige Messwehre angegeben, die jeweils aus den Gleichungen für die Grundtypen (Dreieck, Rechteck, Trapez) additiv zusammengesetzt sind. Die Abflussbeiwerte μ werden dabei für jeden Messwehrabschnitt als konstant angesetzt, die Überfallhöhen h_1 stets von der Unterkante des Feinmessbereichs aus gemessen.

Ein Berechnungsbeispiel für den Entwurf eines gegliederten scharfkantigen Messwehres wird im Anhang von Westrich (1983) detailliert vorgestellt.

Abbildung 5.22 zeigt als Beispiel das gegliederte Messwehr am Pegel Rippach/Eichstetten, das im Rahmen von hydrologischen Prozessstudien zur hochgenauen Erfassung des Durchflusses eines kleinen Löss-Einzugsgebiets installiert wurde. Es setzt sich zusammen aus einem Feinmessbereich mit einem ½ 90°-V-Ausschnitt und einem Grobmessbereich mit einem 90°-V-Wehr; zur Hochwasserabführung dient der darüber angeordnete Trapezquerschnitt (s. Abb. 5.22a). Die Aufnahme in Abb. 5.22b zeigt eine Abflusssituation mit einer Überfallhöhe von $h_1 = 33$ cm und einem zugehörigen Durchfluss von 45 l/s.

Die erreichbare gute Auflösung und Messgenauigkeit eines scharfkantigen Dreieckwehres demonstriert eindrucksvoll Abb. 5.23. Im Feinmessbereich des in Abb. 5.22 dargestellten Pegels mit einem ½ 90°-V-Ausschnitt können an Tagen mit hoher Sonneneinstrahlung innertägliche Schwankungen des Abflusses aus dem nur 1,2 km² großen Rippacheinzugsgebiet aufgezeichnet werden, die von der Verdunstung des Uferbereichs des Gewässers verursacht werden. Hier muss noch erwähnt werden, dass neben dem hohen hydraulischen Auflösungsvermögen ein extrem großer Schwimmer mit einem Radius von 500 mm im Einsatz war, der feinste Wasserstandsänderungen aufzuzeichnen vermochte.

In diesem Zusammenhang ist anzumerken, dass analog zu den hier geschilderten Beispielen ebenso gegliederte breitkronige Messwehre möglich und in der Praxis häufig im Einsatz sind (s. Kap. 5.3.5).

Grundtypen	Gegliederte Messwehre			
		$Q_{Fein} <$ ca. 100 l/s	$Q_{Fein} <$ ca. 25 l/s	0.1 m³/s < Q_{Grob} < 5m³/s
$Q = \mu \frac{8}{15} \sqrt{2g} \tan \frac{\Theta}{2} h_1^{5/2}$ (1)		$Q = \mu \frac{8}{15} \sqrt{2g} \left[\frac{5}{4} b_0 h_1^{3/2} + \frac{5}{4} (b_1 - b_0)(h_1 - s_0)^{3/2} + \tan \frac{\alpha}{2} (h_1 - s_0)^{5/2} \right]$ (6)	$Q = \mu \frac{8}{15} \sqrt{2g} \left[\tan \frac{\Theta}{2} h_1^{5/2} - \frac{b_0}{s_0} (h_1 - s_0)^{5/2} + \frac{5}{4} (b_1 - b_0)(h_1 - s_0)^{3/2} + \tan \frac{\alpha}{2} (h_1 - s_0)^{5/2} \right]$ (5)	—— (4)	$Q = \mu \frac{2}{3} \sqrt{2g} \left[b_0 h_1^{3/2} + \frac{4}{5} \tan \frac{\alpha}{2} h_1^{5/2} \right]$ (4)	25 < Q_{Grob} < 200 l/s
$Q = \mu \frac{2}{3} \sqrt{2g} b h_1^{3/2}$ (2)						10 l/s bis 200 l/s
$Q = \mu \frac{8}{15} \sqrt{2g} \left[\tan \frac{\Theta}{2} h_1^{5/2} - \frac{b_0}{s_0} (h_1 - s_0)^{5/2} \right]$ (3)				0.25 < Q_{Fein} < 25 l/s		0.25 l/s bis 50 l/s

Abb. 5.21 Zusammenstellung von gegliederten scharfkantigen Messwehrtypen mit zugehörigen Durchflussgleichungen und Anwendungsbereichen. (Nach Westrich 1983; Bos 1989)

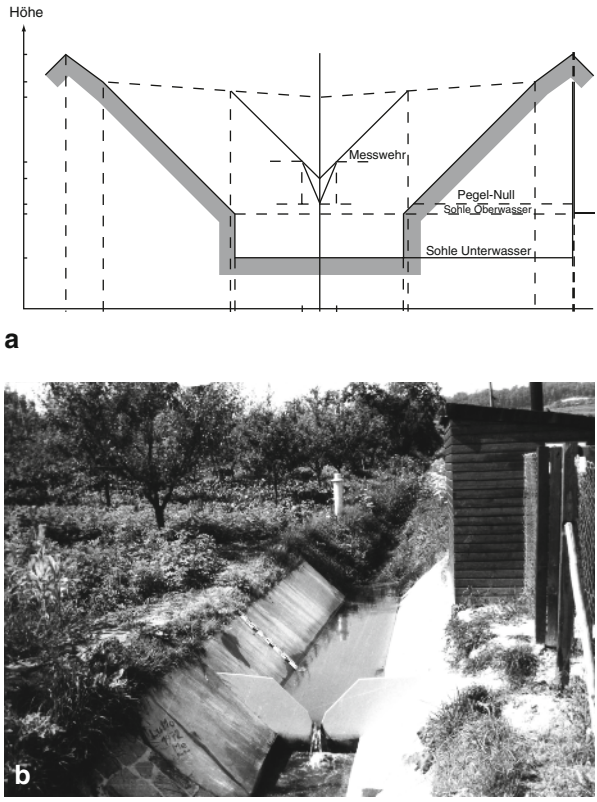


Abb. 5.22 Doppel-V-Plattenwehr am Pegel Rippach im Ostkaiserstuhl **a** Querschnitt **b** im Einsatz. (Luft 1980)

Abschließend soll noch auf die *proportionalen Wehre* hingewiesen werden, bei denen durch die besondere geometrische Ausformung der scharfkantigen Überfallkante ein linearer Zusammenhang zwischen der Überfallhöhe und dem Durchfluss über den gesamten Messbereich erreicht wird; dies ist messtechnisch grundsätzlich von Vorteil. Solche Wehre werden bevorzugt in der Bewässerungslandwirtschaft und in der Abwassertechnik eingesetzt.

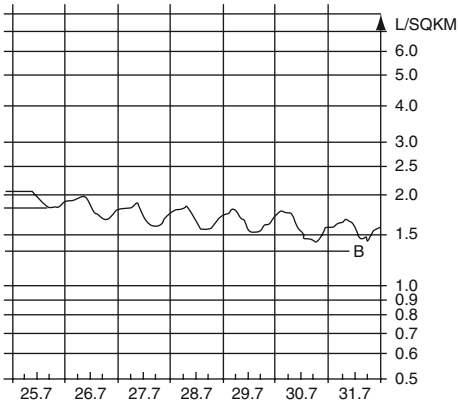


Abb. 5.23 Tagesgang des Abflusses aus einem kleinen Einzugsgebiet gemessen mit einem ½ 90°-V-Plattenwehr. (Luft 1980)

Scharfkantige Wehre werden auch mobil zur Durchflussmessung eingesetzt; Details hierzu s. Kap. 4.7.2.

5.3.5 *Breitkronige Wehre*

Bei größeren Durchflüssen und Überstauhöhen kommen breitkronige Wehre, die in der Praxis häufig und in sehr unterschiedlicher Formgebung eingesetzt werden, zur Ausführung. Die gebräuchlichsten Strukturen sind

- breitkronige rechteckige Wehre,
- breitkronige trapezförmige Wehre und
- breitkronige dreieckförmige Wehre („crump weir“, Crump 1952).

Unabhängig von den verschiedenen Wehrtypen gilt, dass die Wehrform so ausgebildet sein muss, dass entlang des Wehrrückens überall Atmosphärendruck herrscht, damit die Strömungsfäden mindestens über diese kurze Strecke parallel zueinander strömen (Abb. 5.24). Dies wird dadurch erreicht, dass einerseits die Wehrlänge L ausreichend groß gewählt wird und andererseits der Wehrrücken an der Überfallkante so gestaltet wird, dass sich ein Freistrahl wie beim scharfkantigen Wehr einstellt. Unter diesen Voraussetzungen kann eine hydrostatische Druckverteilung am Kontrollquerschnitt angenommen und die theoretische Durchflussgleichung für verlustfreies Fließen verwandt werden. Als Kontrolle dient das Verhältnis zwischen der Länge des Wehrkörpers L und der oberstromigen Energiehöhe H_1; die Grenzen dieses Verhältniswerts werden bei der Vorstellung der einzelnen breitkronigen Wehre erörtert.

Der Einsatz breitkroniger Wehre, und hier insbesondere der rechteckigen Formen mit rechtwinkliger oder gerundeter Vorderkante und jeweils horizontaler Wehrkrone, wurde von Ackers et al. (1978), Bos (1989), Bretschneider (1961) und Knauss (1983) eingehend untersucht; die folgenden Ausführungen sind Auszüge aus deren ausführlichen Berichten.

Der Anwendungsbereich von breitkronigen Wehren, insbesondere der rechteckigen Form, die am häufigsten in der Praxis verwendet wird, liegt bei mittleren bis großen Durchflüssen im Bereich bis 65 m³/s (s. Tab. 5.9). Grundsätzlicher Vorteil

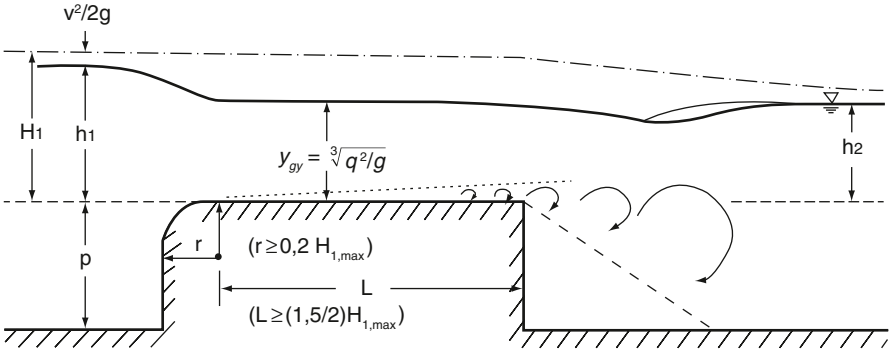


Abb. 5.24 Hydraulik des Durchflusses über ein breitkroniges Wehr. (Nach Kobus 1983b)

von breitkronigen Wehren ist, dass sie einen beträchtlich höheren Rückstau vertragen als z. B. scharfkantige Wehre. Knauss (1983) gibt als Richtwerte an:

- scharfkantige Wehre $H_2/H_1 \sim 1/10$
- rundkronige Wehre $H_2/H_1 \sim 1/3$
- dreieckförmige Wehre $H_2/H_1 \sim 2/3$
- breitkronige Wehre $H_2/H_1 \sim 3/4$
  (H_2/H_1 jeweils als Grenztiefe).

Dies kann für die Planung eines Durchflussmessbereichs, insbesondere in Gewässerabschnitten mit geringen natürlichen Gefällen, von Bedeutung sein.

Es ist zu beachten, dass bei Durchflüssen, die den Bemessungsabfluss übersteigen, d. h. bei denen das Messbauwerk eingestaut wird, an der Wehrkrone Unterdruck entsteht, wobei sich gleichzeitig der Abflussbeiwert erhöht; bei niedrigen Durchflüssen herrscht an der Wehrkrone dagegen Überdruck. Dies muss bei der konstruktiven Ausgestaltung eines Messbauwerks berücksichtigt werden.

5.3.5.1 Breitkroniges rechteckiges Wehr

Als Standardprofil breitkroniger Wehre gilt die rechteckige Form mit rechtwinkliger Vorderkante und horizontaler Wehrkrone. Sie ist insbesondere im englischsprachigen Raum häufig im Einsatz; daher ist die Prinzipskizze in Abb. 5.25 auch aus britischen Normunterlagen (BSI 1969) leicht modifiziert entnommen.

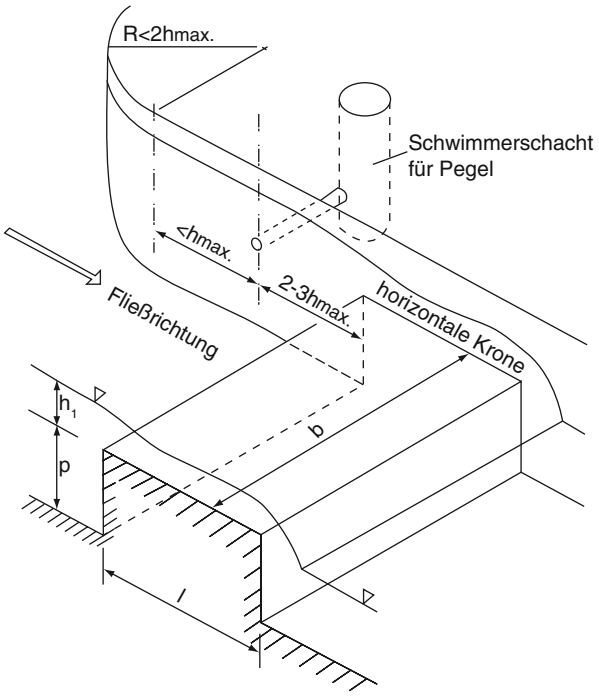


Abb. 5.25 Prinzipsskizze eines breitkronigen Rechteckwehres mit eckiger Vorderkante. (Maniak 1997)

Vom konstruktiven Gesichtspunkt her ist dieser Messwehrtyp einfach; es muss lediglich auf eine wirklich ebene und horizontale Schwellenkrone mit scharfer 90°-Kante an der Vorderseite geachtet werden.

In Abhängigkeit vom Verhältnis Länge L des Wehrkörpers in Fließrichtung und der Energiehöhe H_1 (oberstrom) können 4 verschiedene Strömungsregimes für ein breitkroniges rechteckiges Durchflussmesswehr unterschieden werden:

a) $0{,}08 \leq H_1/L$:
   Nur dann stellen sich parallele Strömungslinien auf der Wehrkrone ein, der Kontrollquerschnitt ist eindeutig am Ende des Ausbauquerschnitts lokalisiert und der Abflussbeiwert c_Q konstant.
b) $h_1/(h_1 + p) \leq 0{,}35$: gilt als 2. Bedingung für einen konstanten Abflussbeiwert $c_{Q,}$
c) $h_{1\max} = 2 \cdot p$, daraus resultiert d):
d) $L_{\min} \geq 6 \cdot p$ als Mindestlänge der horizontalen Wehrkrone.

Die *Durchflussgleichung* für ein breitkroniges Rechteckwehr lautet:

$$Q = (2/3) \cdot \mu \cdot c_Q \cdot (2/3g)^{1/2} \cdot b \cdot {h_1}^{3/2} \tag{5.14}$$

mit

μ = Überfallbeiwert [-]
c_Q = Abflussbeiwert [-]
b = Breite des Wehrbauwerks [m]
h_1 = Überfallhöhe [m].

Für den *Abflussbeiwert* c_Q wurde durch eingehende experimentelle Untersuchungen an breitkronigen rechteckigen Wehren ein theoretischer Wert von

$$c_Q = (1/3)^{1/2} \tag{5.15}$$

abgeleitet. Infolge der zähigkeitsbedingten Ausbildung einer Grenzschicht auf der Wehrschwelle wird der tatsächliche Abflussbeiwert c_Q gegenüber dem rechnerischen Wert nach Gl. (5.15) mit zunehmender Wehrlänge L noch um einstellige Prozentzahlen abgemindert (Ackers et al. 1978). Für die praktische Arbeit wurden Grafiken entwickelt, aus denen c_Q in Abhängigkeit von der gemessenen Überfallhöhe und der Länge des Kontrollbauwehrs L abgegriffen werden kann (s. Abb. 5.26).

Der Überfallbeiwert μ kann ebenfalls aus einer Grafik (Abb. 5.27) entnommen werden in Abhängigkeit der Überfallhöhe und geometrischen Daten des Wehres.

Rechnerisch kann μ zusätzlich aus dem Verhältnis der Energiehöhe H_1 und der Überfallhöhe h_1 allgemein bestimmt werden, nach

$$\mu = (H_1/h_1)^{3/2}, \tag{5.16}$$

wobei der Exponent 3/2 die rechteckige Wehrform berücksichtigt.

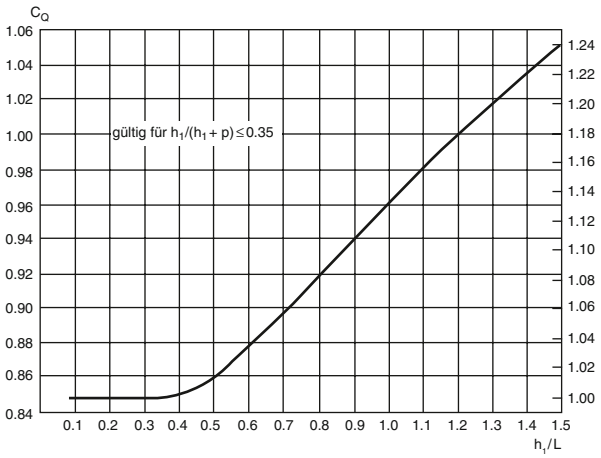


Abb. 5.26 c_Q-Werte für breitkronige rechteckige Wehre als Funktion von h_1/L. (Nach Bos 1989)

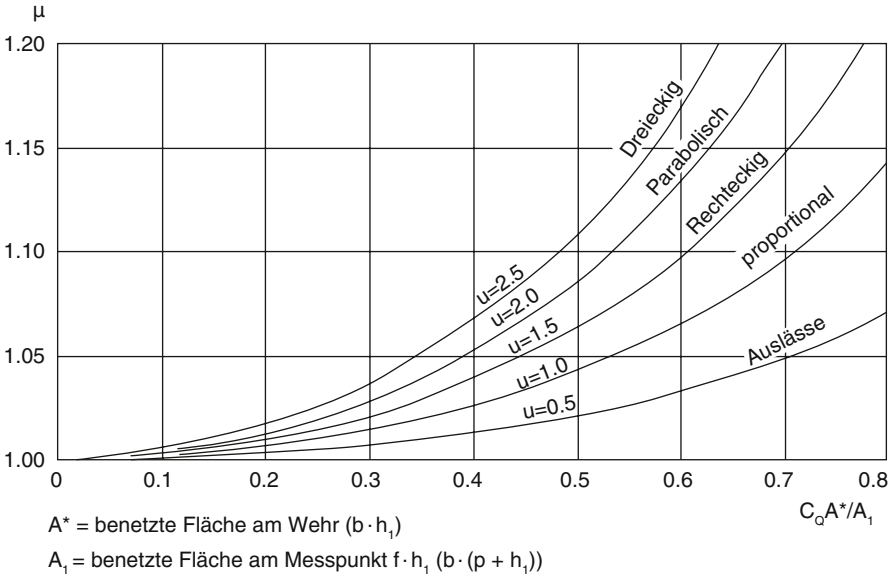
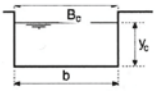
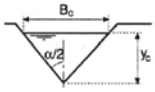
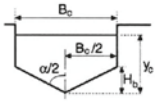


Abb. 5.27 Überfallbeiwert für verschiedene Formen von breitkronigen Wehren. (Nach Bos 1989)

Für den *Einsatzbereich* gelten grundsätzlich die im Abschnitt „Breitkronige Wehre“ gemachten allgemeinen Aussagen. Breitkronige rechteckige Wehre werden bevorzugt zur Messung höherer Abflüsse (bis 65 m³/s) eingesetzt (s. Tab. 5.9), da sie von der Form her die geringste Einschränkung des Durchflussquerschnitts verursachen, was für die schadlose Abführung von Hochwasserabflüssen von Bedeutung sein kann.

Tab. 5.4 Breitkronige Wehre und zugehörige Durchflussgleichungen. (Vereinfacht nach Bos 1989)

Wehrform		Durchflussgleichung für vollkommenen Überfall	Gl.
	rechteckig	$Q = (\frac{2}{3})^{3/2} \cdot g^{1/2} \cdot b \cdot c_Q \cdot \mu \cdot h_1^{3/2}$	(5.23)
	dreieckförmig	$Q = \frac{16}{25}(\frac{2}{5}g)^{1/2} \cdot \tan\frac{\theta}{2} \cdot h_1^{5/2}$	(5.26)
	gegliedertes Wehr	$Q = \frac{2}{3} \cdot (\frac{2}{3}g)^{1/2} \cdot B_e \cdot c_Q \cdot \mu \cdot (h_1 - 0.5H_s)^{3/2}$	

Berechnungsbeispiel: Es ist der Durchfluss zu ermitteln für einen 4,0 m breiten Kanal, in dem ein breitkroniges rechteckiges Wehr mit einer Länge L von 3,0 m und einer Wehrhöhe p von 0,5 m horizontal über den gesamten Gewässerbereich eingebaut ist. Es wurde ein Überfall h_1 von 0,28 m gemessen.

1. Überprüfen der Randbedingungen:
   a) H_1/L ist im Bereich von 0,08–0,33
   b) $h_1/(h_1 + p)$ ist kleiner als 0,35
   c) $h_{1max} = 2{,}0$ ist erfüllt, ebenso
   d) $L_{min} = 6 \cdot p$,
   d. h. alle hydraulisch-geometrischen Randbedingungen sind erfüllt.
2. Berechnung des Durchflusses nach Gl. (5.14):
   a) Abflussbeiwert c_Q: aus Graphik in Abb. 5.26:
   b) mit $h_1/L = 0{,}28/3{,}0 = 0{,}09 \rightarrow 0{,}1$ als Eingangsgröße ergibt $c_Q = 0{,}848$
   c) Überfallbeiwert μ: aus Graphik in Abb. 5.27
      mit $A^* = 4{,}0 \times 0{,}28 = 1{,}12$
      $A_1 = 4{,}0 \times (0{,}5 + 0{,}28) = 3{,}12$
      $C_Q \times A^*/A_1 = 0{,}848 \times 1{,}12/3{,}12 = 0{,}3044$
      d. h $\mu = 1{,}025$
   d) Durchfluss Q nach Gl. (5.24):
      $Q = 0{,}666 \times 1{,}025 \times 0{,}848 \times 2{,}557 \times 4{,}0 \times 0{,}148 = 0{,}876$ m³/s.

Es wurde ein Durchfluss von 876 l/s errechnet.

Die übrigen Unterarten der breitkronigen Wehre wie

- dreieckförmig breitkroniges Wehr,
- trapezförmig breitkroniges Wehr,
- Romjin Messwehr (regulierbar),
- Faiyum-Wehr,
- rundkronige Wehre,
- gegliederte breitkronige Wehre,

stellen lediglich andere geometrische Ausformungen des gleichen Prinzips dar, ebenso wie die gegliederten breitkronigen Wehre, die analog zu den gegliederten scharfkantigen Wehren baukastenartig aus den einzelnen Formen zusammengesetzt sind und hier nicht explizit behandelt werden sollen. In Tab. 5.4 sind Prinzipskizzen und Durchflussgleichungen der wichtigsten breitkronigen Wehre aufbauend auf Bos (1989) zusammengestellt.

Abb. 5.28 Gegliederte breitkronige Wehre **a** im Tetinkvel/Hupselse Beek, Niederlande (Foto: Report 1972 Study Group Hupselse Beek, Wageningen) **b** am Pegel Adelboden/Allenbach, Schweiz. (Foto: Bundesamt f. Umweltschutz, Bern/Schweiz)

Für Details wird auf die umfassenden Abhandlungen in den Handbüchern von Knapp (1960), Ackers et al. (1978), Bos (1989) und ISO 3846 (2008) verwiesen.(Überblick über Normen s. Kap. 5.3.13).

Abbildung 5.28a zeigt als Beispiel das Foto eines „truncated" V-Wehres, auch „more than full" bezeichnet, das eigentlich aus einem breitkronigen V-Wehr mit übergelagertem Rechteckwehr besteht. Es ist in einem Teileinzugsgebiet des niederländischen Hydrologischen Versuchsgebiets Hupselse Beek im Einsatz. In Abb. 5.28b ist eine gegliederte breitkronige Wehrschwelle am Pegel Adelboden/Allenbach in der Schweiz zu erkennen; in diesem Fall handelt es sich um ein Doppel-Rechteckwehr. Analog zu den „gegliederten scharfkantigen Wehren" in Kap. 5.3.4 gilt, dass sich auch mit breitkronigen Wehren aus den Grundformen Dreieck und Rechteck baukastenartig „gegliederte breitkronige Wehre" zusammensetzen lassen. Abb. 5.28a und b sind Beispiele dafür.

5.3.6 Schmalkronige Wehre (Wehrschwellen)

Die Gruppe dieser Wehre vereinigt Charakteristika von scharfkantigen und breitkronigen hydraulischen Strukturen. Sohlschwellen ragen nur geringfügig (max. 30 bis 40 cm) über die Gewässersohle hinaus und erzeugen bei kleinen bis mittleren Durchflüssen einen definierten Fließwechsel, der für diesen Bereich eine relativ genaue Durchflussmessung ermöglicht.

Sie kommen heute bevorzugt in Fällen zum Einsatz, in denen der Einbau von Messbauwerken üblicher Bauart wie Plattenwehren (Kap. 5.3.4), breitkronigen Wehren (Kap. 5.3.5), Venturi-Gerinnen (Kap. 5.3.7) und Flumes (Kap. 5.3.8) aus *ökologischen Gründen* nicht erwünscht ist. Dabei geht es im Wesentlichen um die Durchgängigkeit von Gewässern für Fische und Makroinvertebraten. Seit Einführung der EU-Wasserrahmenrichtlinie im Dezember 2000 (WRRL 2000) hat dieser Gesichtspunkt eine große Bedeutung erhalten, da darin als wesentliches Ziel das Erreichen bzw. Erhalten eines guten ökologischen Zustands der Fließgewässer formuliert wurde und dieses Ziel ohne Durchgängigkeit der Gewässer nicht zu erreichen ist. Durchflussmessbauwerke mit Verbau durch Überfallwehre oder hohe Sohlabstürze stellen für die Fischfauna naturgemäß ein unüberwindliches Hindernis dar, dies gilt sowohl wegen der zu überwindenden Sprunghöhe als auch wegen hoher Fließgeschwindigkeiten im Unterlauf von Messbauwerken (z. B. schießenden Durchflusses bei Venturi-Gerinnen). Hier bieten sich Sohlschwellen geringer Bauhöhe als Kompromiss an. Neben den ökologischen Gesichtspunkten können auch die Belange des Wassersports (Kanu, Rudern etc.) mit flachen Sohlschwellen als Messbauwerken berücksichtigt werden.

Durch ihren geringen Querschnittsverbau können mittels Wehr- und Sohlschwellen Hochwasser ohne nennenswerten Rückstau abgeführt werden, wohingegen Niedrigwasser so eingeengt wird, dass die Auflösung und damit die Genauigkeit der Durchflusserfassung verbessert wird; dies gilt insbesondere für dreieckförmig gestaltete Sohlschwellen. Hydraulisch gesehen sind sie dadurch gekennzeichnet, dass

das Stromlinienbild über dem Wehrkörper einen signifikanten Einfluss auf die Wasserstand-Durchfluss-Beziehung hat. Bekannte Beispiele aus dieser Gruppe sind:

- rechteckige Wehrschwellen,
- dreieckige Wehrschwellen (V-Wehrschwellen),
- Dachprofil-Wehre (2-dimensionale Dreieckwehre, auch crump weirs),
- flache V-Wehre und
- Wehre mit zylindrischer Krone.

Viele dieser Bauwerke sind primär zur Abflussregulierung und Steuerung von wasserwirtschaftlichen Systemen gebaut worden und dienen zusätzlich zur Durchflussmessung. Als Beispiele aus dieser Gruppe sollen eingehend zum einen eine dreieckige Wehrschwelle flacher Bauart und zum anderen ein 2-dimensionales Dachprofilwehr, eines der meistgebauten schmalkronigen Messbauwerke, in seinen Grundzügen vorgestellt werden:

5.3.6.1 Dreieckige Sohlschwelle

Wie aus Abb. 5.29 zu erkennen ist, besteht ein solches Messbauwerk aus einer Sohlschwelle, die zu beiden Flanken symmetrisch mit geringer Neigung ansteigt. Stär-

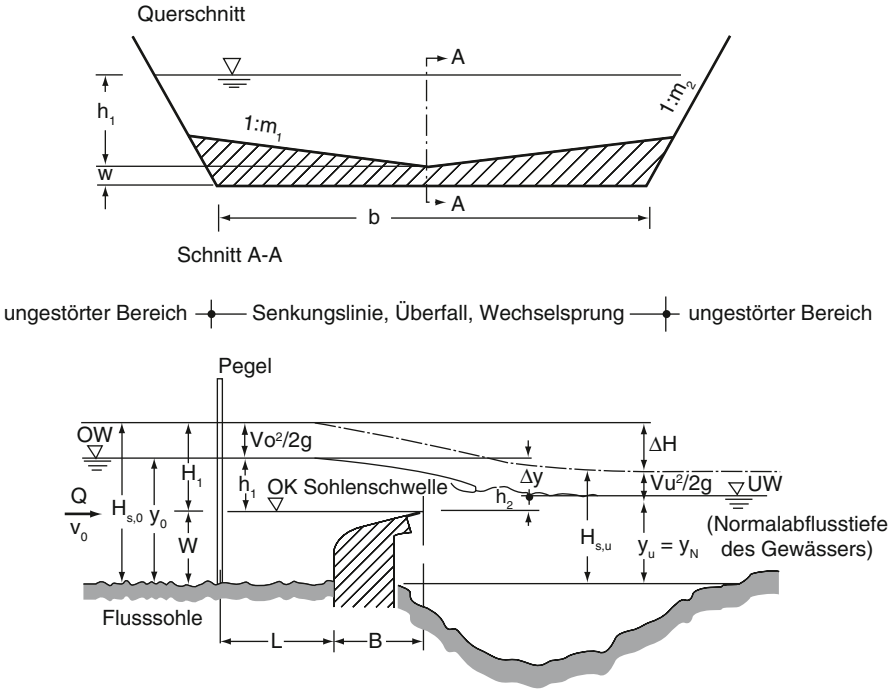


Abb. 5.29 Definitionsskizze einer dreieckigen Sohlschwelle. (Müller 1983)

kere Flankenneigungen m_1 erhöhen einerseits – analog zu Dreieckplattenwehren – die hydraulische Auflösung und Ablesegenauigkeit der Messstelle. Andererseits resultiert daraus eine höhere Aufstauwirkung. Der US Soil Conservation Service hat Dreiecksohlschwellen mit Flankenneigungen von 2:1, 3:1 und 5:1 entwickelt und im Wasserbaulabor messtechnisch untersucht.

Am Institut für Wasserbau der Universität Stuttgart wurden eingehende Modelluntersuchungen zur hydraulischen und baulichen Gestaltung von Sohlschwellen, auch unter Berücksichtigung fischereiökologischer und wassersportlicher Gesichtspunkte, durchgeführt (Müller u. Kobus 1981; Müller 1983).

Danach sollte, um *Fischaufstieg* vom Unter- zum Oberwasser zu ermöglichen, die Wasserspiegellagendifferenz infolge einer Sohlschwelle maximal 0,4 bis 0,6 m betragen. Des Weiteren schlagen sie eine Sohlschwellenform vor, die, wie in Abb. 5.29 im Schnitt A-A ersichtlich, Ruhezonen mit geringer Fließgeschwindigkeit im Unterwasser direkt im „Windschatten" der Sohlschwelle schafft, die die Fische als Warteposition vor dem Sprung ins Oberwasser nutzen können. Die Kolksicherung unterhalb der Sohlschwelle sollte ebenfalls fischverträglich gestaltet werden.

Die für *Wassersportler* gefährlichen energiereichen Grundwalzen unterhalb von Abstürzen können durch Reduzierung der Einbauhöhe des Messbauwerks „entschärft" werden; aus Erfahrung sind Absturzhöhen bis 0,4 m gefahrlos zu überwinden.

Sohlschwellen sind Durchflussmessbauwerke, die bei kleinen Überfallhöhen einem breitkronigen Wehr (Kap. 5.3.5) ähneln, bei größeren Überfallhöhen jedoch mehr wie scharfkantige (Kap. 5.3.4) oder rundkronige Wehre wirken. Die *Durchflussberechnung* setzt sich aus drei Bereichen zusammen:

a) mit vollkommenem Überfall, in dem die hydraulische Struktur voll wirksam wird,
b) mit unvollkommenem Überfall, in dem der Durchfluss rückstaufrei geschieht und
c) mit überströmendem Abfluss, in dem die hydraulische Struktur in ihrer Wirkung vernachlässigt werden kann.

Zur Unterscheidung von a), b) und c) können folgende Grenzbedingungen abgeleitet werden:

- vollkommener Überfall: $h_1 \geq 2\, h_2$
- Rückstaufreiheit: $h_2 \geq 1{,}5\, h_{1\text{vollk}}$

Zur Beurteilung der Durchflussleistung einer Sohlschwelle wurden für die in Abb. 5.30 dargestellten drei Bauformen Überfallformeln entwickelt.

Für eine Sohlschwelle, deren Quer- und Längsschnitt in Abb. 5.29 dargestellt ist, lautet die einfache Bestimmungsgleichung für den vollkommenen Überfall

$$Q = 8/15\, c_Q \cdot (2g)^{1/2} \cdot m_1 \cdot {h_1}^{5/2}, \tag{5.17}$$

wobei der Abflussbeiwert c_Q aus der Graphik in Abb. 5.30 entnommen werden kann.

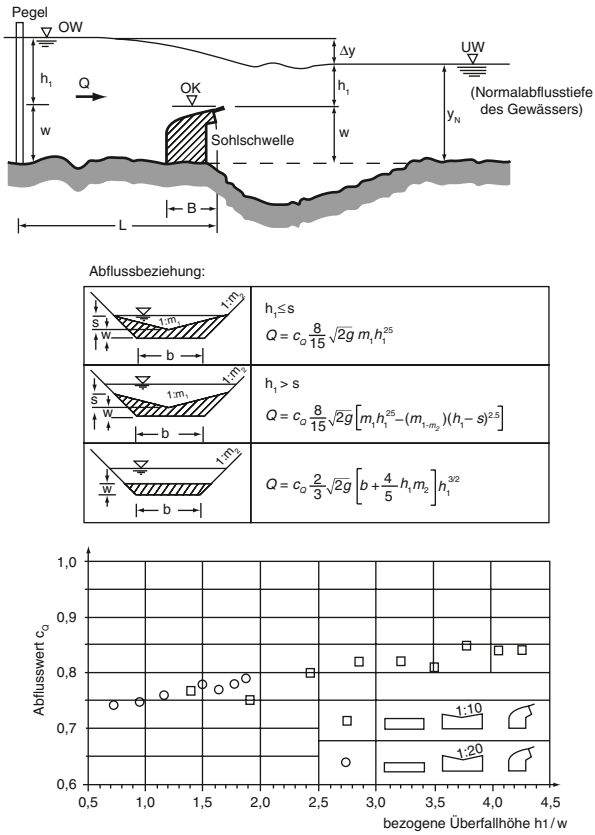


Abb. 5.30 Durchflussgleichungen und Abflussbeiwerte für Sohlschwellen mit vollkommenem Überfall. (Nach Müller 1983)

Bei unvollkommenem Überfall ist eine exakte Durchflussermittlung nicht möglich. Näherungsweise kann aus der dimensionslosen Auftragung der Wasserstände eine empirische Beziehung zwischen Ober- und Unterwasserstand abgeleitet werden und in Gl. (5.17) eingesetzt werden.

Um mit einer flachen Dreiecksohlschwelle eine ausreichende Genauigkeit der Durchflussmessung zu erreichen, sind einige Randbedingungen einzuhalten:

a) Die Überfallhöhe h_1 sollte 3,0 m oder 1,6 × h_{1max} oberstrom der Sohlschwelle gemessen werden und mindestens 0,03 m betragen.
b) Ein gerades Zulaufgerinne von mindestens 15 m Länge ist für eine parallele Zuströmung in das Messbauwerk erforderlich.
c) Der tiefste Punkt des Dreiecks sollte mindestens 0,15 m über der Gewässersohle liegen und
d) Das Rückstauverhältnis h_2/h_1 sollte kleiner als 0,30 sein, damit die Durchflussgleichung für vollkommenen Überfall (Gl. (5.17)) verwendet werden kann.

Für Sohlschwellen mit vorgegebener Flankenneigung gibt der US Soil Conservation Service (USCS) Durchflusstabellen an, bei denen über den benetzten Umfang A im Zulaufkanal und die dort gemessene Überfallhöhe der jeweilige Durchfluss abgegriffen werden kann (Bos 1989). Eine ausführliche Dokumentation der

Entwurfs- und Bemessungskriterien sowie die Präsentation von Beispielen enthalten die DVWK-Materialien 1/1992.

Berechnungsbeispiel: In einem Gewässer mit einem trapezförmigen Querschnitt und einer Sohlbreite von $b = 11$ m ist eine dreieckförmige Sohlschwelle mit einer Flankenneigung von $m_1 = 20$ und einer minimalen Höhe von $w = 0{,}2$ m über der Sohle als Durchflussmessbauwerk zu installieren. Die geringe Bauhöhe w wurde aus fischereiökologischen Gründen gewählt. 3 m oberhalb der Sohlschwelle wurde eine Überfallhöhe von 0,37 m gemessen. Es ist der Durchfluss zu ermitteln.

1. Kontrolle der Randbedingungen:

   - Messpunkt von $h_1 \geq 3$ m oberhalb der Schwelle,
   - Überfallhöhe $h_1 \geq 0{,}03$ m,
   - $W \geq 0{,}15$ m,
   - $h_2/h_1 = 10/37 = 0{,}27 \leq 0{,}30$, d. h. vollkommener Überfall,
   - $h_1 \geq 2\ h_2$: $37 \geq 2 \times 10$, d. h. vollkommener Überfall, d. h. alle Randbedingungen sind erfüllt!

2. Berechnung des Durchflusses:

   a) Abflussbeiwert aus Abb. 5.30 (Nr. 10):
   Für $h_1/w = 0{,}37/0{,}20 = 1{,}85 \rightarrow \mu = 0{,}78$
   b) Durchfluss nach Gl. (5.17):
   $Q = 0{,}78 \times 8/15 \times (2 \times 8{,}91)^{1/2} \times 20 \times 0{,}37^{5/2} = 3{,}07$ m³/s.

Der ermittelte Durchfluss beträgt 3,07 m³/s.

Abschließend ist anzumerken, dass Erfahrungen mit Sohlschwellen in der Praxis gezeigt haben, dass die Messbauwerke von Fischen, aber nicht von aquatischen Kleinlebewesen überwunden werden (Westrich 1992). Hier bietet der Einbau von *Sohlgleiten* im Bereich des Unterwassers eine Lösung. Sohlgleiten bestehen aus einem Steinsatz oder Steinwurf, der sich unmittelbar an den Kontrollquerschnitt anschließt und so einen stetigen Verlauf der Gewässersohle bewirkt. Dadurch entsteht kein Tauchstrahl und es wird ein kontinuierlicher Verlauf des Wasserspiegels und der Strömungsgeschwindigkeit vom Ober- zum Unterwasser erreicht. Über die eigentliche Sohlrampe fließt das Wasser schnell ab und in den seitlichen Randzonen im Unterwasser entstehen Rückstromgebiete mit Strömungsberuhigung. Diese starke räumliche Variabilität der Fließgeschwindigkeiten begünstigt die Auf- und Abstiegsmöglichkeiten von Fischen und Kleinlebewesen. Zur Bemessung und baulichen Gestaltung wird auf DVWK (1996) und DWA (2005) verwiesen.

5.3.6.2 Zweidimensionales Dachprofil-Dreieckwehr

Die Kurzform eines Dreieckmesswehrs, in der Literatur häufig „crump weir“ nach E. S. Crump genannt, der es 1952 einführte, soll hier in den Grundzügen vorgestellt werden, da es eines der meist gebrauchten Wehre im englischsprachigen Raum ist. Abb. 5.31 verdeutlicht das Prinzip.

Das Profil besteht aus einem Dachprofil, bei dem der Wehrkörper als Dreieck mit einer oberstromigen Neigung von 1:2 und einer unterstromigen Neigung von

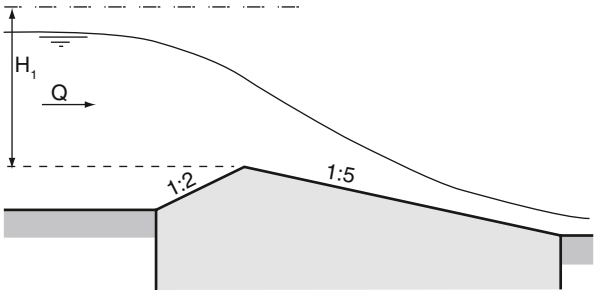


Abb. 5.31 Prinzipskizze zum Dachprofil-Dreieckwehr. (Nach Boiten 2008)

1:5 ausgebildet ist. Die beiden geneigten Flächen laufen oben zusammen und bilden eine schmale horizontale Krone. Untersuchungen der Hydraulic Research Station in Wallingford haben gezeigt, dass diese Form einen außerordentlichen konstanten Abflussbeiwert und eine hohe Überlastbarkeit gegenüber Auf- und Rückstau (75 %) aufweist.

Die Durchflussgleichung sowie ein Berechnungsbeispiel für ein „crump weir" einschließlich der begrenzenden Randbedingungen können Herschy (2009) entnommen werden.

Sollen Niedrigwasserabflüsse mit besserer Auflösung erfasst werden, bietet sich eine Modifikation des 2-dimensionalen Dachwehrs an, bei der das Profil zur Mitte hin zusätzlich in Form eines flachen „V" einen leichten Einschnitt analog zur dreieckigen Sohlschwelle, die zu Beginn dieses Kapitel erläutert wurde, aufweist. (Details hierzu s. Bos 1989).

Neben den „Kontrollbauwerken mit Anhebung der Gewässersohle", von denen einige typische Wehre in den Kap. 5.3.4–5.3.6 vorgestellt wurden, gibt es in Hauptgruppe II Durchflussmessbauwerke, die im Deutschen als *Kontraktionsgerinne* oder „Kontrollbauwerke mit Querschnittseinschnürung" bezeichnet werden, wobei noch zwischen „langen" und „kurzen" Kontraktionsgerinnen unterschieden wird. Im Englischen werden sie häufig unter dem Begriff „Flumes" zusammengefasst.

In Abb. 5.32 sind die gängigen geometrischen Formen von Einschnürungen zusammenfassend dargestellt.

Vom hydraulisch-geometrischen Gesichtspunkt her sind „*lange*" *Kontraktionsgerinne* dadurch gekennzeichnet, dass sie einen Mittelabschnitt mit parallelen Wänden und parallelen Stromfäden aufweisen (s. Abb. 5.32). Wenn der parallele Mittelabschnitt eine ausreichende Länge L hat, dann verhält sich ein solches Gerinne analog zum breitkronigen Wehr (Kap. 5.3.5) und es können für eine eindimensionale verlustfreie Durchflussberechnung die gleichen Gleichungen verwendet werden (vgl. Gl. (5.14)), auch wenn in Folge von Zähigkeitseinflüssen die tatsächlichen Abflussbeiwerte in diesen Berechnungen um wenige Prozente geringer als bei breitkronigen Wehren sind.

Zu den langen Kontraktionsgerinnen werden folgende Untertypen gerechnet:

- rechteckige Venturi-Gerinne,
- trapezförmige Venturi-Gerinne, (Abb. 5.33),
- u-förmige Venturi-Gerinne.

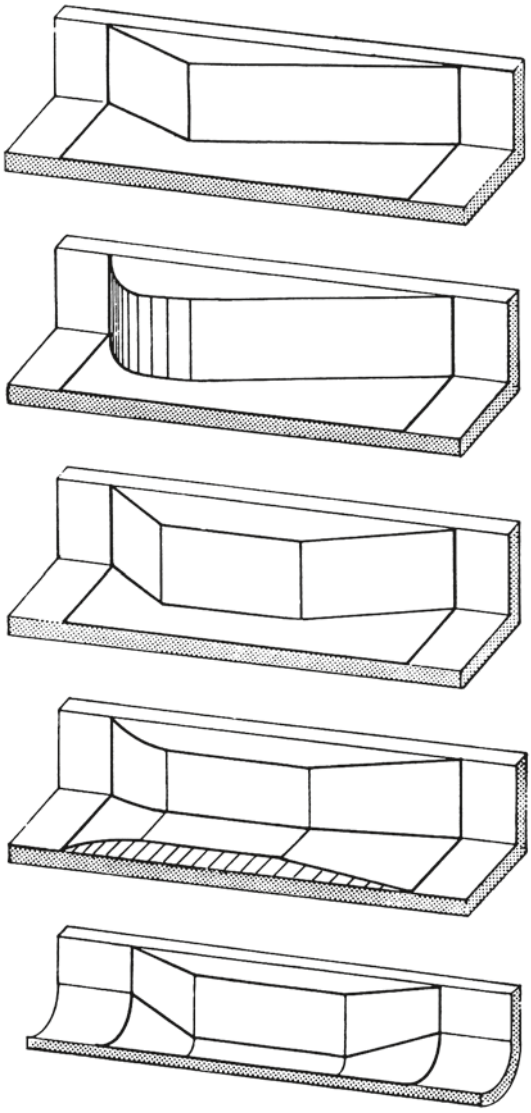


Abb. 5.32 Geometrische Formen von Kontraktionsgerinnen. (Kobus 1983b)

Abbildung 5.33 zeigt als Beispiel die Prinzipskizze eines trapezförmigen Gerinnes.

Die übrigen Gerinne mit Einschnürungen werden den „*kurzen Kontraktionsgerinnen*“ zugeordnet. Sie weisen die unterschiedlichsten Formen und Bezeichnungen auf, so unter anderem

- Khafagi-Gerinne,
- Parshall-Gerinne (22 verschiedene Breiten),

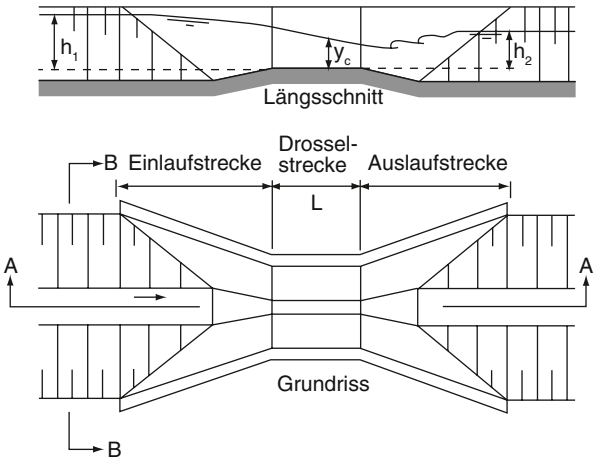


Abb. 5.33 Prinzipskizze eines trapezförmigen langen Kontraktionsgerinnes. (Nach Bos 1989)

- Kurzhals-Flumes („short-cut flumes"),
- Palmer-Bowlus-Flumes,
- H-Flumes.

(vgl. auch Abb. 5.32).

Hydraulisch sind die „kurzen" Kontraktionsgerinne dadurch gekennzeichnet, dass ihre Abflussbeiwerte zum einen von der Geometrie des Kontrollquerschnitts abhängen und zum anderen mit der Wassertiefe der Anströmung variieren.

Hauptvorteil der „Kontrollbauwerke mit Einschnürung" ist ihre Unanfälligkeit gegenüber Sedimenten im Gewässer.

Im Folgenden werden einige besonders gängige Typen von Kontraktionsgerinnen im Einzelnen vorgestellt. Umfassende Informationen können den Handbüchern von Ackers et al.(1978) und Bos (1989) sowie den entsprechenden ISO-Normen (Kap. 5.3.13) entnommen werden.

5.3.7 Venturi-Gerinne

5.3.7.1 Klassische Venturi-Gerinne

Venturi-Gerinne in der klassischen Ausführung gehören zur Gruppe der langen Kontraktionsgerinne (s. Abb. 5.34).

Das *Messprinzip* leitet seinen Namen von G. B. Venturi ab, der 1797 Versuche über die Druckverhältnisse in Doppeltrichtern durchführte. Die daraus resultierende „Venturi-Einschnürung" ist heute noch bei Durchflussmesssystemen in geschlossenen Rohrleitungen und insbesondere in Bewässerungs- und Abwasserkanalsystemen sehr häufig im Einsatz (Bechteler 1968). Die Bedeutung des Venturi-Kanals spiegelt sich auch in den umfangreichen Normungen, z. B. der Britischen Standard Institution

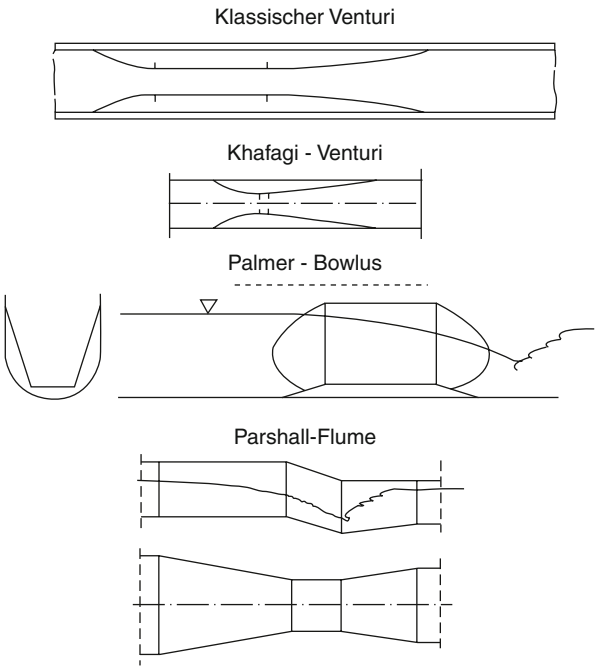


Abb. 5.34 Gebräuchliche Bauformen von Venturi- und abgeleiteten Gerinnen. (Valentin 1983)

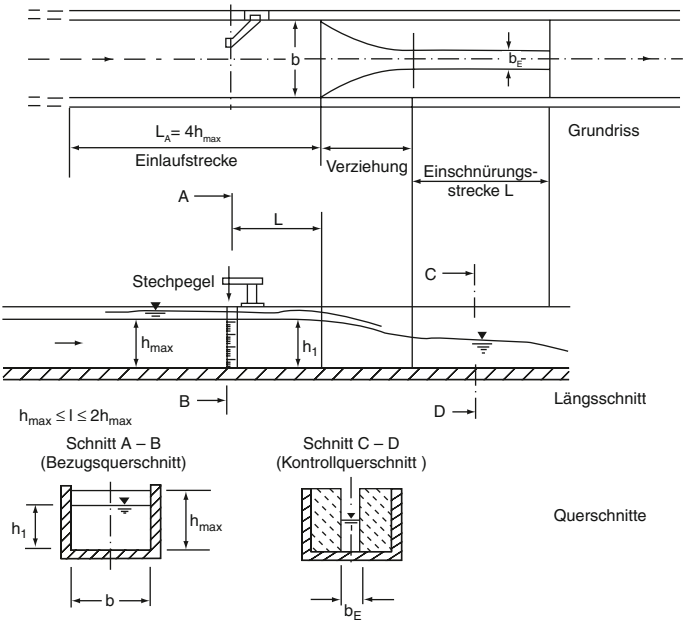


Abb. 5.35 Prinzip eines Venturi-Gerinnes. (Pegelvorschrift Anl. D 1991)

(BSI 360 1969) und den internationalen Normen (ISO 4359 1999; ISO 9826 1992) wider. In Deutschland war es das erste Messsystem im Abwasserbereich, das genormt wurde (DIN 19559 Teil 2 1983). Zu weiteren Normen vgl. auch Kap. 5.3.13).

Das *Messverfahren* beruht auf dem Extremalprinzip der Hydromechanik und setzt voraus, dass durch eine genügende Einengung des Querschnitts („Venturi-Einschnürung") das Oberwasser aufgestaut wird und dass die Strömung beim Durchqueren der Stelle mit der größten Verengung Grenzverhältnisse durchläuft. Beim klassischen Venturi-Kanal ist die Einschnürungsstrecke (s. Abb. 5.35), die die Längenausdehnung der Einengung wiedergibt, so bemessen, dass sich auch bei größtmöglichem Durchfluss im Bereich der Einengung parallele Strombahnen ausbilden können; nach DIN 19559, Teil 2 (1983) muss die Länge der Drosselstrecke mindestens das 2-fache der maximal zu erwartenden Oberwassertiefe $h_{1\max}$ betragen:

$$L \geq 2 \cdot h_{1\max}.$$

Der Querschnittsverbau erfolgt durch symmetrisch angebrachte seitliche Einbauten, während die Gerinnesohle im Bereich der Messstelle unverändert beibehalten wird (Valentin 1983).

In der *konstruktiven Gestaltung* muss, wie Abb. 5.35 verdeutlicht, dem eigentlichen Venturi-Kanal eine Einlaufstrecke mit einer Länge von 4 $h_{1\max}$ vorgeschaltet werden, damit bei strömendem Zufluss eine ungestörte Anströmung gegeben ist (BSI 3680 C 1969; DIN 19559 1984). Die Verziehung oder Querschnittsverengung wird möglichst strömungsgünstig gestaltet, dadurch nimmt die Strömung auch tatsächlich den eingeengten Querschnitt an. Es muss rückstaufreier Durchfluss durch die Drossel- oder Einschnürungsstrecke gewährleistet werden, da nur dann eine eindeutige Beziehung zwischen dem Wasserstand h_1, gemessen vor der Einengung (s. „Stechpegel" in Abb. 5.35) und dem Durchfluss aufgestellt werden kann.

Beim Querschnitt der Drosselstrecke werden im Allgemeinen aus Fertigungsgründen geradlinige Berandungen vorgezogen. Der Übergang von der Drossel- oder Einschnürungsstrecke zum unverbauten unterstromigen Querschnitt sollte nicht verzogen, sondern wie in den Abb. 5.35 und 5.37b dargestellt, abrupt ausgeführt sein, da hier hydraulisch der Übergang zum schießenden Durchfluss erfolgt. Bezogen auf den Normaldurchfluss im unterstromigen Gerinne ist grundsätzlich immer ein Energiehöhenüberschuss vorhanden, der sich in einem *Wechselsprung* abbaut (Valentin 1983).

Der Längsschnitt in Abb. 5.35 zeigt schematisch die Wasserspiegellage in einem Gerinne mit Venturi-Kanal im Vergleich zum Normalabfluss im Gerinne, die dadurch gekennzeichnet ist, dass sich oberstrom des Einbaus ein leichter Aufstau und im Bereich des Einbaus eine starke Beschleunigung einstellt, der anschließend verzögerte Bewegung folgt.

Die *Durchflussgleichung* für einen nach diesen Vorgaben installierten klassischen (langen) Venturi-Kanal lautet:

$$Q = (2/3) \cdot \mu \cdot c_Q \cdot (2/3g)^{1/2} \cdot b \cdot {h_1}^{3/2} \tag{5.18}$$

(Gl. (5.18) ist mit Gl. (5.14) identisch).

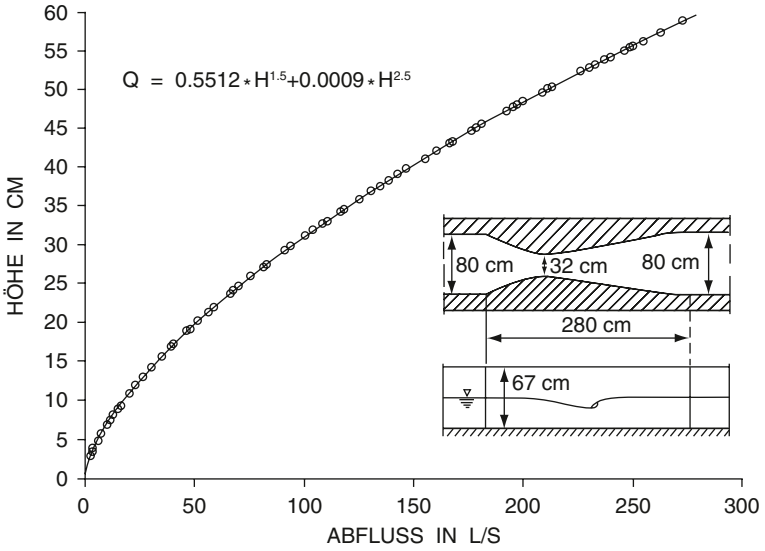


Abb. 5.36 Durchflusskurve eines Venturi-Gerinnes. (Kobus 1982)

Der Abflussbeiwert c_Q berechnet sich zu

$$c_Q = [1 - (0{,}006 \cdot L/b)] \cdot [1 - (0{,}003 \cdot L/h_1)]^{3/2}. \tag{5.19}$$

mit

L = Länge der Drosselstrecke [m]
b = innere Breite der Drosselstrecke [m].

Der Überfallbeiwert μ berechnet sich in Abhängigkeit der Überfallhöhe und der geometrischen Daten des Messbauwerks und kann der Graphik Abb. 5.27, in dem dieser Zusammenhang für Kontrollquerschnitte verschiedener breitkroniger geometrischer Formen (dreieckig, parabolisch, recheckig etc. grafisch umgesetzt ist, entnommen werden. Beim klassischen Venturi-Gerinne ist $p = 0$ zu setzen und die rechteckige Kurve zu verwenden.

Damit Gl. (5.18) genutzt werden kann, müssen nach ISO 4359 (1999) folgende Kriterien in der Praxis eingehalten werden (s. Abb. 5.35):

- die frei durchflossene Breite zwischen den seitlichen Einschnürungen b_E sollte nicht kleiner als 0,1 m betragen,
- das Verhältnis von h_1/b_E sollte nicht größer als 3 sein,
- das Verhältnis h_1/L sollte nicht größer als 0,5 (max. 0,7) sein,
- der Wasserstand h_1 sollte maximal 2 m und minimal 0,05 m betragen,
- $(b_E \cdot h_1)/b(h_1 + p)$ sollte nicht größer als 0,7 sein und
- h_1 sollte in einer Entfernung von 3- bis 4-fachen von $h_{1\max}$ oberhalb des Beginns der Verziehung gemessen werden.

Wie bei allen hydraulischen Strukturen gilt grundsätzlich für die *Kalibrierung*, dass die angegebenen Durchflussgleichungen (z. B. Gl. (5.18)) für Planungszwecke verwendet werden können, dass aber zumindest bei größeren Messbauwerken eine spezifische Kalibrierung entweder über Feldmessungen mit Hilfe der in Kap. 4 vorgestellten Messgeräte oder über hydraulische Modellversuche zwingend erforderlich ist. Bei größeren Strukturen, die im Wasserbaulabor nur in maßstäblicher Verkleinerung nachgebildet werden können, sollte eine Überprüfung im Gelände auf jeden Fall erfolgen. Ein Beispiel einer über einen Modellversuch aufgestellten Durchflusskurve für ein Venturi-Gerinne zeigt Abb. 5.36.

Beispielrechnungen für den Entwurf eines Venturi-Gerinnes finden sich detailliert in Valentin (1978, 1983) und Herschy (2009). Auch sei auf Abb. 3.36 in Kap. 3.5.5 verwiesen, die einen Venturikanal im Zulauf einer Kläranlage in Kombination mit einem Ultraschall-Echolot zur Wasserstandsmessung zeigt.

Die erreichbare *Genauigkeit* der Durchflussmessung mit einem Venturikanal hängt nach Valentin (1983) entscheidend von der sinnvollen Abstimmung zwischen den einzelnen Bausteinen des Venturi-Gerinnes einschließlich Messwertaufnehmer ab. Selbst bei Einhaltung aller für das Messverfahren getroffenen Vorschriften muss mit Unsicherheiten um 5 % gerechnet werden, wobei die systematischen Abweichungen naturgemäß im unteren Messbereich stark zunehmen. Damit bleibt der Venturi-Kanal nach Valentin (1983) trotz des häufigen Einsatzes und der Anwendung fortschrittlicher Erkenntnisse auf dem hydraulischen Sektor (Blau 1960; Bos 1989) im Hinblick auf die erreichbare Genauigkeit hinter den Erwartungen zurück.

Abgeleitet vom klassischen Venturi-Kanal gibt es eine Reihe von unterschiedlichen Bauformen (s. Abb. 5.34), die in der Praxis häufig im Einsatz sind und deren wichtigste angeführt und kurz charakterisiert werden sollen. Das Khafagi-Venturi (Khafagi 1942) unterscheidet sich nur durch die Länge der Drosselstrecke vom klassischen Venturi. Die

Abb. 5.37 Khafagi-Venturi im Feldeinsatz **a** im Zulauf der Kläranlage Brilon und **b** im Zulauf der Kläranlage Arnsberg-Wildshausen. (Fotos: Archiv Ruhrverband Essen)

Einschnürung kann durch Einbauten aus Kunststoff (s. Abb. 5.37a) oder in Ortbeton (s. Abb. 5.37b) ausgeführt werden. Nach Blau (1960) werden dadurch die Reibungsverluste im Bereich der Einengung vermindert. Dieser Vorteil wird allerdings durch nicht vorausbestimmbare Druckverhältnisse im Bereich der Einengung errungen, da die Voraussetzung der Parallelität der Strombahnen, auf welcher die Berechnungsansätze beruhen, nicht mehr gegeben ist. Dies ist auch der Grund dafür, dass die Durchflusscharakteristik dieser Bauform nur im Modellversuch bestimmt werden kann.

Abbildung 5.37a und b zeigen Khafagi-Venturi im Einsatz in Kläranlagen.

In Abb. 3.36 in Kap. 3.5.5 ist ein ähnliches Venturi mit abgerundeten seitlichen Einschnürungen zu sehen.

Bei der *Palmer-Bowlus-Rinne* (Palmer u. Bowlus 1936) wird für die Durchflussmessung die seitliche Einengung mit einer Sohlenschwelle kombiniert. Dies erlaubt wohl eine bessere Nullpunktbestimmung vor Ort, führt jedoch bei nicht feststoffreiem Messmedium zu Ablagerungen vor der Schwelle. Durch die so verursachten Änderungen der Anströmbedingungen wird gleichzeitig die Genauigkeit vermindert. Diese Bauform ist daher in erster Linie für den Einsatz in feststofffreien Messmedien gedacht und kommt daher häufig in geschlossenen Rohrleitungen zur Anwendung.

Die *Parshall-Gerinne* (Parshall 1926) haben eine große Verbreitung gefunden. Wie häufig sie zum Einsatz kommen, zeigt sich auch darin, dass es Parshall-Gerinne in allen Größen zwischen 1″ und 50′ gibt. In Bos (1989) werden für 22 verschiedene Parshall-Flumes die Dimensionierungsmaße und die zugehörigen Durchflussgleichungen bzw. Wasserstand-Durchfluss-Beziehungen in Tabellenform angegeben. Bevorzugt eingesetzt werden sie bei kleineren natürlichen Gerinnen, da durch die besondere Formgebung im Bereich der Rinne Ablagerungen vermieden werden. Wie die Prinzipskizze in Abb. 5.38 verdeutlicht, wird im Bereich der Drosselstrecke die Sohle eingetieft und im Bereich der Aufweitung wieder ansteigend auf ein gegenüber dem Oberwasser niedrigeres Sohlenniveau geführt. Durch die Kanten am Übergang zur Drosselstrecke ist die Form zwar strömungsungünstig ausgebildet, kann so jedoch wesentlich weniger aufwändig gefertigt werden. Im Gegensatz zu den anderen Bauformen wird bei dem Parshall-Gerinne die Oberwassertiefe erst im Bereich der Verziehung auf der Anströmseite bestimmt. Wasserstand-Abfluss-Beziehungen sind aus diesem Grund über Modellversuche abzuleiten.

Hier sei auf Abb. 3.34 in Kap. 3.5.5 verwiesen, in der eine im Zulaufkanal einer Kläranlage in Kombination mit einem Ultraschall-Echolot zur kontinuierlichen Wasserstandsmessung installierte Parshall-Rinne dargestellt ist.

In Abb. 5.39 fasst Bos (1977) die Durchflussgleichungen der verschiedenen Bauformen von langen Kontraktionsgerinnen („long-throated flumes“) zusammen.

Anzumerken ist, dass hier bei der Vorstellung der verschiedenen Ableitungen des klassischen Venturi-Gerinnes bereits Bauformen, wie z. B. das Parshall-Gerinne, aufgeführt wurden, die streng genommen erst bei den „kurzen Kontraktionsgerinnen“, dem 2. Typus aus der Gruppe der „Durchflussbauwerke (Gerinne) mit seitlicher Querschnittsveränderung“ (s. Kap. 5.3.3), einzuordnen sind. Da es sich um unscharfe Übergänge handelt, soll dies hier als Überleitung zu den „*kurzen Kontraktionsgerinnen*“ verstanden werden.

Aus dieser Gruppe sollen exemplarisch zwei Bautypen vorgestellt werden, das Kurzhals-Flume und das H-Flume (Kap. 5.3.8), die eine Reihe von vorteilhaften

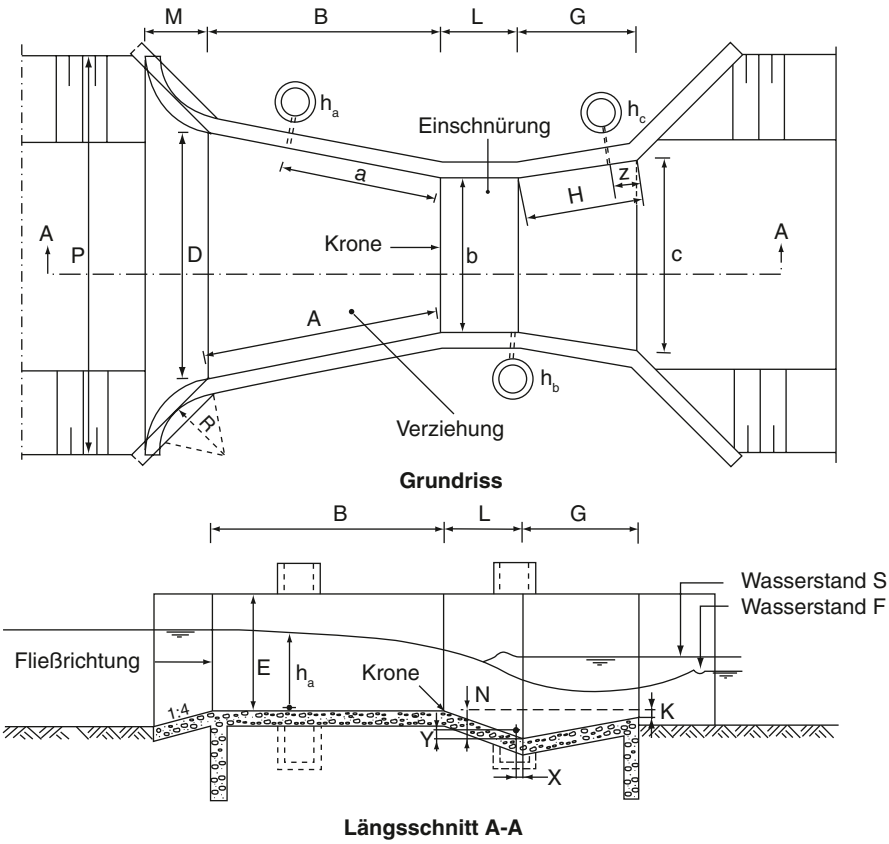


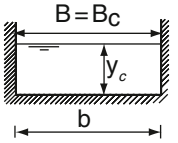
Abb. 5.38 Prinzipskizze einer Parshall-Rinne. (Bos 1989)

Eigenschaften aufweisen und daher in der Praxis in den letzten Jahren relativ häufig eingesetzt wurden; mit diesen beiden Durchflussmessbauwerken hat zudem der Autor langjährige praktische Erfahrungen sammeln können.

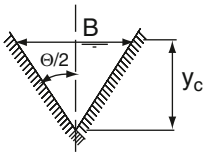
5.3.7.2 Kurzhals-Flume oder kurzer Venturikanal

Diese kurze Bauweise des klassischen Venturikanals wurde erst 1967 von Skogerboe und Hyatt als „cut-throat Flume“ eingeführt. Es handelt sich nach Hager (1994) um einen Messkanal ohne prismatische Engstelle. Die einfache ebene Geometrie weist eine Verengung von 1:3 und eine unmittelbar anschließende Aufweitung von 1:6 auf (s. Abb. 5.40). Er stellt mit seinen geraden Begrenzungsflächen und der kurzen Entwicklungslänge gegenüber anderen Venturikanälen eine bautechnisch einfache Alternative dar.

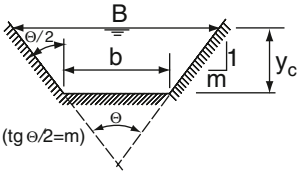
Das cut-throat Flume wurde von Keller (1984, 1994) weiterentwickelt, wobei er ein Breitenverhältnis der Einschnürung von $b_c/b_o = 0{,}52$ einführte.



$$Q = \frac{2}{3}\mu \cdot c_Q \left(\frac{2}{3}g\right)^{\frac{1}{2}} b h_1^{\frac{3}{2}}$$

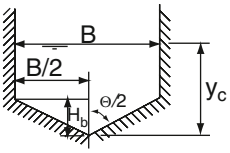


$$Q = \frac{16}{25}\mu \cdot c_Q \left(\frac{2}{5}g\right) \cdot \tan\frac{\theta}{2} h_1^{\frac{5}{2}}$$



$$Q = c_Q [b y_c + m y_c^2][2g(H_1 - y_c)]^{\frac{1}{2}}$$

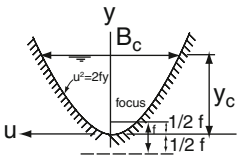
$$H_1 \leq 1.25\, H_b$$



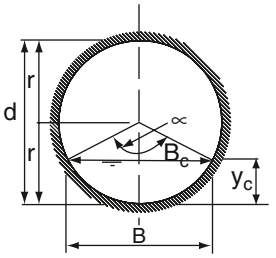
$$Q = \frac{16}{25} c_Q \cdot \mu \left(\frac{2}{5}g\right)^{\frac{1}{2}} \tan\frac{\theta}{2} h_1^{\frac{5}{2}}$$

$$H_1 \geq 1.25\, H_b$$

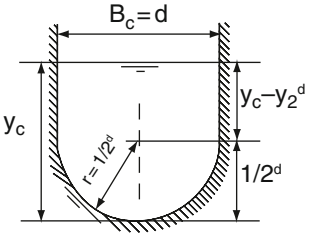
$$Q = \frac{2}{3} c_Q \cdot \mu \left(\frac{2}{3}g\right)^{\frac{1}{2}} B \left(h_1 - \frac{1}{2} H_b\right)^{\frac{3}{2}}$$



$$Q = c_Q \cdot \mu \left(\frac{3}{4} f g\right)^{\frac{1}{2}} h_1^2$$



$$Q = c_Q \frac{A_c}{d} d^{\frac{5}{2}} \left[2g\left(\frac{H_1}{d} - \frac{y_c}{d}\right)\right]^{\frac{1}{2}}$$



$$H_1 \leq 0.70 d$$

$$Q = c_Q \frac{A_c}{d^2} d^{\frac{5}{2}} \left[2g\left(\frac{H_1}{d} - \frac{y_c}{d}\right)\right]^{\frac{1}{2}}$$

$$H_1 \geq 0.70 d$$

$$Q = c_Q \cdot \mu \cdot 2d(2g)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{1}{3} h_1 - 0.0358 d\right)^{\frac{3}{2}}$$

Abb. 5.39 Durchflussgleichungen für lange Kontraktionsgerinne. (Nach Bos 1977)

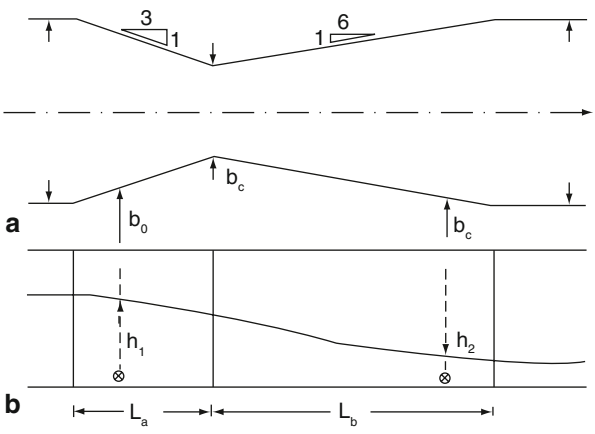


Abb. 5.40 Anordnung eines cut-throat Flumes (nach Keller 1984)

Bei dieser Anordnung lautet nach Hager (1993) die Durchflussgleichung für freien Abfluss wie folgt

$$Q = (2/3)^{3/2} \cdot \left(g \cdot b_c^2 \cdot h_1^3\right)^{1/2} \cdot [1 + 0{,}25 \cdot h_1/b_c]. \tag{5.20}$$

(Abkürzung s. Abb. 5.40). Die genaue Lage des Messpunktes von h_1 ist bei 1/3 der Länge des sich verengenden Teils L_o festlegt.

Der Vorzug dieser Anordnung ist die Lage des Messpunkts im Bauwerk selbst, was bei beengten Platzverhältnissen von Vorteil ist.

Der Grenzeinstau S_L, der als Prozentzahl die Toleranz eines Messbauwerks gegenüber Rückstau ausdrückt (z. B. 80 % Grenzeinstau bei Venturikanälen heißt, dass die Unterwassertiefe h_2 maximal 80 % der Oberwassertiefe betragen darf), hängt nach Hager (1994) von der Relativwassermenge h_1/b_c ab:

$$S_L = 2/3 \cdot (b_c/h_1)^{1/3} \tag{5.21}$$

(gültig für $0{,}5 < S_L < 0{,}95$).

Bei Einstau des Messbauwerks sollten keine Durchflussmessungen vorgenommen werden.

Berechnungsbeispiel: Berechne den Durchfluss eines cut-throat Flume nach Keller mit einer Rechteckbreite $b_o = 2{,}0$ m bei gemessenen Wasserständen im Oberwasser $h_1 = 0{,}60$ m und Unterwasser $h_2 = 0{,}42$ m.

Nach Keller gilt für die Einschnürung $b_c/b_o = 0{,}52$, d. h. $b_c = 1{,}04$.

a) Überprüfung, ob freier Abfluss herrscht:
Der Grenzeinstau beträgt nach Gl. (5.21): $S_L = 2/3\ (1{,}04/0{,}60)^{1/3} = 0{,}80$,
mit $h_{bL} = 0{,}80 \times 0{,}60 = 0{,}48$ m (80 % von h_1); bei einem Unterwasserstand $h_2 = 0{,}42$ m liegt demnach freier Abfluss vor.

b) Berechnung des Durchflusses nach Gl. (5.20):
$Q = (2/3)^{3/2} \times (9{,}81 \times 1{,}04^2 \times 0{,}60^3)^{1/2} \times [1 + 0{,}25 \times 0{,}60/1{,}04] = 0{,}94$ m³/s.

Der ermittelte Durchfluss beträgt 0,94 m³/s.

Diese Berechnungen können nur für Überschlagszwecke, z. B. bei der Dimensionierung einer Anlage, verwendet werden. Da es nach Bos (1989) noch eine Reihe von hydraulisch nicht eindeutig geklärten Fragen gibt, z. B. wie der oberstromige Wasserstand von verschiedenen geometrischen Anordnungen des Kurzhals-Flumes und insbesondere von der Einschnürungsbreite h_E, beeinflusst wird, kann (noch) keine allgemeingültige Wasserstand-Durchflussbeziehung für diese Durchflussbauwerke angegeben werden. Konsequenterweise empfiehlt Bos (1989) daher nicht die Anwendung dieses Prinzips. Eine Lösung des Problems kann die von Morgenschweis et al. (1998) durchgeführte Kalibrierung von kurzen Venturi-Gerinnen mit Hilfe von hydraulischen Modellversuchen im Wasserbaulabor bieten.

Am Beispiel des Umbaus des Pegels Treckinghausen/Verse, dem Abgabepegel der Versetalsperre, soll im Folgenden diese Vorgehensweise vorgestellt werden (Morgenschweis et al. 1998):

Die südöstlich von Lüdenscheid im Südsauerländer Bergland gelegene Versetalsperre ist Bestandteil des Ruhrtalsperrensystems. Sie ist seit 1951 in Betrieb und dient mit einem Stauvolumen von 32,8 Mio. m³ sowohl der Lieferung von Zuschusswasser für die untere Ruhr als auch von Rohwasser für die Wasserversorgung der umliegenden Gemeinden (Morgenschweis 2001).

Die Wasserabgaben werden über den direkt unterhalb gelegenen Pegel Treckinghausen 1/Verse (Abb. 5.41) registriert und kontrolliert. Dieser Pegel war seinerzeit im Wesentlichen zur schadlosen Abführung und Messung von Hochwasserabflüssen konzipiert und daher mit einem 5,05 m breiten und 2 m tiefen Rechteckgerinne ausgebaut worden. Das Gerinne ist mit behauenen Bruchsteinen ausgekleidet (s. auch Abb. 5.41). Seine Rauheit beträgt 1 bis 2 cm. Niedrigwasserabflüsse und insbesondere die im damalig gültigen Planfeststellungsbescheid für die Versetalsperre festgelegte Mindestabgabe von 50 l/s konnten – wie die bisherige Praxis gezeigt hat – unter diesen Randbedingungen nicht mit ausreichender Genauigkeit erfasst werden, da

Abb. 5.41 Messquerschnitt am Pegel Treckinghausen 1/Verse vor dem Umbau. (Morgenschweis et al. 1998)

1. wegen des breiten Querschnitts die Wasserstand-Durchfluss-Beziehung (Durchflusskurve) eine nur flache Steigung hatte, d. h. eine kleine Wasserstandsänderung machte sich in einer großen Durchflussänderung bemerkbar (vgl. Durchflusskurven in Abb. 5.43),
2. durch die geringe Fließgeschwindigkeit in dem breiten Querschnitt und die hohe Gerinnerauigkeit die Gerinnesohle im Sommer und Herbst unterschiedlich stark mit Algen bewachsen war.

In Zusammenarbeit mit dem Labor für Wasserbau und Hydraulik der Universität Siegen wurde deshalb zur Verbesserung der Messbedingungen aufbauend auf den Ergebnissen eines hydraulischen Modellversuchs im Maßstab 1:4 eine geeignete hydraulische Struktur zum Einbau in das vorhandene Rechteck-Gerinne gesucht und dimensioniert. Hierbei war zu berücksichtigen, dass

- da das Messbauwerk nur für kleine Durchflüsse von 0,05 bis etwa 0,30 m³/s herangezogen werden soll, eine gute Überströmbarkeit des Bauwerks bei Hochwasserereignissen erforderlich ist (das Bemessungshochwasser beträgt 27 m³/s),
- der Aufstau durch das Messbauwerk im Hinblick auf die abzuführenden Hochwasserereignisse möglichst gering sein sollte,
- der bauliche und kostenmäßige Aufwand zur Errichtung des Messbauwerks gering sein sollte,
- da eine verkrautete Sohle die Durchflusserfassung beeinträchtigt, das Verwurzeln von Pflanzen im Bereich der Messstelle möglichst verhindert werden sollte; aus diesem Grund war auf eine geringe Rauigkeit der Sohle und der Seitenwände sowie auf eine beschleunigte Durchströmung der Messstelle zu achten.

Es wurde ein kurzer Venturikanal mit den folgenden Abmessungen

Länge des sich verengenden Teils:	0,78 m
Länge der Aufweitung:	1,56 m
Breite vor dem Bauwerk:	1,00 m
Breite in der Engstelle:	0,48 m
Messstelle für h_1: (vor der Engstelle)	0,26 m
Bauhöhe (bis 300 l/s):	0,5 m

aus Edelstahl vorgefertigt und mit Ortbeton in das vorhandene Gerinne eingebaut (s. Abb. 5.42).

Die Messsituation im Niedrigwasserbereich wurde so entscheidend verbessert, was auch durch die größere Steigung der Durchflusskurven nach dem Umbau (s. Abb. 5.43) belegt wird.

Die Umsetzung der Modellergebnisse in den Naturmaßstab ist uneingeschränkt gelungen. Die durchgeführten Kontrollmessungen, d. h. aus Geschwindigkeitsmessungen mit hydrometrischen Flügeln abgeleiteten Abflüsse in der Natur (s. Abb. 5.43), zeigen im Vergleich zu den Modellversuchen bzw. der theoretischen Lösung nach Hager (1994) eine mittlere Abweichung von 8,2 %. Dabei ist zu be-

Abb. 5.42 Pegel Treckinghausen 1/Verse **a** Einbau eines kurzen Venturigerinnes, **b** Nach Umbau mit eingebauten kurzen Venturigerinne. (Fotos: Ruhrverband)

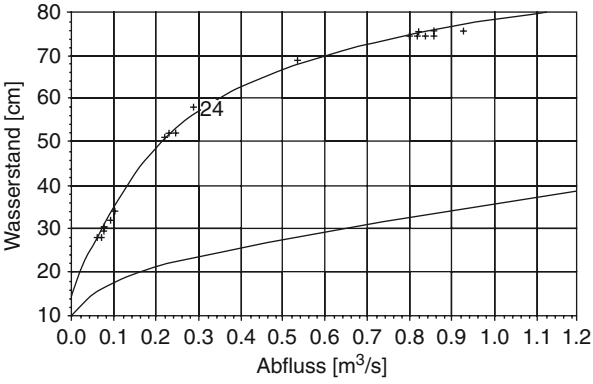


Abb. 5.43 Durchflusskurven am Pegel Treckinghausen1/Verse vor und nach dem Umbau. (Morgenschweis et al. 1998)

Abb. 5.44 Pegel Langscheid/Sorpe mit kurzem Venturikanal und Messbrücke. (Foto: Ruhrverband)

rücksichtigen, dass Abflussmessungen in der Natur auf der Grundlage einzelner Geschwindigkeitsmessungen verfahrensbedingt ebenfalls Schwankungen aufweisen.

Es ist daher empfehlenswert, auch hydraulische Durchflussmessbauwerke durch Naturmessungen zu kalibrieren.

Durch die Verwendung von geeignetem glatten Baumaterial (Edelstahl) im Bereich der Sohle und der seitlichen Einschnürungen konnte erreicht werden, dass Verkrautung am Pegel Treckinghausen bisher nicht mehr auftrat.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass sich der kurze Venturikanal als Durchflussmessbauwerk als geeignet erwiesen hat. Nach der gleichen Bauart wurden in der Zwischenzeit weitere vorhandene Pegel, wie z. B. der Pegel Langscheid, der Abgabepegel der Sorpetalsperre (s. Abb. 5.44), umgebaut oder neue Pegel, wie der Pegel Walkmühle an der Ennepetalsperre, erstellt und mit gutem Erfolg betrieben.

Vorteilhaft für den kurzen Venturikanal ist, dass er bei geringem baulichen Aufwand ausreichend genaue Messungen, insbesondere im Bereich der kleinen Abflüsse, ermöglicht. Er lässt sich in bestehende Fließquerschnitte einbauen, ohne dass der Durchflussquerschnitt des vorhandenen Gerinnes dadurch wesentlich eingeengt würde. Der Venturikanal hat gegenüber anderen Messbauwerken, wie z. B. Wehren, den weiteren Vorteil, dass er bei Hochwasserereignissen überströmt werden kann und der Durchfluss nur geringfügig behindert wird.

Durch den Einbau des kurzen Venturikanals ist ein zusätzlicher Aufstau des Wasserstandes vor dem Messbauwerk nicht zu erwarten, d. h. die hydraulische Leistungsfähigkeit der Ablaufrinne wird nicht wesentlich eingeschränkt.

Nach Hager (1994) kann die durch den kurzen Venturikanal fließende Wassermenge um bis zu ±5 % von der von ihm gegebenen Formel abweichen. Für die durchgeführten Messungen am Pegel Treckinghausen 1/Verse ergaben sich Abweichungen der rechnerischen Durchflüsse von deutlich unter ±5 % zu den Referenzmessungen; insgesamt betrugen die Abweichungen im Mittel weniger als ±3 %.

Abschließend wird darauf hingewiesen, dass Venturikanäle verschiedener geometrischer Ausformung in der Praxis auch als Fertigeinbauten angeboten werden

(z. B. von BadgerMeter); darüber hinaus sind sie als *mobile* Durchflussmesssysteme im Einsatz; Details s. Kap. 4.7.1.

5.3.8 H-Flumes

5.3.8.1 Messprinzip

Um in natürlichen (kleinen) Gewässern mit einer großen Spannweite zwischen Niedrig- und Hochwasserabfluss den Durchfluss gleich gut oder genauer messen zu können, entwickelte der US Soil Conservation Service (USCS) sog. H-Flumes (der Buchstabe H stammt aus Versuchsreihen im Wasserbaulabor, bei denen diese alphabetisch durchnummeriert waren und der mit H gekennzeichnete Versuch die besten Ergebnisse brachte). Sie haben im Prinzip V-Wehr-Strukturen, die den Vorteil haben, dass hohe Durchflüsse keinen allzu starken Rückstau verursachen, wohingegen niedrige Abflüsse durch die geringer werdende Öffnung noch ausreichend genau gemessen werden können. Hinzu kommt, dass H-Flumes bei Sedimentführung im Gewässer eingesetzt werden können, da ein Teil des Querschnitts durchgängig offen bleibt und so bei Niedrigwasser kein nennenswerter Rück- und damit Aufstau entsteht (s. Abb. 5.45 und 5.46a und b).

Die Abb. 5.45 und 5.46 verdeutlichen das Konstruktionsprinzip.

5.3.8.2 Typen von H-Flumes

Es werden drei verschiedene Flumes unterschieden:

HS-Flumes sind kleine (S wie „small“) Messkästen mit Tiefen *D* zwischen 0,122 m (0,4 ft) und maximal 0,31 m (1.0 ft), die maximale Durchflüsse zwischen 2,2 und 22,3 l/s erfassen können (Abkürzungen s. Abb. 5.47).

H-Flumes: „normale“ Messkästen mit Tiefen zwischen 0,15 und 1,37 m (4.5 ft) weisen eine maximale Durchflusskapazität zwischen 9,2 l/s und 2.366 l/s auf. Beim Flume in Abb. 5.46a handelt es sich um ein 4,5 ft-H-Flume.

HL-Flumes: sind „große“ Messkästen (L für „large“) für darüber hinausgehende Durchflussmengen. Das größte HL-Flume hat bei einer maximalen Tiefe von 1,22 m eine Durchflusskapazität von 3,3 m³/s (s. Tab. 5.9 und Abb. 5.46b).

An den Größenordnungen erkennt man, dass solche speziellen Messbauwerke im Wesentlichen in kleinen bis mittelgroßen Gewässern im Rahmen von hydrologischen Prozessstudien eingesetzt werden. Ursprünglich wurden sie für die Bewässerungswirtschaft entwickelt und sind in diesem Bereich auch weltweit im Einsatz.

Da es sich bei den H-Flumes um vorkalibrierte Messkästen (Messinstrumente) handelt, müssen sie exakt nach den in Abb. 5.47 wiedergegebenen Maßen angefertigt werden. Besonderer Wert muss auf die scharfkantige Gestaltung der Überfall-

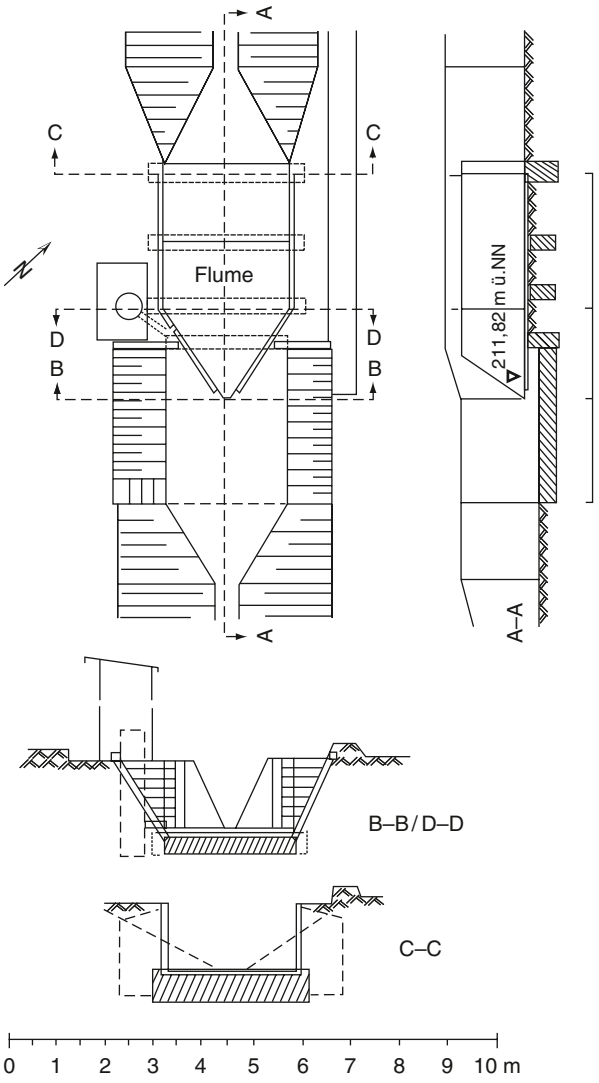


Abb. 5.45 Prinzipskizze eines H-Flumes am Beispiel des Pegels Löchernbach im Hydrologischen Versuchsgebiet Ostkaiserstuhl. (Luft et al. 1981)

kanten und die saubere Oberfläche der Metallplatten gelegt werden. Die Messung der Überfallhöhe muss in einem Pegelschacht exakt an den vorgesehenen Punkten erfolgen. Da dieser Messpunkt im Wehrbereich mit beschleunigter Strömung und gekrümmten Stromfäden liegt, muss er besonders genau eingehalten werden. Der Zulaufkanal sollte rechteckig geformt sein, wobei die Kanalbreite der Weite des jeweiligen Flumes im Eingangsbereich entsprechen sollte.

Wenn das zu messende Gewässer mit Schwebstoff belastet ist, sollte ein leichtes Längsgefälle vorgesehen werden, damit sich keine Sedimente auf der Kastensohle ablagern. Bei dem 4.5 ft-H-Flume in Abb. 5.46a, das den Abfluss aus einem Löß-

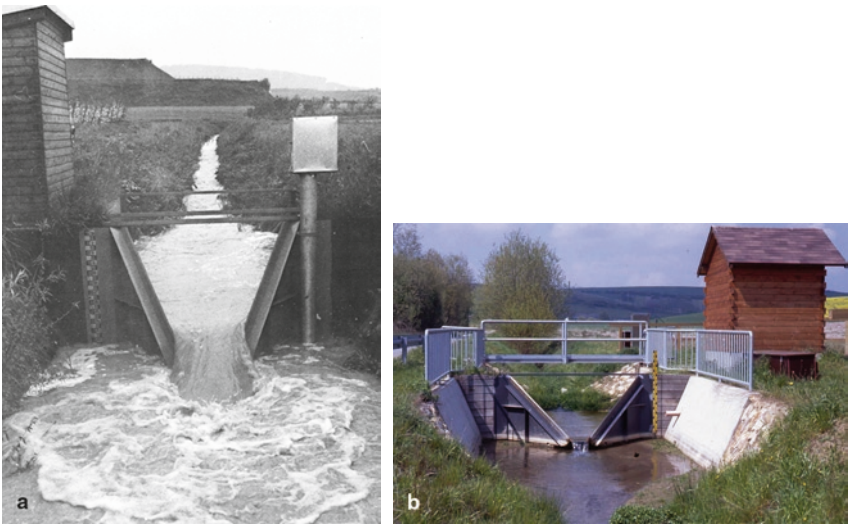


Abb. 5.46 H-Flumes im Feldeinsatz: **a** 4.5 ft-H-Flume am Pegel Löchernbach bei einem Wasserstand von 0,61 m und einem Durchfluss von 404 l/s (Luft et al. 1981) **b** 4 ft HL-Flume am Pegel Weyersbach. (Foto: IWG Universität Karlsruhe)

einzugsgebiet mit zu erwartender extrem hoher Schwebstoffkonzentration genau messen sollte, wurde daher ein Längsgefälle von 2 % eingebaut; dies beeinflusst die mit Hilfe von Gl. (5.22) errechneten und in den Tab. 5.6–5.8 angegebenen Durchflusswerte leicht.

Die *Durchflussberechnung* aller drei H-Flume-Typen lässt sich hydraulisch nicht ableiten, da der Wasserstand h_1 an einer Stelle im Absenkungsbereich der Stromfä-

Tab. 5.5 Kenndaten der drei H-Flume-Typen

Flume-type	Flumetiefe „D“		Maximum-Kapazität	Faktoren Gl. 5.31			Durchfluss-tafeln
	ft	m	$[m^3/s \times 10^{-3}]$	A	B	C	
HS	0,4	0,122	2,27	−0,4361	+2,5151	+0,1379	–
HS	0,6	0,183	6,14	−0,4430	+2,4908	+0,1657	–
HS	0,8	0,244	12,7	−0,4410	+2,4571	+0,1762	–
HS	1,0	305	22,3	−0,4382	+2,4193	+0,1790	Tab. 5.5
H	0,5	0,152	9,17	+0,0372	+2,6629	+0,1954	–
H	0,75	0,229	26,9	+0,0351	+2,6434	+0,2243	–
H	1,0	0,305	53,5	+0,0206	+2,5902	+0,2281	–
H	1,5	0,457	150	+0,0238	+2,5473	+0,2540	–
H	2,0	0,610	309	+0,0237	+2,4918	+0,2605	–
H	2,5	0,762	542	+0,0268	+2,4402	+0,2600	–
H	3,0	0,914	857	+0,0329	+2,3977	+0,2588	–
H	4,5	1,37	2366	+0,0588	+2,3032	+0,2547	Tab. 5.6
HL	3,5	1,07	2370	+0,3081	+2,3935	+0,2911	–
HL	4,0	1,22	3298	+0,3160	+2,3466	+0,2794	Tab. 5.7

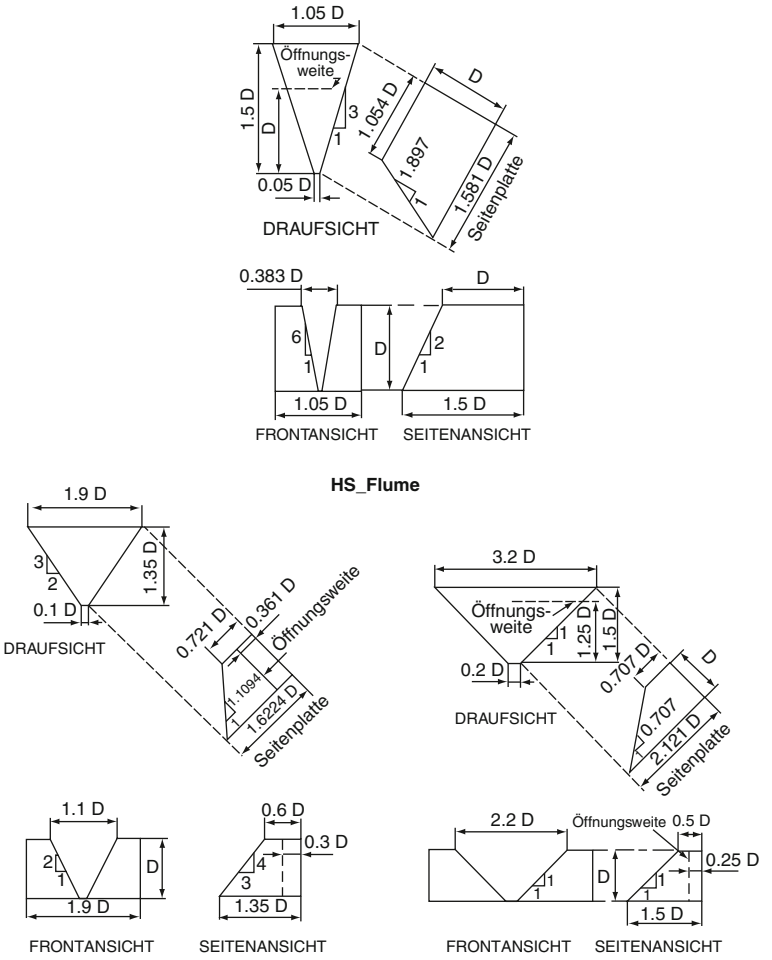


Abb. 5.47 Dimensionierung von HS-, H- und HL-Flumes. (Nach Holtan et al. 1961)

den gemessen wird; daher basieren die Wasserstand-Durchfluss-Beziehungen aller H-Flumes auf Kalibriermessungen im Wasserbaulabor.

Die allgemeine, empirisch abgeleitete Formel für H-Flumes als Funktion des Überfallwasserstands h_1 lautet danach:

$$Log\, Q = A + B \cdot log\ h_1 + C \left[log\ h_1\right]^2 \tag{5.22}$$

mit

h_1 = Wasserstand [m]
A, B, C = flume-spezifische Parameter, die aus Tab. 5.5 entnommen werden können.

Tab. 5.6 Durchflusstabelle 1,0 ft HS-Flumes, Q in l/s. (Nach Bos 1989)

h_1 (m)	0	0,001	0,002	0,003	0,004	0,005	0,006	0,007	0,008	0,009
0,00	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
0,01	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
0,02	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
0,03	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
0,04	0,339	0,355	0,372	0,389	0,407	0,425	0,443	0,462	0,482	0,501
0,05	0,521	0,542	0,563	0,584	0,606	0,651	0,674	0,674	0,698	0,722
0,06	0,746	0,771	0,797	0,822	0,849	0,875	0,902	0,930	0,958	0,986
0,07	1,02	1,04	1,07	1,10	1,14	1,17	1,20	1,23	1,26	1,30
0,08	1,33	1,36	1,40	1,43	1,47	1,50	1,54	1,58	1,61	1,65
0,09	1,69	1,73	177,00	1,81	1,85	1,89	1,93	1,97	2,01	2,05
0,10	2,10	2,14	2,18	2,23	2,27	2,32	2,36	2,41	2,46	2,51
0,11	2,55	2,60	2,65	2,70	2,75	2,80	2,85	2,90	2,96	3,01
0,12	3,06	3,11	3,17	3,22	3,28	3,33	33,39	3,45	3,50	3,56
0,13	3,62	3,68	3,74	3,80	3,86	3,92	3,98	4,04	4,11	4,17
0,14	4,23	4,30	4,36	4,43	4,49	4,56	4,63	4,69	4,76	4,83
0,15	4,90	4,97	5,04	5,11	5,18	5,25	5,32	5,40	5,47	5,54
0,16	5,62	5,69	5,77	5,85	5,92	6,00	6,08	6,16	6,24	6,32
0,17	6,40	6,47	6,56	6,64	6,73	6,81	6,89	6,98	7,06	7,15
0,18	7,23	7,32	7,41	7,50	7,58	7,67	7,76	7,85	7,94	8,04
0,19	8,13	8,22	8,31	8,41	8,50	8,60	8,69	8,79	8,89	8,98
0,20	9,08	9,18	9,28	9,38	9,48	9,58	9,69	9,79	9,89	9,99
0,21	10,10	10,20	10,30	10,40	10,50	10,60	10,70	10,80	11,00	11,10
0,22	11,20	11,30	11,40	11,50	11,60	11,70	11,90	12,00	12,10	12,20
0,23	12,30	12,40	12,60	12,70	12,80	12,90	13,00	13,20	13,00	13,40
0,24	13,50	13,60	13,80	13,90	14,00	14,20	14,30	14,40	14,50	14,70
0,25	14,80	14,90	15,10	15,20	15,30	15,50	15,60	15,70	15,90	16,00
0,26	16,10	163,00	16,40	16,50	16,70	16,80	17,00	17,10	17,30	17,40
0,27	17,50	17,70	17,80	18,00	18,10	18,30	18,40	18,60	18,70	18,90
0,28	19,00	19,00	19,30	19,50	19,60	19,80	19,90	20,10	20,20	20,40
0,29	20,60	20,70	20,90	21,00	21,20	21,40	21,50	21,70	21,80	22,00
0,30	22,20	22,30	–	–	–	–	–	–	–	–

Danach lautet für das 4.5 ft H-Flume in den Abb. 5.45 und 5.46a die empirische Formel

$$Log\, Q = 0{,}0588 + 2{,}3032\, h_1 + 0{,}2547\, [log\, h_1]^2. \tag{5.23}$$

Beispielhaft sind für je ein Flume aus den drei Typen in den Tab. 5.6–5.8 die Durchflusswerte in Abhängigkeit der Überfallwasserstände aufgelistet. In Bos (1989) sind für insgesamt 14 verschiedene H-Flumes die entsprechenden Tabellen enthalten.

Die *Unsicherheit* der so ermittelten Durchflüsse wird mit kleiner 3 % angegeben.

Einsatzgrenzen der H-Flumes sind gegeben, wenn die Messbauwerke in Rückstau von Unterwasser geraten. Generell sollte das Rückstauverhältnis h_2/h_1 kleiner

Tab. 5.7 Durchflusstabelle für 2,0 ft H-Flumes, Q in l/s. (Nach Bos 1989)

h_1 (m)	0	2	4	6	8	h_1 (m)	0	2	4	6	8
0.00						0.30	61.9	62.9	63.8	64.7	65.7
0.01						0.31	66.6	67.6	68.6	69.5	70.5
0.02			0.469	0.535	0.606	0.32	71.5	72.5	73.5	74.6	75.6
0.03	0.681	0.760	0.844	0.932	1.02	0.33	76.6	77.7	78.7	79.7	80.8
0.04	1.12	1.22	1.330	1.44	1.55	0.34	81.9	83.0	84.1	85.2	86.3
0.05	1.67	1.79	1.92	2.05	2.19	0.35	87.5	88.6	89.7	90.9	92.0
0.06	2.33	2.48	2.63	2.79	2.95	0.36	93.2	94.4	95.6	96.7	97.9
0.07	3.11	3.29	3.46	3.64	3.83	0.37	99.2	100	102	103	104
0.08	4.02	4.21	4.41	4.62	4.83	0.38	105	107	108	109	110
0.09	5.04	5.27	5.49	5.72	5.96	0.39	112	113	114	116	117
0.10	6.20	6.45	6.70	6.96	7.22	0.40	118	120	121	123	124
0.11	7.49	7.76	8.04	8.33	8.62	0.41	125	127	128	130	131
0.12	8.91	9.22	9.52	9.84	10.2	0.42	132	134	135	137	138
0.13	10.5	10.8	11.1	11.5	11.8	0.43	140	141	143	144	146
0.14	12.2	12.5	12.9	13.3	13.7	0.44	147	148	150	152	154
0.15	14.0	14.4	14.8	15.2	15.6	0.45	155	157	158	160	162
0.16	16.1	16.5	16.9	17.3	17.8	0.46	163	165	167	168	170
0.17	18.2	18.7	19.1	19.6	20.1	0.47	172	173	175	177	179
0.18	20.5	21.0	21.5	22.0	22.5	0.48	180	182	184	186	187
0.19	23.0	23.5	24.1	24.6	25.1	0.49	189	191	193	195	196
0.20	25.7	26.2	26.8	27.3	27.9	0.50	198	200	202	204	206
0.21	28.5	29.1	29.7	30.2	30.9	0.51	208	210	211	213	215
0.22	31.5	32.1	32.7	33.3	34.0	0.52	217	219	221	223	225
0.23	34.6	35.3	35.9	36.6	37.3	0.53	227	229	231	233	235
0.24	38.0	38.7	39.4	40.1	40.8	0.54	237	240	212	244	246
0.25	41.0	42.2	42.9	43.7	44.4	0.55	248	250	252	254	256
0.26	45.2	46.0	46.7	47.5	48.3	0.56	259	261	263	265	267
0.27	49.1	50.0	50.7	51.5	52.3	0.57	270	272	274	276	279
0.28	53.2	54.0	54.9	55.7	56.6	0.58	281	283	286	288	290
0.29	57.5	58.3	59.2	60.1	61.0	0.59	293	295	297	300	302
						0.60	305	307	309		

0,25 (bei HL-Flumes kleiner 0,30) betragen, da ansonsten die Fehlermaße deutlich ansteigen.

Die untere Grenze der Anwendbarkeit hängt von der Genauigkeit der Wasserstandsmessgeräte ab; Untergrenzen können den Tab. 5.6–5.8 entnommen werden.

Praktische Erfahrungen mit H-Flume-Installationen im niederländischen Forschungsgebiet Hupselse Beek der Universität Wageningen, im Hydrologischen Versuchsgebiet Ostkaiserstuhl (s. Abb. 5.45 und 5.46a und b) der Universität Freiburg, im Weyersbachgebiet der Universität Karlsruhe und am Pegel Husten im Biggeeinzugsgebiet belegen, dass

- H-Flumes eine über den gesamten Messbereich gleichbleibend hohe Genauigkeit erreichen können,

Tab. 5.8 Durchflusstabelle für 4,0 ft HL-Flumes, Q in l/s. (Nach Bos 1989)

h_1 (m)	0	2	4	6	8
0.05	5.38	5.73	6.10	6.48	6.86
0.06	7.26	7.67	8.09	8.52	8.96
0.07	9.41	9.88	10.35	10.84	11.34
0.08	11.84	12.36	12.90	13.44	13.99
0.09	14.56	15.13	15.72	16.32	16.93
0.10	17.55	18.19	18.84	19.49	20.16
0.11	20.84	21.54	22.24	22.96	23.69
0.12	24.43	25.18	25.95	26.73	27.51
0.13	28.32	29.13	29.96	30.79	31.65
0.14	32.51	33.38	34.27	35.17	36.09
0.15	37.01	37.95	38.90	39.86	40.84
0.16	41.83	42.83	43.85	44.88	45.92
0.17	46.97	48.04	49.12	50.21	51.32
0.18	52.44	53.57	54.72	55.88	57.05
0.19	58.24	59.44	60.65	61.88	63.12
0.20	64.37	65.64	66.92	68.21	69.52
0.21	70.85	72.18	73.53	74.90	76.27
0.22	77.67	79.07	80.49	81.93	83.38
0.23	84.84	86.32	87.81	89.31	90.83
0.24	92.37	93.92	95.48	97.06	98.65
0.25	100.26	101.88	103.51	105.17	106.83
0.26	108.51	110.21	111.92	113.64	115.38
0.27	117.14	118.91	120.69	122.50	124.31
0.28	126.14	127.99	129.85	131.73	133.62
0.29	135.52	137.45	139.38	141.34	143.31
0.30	145.29	147.29	149.31	151.34	153.39
0.31	155.45	157.53	159.62	161.73	163.86
0.32	166.00	168.16	170.34	172.53	174.73
0.33	176.96	179.20	181.45	183.72	186.01
0.34	188.31	190.63	192.97	195.32	197.69
0.35	200.08	202.48	204.90	207.34	209.79
0.36	212.26	214.75	217.25	219.77	222.31
0.37	224.86	227.43	230.02	232.62	235.24
0.38	237.88	240.54	243.21	245.90	248.61
0.39	251.33	254.08	256.84	259.61	262.41
0.40	265.22	268.05	270.89	273.76	276.64
0.41	279.54	282.46	285.39	288.34	291.32
0.42	294.30	297.31	300.33	303.38	306.44
0.43	309.51	312.61	315.72	318.86	322.01
0.44	325.18	328.36	331.57	334.79	338.03
0.45	341.29	344.57	347.87	351.18	354.52
0.46	357.87	361.24	364.63	368.04	371.47
0.47	374.92	379.39	381.86	385.37	388.89
0.48	392.43	395.99	399.57	403.16	406.78
0.49	410.42	414.07	417.75	421.44	425.15
0.50	428.88	432.63	436.41	440.20	444.00
0.51	447.83	451.68	455.55	459.44	463.35
0.52	467.27	471.22	475.19	479.17	453.18
0.53	487.20	491.25	495.31	499.40	503.51
0.54	507.63	511.78	515.94	520.13	524.33
0.55	528.56	532.81	537.07	541.36	545.67
0.56	550.00	554.34	558.71	563.10	567.51
0.57	571.94	576.39	580.87	585.36	589.87
0.58	594.40	598.96	603.53	608.13	612.75
0.59	617.39	622.04	626.72	631.43	636.15

Tab. 5.8 (Fortsetzung)

h_1 (m)	0	2	4	6	8
0.60	640.89	645.66	650.44	655.25	660.08
0.61	664.92	669.80	674.69	679.60	684.54
0.62	689.49	694.47	699.47	704.49	709.53
0.63	714.60	719.68	724.79	729.92	735.07
0.64	740.24	745.44	750.65	755.89	761.15
0.65	766.44	771.74	777.07	782.41	787.79
0.66	793.18	798.59	804.03	809.49	814.97
0.67	820.48	826.00	831.55	837.13	842.72
0.68	848.34	553.98	859.64	865.32	871.03
0.69	876.76	882.51	888.29	894.09	899.91
0.70	905.75	911.62	917.54	923.42	929.36
0.71	935.31	941.30	947.30	953.33	959.38
0.72	965.46	971.55	977.67	983.82	989.99
0.73	996.18	1002.39	1008.63	1014.89	1021.18
0.74	1027.49	1033.82	1040.18	1046.56	1052.96
0.75	1059.39	1065.84	1072.31	1078.81	1085.34
0.76	1091.88	1098.45	1105.05	1111.67	1118.31
0.77	1124.98	1131.67	1138.38	1145.12	1151.89
0.78	1158.68	1165.49	1172.32	1179.19	1189.07
0.79	1192.98	1199.92	1206.88	1213.86	1220.87
0.80	1227.90	1234.96	1242.04	1249.15	1256.28
0.81	1263.44	1270.62	1277.82	1285.05	1292.31
0.82	1299.59	1306.90	1314.23	1321.59	1328.97
0.83	1336.37	1343.81	1351.26	1358.74	1366.25
0.84	1373.79	1381.34	1388.93	1396.54	1404.17
0.85	1411.83	1419.52	1427.23	1434.96	1442.73
0.86	1450.52	1458.33	1466.17	1474.04	1481.93
0.87	1489.84	1497.79	1505.76	1513.75	1521.77
0.88	1529.82	1537.89	1545.99	1554.12	1562.27
0.89	1570.44	1578.65	1586.88	1595.13	1603.42
0.90	1611.73	1620.06	1628.42	1636.81	1645.23
0.91	1653.67	1662.14	1670.63	1679.15	1687.70
0.92	1696.28	1704.88	1713.51	1722.16	1730.84
0.93	1739.55	1748.29	1757.05	1765.84	1774.66
0.94	1783.50	1792.37	1801.27	1810.20	1819.15
0.95	1828.13	1837.14	1846.17	1855.23	1864.32
0.96	1873.44	1882.58	1891.75	1900.95	1910.18
0.97	1919.43	1928.71	1938.02	1947.36	1956.73
0.98	1966.12	1975.54	1984.99	1994.46	2003.97
0.99	2013.50	2023.06	2032.65	2042.26	2051.91
1.00	2061.58	2071.28	2081.01	2090.76	2100.55
1.01	2110.36	2120.20	2130.07	2139.97	2149.90
1.02	2159.85	2169.84	2179.85	2189.89	2199.96
1.03	2210.06	2220.18	2230.34	2240.52	2250.73
1.04	2260.97	2271.24	2281.54	2291.87	2302.23
1.05	2312.61	2323.03	2333.47	2343.95	2354.45
1.06	2364.98	2375.54	2386.13	2396.75	2407.40
1.07	2418.07	2428.78	2439.52	2450.28	2461.08
1.08	2471.90	2482.76	2493.64	2504.55	2515.49
1.09	2526.47	2537.47	2548.50	2559.56	2570.65
1.10	2581.77	2592.93	2604.11	2615.32	2626.56
1.11	2637.83	2649.13	2660.46	2671.82	2683.21
1.12	2694.63	2706.09	2717.57	2729.08	2740.62
1.13	2752.19	2763.80	2775.43	2787.09	2798.79
1.14	2810.51	2822.27	2834.05	2845.87	2857.72

Tab. 5.8 (Fortsetzung)

h_1 (m)	0	2	4	6	8
1.15	2869.60	2881.50	2893.44	2905.41	2917.41
1.16	2929.45	2941.51	2953.60	2965.73	2977.88
1.17	2990.07	3002.29	3014.54	3026.81	3039.13
1.18	3051.47	3063.84	3076.25	3088.68	3101.15
1.19	3113.65	3126.18	3138.74	3151.33	3163.96
1.20	3176.61	3189.30	3202.02	3214.07	3227.55
1.21	3240.37	3253.21	3266.09	3279.00	3291.94

- eine ausreichend hohe Höhen-Differenz zwischen Ober- und Unterwasser eingeplant werden sollte,
- bei höheren Abflüssen unterstrom eine starke Seitenerosion auftreten kann, d. h. es muss ein ausreichend dimensioniertes Tosbecken im Unterwasser eingeplant werden, da ansonsten die Unterhaltsaufwändungen im mittelfristigen Betrieb recht hoch werden können.

Eine Flume-ähnliche Konstruktion deutlich größerer Dimension wurde in der oberen Donau am Pegel Möhringen-Espenbrücke aus Ortbeton errichtet (s. Abb. 5.69a und b in Kap. 5.4).

5.3.9 Ausflussöffnungen (Orifices)

Öffnungen beliebiger geometrischer Formen (kreisförmig, rechteckig etc.) in Wehren, Schotten, Schleusen oder Stauwänden können, solange sie ausreichend eingestaut sind, zur Abgabe von Wasser im Rahmen der Wasserbewirtschaftung (Wasserwerke, Bewässerung), aber auch, wenn sie in ihrer baulichen Ausbildung bestimmte Randbedingungen erfüllen, zur Messung von kleinen Durchflüssen genutzt werden. Abb. 5.48 zeigt das Prinzip der Durchflussmessung mit Hilfe einer eingestauten Auslassöffnung.

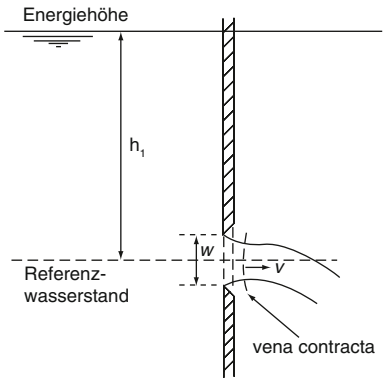


Abb. 5.48 Prinzip einer Ausflussöffnung mit freiem Auslauf. (Nach Bos 1989, vereinfacht)

Man unterscheidet zwischen scharfkantigen Ausflussöffnungen in Stahlplatten und Ausflussöffnungen verschiedenster Bauart in Wehren, Schleusentoren, Schützen und Schiebern. Aus der Fülle der in der Praxis, insbesondere der Bewässerungswirtschaft, eingesetzten Typen führt Bos (1989) folgende auf:

- kreisförmige scharfkantige Öffnungen,
- rechteckige scharfkantige Öffnungen,
- Ausfluss mit konstantem Oberwasserstand,
- bewegliche Wehre und Schütze,
- Schleusentore,
- verstellbare Wehre nach Crump-de Gruyter,
- Metergate,
- Neyrpic-Modul,
- verschiedene Wehrformen und
- Siphons.

Die Strömungsverhältnisse und die diese beeinflussenden hydraulischen Mechanismen (Einschnürungsbeiwerte, Einlaufverluste, freier und gestauter Durchfluss etc.) wurden von F. H. Knapp (1960) sehr detailliert erörtert, die Anwendung von Ausflussöffnungen zur Durchflussmessung von Bos (1989) ausführlich behandelt.

Bei einer klassischen Durchflussmessung mit Ausflussöffnungen muss der oberstromige Wasserstand immer deutlich höher als der höchste Punkt der Öffnung sein, um Wirbelbildung durch Lufteintrag zu verhindern. Bei einem Oberwasserstand unterhalb des höchsten Punkts der Öffnung arbeitet das Messbauwerk nicht mehr wie ein Orifice, sondern wie ein Wehr.

Da bei klassischen Ausflussöffnungen mit freiem Durchfluss ein beträchtlicher Gefälleverlust eintritt, wurden sog. „eingestaute“ Systeme („submerged orifice“) entwickelt, bei denen das Unterwasser die gesamte Öffnung einstaut. Dadurch können solche Systeme in Situationen eingesetzt werden, in denen das Gefälle im Gewässer weder den Einsatz eines scharfkantigen noch eines breitkronigen Wehrs erlaubt. Diesem Vorteil von eingetauchten Ausflussöffnungen steht als Nachteil gegenüber, dass Schwimmstoffe, Pflanzen und Sedimente sich in der Öffnung verfangen und so eine genaue Durchflussmessung verhindern können.

Als Beispiel für diese ein wenig „exotischen“ Messbauwerke soll im Folgenden der Ausfluss unter einem beweglichen Wehr, dabei kann es sich um ein Schleusentor oder ein Schütz handeln, vorgestellt werden.

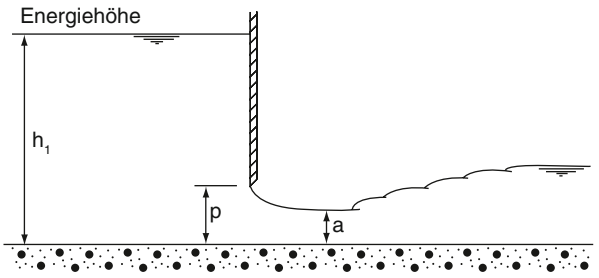


Abb. 5.49 Ausfluss unter einem Schleusenschütz. (Nach Bos 1989, vereinfacht)

Abbildung 5.49 zeigt die Strömungssituation beim Unterströmen eines leicht angehobenen Schleusentores.

Die Strömungsverhältnisse sind in diesem Falle vergleichbar mit dem freien Ausfluss einer rechteckigen scharfkantigen Ausflussöffnung. Der Durchfluss unter einem Schleusenschütz ist demnach eine Funktion des Oberwasserstands h_1 und der Schützöffnung w:

$$Q = c_Q \cdot A \left[2g\,(h_1 - a)\right]^{1/2} \quad \left[\mathrm{m}^3/\mathrm{s}\right] \tag{5.24}$$

mit

A = Querschnittsfläche der Schützöffnung [m²]
a = Wasserstand im Unterwasser des Schleusentors [m]
h_1 = Oberwasserstand [m]
w = Schützöffnung [m]
c_Q = Abflussbeiwert [-].

Wenn der Unterwasserstand a nicht zur Verfügung steht, kann er aus dem Produkt $n \cdot w$ berechnet werden; wobei n der Einschnürungskoeffizient ist, der nach Franke (1968) für Schütze mit frei fließendem Ausfluss bei einem Verhältnis von Oberwasserstand zu Schützöffnung $n = h_1/w = 2$ empirisch zu 0,63 ermittelt wurde.

Der Abflussbeiwert c_Q schwankt je nach n zwischen 0,60 und 0,61; er kann ohne große Genauigkeitseinbußen vereinfacht mit 0,61 angenommen werden.

Die Untersuchungsergebnisse von Franke (1962) und dem U.S. Bureau of Reclamation (1967) zu diesen Beiwerten stimmen gut überein.

Grenzbedingungen für die Anwendung sind nach ISO 13550 (2002):

a) Die oberstromige Kante der Ausflussöffnung sollte so wie bei scharfkantigen Plattenwehren ausgebildet sein (vgl. Abb. 5.11).
b) Die Frontseite des Schützes sollte absolut vertikal, die Schützunterkante horizontal eingebaut sein.
c) Der Einlaufquerschnitt sollte rechteckig sein.
d) Um den Geschwindigkeitsbeiwert vernachlässigen zu können, sollte die Fläche des benetzten Querschnitts im Zulaufkanal dort, wo der Oberwasserstand h_1 gemessen wird, mindestens 10-mal größer sein als die Fläche der Ausflussöffnung.
e) Aus praktischen Erwägungen heraus sollte die Schützöffnung w mindestens 0,02 m und der kleinste Oberwasserstand h_1 mindestens 0,15 m betragen.

Berechnungsbeispiel: Ein rechtwinkliges unterströmtes Schütz (oder Schleusentor) mit einer Breite von 5 m ist unten 0,4 m geöffnet. In dem Zulaufkanal wird ein Wasserstand von $h_1 = 4{,}1$ m gemessen. Es ist der aktuelle Durchfluss durch die Ausflussöffnung zu berechnen.

1. Überprüfung der Randbedingungen:

   - Benetzter Querschnitt $A_o = B \times h_1 = 5{,}0 \times 4{,}1 = 20{,}5$
     Ausflussöffnung $A = Bw = 5{,}0 \times 0{,}4 = 2{,}0$, d. h. $A_o/A = 10{,}3 \geq 10$

- $w = 0{,}4 \geq 0{,}02$
- $h_1 = 4{,}1 = \geq 0{,}15$,

d. h. alle Bedingungen sind erfüllt.

2. Berechnung des Durchflusses nach Gl. (5.24):

- $c_Q = 0{,}61$ nach Franke (1968)
- $n = 4{,}1/0{,}4 = 10{,}3 \geq 5, \rightarrow a = 0{,}63$
- Berechnung des Durchflusses:
  $Q = 0{,}61 \times 2{,}0\ [2 \times 9{,}81\ (4{,}1–0{,}63)]^{1/2} = 10{,}1\ m^3/s.$

Der ermittelte Durchfluss ergibt sich zu 10,1 m³/s.

Für die übrigen aufgeführten Messbauwerke mit Ausflussöffnungen, sei es mit freiem oder eingestautem Durchfluss, gibt es in Knapp (1960) und Bos (1989) detaillierte Angaben über die einzuhaltenden Randbedingungen und die zugehörigen Durchflussgleichungen.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass mit Hilfe definierter Ausflussöffnungen in Stauwehren, Stauwänden, Schotten, Schleusen etc. der Durchfluss mit hinreichender Genauigkeit ermittelt werden kann. Häufig werden die Bauwerke primär für Zwecke der Wasserregulierung errichtet und die Ermittlung des Durchflusses ist ein Nebeneffekt. Wenn auch die Genauigkeit dieser Anlagen nicht immer der von speziell eingerichteten Pegelstellen entspricht, sollten solche Strukturen durchaus vermehrt zur Durchflussermittlung genutzt und ggfl. ertüchtigt werden, da dadurch die Messstellendichte mit geringem finanziellen Aufwand erheblich erhöht werden kann. Praktische Erfahrungen mit dem operationellen Betrieb von Stauwerksketten haben jedoch gezeigt, dass für die dort eingesetzte Mess- und Regeltechnik die Genauigkeit so ermittelter Durchflussdaten bei weitem nicht ausreicht.

5.3.10 Kalibrierung von Durchflussmessbauwerken

Will man mehr als überschlägig ermittelte Durchflusswerte erhalten, müssen auch Durchflussmessbauwerke kalibriert werden. Diese Kalibrierung beschränkt sich auf die genaue Ermittlung der Abflussbeiwerte für das entsprechende Bauwerk, damit die in den einzelnen Kapiteln angeführten empirischen Durchflussgleichungen angewandt werden können.

Zur Kalibrierung gibt es grundsätzlich zwei Möglichkeiten:

1. Feldmessungen über den gesamten vorgesehenen Geltungsbereich der Durchflussgleichung mit einem der in Kap. 4 vorgestellten Messgeräte.
2. Laboruntersuchungen mit Hilfe eines 1:1-Modells oder Maßstabmodells mit möglichst großem Maßstab (Barczewski 1983; Boiten 2008).

Bei den Modellversuchen sollten auf jedem Fall Feldmessungen zur Überprüfung der Ergebnisse durchgeführt werden, da zum einen die bauliche Umsetzung der Modellergebnisse in die Natur nie vollkommen deckungsgleich sein kann und zum anderen die hydraulischen Kennwerte wie Geometrie, Rauheit zeitlichen Veränderungen ausgesetzt sind, die Einfluss auf die Durchflussbeziehung haben können.

Was die Kalibrierung an physikalischen Modellen im Labor anbetrifft, so müssen selbstverständlich die Modellgesetze und die damit einhergehenden Maßstabsfragen sehr genau beachtet werden. Boiten (2008) geht detailliert auf Maßstabmodelle im Zusammenhang mit der Kalibrierung von Messbauwerken ein.

Grundsätzlich kann man bei Messbauwerken eine (aufwändige) Einzelkalibrierung oder einer Typenkalibrierung durchführen. Bei der Typenkalibrierung werden mehrere gleiche Messgeräte eines Bautyps einer Bauartprüfung unterzogen. Eingehende Labor-Untersuchungen von Barczewski (1983) an Venturigerinnen und von Keller (1984) an cut-throat Flumes mit hydraulischen Modellen ergaben bei Maßstäben kleiner 1:4 keine messbaren Maßstabseffekte, so dass die auf diese Weise im Modell ermittelten Durchflusskurven ohne wesentliche Beeinträchtigung der Messgenauigkeit auch auf das Naturbauwerk übertragen werden können.

Abbildung 5.50 zeigt als Beispiel das Modell eines cut-throat Flumes im Maßstab 1:4 in der Strömungsrinne der Forschungsstelle Wasserwirtschaft und Umwelt

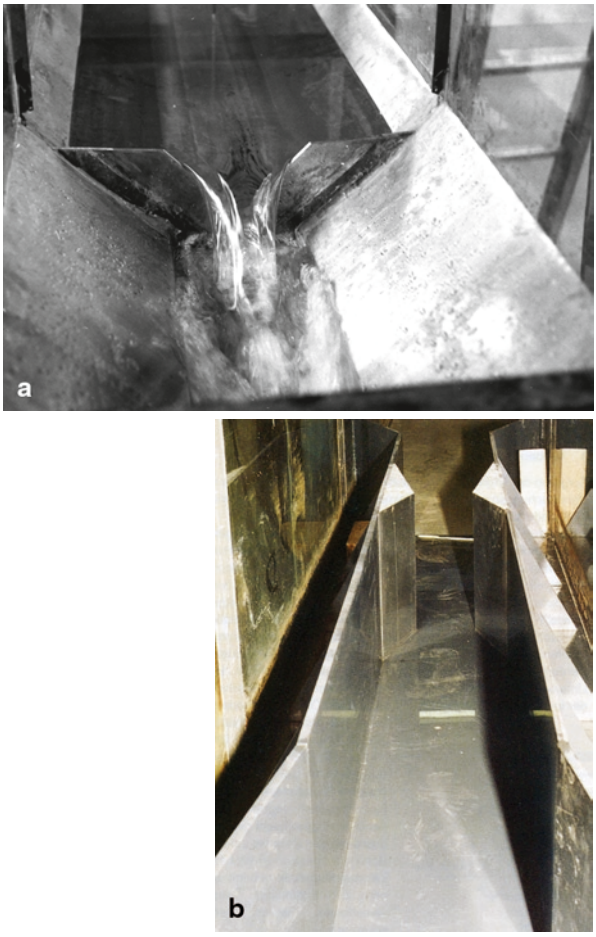


Abb. 5.50 Kalibrierung von Durchflussmessbauwerken mit hydraulischen Modellversuchen: **a** Doppel-V-Dreieckplattenwehr im Maßstab 1:4 im Theodor-Rehbock-Wasserbaulaboratorium der Universität Karlsruhe **b** Kurzhals-Venturi (cut throat flume) im Maßstab 1:4 in der Forschungsstelle für Wasserwirtschaft und Umwelt der Universität Siegen (Morgenschweis et al. 1998)

an der Universität Siegen (Prof. Dr.-Ing. J. Jensen). Die Modelluntersuchung diente zur Optimierung und Bemessung eines kurzen Venturikanals und zur Kalibrierung des Genehmigungsentwurfs (vgl. auch Kap. 5.3.7).

Bei größeren breitkronigen Messwehren und -schwellen, die i. Allg. im Maßstabsbereich von 1:15 bis 1:20 modelliert werden müssen, liegen bisher keine entsprechenden Vergleichsuntersuchungen vor. Hier besteht das Problem, neben dem großen Aufwand, insbesondere in der beschränkten Genauigkeit der Naturmessungen (ca. 5 %). Messgenauigkeiten in dieser Größenordnung sollten aber trotz der Unsicherheiten bei der Übertragung der Modellergebnisse auch durch Laboruntersuchungen erreichbar sein.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass mit Durchflussmessbauwerken bei strenger Einhaltung der geometrisch-hydraulischen Bedingungen i. d. R. eine stabile, d. h. zeitinvariante, Wasserstand-Durchfluss-Beziehung erreicht wird. Durch Naturmessungen vor Ort oder/und hydraulische Modellversuche in einem Wasserbaulabor können die Abflussbeiwerte der einzelnen Messbauwerke und damit die empirischen Durchflussgleichungen kalibriert werden und sehr verlässliche Daten liefern.

5.3.11 Unsicherheiten bei der Durchflussermittlung mit Messbauwerken

Bei der Durchflusserfassung mit Hilfe von Messwehren, Messgerinnen und Messschwellen handelt es sich um ein indirektes Verfahren: aus der Messung eines hydraulischen Kennwerts, i. d. R. des Oberwasserstands, kann unter bestimmten hydraulischen Randbedingungen der Durchfluss abgeleitet werden. Die wichtigsten Unsicherheitsfaktoren bei diesem Verfahren sind:

a) das hydraulische Auflösungsvermögen R_a eines Messbauwerks, d. h. wie viel sich der Durchfluss bei einer Wasserstandsänderung ändert; hier ist die Querschnittsform entscheidend,
b) die Wasserstandserfassung, d. h. der Ort der Messung sowie das eingesetzte Messverfahren und die Registrierung der Daten,
c) fehlerhafte Abflussbeiwerte, da diese sich direkt in den empirischen Durchflussgleichungen niederschlagen und
d) ungeeignete Dimensionierung, insbesondere von Bauwerksbreite und Durchgangsquerschnitt.

Nimmt man die allgemeine Wasserstand-Durchfluss-Beziehung eines Messbauwerks

$$Q = \mu \cdot b \cdot h_1, \tag{5.25}$$

so lässt sich nach der Methodik der „Hydrometric Uncertainty Guidance“ (HUG, DIN ISO TS 25375 2008) die Unsicherheit der Durchflusserfassung mit einem Messbauwerk wie folgt abschätzen

$$u(Q) = \sqrt{u_c^2 + u_b^2 + (n \cdot u_{h1})^2} \tag{5.26}$$

mit

$u(Q)$ = relative kombinierte Standardunsicherheit des Durchflusses [%]
u_c = relative Standardunsicherheit des Abfluss- und Überfallbeiwertes
u_b = relative Standardunsicherheit der Messung der Wehrbreite
n = Exponent.
u_{h1} = relative Standardunsicherheit der Messung der Überfallhöhe

Die Unsicherheit der Messung der Überfallhöhe u_{h1} in Gl. (5.26) lässt sich abschätzen nach:

$$u_{h1} = 100 \left(\frac{\partial_n}{h_1} \right) \tag{5.27}$$

mit

δ_{h1} = absoluter Fehler der Wasserstandsmessung, i. d. R. zwischen 0,002 bis 0,005 m
h_1 = Überfallhöhe [m].

Der Exponent n in Gl. (5.26) ist abhängig von der Form des Ausbauquerschnitts:

V-Wehr	$n = 2{,}5$
Parabol. Wehr	$n = 2{,}0$
Rechteckwehr	$n = 1{,}5$
Sutro-Wehr	$n = 1{,}0$
Schütze	$n = 0{,}5$

Berechnungsbeispiel: Berechne die Unsicherheit der Durchflussmessung mit einem scharfkantigen Rechteckwehr. Es gelten die Kenndaten des Berechnungsbeispiels in Kap. 5.3.4:
Gewässerbreite $B = 2{,}0$ m; Überfallbreite $b = 1{,}0$ m; Überfallhöhe $h_1 = 0{,}25$ m.
Die Überfallhöhe wurde mit einem Radarsensor (vgl. Kap. 3.5.6), der einen Verkehrsfehler von 0,002 m aufweist, gemessen.

1. Berechnung der kombinierten Standardunsicherheit des Durchflusses nach Gl. (5.26):
   a) Standardunsicherheit des Abflussbeiwerts $u_c = 1$ % (lt. Tab. 5.9, Rechteckwehr ohne Kontraktion)
   b) Standardunsicherheit der Breitenmessung $u_b = 0{,}1$ % (Tab. 4.10)
   c) Standardunsicherheit der Überfallhöhenmessung $u_{h1} = 100\ (\delta_h/h_1)$ mit δ_h = absoluter Fehler der Wasserstandsmessung (2 bis 5 mm)

   $u_{h1} = 100\ (0{,}002/0{,}25) = 0{,}8$ (nach Gl. (5.27), gewählt: $\delta_1 = 2$ mm)

Tab. 5.9 Charakteristische Kennwerte der wichtigsten Durchflussmessbauwerke

Typ	Breite des Durchlasses b bzw. Wehrbreite	Höhe	Durchfluss-bereich	Unsicherheit von Abfluss- und/oder Überfall-beiwert	Auflösung R_a bei Mindest-durchfluss in % pro $\Delta h_1 = 1$ cm	Durchgängigkeit gegenüber Sediment Treibgut (1 = sehr gut, 2 = gut, 3 = brauchbar, 4 = schlecht, 5 = sehr schlecht)		Bemerkungen
1.) Scharfkantige Plattenwehre:								Kap. 5.3.4
- Dreieck (V)	$^1/_4$ 90°	-	0.2 l/s - 32 l/s					
	$^1/_2$ 90°	-	0.4 l/s - 62 l/s	± 1 %	50 %	5	5	vollständige Einschnürung
	90°	-	0.8 l/s - 1.8 m³/s					
- Rechteck mit Kontraktion	0.15 m	0.2 m	1.4 l/s - 67 l/s					
	1.00 m	0.5 m	9.5 l/s - 1.7 m³/s	± 1 % - ± 2 %	25 %	5	5	vollständige Einschnürung
	10.00 m	1.0 m	90 l/s - 49 m³/s					
- Rechteck ohne Kontraktion (Rehbock)	0.15 m	0.2 m	0.8 l/s - 100 l/s					
	1.00 m	0.5 m	5.4 l/s - 2.7 m³/s	± 1 %	25 %	5	4	
	10.00 m	1.0 m	50 l/s - 77 m³/s					
2.) Breitkronige Wehre:								Kap. 5.3.5.
- Rechteck	0.30 m	0.2 m 0.8 m	8 l/s - 180 l/s					
	1.00 m	0.5 m 2.0 m	90 l/s - 2.3 m³/s	± 2 %	25 %	3	3	
	10.00 m	1.0 m 2.0 m	1.5 m³/s - 65 m³/s					
- rundkroniges Rechteck	0.30 m	0.15 m 0.60 m	8 l/s - 34 l/s					
	1.00 m	0.15 m 1.00 m	25 l/s - 740 l/s	± 2 %	25 %	3	2	Kombinationen möglich
	10.00 m	1.00 m 5.00 m	1 m³/s - 82 m³/s					
	100.00 m	1.00 m 5.00 m	10 m³/s - 820 m³/s					
- flaches V-Wehr 1:2 / 1:5	4.00 m	0.2 m 1:10	15 l/s 2.5 m³/s					
	20.00 m	0.5 m 1:20	30 l/s - 65 m³/s	± 2 %	42 %	3	3	max. Wassertiefe = 3 m
	40.00 m	1.0 m 1:20	30 l/s - 330 m³/s					

Tab. 5.9 (Fortsetzung)

3.) Schmalkronige Wehre:								Kap. 5.3.6
- Dreieck (crump-Wehr)	0.30 m 1.00 m 10.00 m	0.2 m - 0.5 m - 1.0 m -	3 l/s - 350 l/s 10 l/s - 4.6 m³/s 0.3 m³/s - 130 m³/s	± 1 %	25 %	2	1	
4.) Messkanäle:								Kap. 5.3.7
- Rechteck - Venturi (klassisch)	0.50 m	1.0 m	9 l/s - 300 l/s	± 2 % - 5 %	25 %	2	1	
- Trapezförmiges Venturi	0.10 m 1.00 m	1.0 m 4.0 m	3 l/s - 290 l/s 270 l/s - 41 m³/s	± 2 % - 5 %	27- 40 %	1	1	1:1 5:1
- H-Flumes								Kap. 5.3.8
HS	0,12 m - 0,31 m		2.31 l/s - 22.30 l/s		≤ 240 %	4		Durchgängigkeit v.
H	0,15 m - 1,37 m	-	9.20 l/s - 2.37 m³/s	± 3 %	≤ 240 %	3	2	Sediment hängt von Sohl-
HL	1,10 m - 1,22 m		2.37 l/s - 3.30 m³/s		≤ 80 %	3	2	neigung u. Baumaterial ab
5.) Ausfluss-öffnungen:	Bauwerke, die i.d.R nur sekundär zur Durchflussermittlung verwendet werden.							Kap. 5.3.9
- rechteckig-scharfkantig					17 %	3	5	
- kreisförmig				5 % - 10 %	17 %			

d) $u(Q) = [(1^2 + 0{,}1^2 + (1{,}5 \times 0{,}8)^2]^{1/2} = 1{,}69\ \%$
e) Die erweiterte kombinierte Standardunsicherheit bei einem Vertrauensbereich von 95 % $U(Q) = 2 \times u(Q) = 2 \times 1{,}69 = 3{,}4\ \%$.

2. Berechnung des Durchflusses nach Gl. (5.11) in Kap. 3.5.6 ergab $Q = 189$ l/s.
3. Danach lautet des Ergebnis $Q = 189$ l/s ± 3,4 % mit einem Vertrauensbereich von 95 %.

Tabelle 5.9 in Kap. 5.3.12 gibt aus der Literatur zusammengestellte Unsicherheitsbereiche der verschiedenen Durchflussmessbauwerke.

5.3.12 Auswahl eines geeigneten Durchflussmessbauwerks

Die Auswahl von hydraulischen Strukturen, die zur Durchflussmessung eingerichtet werden sollen, ist ein komplexer Planungsprozess, bei dem neben den vorhandenen Geländeverhältnissen im Bereich der vorgesehenen Messstelle die Charakteristika eines Messbauwerks und die Anforderungen an eine Messstelle vorab zu definieren sind. Als Hilfe hierzu versteht sich ISO 8368 (1999). Im Einzelnen beinhaltet der Auswahlprozess folgende Einzelschritte und Festlegungen:

1. Eigenschaften eines Messbauwerks:

a) Die *erforderliche Höhe* entscheidet einerseits maßgeblich über die Durchflusskapazität des Messbauwerks. So benötigt z. B. eine rundkronige Wehrschwelle eine deutlich geringere Bauhöhe als ein breitkroniges Wehr mit Rechteckprofil. Andererseits ist zu bedenken, dass bei geringem verfügbaren Längsgefälle des Gewässers Messbauwerken mit geringerer Empfindlichkeit gegenüber Rückstau, wie z. B. Flumes, gegenüber V-Plattenwehren, der Vorzug gegeben werden sollte.
b) Der Messbereich, d. h. der minimal bis maximal messbare Durchfluss, wird von der Form und Breite des maßgeblichen Kontrollquerschnitts bestimmt. So haben Messbauwerke mit dreieckigem Querschnitt einen größeren Messbereich als mit rechteckigem Ausbau.
c) Bzgl. *Feststofftransport* erleichtern Messbauwerke mit niedriger Bauhöhe und strömungsgünstig gestaltetem Einlaufbereich (z. B. Flumes) den Durchtransport von Sedimenten und Treibgut. Scharfkantige Plattenwehre dagegen sind unter solchen Randbedingungen nicht oder nur bedingt geeignet.
d) Das *hydraulische Auflösungsvermögen* R_a, d. h. die Sensitivität einer Anlage gegenüber Wasserstandsänderungen (s. Gl. (5.6) in Kap. 5.3.2) hat unmittelbar Einfluss auf die erreichbare Genauigkeit. Hier sind Schütze und Wehrtore wesentlich weniger empfindlich (3–5-mal) als Bauwerke mit Überfall.

e) Die *Genauigkeit* eines Messbauwerks hängt unmittelbar von der Qualität der Kalibrierung ab. Generell gilt dennoch, dass scharfkantige Wehre die höchste Genauigkeit erreichen können.
Die entsprechenden Kennwerte der wichtigsten Durchflussmessbauwerke sind in Tab. 5.9 zusammengestellt. Eine umfassende Zusammenstellung aller denkbaren Strukturen enthält Bos (1989).

2. Randbedingungen an der ausgewählten Messstelle:
Die Geländeverhältnisse vor Ort und die zu erwartenden gewässerkundlichen Randbedingungen beeinflussen die Wahl eines Messbauwerks. Im Wesentlichen handelt es sich hierbei um folgende Aspekte:

a) Die verfügbare Überfallhöhe/Stauhöhe wird von den vorhandenen Gefälleverhältnissen im Gewässer begrenzt.
b) Die zu erwartende Bandbreite des Durchflusses und Wasserstands sowie ihre Häufigkeit haben direkten Einfluss auf die Dimensionierung eines Bauwerks.
c) Das Vorhandensein von *Feststoff und Treibgut*, auch wenn nur kurzzeitig, z. B. während eines Hochwasserereignisses, hat Einfluss auf die Wahl des Ausbaus.

3. Gewässerkundlich-wasserwirtschaftliche Anforderungen:
Im Einzelnen muss Klarheit über folgende Punkte geschaffen werden:

a) Die Aufgabe des Bauwerks kann neben der messtechnischen Funktion die Regulierung von Wasserstand und Abfluss im ober- oder unterstromigen Gewässerbereich sein.
b) Falls ein *Mindestwasserstand* einzuhalten ist, muss die feste Überfallhöhe des Wehrs oder der Schwelle entsprechend festgelegt oder ein bewegliches Wehr eingesetzt werden.
c) Die erforderliche *Genauigkeit* (vgl. Kap. 3.5.11 und Tab. 5.9) sollte vorab festgelegt werden. Im Allgemeinen erreichen Geländemessstellen eine Gesamtgenauigkeit bei der Durchflusserfassung von < 5 %.
d) *Nicht-technische Anforderungen* wie

- die Verfügbarkeit von Konstruktionsmaterial,
- die Vertrautheit mit bestimmten Messstrukturen.
- das Vorhandensein von Standardisierungen, die den Entwurf einer Anlage erleichtern und
- die Gefahr von Vandalismus

sollten bei der Planung einer Messanlage ebenfalls berücksichtigt werden.

Nach Klärung der Möglichkeiten und Anforderungen erfolgt der eigentliche Entscheidungsprozess iterativ. Als Grundlage hierzu kann die Zusammenstellung der wichtigsten Kennwerte der Durchflussmessbauwerke in Tab. 5.9, die auf Literaturangaben basiert (Bundesamt für Umweltschut (1982); Westrich (1983); Bos (1989); Hager (1994)), dienen.

5.3.13 *Nationale und internationale Normen zu Durchflussmessbauwerken*

Wie bedeutsam und weitverbreitet die Durchflussmessung mit Hilfe von Messbauwerken ist, zeigt die Fülle an Normen, insbesondere ISO-Normen, die i. d. R. auf aktuellem Stand sind. Diese Standardisierung bewirkt eine vereinheitlichte Nutzung der Verfahren in vielen Ländern der Welt. Im Folgenden sind die wesentlichen Normen aufgelistet:

I. Nationale Normen
DIN 19559/2: Durchflussmessung von Abwasser in offenen Gerinnen und Freispiegelleitungen, Venturi-Kanäle. Berlin: Beuth, 1984.
BSI 360: Methods of measurement of liquid flow in open channels. Part 4: Weirs and Flumes, Part 4 A: Thin plate weirs and venturi flumes. London: British Standards Institution, 1965.
AFN X 10-310: Mesure de débit de l'eau dans les chenaux au moins de déversement au mince paroi. Paris: L'Association Francaise de Normalisation, 1971.

II. Internationale Normen:

a) scharfkantige Wehre:

ISO 1438/1: Hydrometry – Open channel flow measurement using thin-plate weirs. Geneva: ISO, 2008.

b) breitkronige Wehre:
ISO 3846: Hydrometry – Open channel flow measurement using rectangular broad-crested weirs. Geneva: ISO, 2008.
ISO 4362: Hydrometric determinations – Flow measurement in open channels using structures – Trapezoidal broad-crested weirs. Geneva: ISO, 1999.
ISO 4374: Liquid flow measurement in open channels – Round-nose horizontal broad-crested weirs. Geneva: ISO, 1990.
ISO 8333: Liquid flow measurement in open channels by weirs and flumes – V-shaped broad-crested weirs. Geneva: ISO, 1985.

c) schmalkronige Wehre:
ISO 4360: Hydrometry – Open channel flow measurement using triangular profile weirs. Geneva: ISO, 2008.
ISO 4377: Hydrometric determinations – Flow measurement in open channels using structures – Flat-V weirs. Geneva: ISO, 2002.
ISO 9827: Measurement of liquid flow in open channels by weirs and flumes – Streamlined triangular profile weirs. Geneva: ISO, 1994.

d) Messkanäle:
ISO 4359/1: Liquid flow measurement in open channels – Rectangular, trapezoidal and U-shaped flumes. Geneva: ISO, 1999.
ISO 9826: Measurement of liquid flow in open channels – Parshall and SANIIRI flumes. Geneva: ISO, 1992.

e) Schütze, Wehrtore:
ISO 13550: Hydrometric determinations – Flow measurements in open channels using structures – Use of vertical underflow gates and radial gates. Geneva: ISO, 2002.
f) gegliederte Wehre:
ISO 14139: Hydrometric determinations – Flow measurements in open channels using structures – Compound gauging structures. Geneva: ISO, 2000.
g) Auswahl-Richtlinie für Messbauwerke:
ISO 8368: Hydrometric determinations – Flow measurements in open channels using structures – Guidelines for selection of structure. Geneva: ISO, 1999.

5.4 Durchflussermittlung über Wasserstand-Durchfluss-Beziehungen (Durchfluss- oder Abflusskurven)

5.4.1 Prinzip

Bei diesem indirekten Verfahren erfolgt die Durchflussermittlung über die kontinuierliche Messung des Wasserstands und dessen Umrechnung in einen Durchfluss über eine Wasserstand-Durchfluss-Beziehung. Auf diese Weise können kontinuierliche Wasserstandsganglinien in kontinuierliche Durchflussganglinien überführt werden. Abb. 5.51 verdeutlicht diese Vorgehensweise.

Die funktionale Beziehung zwischen Wasserstand und Durchfluss, auch Durchfluss- oder Abflusskurve genannt, basiert auf Einzelmessungen des Durchflusses bei unterschiedlichen Wasserständen. Für die Durchflussmessungen können die in den Kap. 4.5 bis 4.7 behandelten Messgeräte und -verfahren eingesetzt werden. Die gemessenen Durchflusswerte Q werden als Abszissenwerte mit den zugehörigen Wasserständen W als Ordinatenwerte in ein rechtwinkliges Koordinatensystem eingetragen (Anmerkung: In diesem Kapitel wird abweichend vom übrigen Text für

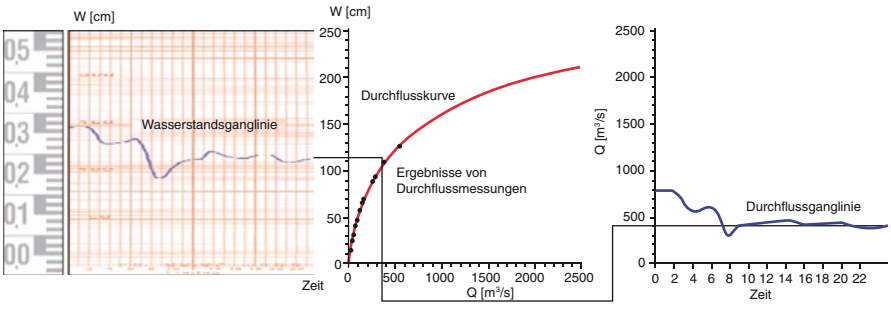


Abb. 5.51 Prinzip der Durchflussermittlung über eine Wasserstand-Durchfluss-Beziehung

den Wasserstand nicht h_1, sondern W als Kürzel verwendet, da nach allgemeinem Sprachgebrauch von W-Q-Beziehung gesprochen wird). Die durch die Punkteschar gelegte Ausgleichskurve ergibt die Durchflusskurve oder W-Q-Beziehung (s. Abb. 5.51, Mitte).

Voraussetzungen für eine eindeutige W-Q-Beziehung sind zeitlich unveränderte hydraulische Bedingungen im Gewässerquerschnitt der Messstelle. Da sich in natürlichen Gewässern sowohl die Profilgeometrie als auch die hydraulischen Bedingungen mit der Zeit verändern können, hat eine W-Q-Beziehung nur zeitlich begrenzte Gültigkeit. Folgende Einflussgrößen müssen bei der Festlegung der Gültigkeit einer W-Q-Beziehung berücksichtigt werden:

- Veränderungen in der Profilgeometrie durch z. B. Erosion, Akkumulation oder menschliche Eingriffe,
- Veränderungen im Rückstau,
- zeitweise Beeinflussung durch Verkrautung oder Vereisung,
- Einfluss von Wind in breiten Gewässern mit geringem Gefälle,
- Form des Ausuferungsbereichs und seiner möglichen Veränderungen,
- zeitlich begrenzte Instabilitäten der Durchflusskurve bei Hoch- und Niedrigwasser,
- Problematik der Anzahl und Verteilung der Durchflussmessungen über den gesamten Schwankungsbereich (NW – MW – HW) sowie notwendige Extrapolationen in den Hoch- und Niedrigwasserbereich,
- Veränderungen bei der messtechnischen Erfassung der Fließgeschwindigkeit und des Durchflusses durch das Messpersonal selbst, durch die Art der Messgeräte, der Mess- und Auswertungsverfahren sowie bei der Beachtung der aktuellen Abflussverhältnisse,
- Erfassung des Wasserstands am Bezugspegel während der Durchflussmessung.

Aus dem sehr unterschiedlichen Einfluss dieser Faktoren auf den Abflussprozess erklärt sich sowohl der nichtlineare Charakter als auch die zeitliche Begrenzung der Gültigkeit der W-Q-Beziehung. Die Kenntnis über die Wirkung dieser Einflussgrößen ermöglicht es, Aussagen über die Genauigkeit gültiger W-Q-Beziehungen abzuleiten (van Rinsum 1941, 1950; Autorenkollektiv 1978; Pegelvorschrift Anl. D 1991; Gurtz 1992; van Vuuren 2001).

5.4.2 Aufstellen von Wasserstand-Durchfluss-Beziehungen

Die einfachste und zugleich auch aufwändigste Art, eine Durchflusskurve zu ermitteln, besteht darin, bei möglichst vielen Wasserständen Durchflussmessungen in Verbindung mit geometrischen Aufnahmen (z. B. des Wasserspiegelgefälles und des Längsschnitts) im Messprofil durchzuführen. Diese Messungen sollten möglichst den gesamten Bereich der auftretenden Wasserstände umfassen. Dieses Ideal ist in der Praxis jedoch selten erfüllt; hier muss die Durchflusskurve über den durch Messungen belegten Bereich hinaus extrapoliert werden, dies gilt insbesondere für

den Niedrig- und Hochwasserbereich; in Kap. 5.4.3 werden verschiedene Extrapolationsverfahren vorgestellt.

Was das Procedere der Aufstellung von W-Q-Beziehungen angeht, gibt es die folgenden vier Möglichkeiten

a) grafisches Verfahren,
b) rechnerisch-statistisches Verfahren,
c) numerisch-hydraulisches Verfahren und
d) hydraulische Modellversuche.

a) grafische Aufstellung von Durchflusskurven: Am einfachsten sind Durchflusskurven auf grafischem Weg zu ermitteln. Hierzu werden die gemessenen Durchflüsse *Q* und die dazugehörigen Wasserstände *W* zunächst in ein *lineares* Koordinatensystem eingetragen und diese Wertepaare durch eine ausgleichende, monoton steigende Linie – die Durchfluss- oder Abflusskurve – verbunden (Abb. 5.52).

Die Messergebnisse sollten dabei nicht alle mit dem gleichen Gewicht eingehen, da der Gerinnezustand während der Messung, die Wetter- und Abflussverhältnisse sowie die Durchführung der Messung selbst die Genauigkeit und Vergleichbarkeit der Einzelmessungen stark beeinflussen können. Messungen bei guten Messbedingungen und ungehemmtem Abfluss sollten das höchste Gewicht erhalten.

Hochwassermessungen müssen besonders sorgfältig beurteilt werden. Der Hysterese-Effekt, der darin besteht, dass bei anlaufendem Hochwasser infolge des größeren Wasserspiegelgefälles der Durchfluss im ansteigenden Ast einer Hochwasserwelle bei gleichem Wasserstand größer ist als im abfallendem Ast, ist zu beachten. Unsicherheiten im Niedrigwasserbereich entstehen vor allem dadurch, dass sich

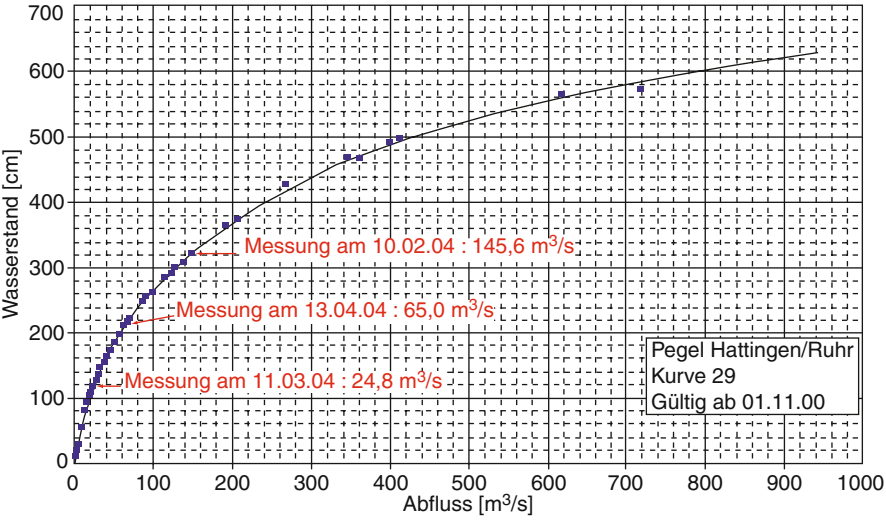


Abb. 5.52 Wasserstand-Durchfluss-Beziehung am Beispiel des Pegels Hattingen/Ruhr

kleinere Profilveränderungen stärker auswirken und eine Wasserstandsangabe mit Zentimetergenauigkeit hier vielfach zu grob ist.

Durch die ausgleichende Wirkung der Abflusskurve werden Unsicherheiten bei Einzelmessungen teilweise ausgeglichen. Der Linienzug darf jedoch die gerinnespezifischen Gegebenheiten der Messstelle nicht überdecken. So müssen sich signifikante Knickpunkte auch in der Durchflusskurve abzeichnen. Daher ist es in der Regel nicht möglich, eine durchgehende mathematische Funktion für den gesamten Bereich der Durchflusskurve zu erstellen.

Um solche evtl. Knickpunkte in Durchflusskurven festzulegen, können die Messdaten in *doppelt-logarithmisches* Netzpapier eingetragen werden. Dadurch wird die in linearen Koordinaten parabelförmige Durchflusskurve (Abb. 5.53 oben) als Gerade (Abb. 5.53 unten) abgebildet.

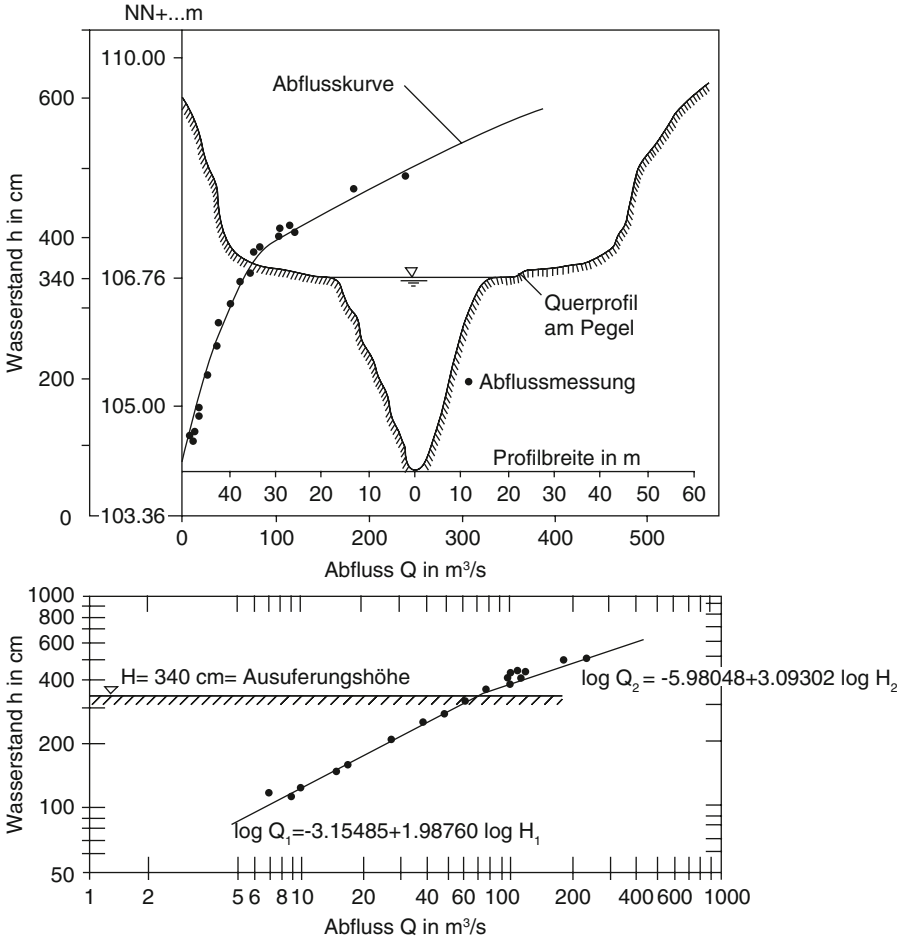


Abb. 5.53 Durchflusskurve in linearer und logarithmischer Achsenteilung sowie zusammengesetzte Durchflusskurve. (Maniak 1997)

In Abb. 5.53 fällt der ermittelte Knickpunkt mit einer markanten geometrischen Veränderung des Messprofils, dem Beginn der Ausuferung ins Flussvorland, zusammen; entsprechend spiegelt die in Abb. 5.53 unten eingezeichnete zusammengesetzte Durchflusskurve diesen hydraulisch bedeutsamen Profilwechsel wider. Die doppelt-logarithmische Darstellung spielt im Übrigen bei der Extrapolation von Durchflusskurven in Kap. 5.4.3 eine wichtige Rolle.

b) rechnerisch-statistische Aufstellung von Durchflusskurven: Die Aufstellung einer Durchflusskurve in Form eines analytischen Ansatzes ist sowohl für die Nutzung von Rechnern zur Durchflussberechnung als auch für die Konstruktion einer Durchflusskurve erforderlich. Von den verschiedenen hierfür genutzten mathematischen Ansätzen (Exponentialfunktionen, Polynom n-ten Grades usw.) hat sich eine *Parabel n-ten Grades* am besten bewährt und wird auch in der Praxis am häufigsten einsetzt:

$$Q = a(W - W_0)^n \tag{5.28}$$

mit

Q = Durchfluss [m³/s]
W = am Bezugspegel beobachteter Wasserstand [m]
W_0 = Wasserstand beim Durchfluss $Q = 0$ [m]
a = Durchfluss bei Wasserstandsdifferenz $(W - W_0) = 1{,}0$ m
n = Exponent als Ausdruck der Neigung der Durchflusskurve.

Es handelt sich dabei um eine Parabel n-ten Grades mit einer Nullpunktverschiebung auf der y-Achse (Abb. 5.53). Im doppelt-logarithmischen Netzdruck wird die Funktion der Durchflusskurve bei richtiger Wahl von W_0 als Gerade abgebildet:

$$lg\ Q = lg\ a + n \cdot lg\,(W - W_0)\,. \tag{5.29}$$

Da der Wert von W_0 nur bei einer ebenen Flusssohle, z. B. in einem ausgebauten Pegelprofil, eindeutig festgelegt werden kann, muss diese Größe in der Regel durch sukzessives Probieren als wichtige Grundvoraussetzung für die Zuverlässigkeit der Durchflusskurve abgeschätzt werden.

Im WMO-Guide (WMO 1980) werden hierzu verschiedene Verfahren angeboten:

Eine erste Möglichkeit zur Bestimmung von W_0 wird in Abb. 5.54 demonstriert. Unter Verwendung von doppelt-logarithmischem Papier wird auf der Abszisse der gemessene Durchfluss Q und auf der Ordinate der dazu beobachtete Wasserstand W eingetragen.

Die Ursprungs-Ordinatenskalierung erfolgt zunächst für einen Wert $W_0 = 0$ m und die Durchflusskurve wird entsprechend eingezeichnet. Anschließend wird der Wert von W_0 verändert, indem eine neue Ordinatenskalierung so erfolgt, dass von dem Ursprungsskalenwert der Ordinate der Wert von W_0 subtrahiert und die Durchflusskurve entsprechend in das Diagramm eingetragen wird. Die Veränderung von W_0 erfolgt nun so lange, bis sich die W-Q-Beziehung im doppeltlogarithmischen Papier gänzlich oder in Teilabschnitten als Gerade darstellt. Wurde der Wert von W_0

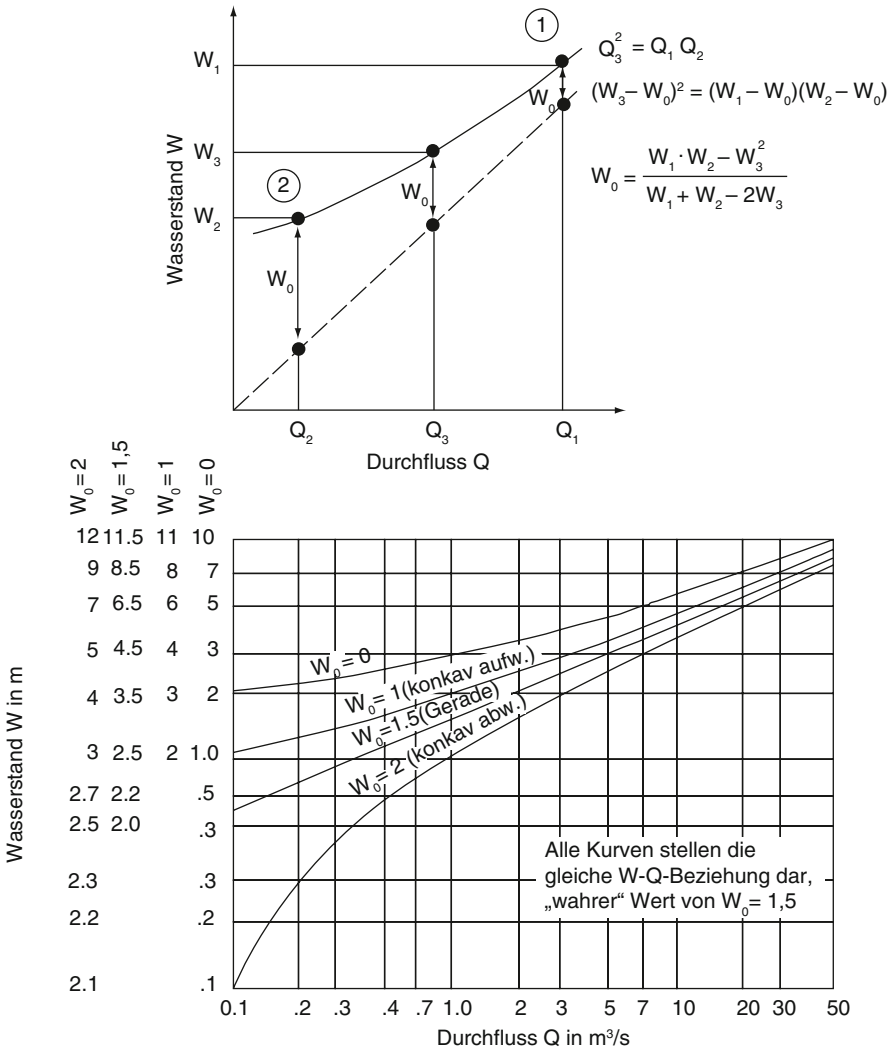


Abb. 5.54 Schematische Darstellungen zur Linearisierung der Durchflusskurve auf doppelt-logarithmischem Papier für die Bestimmung des Parameters W_0. (Gurtz 1992)

zu klein bemessen, so ergibt sich eine konkav nach oben gekrümmte Linie, bei zu großem W_0 eine konkav nach unten gekrümmte Linie.

Eine zweite Bestimmungsmethode von W_0 wird anhand von Abb. 5.55 erläutert. Aus der Darstellung der Durchflusskurve in doppelt-logarithmischem Papier wird der zwischen 1 und 2 zu linearisierende Bereich herausgegriffen, wobei sich die Linearisierung über die Subtraktion des richtigen Wertes W_0 von W gibt. Zunächst

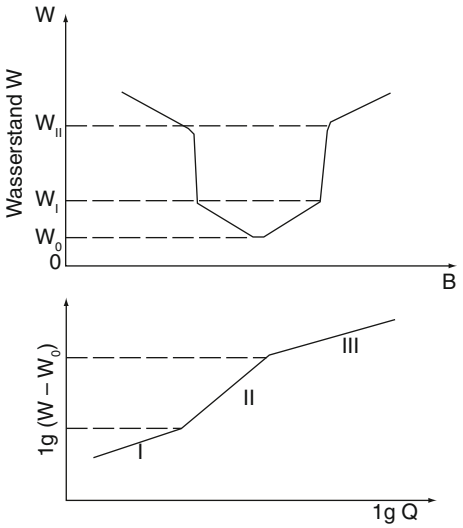


Abb. 5.55 Darstellung der durch die Profilgeometrie bedingten Veränderung der W-Q-Beziehung im doppelt-logarithmischen Maßstab. (Gurtz 1992)

werden an den Stellen 1 und 2 die Wertepaare Q_1 und W_1 sowie Q_2 und W_2 abgegriffen und ein dazwischenliegender Wert von Q_3 berechnet über

$$Q_3^2 = Q_1 \cdot Q_2. \tag{5.30}$$

Dazu wird aus der Kurve der Wert von W_3 bestimmt und schließlich in Übereinstimmung mit den Eigenschaften des doppelt-logarithmischen Papiers der Wert von W_0 so errechnet, dass sich eine Gerade ergibt (Abb. 5.54):

$$\begin{aligned} (W_3 - W_0)^2 &= (W_1 - W_0)(W_2 - W_0) \\ W_0 &= \frac{W_1 \cdot W_2 - {W_3}^2}{W_1 + W_2 - 2W_3}. \end{aligned} \tag{5.31}$$

Plötzliche Veränderungen, z. B. in der Profilgeometrie begründete Nichtlinearitäten der Durchflusskurve, bewirken eine aus mehreren Parabelästen zusammengesetzte W-Q-Beziehung. Dabei liegen die Knickpunkte der Kurvenäste jeweils in der Höhe der markanten Profiländerungen (z. B. der Ausuferungshöhe). Die Durchflussfunktionen sind dann für jeden Kurvenast bzw. jeden im logarithmischen Maßstab dargestellten Geradenabschnitt gesondert zu bestimmen (Abb. 5.55) nach:

$$\begin{array}{lll} Q(I) & a_1(W - W_0)^{n_1} & \textit{für } W \le W_I \\ Q(II) & a_2(W - W_0)^{n_2} & \textit{für } W_I < W \le W_{II} \\ Q(III) & a_3(W - W_0)^{n_3} & \textit{für } W > W_{II}. \end{array} \tag{5.32}$$

Der Wert von W_0 ist für alle Abschnitte konstant.

Wurde W_0 nach einer der beiden Vorgehensweisen festgelegt, dann können die Parameter a und n von Gl. (5.28) analytisch bestimmt werden nach:

$$ln\,a = \frac{\ln Q_2 \cdot \ln(W_1 - W_0) - \ln Q_1 \cdot \ln(W_2 - W_0)}{\ln(W_1 - W_0) - \ln(W_2 - W_0)} \tag{5.33}$$

und

$$n = \frac{\ln Q_1 - \ln Q_2}{\ln(W_1 - W_0) - \ln(W_2 - W_0)}. \tag{5.34}$$

Die Wertepaare Q_1, W_1 und Q_2, W_2 werden jeweils am unteren und oberen Teil der Durchflusskurve bzw. ihrer Teilabschnitte entnommen.

Wenn die Anpassung auf der Grundlage der vorgestellten Parabel n-ter Ordnung keine zufriedenstellenden Ergebnisse liefert, bietet sich die Anwendung eines *Polynoms n-ten Grades* an. Die allgemeine Gleichung lautet:

$$Q = W_0 + b_1 \cdot W + b_2 \cdot W^2 + \cdots b_m \cdot W^m. \tag{5.35}$$

Meist reicht ein Polynom 3. oder 4. Grades. Die Anpassung erfolgt rechnerisch über das Verfahren der kleinsten quadratischen Abweichungen. In ISO 7066/2 (1997) sind die statistischen Verfahren ausführlich dargestellt. Wegen der umfangreichen notwendigen Berechnungsschritte ist die Durchführung dieser Verfahren nur unter Einsatz von geeigneter verfügbarer Software praktikabel. Abb. 5.56 zeigt ein Bei-

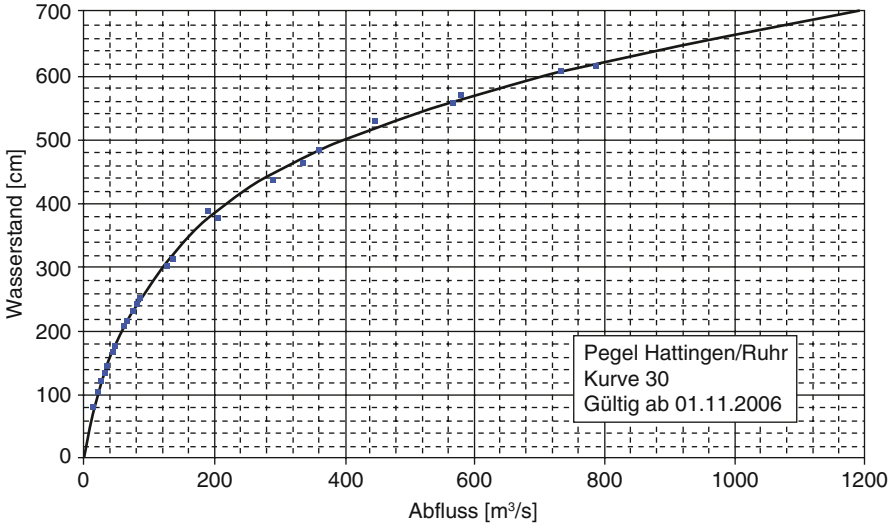


Abb. 5.56 Anpassung der Durchflusskurve des Pegels Hattingen/Ruhr mit Hilfe eines Polynoms 3. Grades (Quelle: Ruhrverband)

spiel einer mit einem Polynom 3. Grades angepassten Durchflusskurve. (Die mathematische Darstellung ist aus WMO (1980) und Gurtz (1992) entnommen, ansonsten wird auf ISO 1100/2 (1998) verwiesen).

Als weitere statistische Linearisierungsmöglichkeit bieten sich Exponentialfunktionen des Typs $y = b \cdot e^{ax}$ an. Spezialsoftware zum Editieren von Durchflusskurven wie WISKI SKED Vers. 6.1 (Kisters 2009), PADUA Vers. 6.0 (ProAqua 2006) bietet für den Benutzer jeweils die hier aufgeführten Möglichkeiten der EDV-gestützten Aufstellung von Durchflusskurven einschließlich zusammengesetzter Kurven standardmäßig an.

c) numerisch-hydraulische Aufstellung von Durchflusskurven Wenn die unter a) und b) aufgezeigten Verfahren auf Grund komplexer Rahmenbedingungen an der Messstelle, wie z. B. Ausuferung in Vorländer, gekrümmter Gewässerverlauf, störende Einbauten im Durchflussquerschnitt u. Ä., keine brauchbaren und konsistenten Ergebnisse liefern, können ein- oder zweidimensionale numerisch-hydraulische Berechnungen mit Hilfe von Simulationsmodellen durchgeführt werden. Häufig beschränkt sich ihr Einsatz auf die Extrapolation von vorhandenen Durchflusskurven in Bereiche ohne Messungen (s. Kap. 5.4.3), aber es können auch herkömmliche Durchflusskurven erarbeitet und/oder überprüft werden.

Eindimensionale hydraulische Modelle sind heute weitverbreitet, da sie relativ leicht zu handhaben sind. Da diese Modelle im Prinzip Wasserspiegellagen im Bereich der Pegelstrecke berechnen, werden lediglich einige Querprofile der eigentlichen Gewässerstrecke mit der Messeinrichtung sowie der oberstromigen und unterstromigen Gewässerbereiche benötigt. Wenn keine weiträumigen Ausuferungen auftreten, die Rauigkeitsverhältnisse im Gewässer relativ konstant sind und keine flussmorphologischen Veränderungen untersucht werden sollen, reichen eindimensionale Modelle zur Aufstellung und Kontrolle von Durchflusskurven aus. Aus der Fülle von durchgeführten eindimensionalen Modellrechnungen sind beispielhaft in Abb. 5.57 die mit HEC-RAS 3.13 berechneten Wasserspiegellagen am Pegel Hattingen/Ruhr für Durchflüsse zwischen 24 und 916 m³/s dargestellt.

Es ist zu erkennen, dass bei Hochwasserabflüssen das oberhalb km 52,5 liegende Streichwehr überspült wird und in den Wasserspiegel-Längsschnitten kaum mehr zu erkennen ist (weitere eindimensionale hydraulische Modelluntersuchungen s. Schlenkhoff u. Bung 2007). Die methodischen Grundlagen dieser Vorgehensweise sind in Dose, Morgenschweis u. Schlurmann (2002) zusammenfassend dargestellt.

Spielen jedoch variierende Rauheitseinflüsse durch angrenzenden Bewuchs, Ausuferungen in große Vorländer oder veränderte Flussmorphologie eine Rolle, müssen *zweidimensionale hydraulische Modelle* verwendet werden. Hierbei wird im Prinzip die mathematische Beschreibung der komplexen Strömungsvorgänge in teilgefüllten Profilen in Form von gekoppelten nichtlinearen partiellen Differenzialgleichungen vereinfacht mit Hilfe von Finite-Element-(FEM-) Simulationen gelöst. FEM-Simulation turbulenter Strömungen sind ein eigenes Forschungsgebiet in der Hydraulik. Kölling (1994) hat diese Konzeption auf offene Gerinne heruntergebrochen und setzt sie seitdem erfolgreich zur Aufstellung und Überprüfung von Durchflusskurven ein (s. auch Kalibrierung von Ultraschallmessanlagen in Kap. 5.5).

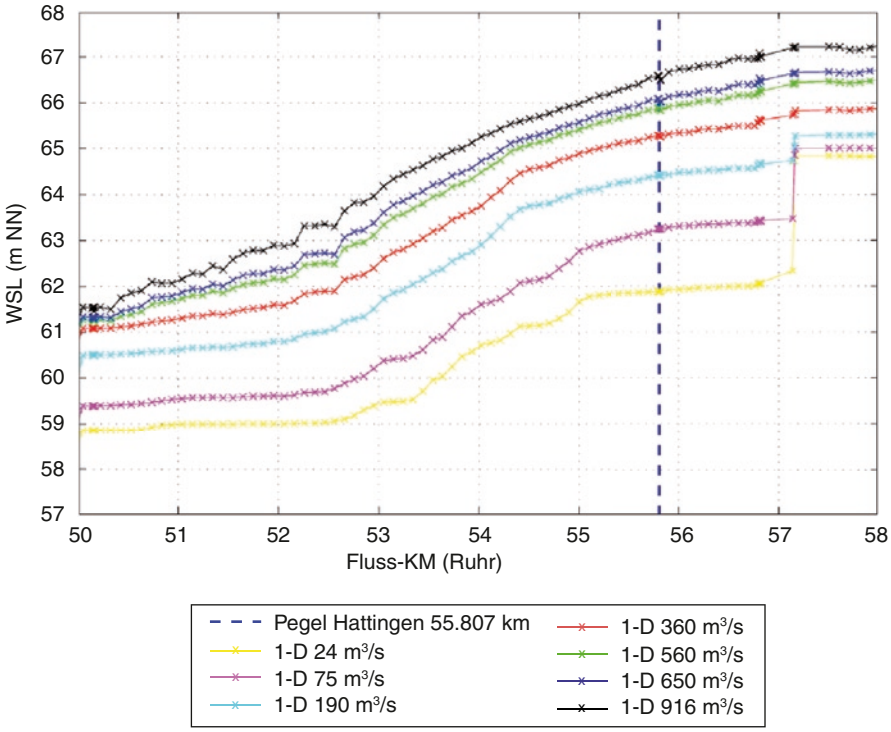


Abb. 5.57 Wasserspiegellagen zwischen Ruhr-km 50 und 58 im Bereich des Pegels Hattingen ermittelt mit einem eindimensionalen hydraulischen Modell. (Oertel et al. 2009)

Am Beispiel der Überprüfung und Neuaufstellung der Durchflusskurve für den Pegel Hattingen an der unteren Ruhr, der einer der maßgeblichen Steuerpegel für den Echtzeitbetrieb des Ruhrtalsperrensystems ist, soll im Folgenden eine solche zweidimensionale Modelluntersuchung vorgestellt werden (Oertel, Schlenkhoff u. Morgenschweis 2009).

Im August 2007 waren, bedingt durch außergewöhnliche Niederschläge, im Einzugsgebiet der Ruhr sehr hohe Wasserstände beobachtet worden, die in dieser Größenordnung und insbesondere in einem Sommerhalbjahr in den letzten vier Jahrzehnten nicht auftraten. Die gültigen Durchflusskurven basierten auf über das gesamte Abflussspektrum durchgeführten Kalibrierungsmessungen, wobei die höheren Durchflüsse im Gültigkeitszeitraum der aktuellen Durchflusskurven nur im Winter auftraten. Für größere Durchflüsse als die bisher beobachteten wurden die Abflüsse durch *Extrapolation* der Durchflusskurve bestimmt. Hierfür wurden unterschiedliche Extrapolationsmethoden verwendet (s. Kap. 5.4.3); die Daten des August-Hochwassers erwiesen sich jedoch als nicht mehr schlüssig. Wegen der herausragenden wasserwirtschaftlichen Bedeutung des Pegels Hattingen (Ruhr) wurde daher eine zweidimensionale numerisch-hydraulische Simulation unter Beachtung von veränderten Bewüchsen und veränderter Flussmorphologie durchgeführt, da

bei einer Ortsbesichtigung erkannt wurde, dass sowohl die Bewuchssituation als auch die morphologischen Randbedingungen unterhalb des Pegels sich in den letzten Jahren verändert hatte. Diese sind geometrisch komplex und können im eindimensionalen hydraulischen Modell nur annähernd abgeschätzt werden. Daher wurde eine zweidimensionale Modellierung als notwendig erwogen. Die Unterwasserrandbedingungen für das zweidimensionale Modell konnten aus vorhandenen eindimensionalen Modellrechnungen übernommen werden, ohne dass diese Randbedingungen aber bereits prägend für den Nahbereich des Pegels wurden.

Als wichtigster Bestandteil eines numerischen Modells ist generell eine ausreichende Datengrundlage anzusehen. So waren neben hydraulischen auch geometrische Daten zur Erstellung eines Geländemodells im Maßstab 1:5000 zu erheben. Für die hier durchgeführten Untersuchungen lagen sowohl Durchflussmessungen und Durchflusskurven als auch diverse Geländehöhen- und Profildaten vor. Zusätzlich wurden eigene Vermessungsarbeiten mit DGPS-Geräten in den Vorländern zur Verifizierung durchgeführt.

Das numerische zweidimensionale (2-D-) Modell für Hattingen wurde mit Hilfe der Software Surface-water Modeling System (SMS) in der Programmversion 9.0 erstellt. Als Rechenkern fand das Modell HYDRO_AS-2D in der Version 2.2 Verwendung (Nujic 2006). Nach Implementierung der Geländehöhen und Profildaten wurde ein Finite-Element-Netz bestehend aus Rechteck- und Dreieckbausteinen, für den gesamten Untersuchungsraum flächendifferenziert aufgebaut (Abb. 5.58).

Daraufhin erfolgte die erste grundlegende Zuordnung von Rauheitswerten. Kalibriert wurde das Modell mit Hilfe von Messwerten sowie Wasserspiegellagen

Abb. 5.58 Finite-Element-Netz des 2D-Modells für den Untersuchungsraum des Pegels Hattingen/Ruhr. (Oertel et al. 2009)

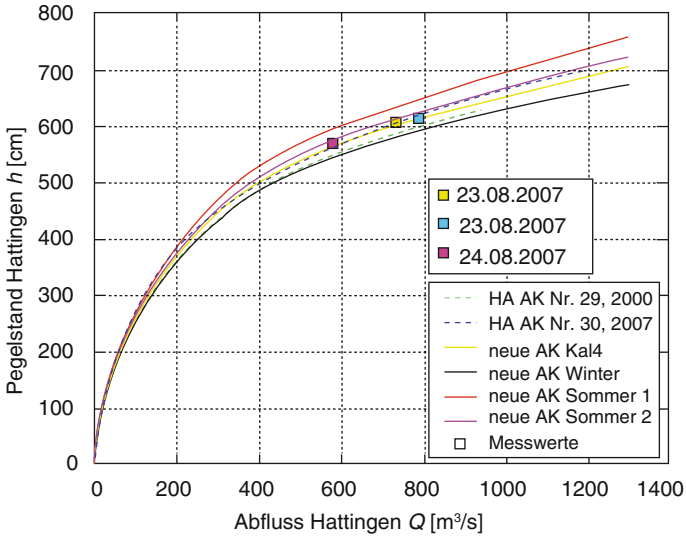


Abb. 5.59 Neue Durchflusskurven für den Pegel Hattingen/Ruhr mit saisonaler Differenzierung bezüglich verschiedener Bewuchssituation, *AK* Abflusskurve. (Oertel et al. 2009)

aus einem vorhandenen eindimensionalen Modell. Für große Durchflüsse lagen dabei jedoch nur vereinzelt Messwerte vor – zuletzt vom Extremhochwasser im August 2007. Bei der Kalibrierung wurde insbesondere die saisonale Verteilung der Messwerte berücksichtigt, da die Bewuchssituation scheinbar einen maßgeblichen Einfluss auf die Wasserspiegellagen hat. Aus diesem Grund wurden Szenarien für verschiedenen Sommer- und Winterbewuchs numerisch simuliert. Details über die Modellerstellung und Kalibrierung sowie die im numerischen Modell verwendeten Rauheiten in Abhängigkeit der oben genannten Szenarien können Oertel et al. (2009) entnommen werden.

Als *Ergebnis* der Szenarienrechnungen wurden neue Durchflusskurven für sommerliche und winterliche Bewuchssituationen vorgeschlagen, welche eine Einhüllende der zu erwartenden Durchflüsse bilden. Abb. 5.59 zeigt diese Durchflusskurven sowie die bei den Hochwasserereignissen im August 2007 ermittelten Messwerte. Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung mit den gemessenen Abflüssen. Da auf Grund der jährlichen Schwankungen und Veränderungen nicht von festen Zeitpunkten bestimmter Vegetationsformen ausgegangen werden kann, muss individuell entschieden werden, welche der entwickelten Durchflusskurven zum jeweiligen Zeitpunkt zu wählen ist. Gegebenenfalls sind bestimmte Ereignisse gesondert aufzumessen, um weitergehende Erfahrungen sammeln zu können.

Das Berechnungsbeispiel belegt, dass numerische 2-D-Simulationen als brauchbares Werkzeug zur Beschreibung und Klärung querschnitts- und vegetationsbedingter Phänomene im Bereich von Pegelmessstellen erfolgreich eingesetzt werden können. Mit ihrer Hilfe ist es möglich, vorhandene Durchflusskurven, insbesondere

bei komplexen Querschnittssituationen mit ausgeprägten Vorländern und wechselnder Vegetation, zu überprüfen.

d) hydraulische Modellversuche zur Aufstellung von Durchflusskurven: Wie in Kap. 5.3.10 im Zusammenhang mit der Kalibrierung von Durchflussmessbauwerken am Beispiel eines kurzen Venturikanals dargestellt, besteht auch die Möglichkeit, eine Wasserstand-Durchfluss-Beziehung mit Hilfe eines Maßstabmodells in einem Wasserbaulabor aufzustellen. Wegen der einzuhaltenden Modellgesetze und damit die im Modell ermittelten Durchflusskurven ohne wesentliche Reduzierung der Messgenauigkeit auch auf den Naturquerschnitt übertragen werden können, sollten hydraulische Modelle für diesen Zweck nur bis zu einem Maßstab von 1:4 angewandt werden (Barczewski 1983). Das schränkt diese Möglichkeit zur Erstellung von Durchflusskurven auf kleine Gerinne ein. Hinzu kommen die relativ hohen Kosten für die Erstellung von physikalischen Modellen von natürlichen unregelmäßigen Querschnitten. Daraus resultiert, dass solche Modelle meist nur bei sehr komplexen Randbedingungen mit hohen Genauigkeitsanforderungen zum Einsatz kommen und dann nicht nur zur Kalibrierung, sondern auch zur optimierenden Bemessung von Genehmigungsentwürfen verwenden werden. In der Praxis werden Modellversuche zudem bevorzugt für Durchflussmessbauwerke durchgeführt, da hier mit einer längerfristigen Stabilität des Messgerinnes gerechnet werden kann (weitere Details s. Barczewski 1983; Westrich 1992; Boiten 2008).

5.4.3 Extrapolation im Hoch- und Niedrigwasserbereich

Im Hoch- und Niedrigwasserbereich sind Durchflusskurven meist unzureichend oder nur mit ungenauen Messungen belegt; im Hochwasserbereich resultiert dies aus technischen Schwierigkeiten bei der Messung und im Niedrigwasserbereich aus häufigen Veränderungen des Niedrigwasserbetts. Als Beispiel fehlen in Abb. 5.52 typischerweise Messwerte für die extrem hohen Durchflüsse. Deshalb muss in der Regel die Durchflusskurve in diesen Bereichen extrapoliert werden.

Zur Extrapolation einer Durchflusskurve können unterschiedliche Methoden angewendet werden, wobei sich folgende Verfahren nach WMO (II 1980) besonders bewährt haben:

a) Extrapolation über doppelt-logarithmische Verlängerung,
b) Extrapolation der Geschwindigkeitsflächen,
c) Extrapolation mit Hilfe hydraulischer Größen.

a) Extrapolation über doppelt-logarithmische Verlängerung: Mit Hilfe von Gl. (5.28) in Kap. 5.4.2 wird eine Wasserstand-Durchfluss-Beziehung rechnerisch aufgestellt und W_0 nach Gl. (5.31) ermittelt. Die daraus resultierende Q-(W-W_o)-Beziehung wird in ein doppelt-logarithmisches Netzpapier (manuell oder per Rechner) eingetragen. Die sich im Normalfall ergebende geradlinige Durchflusskurve (vgl. Abb. 5.53 und 5.55) kann nun verlängert werden. Wie weit eine solche Extra-

polation gehen darf, sollte in Abhängigkeit von den geometrischen Gegebenheiten des Messprofils entschieden werden. Generell müssen Extrapolationen in nicht durch Messwerte belegten Bereichen mit großer fachlicher Sorgfalt durchgeführt werden.

b) Extrapolation über die Geschwindigkeitsflächen: Ist das Messprofil relativ stabil und durch entsprechende Aufnahmen gut bekannt, dann kann nach Gerhard (1971) die Beziehung $v_m = f(W)$ extrapoliert werden und über die Beziehung $A = f(W)$ sowie über die allgemeine Grundgleichung $Q = v_m \cdot A$ der Durchfluss berechnet werden. Um Rauhigkeitswechsel im Profil zu erkennen und verschiedene Bereiche der Durchflusskurve abgrenzen zu können, werden die Hilfskurven

$$f(W) = \frac{v_m}{v_o} \tag{5.36}$$

und

$$f(W) = \frac{v_m}{v_{\max}} \tag{5.37}$$

mit

v_m = mittlere Geschwindigkeit
v_o = Oberflächengeschwindigkeit
$v_{\max}$ = maximale Geschwindigkeit

herangezogen und in ein lineares Koordinatensystem eingezeichnet (Abb. 5.60).

Bei der rechnerischen Auswertung von Durchflussmessungen nach dem Mehrpunktverfahren enthalten die tabellarischen Ergebniszusammenstellungen die für dieses Verfahren der Extrapolation erforderlichen Werte von v_m, v_o und $v_{\max}$ (vgl. Tab. 4.8 in Kap. 4.5.13); das Gleiche gilt für die Ergebnistabellen der Auswertung von ADCP-Messungen mit AGILA 6.3 (s. Tab. 4.16 in Kap. 4.6.2). Dadurch wird die Anwendung dieser Extrapolationsmethode erleichtert.

Wenn die Durchflussmessung immer im gleichen Profil unter Verwendung der gleichen Messlotrechten erfolgt, dann kann die Geschwindigkeitsverteilung auch für die einzelnen Messlamellen extrapoliert werden. Dieses Verfahren ist relativ aufwändig. Es hat aber den Vorteil, dass Fehler in den Messungen besser erkannt

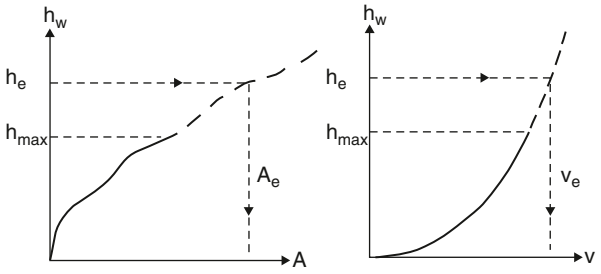


Abb. 5.60 Extrapolation über eine $A = f(W)$- und $v = f(W)$-Grafik (Boiten 2008)

und Teildurchflussmessungen (Vorland bei Hochwasser, Messungen bei Schiffsverkehr) berücksichtigt werden können.

c) Extrapolation mit Hilfe hydraulischer Größen: In der Praxis hat sich das empirische Verfahren nach van Rinsum (1941), im englischsprachigen Raum „conveyance slope method" genannt (WMO II 1980) bewährt, bei dem vom Grundsatz her die allgemeine Durchflussgleichung in zwei Faktoren zerlegt wird:

$$Q = C\sqrt{I} \cdot P \ [\mathrm{m^3/s}] \tag{5.38}$$

mit

C = Rauigkeitsbeiwert für den Messquerschnitt [$\mathrm{m^{1/2}/s}$]
I = Wasserspiegellängsgefälle im Bereich der einzelnen Messlotrechten bzw. gemittelt über das Messprofil
P = Profilwert für einen Bezugswasserstand W [$\mathrm{m^{5/2}}$].

$C\sqrt{I}$ in Gl. (5.47) erfasst den Einfluss der schwer erfassbaren Größen Rauhigkeit und Gefälle, der Profilwert P charakterisiert dagegen den Messquerschnitt.

P bezieht sich auf die Maße des Messquerschnitts und lässt sich leicht auf einen Wasserstand bezogen aus Profilaufnahmen ermitteln nach

$$P = \int_0^b h^{3/2} db \ [\mathrm{m^{5/2}}] \tag{5.39}$$

mit

h = Wassertiefe in den einzelnen Messlotrechten [m]
b = Breite des Wasserspiegels [m].

In Verbindung mit der grafischen Auswertung einer Durchflussmessung sollten deshalb auch stets die Werte von $h^{3/2}$ über den Messlotrechten aufgetragen und der Profilwert aus der Fläche unter dieser Kurve über die gesamte Flussbreite ausplanimetriert werden (Abb. 5.57). Da bei dieser Art der Auswertung auch die Geschwindigkeitsflächen f_V für die einzelnen Messlotrechten ermittelt werden, kann für jede Messlotrechte der Ausdruck

$$C\sqrt{I} = \frac{f_v}{h^{3/2}} \tag{5.40}$$

bestimmt werden und somit die $C\sqrt{I}$-Linie über den Messquerschnitt zur Charakterisierung der Rauhigkeit und des Gefälles konstruiert werden (Abb. 5.61).

Für die Extrapolation der Durchflusskurve $Q = f(W)$ sind für die jeweilige Messstelle die Beziehungen

$$P = f(W) \quad \text{und} \quad C\sqrt{I} = f(W) = \frac{Q}{P} \tag{5.41}$$

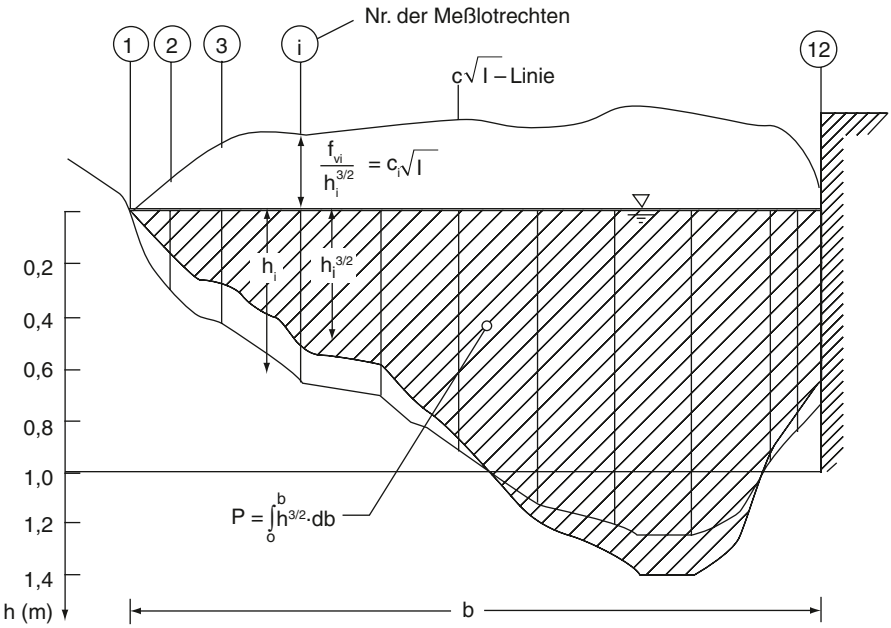


Abb. 5.61 Beispiel für die Ermittlung des Profilwerts P und der $C\sqrt{I}$-Linie. (Pegelvorschrift 1991)

einschließlich ihrer Extrapolation in den nicht durch Messungen belegten Bereich zu entwickeln.

Aus den einzelnen Durchflussmessergebnissen werden die Werte $C\sqrt{I} = Q/P$ errechnet und als Wertepaare $(C\sqrt{I},\ W)$ in ein Koordinatensystem eingetragen. Durch die Punkte dieser Wertepaare wird eine ausgleichende Kurve gezogen, die auch zuverlässig extrapoliert werden kann. Aus den Beziehungen $P = f(W)$ und $C\sqrt{I} = f(W)$ kann für jeden Wasserstand W der zugehörige Durchfluss Q als Produkt

$$Q = P \cdot C\sqrt{I} \tag{5.42}$$

bestimmt werden.

Die Werte $C\sqrt{I} = Q/P$ werden bei jeder einzelnen Durchflussauswertung mitangegeben (vgl. Tab. 4.8 in Kap. 4.5.13 sowie Tab. 4.16 in Kap. 4.6.2); dadurch wird die Konstruktion der Hilfskurven erleichtert.

Berechnungsbeispiel Für das in Abb. 5.62 dargestellte Beispiel soll der Durchfluss bei einem gemessenen Wasserstand von 250 cm ermittelt werden. Die gültige Durchflusskurve ist nur bis $W = 200$ cm durch Messwerte belegt (ausgezogene Q-Linie in Abb. 5.62).

1. Ermittlung des P-Wertes aus der P-Linie für $W = 250$ cm:
   $P = 69\ \mathrm{m}^{5/2}$
2. Ermittlung des $C\sqrt{I}$-Werts aus der $C\sqrt{I}$-Hilfskurve:

$C\sqrt{I} = 2{,}0\ \mathrm{m}^{1/2}/\mathrm{s}$

3. Berechnung des Durchflusses nach Gl. (5.42):

$Q = 69 \times 2{,}0 = 138\ \mathrm{m}^3/\mathrm{s}$

Der so ermittelte Durchfluss beträgt 138 m³/s.

Das von van Rinsum 1941 entwickelte Verfahren beruht auf der Geschwindigkeitsformel $v = C\sqrt{R \cdot I}$ Es kann analog auch für die Geschwindigkeitsformel nach Manning-Strickler $v = k_{st}\sqrt{I} \cdot \sqrt[3]{R^2}$ entwickelt werden.

Es gilt dann:

$$Q = k_{st} \cdot \sqrt{I} \cdot P_{st} \tag{5.43}$$

mit

k_{st} = Rauigkeitsbeiwert nach Strickler [$\mathrm{m}^{1/3}/\mathrm{s}$].

Es empfiehlt sich, mehrere Methoden der Extrapolation für einen Pegel parallel anzuwenden, um die Zuverlässigkeit zu erhöhen. Bei Umflut oder Ausuferung während Hochwasser sind diese Methoden getrennt für Vorland (Umflut) und Flussbett anzuwenden.

Es sollte aber auch daran gedacht werden, in Form einer regionalen Analyse Vergleiche zu den Durchflüssen an benachbarten Pegeln anzustellen oder für den Hochwasserbereich Anhaltswerte durch Anwendung von Flood Routing-Verfahren oder Niederschlag-Abfluss-Modellen zu finden.

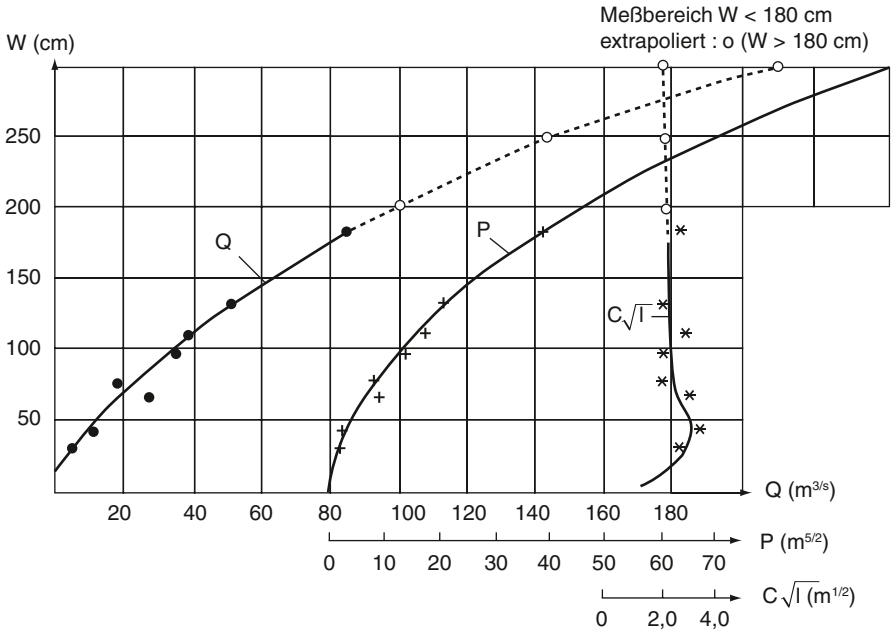


Abb. 5.62 Beispiel für die Extrapolation einer Durchflusskurve aus berechneter P-Kurve und extrapolierter $C\sqrt{I}$ -Kurve (Pegelvorschrift 1991)

d) Extrapolation mit Hilfe numerisch-hydraulischer Modelle: Die unter a) bis c) vorgestellten Konzepte basieren auf der Annahme von gleichförmiger Strömung. Wenn im Bereich der Pegelanlagen bei größeren Hochwässern jedoch die Wasserspiegelneigung durch stark ungleichförmige Strömung beeinflusst wird, was häufig der Fall ist, darf die Durchflusskurve im Hochwasserbereich an sich nicht über Extrapolation aus gemessenen Daten abgeleitet werden. Hier bietet sich die Anwendung numerisch-hydraulischer Modelle, wie sie in Kap. 5.4.2 im Abschnitt c) im Zusammenhang mit dem Aufstellen von Durchflusskurven behandelt wurden, an.

Diese Methodik wurde z. B. an den Pegeln Wetter und Hattingen an der Ruhr und Hagen-Hohenlimburg an der Lenne nach Ablauf der extremen Hochwasser im August 2007, bei denen extreme Scheitelwerte des Wasserstands beobachtet wurden, angewandt (Oertel et al. 2009).

5.4.4 Festlegen des zeitlichen Gültigkeitsbereichs

Vorab ist zu betonen, dass Wasserstand-Durchfluss-Beziehungen grundsätzlich *zeitvariant* sind, da die für die Durchflusskurve maßgebende Gerinnehydraulik sich im Laufe der Zeit durch Erosions- und Akkumulationsprozesse, durch bauliche Eingriffe im Ober- und Unterwasser, aber auch durch jahreszeitlich unterschiedliche Wasserpflanzen, durch Eis etc. verändern können.

Abbildung 5.63 zeigt exemplarisch den Einfluss von Verkrautung und Sohlenerosion auf eine Durchflusskurve. Verkrautung verursacht kurzfristige, saisonbedingte Veränderungen, wohingegen Sohlenerosion langfristigen Charakter hat.

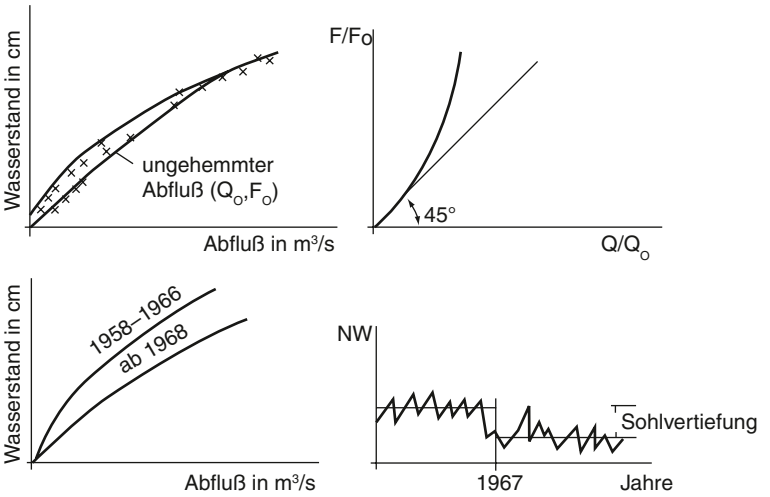


Abb. 5.63 Veränderungen von Durchflusskurven durch **a** saisonale Verkrautung **b** Sohlenerosion. (Maniak 1997)

Daher muss einer Durchflusskurve immer ein *Gültigkeitszeitraum* zugeordnet werden.

Regelmäßige Kontrollmessungen sind aus diesen Gründen zur Überprüfung der Gültigkeit einer Durchflusskurve zwingend. Die Häufigkeit dieser Kontrollen ist vom Zustand des Messprofils abhängig: bei mit Messbauwerken (Wehre, Schwellen etc.) ausgebautem Querschnitt kann davon ausgegangen werden, dass das Messprofil kaum oder keine Veränderungen mit der Zeit aufweist; hier reichen zwei bis drei Kontrollmessungen pro Jahr. Bei naturbelassenen Messquerschnitten in Lockersedimenten muss der Messrhythmus auf 10 bis 12 Messungen pro Jahr erhöht und bei Messstellen mit Verkrautung die Messabfolge in der Vegetationsperiode noch mehr verdichtet werden. Diese Festlegungen werden naturgemäß auch von der wasserwirtschaftlichen Bedeutung einer Messstelle mitgeprägt. So werden in der Praxis bei Pegeln, die z. B. für die Echtzeitsteuerung eines komplexen Talsperrensystems benötigt werden, solche Kontrollmessungen in wöchentlichem Rhythmus durchgeführt (Morgenschweis 2001; Morgenschweis et al. 2002).

Die erste und einfachste *Kontrolle* ist das Eintragen der Einzelmessungen in die Grafik mit der gültigen Durchflusskurve; Abb. 5.52 dokumentiert dies. Liegen mehrere Messergebnisse systematisch über oder unter der Durchflusskurve, muss die Neuaufstellung der Durchflusskurve ins Auge gefasst werden. Zuvor ist es jedoch zwingend erforderlich, vor Ort den Messquerschnitt großräumig auf Veränderungen zu untersuchen, um die Ursachen für Veränderungen zu finden.

Eine sich aus den Kontrollmessungen ergebende Korrektur der Durchflusskurve muss dann erfolgen, wenn systematische Abweichungen festgestellt werden und diese die in Kap. 5.4.6 genannten Kriterien überschreiten oder eine plötzliche deutliche Änderung der morphometrischen bzw. hydraulischen Durchflussbedingungen im Messprofil erkennbar ist. Bei Letzterer kann der Termin der Gültigkeit der neuen W-Q-Beziehung relativ eindeutig fixiert werden. Ansonsten muss versucht werden, diesen Zeitpunkt aus den Beobachtungen und Geschehnissen am Messprofil abzuleiten. Ist der Zeitpunkt der Änderung der W-Q-Beziehung nicht eindeutig festzustellen, so ist ein plausibler Übergang (z. B. durch lineare Anpassung) zu wählen.

Zum besseren Erkennen von Veränderungen der Durchflusskurve empfiehlt es sich, die Abweichungen ΔW oder ΔQ von der gültigen Durchflusskurve einmal in Abhängigkeit von der Zeit und zum anderen in Abhängigkeit vom Wasserstand W bzw. Durchfluss Q aufzutragen (Abb. 5.64). Hieraus können Rückschlüsse sowohl auf den Bereich wie auch auf den Zeitpunkt der Korrektur gezogen werden.

Für das Festlegen der zeitlichen Gültigkeitsbereiche der einzelnen Durchflusskurven ist eine Darstellung der Wasserstandsganglinie über längere Zeit geeignet, z. B. als Plot der Wasserstände (Tagesmittel) eines Jahres. Darin sollten die Durchflussmessungen und alle wichtigen Informationen über Besonderheiten und Beeinflussungen der Wasserstände eingetragen werden, um Ursachen mit Zeitbezug erkennen zu können, die u. U. zur Änderung der W-Q-Beziehung geführt haben, z. B. Hochwasserereignisse.

Bei häufiger Veränderung der hydraulischen Bedingungen, z. B. bei starker Verkrautung, können – um nicht in sehr engem zeitlichen Raster immer neue Durch-

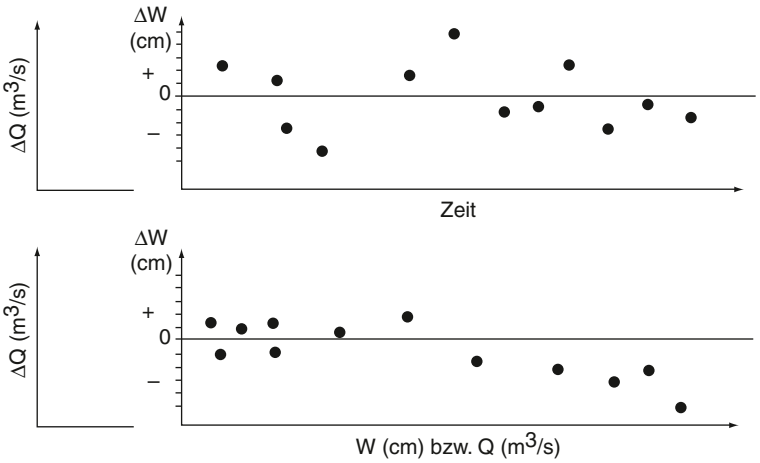


Abb. 5.64 Darstellung der Abweichung von Durchflussmessergebnissen von der gültigen Durchflusskurve. (Pegelvorschrift 1991)

flusskurven aufstellen zu müssen – das η- oder das ΔW-Verfahren angewandt werden, die in Kap. 5.4.7 behandelt werden.

Weiterführende Literatur zur Extrapolation von Durchflusskurven finden sich in Euler (1983), Gerhard (1971), Daucher (1992), Kaldenhoff et al. (1992).

5.4.5 Durchflusstabelle (Abflusstafel)

Ist eine Durchflusskurve gemäß den Vorgaben in den Kap. 5.4.2 bis 5.4.4 aufgestellt, extrapoliert und ihr zeitlicher Gültigkeitsbereich festgelegt, wird aus den Koordinaten der Durchflusskurve eine Durchflusstabelle aufgestellt, die eine eindeutige Umsetzung der Wasserstände in Durchflüsse gewährleistet und hierfür maßgebend ist.

In der Durchflusstabelle sind nach Pegelvorschrift (1991) die Durchflüsse stets mit so vielen Dezimalstellen anzugeben, dass sich für den möglichen, auf volle Zentimeter gerundeten Wasserstand, ein eindeutiger unterschiedlicher Durchfluss ergibt.

Die Erstellung der Durchflusstabelle kann manuell durch Abgreifen ausgewählter Stützpunkte auf der Durchflusskurve oder per EDV erfolgen. Die heute in der Praxis eingesetzte Software ermöglicht einen tabellarischen Ausdruck und die Einspeisung der gültigen Tabelle als Datenfile, einerseits in die Online-Datenerfassung, damit vor Ort unmittelbar nach Abschluss einer Durchflussmessung die Abweichung dieses Ergebnisses von der aktuell gültigen Durchflusskurve überprüft werden kann (vgl. Kap. 4.5.13) und andererseits in die weitergehenden statistischen Bearbeitungsprogramme, mit denen z. B. Haupttabellen, Jahrbuchseiten etc. erstellt werden (Kap. 8).

5.4.6 Sensitivität und Unsicherheit von Durchflusskurven

5.4.6.1 Sensitivität von Durchflusskurven

Die Sensitivität oder auch, wie in Kap. 5.3.2 im Zusammenhang mit Durchflussmessbauwerken definiert, das hydraulische Auflösungsvermögen $R_a = \frac{\Delta h_1}{\Delta Q} = \tan\alpha$ (Gl. (5.6)), kann auch als Steigung der Durchflusskurve interpretiert werden und ist abhängig von der Form des hydraulischen Kontrollquerschnitts. Abb. 5.65 zeigt, dass bei einer steileren Durchflusskurve (Querschnitt 1) eine bestimmte Änderung des Wasserstands ΔW eine geringere Änderung der zugeordneten Durchflüsse Q_1 ergibt als bei einer flacheren Durchflusskurve (Querschnitt 2). Der Gradient der Durchflusskurve hat somit Einfluss auf die Unsicherheiten sowohl beim Erheben des Wasserstands, der einer Durchflussmessung zuzuordnen ist, als auch beim Anwenden der W-Q-Beziehung für die Durchflussermittlung aus kontinuierlichen Wasserstandsmessungen. Für die Durchflussermittlung ist besonders der Bereich der häufig und während Niedrigwasser auftretenden Wasserstände von Bedeutung, so dass hier vor allem ein großer Gradient anzustreben ist.

Der Gradient $\Delta W/\Delta Q$ der Durchflusskurve kann durch bauliche Maßnahmen, z. B. Einengen des Querschnitts, günstig beeinflusst werden (s. Kap. 5.3).

Im Allgemeinen variiert die Sensititivität in Abhängigkeit des Durchflusses und nimmt mit zunehmendem Durchfluss ab. Sie muss für jede Messstelle individuell bestimmt werden.

Neben dem hydraulischen Auflösungsvermögen gibt es noch weitere Punkte, die die Unsicherheit der Durchflussermittlung mit Hilfe von Durchflusskurven maßgeblich beeinflussen:

a) Jede Einzelmessung, die zur Aufstellung einer Durchflusskurve verwendet wird, hat Abweichungen ($\pm \Delta W$, $\pm \Delta Q$) vom wahren Wert (W, Q). Diese Abwei-

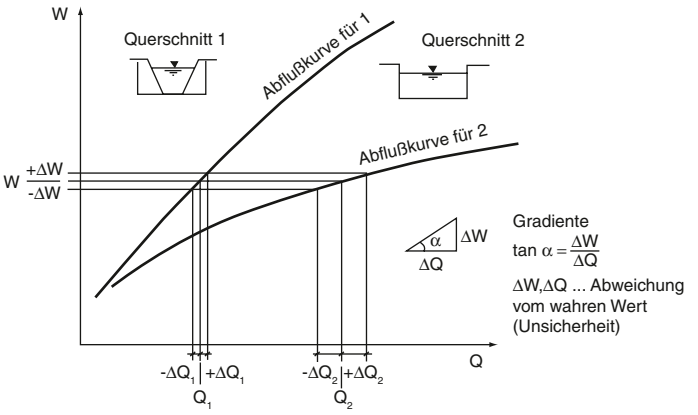


Abb. 5.65 Einfluss der Steigung der Durchflusskurve auf die Unsicherheit der Durchflussermittlung. (Nach Pegelvorschrift 1991)

chungen können zufällig oder systematisch sein. Zufällige Abweichungen der Ergebnisse einzelner Durchflussmessungen lassen sich durch eine Vielzahl von Einzelmessungen bei gleichen Durchflussbedingungen erkennen und durch die ausgleichende Wirkung der Durchflusskurve berücksichtigen.
Systematische Abweichungen infolge von Geräte- und Bedienungsfehlern können dagegen nur durch Kontrollmessungen mit anderen Geräten und anderem Personal erkannt und korrigiert werden.

b) Jede Kurvenkonstruktion, ob grafisch oder rechnerisch, stellt ein Näherungsverfahren dar, so dass wiederum zwischen Messwerten und Ausgleichskurve (Durchflusskurve) statistisch gesehen zufällige Abweichungen entstehen.
c) Veränderte hydraulische Durchflussbedingungen (schleichend oder abrupt) können systematische Abweichungen zur gültigen Durchflusskurve verursachen.

Diese Einzelgrößen können nach der HUG-Methodik (DIN ISO 25377 2008) einer Unsicherheitsanalyse unterzogen werden, wobei im Folgenden, abweichend von der Unsicherheitsbetrachtung zum Geschwindigkeitsflächenverfahren (s. Kap. 4.5.14), nach Typ A, d. h. über den Weg der statistischen Analyse von Vergleichsmessungen, vorgegangen werden soll.

Wird bei einem Wasserstand W der Durchfluss $Q_g(W)$ gemessen und aus der Durchflusskurve oder -tafel der entsprechende Wert $Q_t(W)$ entnommen, so ergibt sich eine Abweichung von

$$\Delta Q = Q(W) = Q_g(W) - Q_t(W) \tag{5.44}$$

und als relative Abweichung ΔQ_r

$$\Delta Q_r = \frac{Q_g(W)}{Q_t(W)}. \tag{5.45}$$

Die Unsicherheit der Durchflusskurve lässt sich dann über die Berechnung der Standardabweichung der Messwerte Q_g von den Werten der Durchflusskurve oder -tafel Q_t einschätzen:

$$u(Q) = 100\sqrt{\frac{1}{n_{A-1}}\left(\frac{Q_{gi} - Q_{ti}}{Q_{ti}}\right)^2} \; [\%] \tag{5.46}$$

mit

n_A = Anzahl der Messwerte
Q_{gi} = gemessene Durchflusswerte
Q_{ti} = aus Durchflusstabelle ermittelte Durchflusswerte.

Für die Berechnung der Standardabweichung sollte nach Gurtz (1992) der Gesamtbereich der W-Q-Beziehung in jeweils einen Niedrig-, Mittel- und Hochwasserbereich unterteilt werden. Sofern keine profilspezifischen Angaben über das Schwankungsverhalten der Durchflüsse vorliegen, wird folgende Abgrenzung der Bereiche empfohlen:

Niedrigwasser $Q \leq 0{,}5$ MQ
Mittelwasser $0{,}5$ MQ $< Q \leq 2{,}0$ MQ
Hochwasser $Q > 2{,}0$ MQ.

Eine Überarbeitung der Durchflusskurve wird dann dringend empfohlen, wenn

- die Abweichungen ($Q_{gi} - Q_{ti}$) überwiegend positiv oder negativ sind,
- eine der folgenden Grenzwerte überschritten wird:
  - u (Q) > 20 % im Niedrigwasserbereich
  - u (Q) > 5 % im Mittelwasserbereich und
  - u (Q) > 10 % im Hochwasserbereich.

5.4.6.2 Unsicherheit einer Durchflusskurve auf Grund der Genauigkeit der Wasserstandsmessung

Ohne auf die komplexe Zusammensetzung der Einzelunsicherheiten bei der Durchflusserfassung mit Hilfe von W-Q-Beziehungen und deren vielschichtigen Zusammenhänge einzugehen, kann das Problem auf eine vereinfachte Betrachtung der Unsicherheit der Durchflussganglinie zurückgeführt werden. Die zugrundeliegende Methodik wurde von Pitlo von der Universität Wageningen 1971 vorgestellt und von Luft (1980) im Zusammenhang mit Untersuchungen zum Abflussverhalten im Hydrologischen Versuchsgebiet Ostkaiserstuhl sowie bei einigen Pegeln im Landesmessnetz von Baden-Württemberg exemplarisch eingesetzt. Da die Methode relativ unbekannt ist, soll sie hier kurz als eine praxisnahe Alternative zu den bisher vorgestellten Unsicherheitsanalysen vorgestellt werden.

Bei Durchflussermittlungen über die Messung des Wasserstands entsteht neben den Unsicherheiten der einzelnen Durchflussmessungen und der mathematischen Approximation der W-Q-Beziehung eine systematische Unsicherheit bedingt durch die Anzeige- bzw. Aufzeichnungsgenauigkeit der verwendeten Wasserstandsmessgeräte (s. Kap. 4.5.14). Diese kann nach Pitlo (1971) berechnet werden.

Nimmt man eine in der Praxis häufig verwendete Durchflusskurve, die mit einer Parabel n-ter Ordnung $Q = a(W - W_o)^n$, vereinfacht $Q = a \cdot W^n$, approximiert wurde (s. Gl. (5.37)), so bewirkt die Anzeige- bzw. Aufzeichnungsgenauigkeit des Messsystems eine Abweichung ΔW. Nach dem Fehlerfortpflanzungsgesetz kann diese näherungsweise abgeschätzt werden mit

$$\Delta Q \approx dQ = a \cdot b \cdot W^{b-1} d(W). \tag{5.47}$$

Die relative Unsicherheit eines Durchflusswerts lautet dann

$$\frac{\Delta Q}{Q} \approx \frac{dQ}{Q} = b\frac{dW}{W} = b\frac{\Delta W}{W}. \tag{5.48}$$

Nach Gl. (5.48) ist die Unsicherheit nur abhängig von dem geschätzten Parameter b und der vorgegebenen Ungenauigkeit der Wasserstandserfassung ΔW. Der Parameter b ergibt sich bei der rechnerisch-statistischen Approximation oder kann bei der grafischen Ermittlung über doppelt-logarithmisches Netzpapier als Steigungsmaß abgegriffen werden (s. Kap. 5.4.2).

Nach Abschätzung der Genauigkeit der Wasserstandserfassung (s. Kap. 3.5.9) können nun Fehler des Wasserstands vorgegeben werden und die daraus resultierende Gesamtunsicherheit eines Durchflusswerts ermittelt und grafisch dargestellt werden.

Abbildung 5.66 und 5.67 zeigen Beispiele von nach dieser Methodik ermittelten Ergebnissen für Pegel unterschiedlicher Größenordnung und unterschiedlicher Messquerschnittsgestaltung.

Bei den Pegeln Rippach und Löchernbach handelt es sich um hochpräzise Messanlagen im Rahmen von hydrologisch-wissenschaftlichen Prozessstudien; im Zusammenhang mit Durchflussmessbauwerken wurden der Pegel Rippach bei den gegliederten scharfkantigen Dreieckwehren (s. Abb. 5.22a und b) und der Pegel Löchernbach bei H-Flume-Konstruktionen (s. Abb. 5.45 und 5.46a) als Beispiele bereits vorgestellt. Es ist zu erkennen, dass z. B. für den Pegel Rippach im Niedrigwasserbereich eine Durchflussgenauigkeit RFQ von <5 % nur mit einer Genauigkeit der Wasserstandserfassung von ±1 mm erreicht werden kann. Dies war u. a. Anlass dafür, bei diesem Schwimmerpegel einen Schwimmer mit einem Durchmesser von 500 mm einzusetzen (vgl. auch Kap. 3.5.2). Bei dem ein wenig größeren Einzugsgebiet Löchernbach, dessen Pegel mit einem 4,5 ft H-Flume ausgerüstet ist, ergibt die Grafik in Abb. 5.66b im Niedrigwasserbereich eine Gesamtunsicherheit von über 30 %.

Noch extremer sieht es bei Pegeln an größeren Gewässern aus. Abb. 5.67a zeigt die entsprechende Kurvenschar für den Pegel Schwaibach an der Kinzig, Abb. 5.68a den Messquerschnitt mit einem Doppeltrapez-Regelprofil, dessen unteres Trapez bei einer Breite von ca. 20 m keinerlei Niedrigwasserausbau aufweist; bei der im gewässerkundlichen Messwesen üblichen Genauigkeitsanforderung für die Wasserstandsmessung von 1 cm weisen die Durchflusswerte im Niedrigwasserbereich (NNQ = 0,85 m³/s) eine Unsicherheit von >10 % auf. Der Donaupegel Möhringen-Espenbrücke (Abb. 5.69) wurde mit einem flumeartigen Durchflussmessbauwerk ausgestattet (vgl. Kap. 5.3.8); wie der Grafik in Abb. 5.67b entnommen werden kann, sind Niedrigwasserdurchflusswerte (NNQ = 0,017 m³/s) trotz des hydraulischen Ausbaus bei 1 cm Wasserstandsunsicherheit mit einer Unsicherheit von bis zu 25 % belastet. Bei allen gezeigten Beispielen spielen die relativen Unsicherheiten im Hochwasserbereich erwartungsgemäß keine Rolle.

Die hier vorgestellten Ergebnisse zeigen, dass die erreichbare Genauigkeit der Durchflussermittlung mit Hilfe von W-Q-Beziehungen über die Genauigkeit der Wasserstandserfassung leicht abgeschätzt werden kann; dies kann hilfreich bei der Planung einer Messstelle und ebenso bei der Auswertung sowie Interpretation von Durchflusswerten sein (s. Kap. 8).

Die Ergebnisse belegen aber auch, dass eine vorgegebene Wasserstandsgenauigkeit von ±1 cm lediglich für wasserstandsabhängige Fragestellungen, wie z. B. in

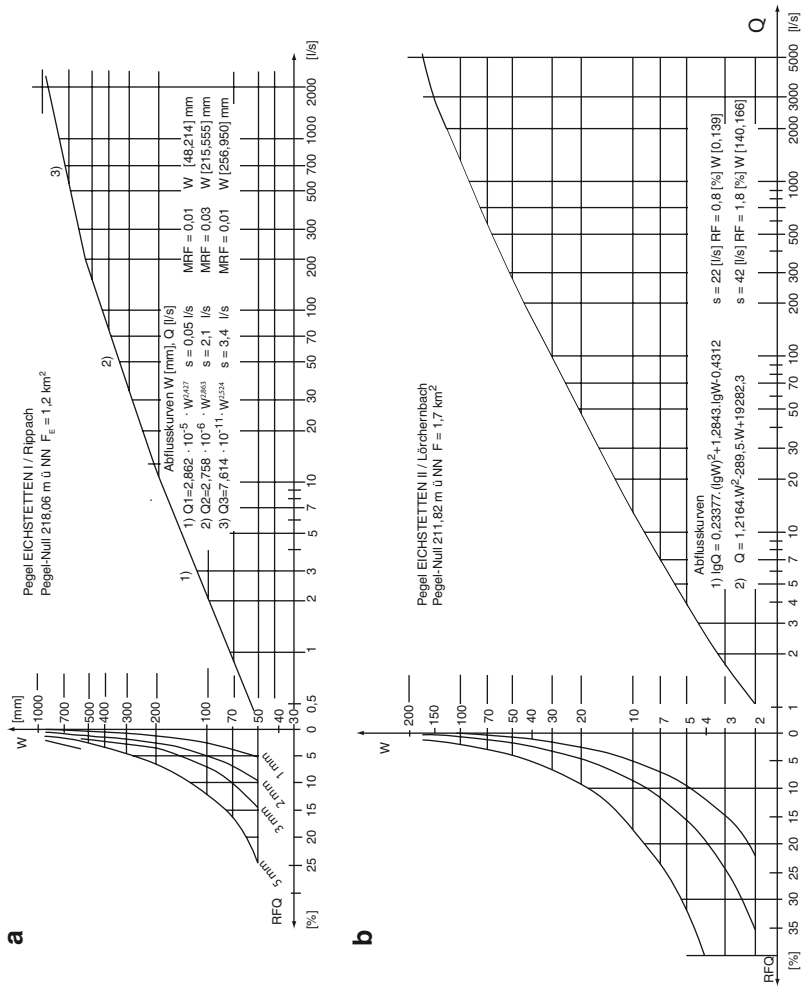


Abb. 5.66 Durchflusskurven der Pegel Rippach (**a**) und Löchernbach (**b**) mit Abschätzung der Unsicherheit des Durchflusses bei vorgegebener Wasserstandsgenauigkeit. (Luft 1980; Luft et al. 1981)

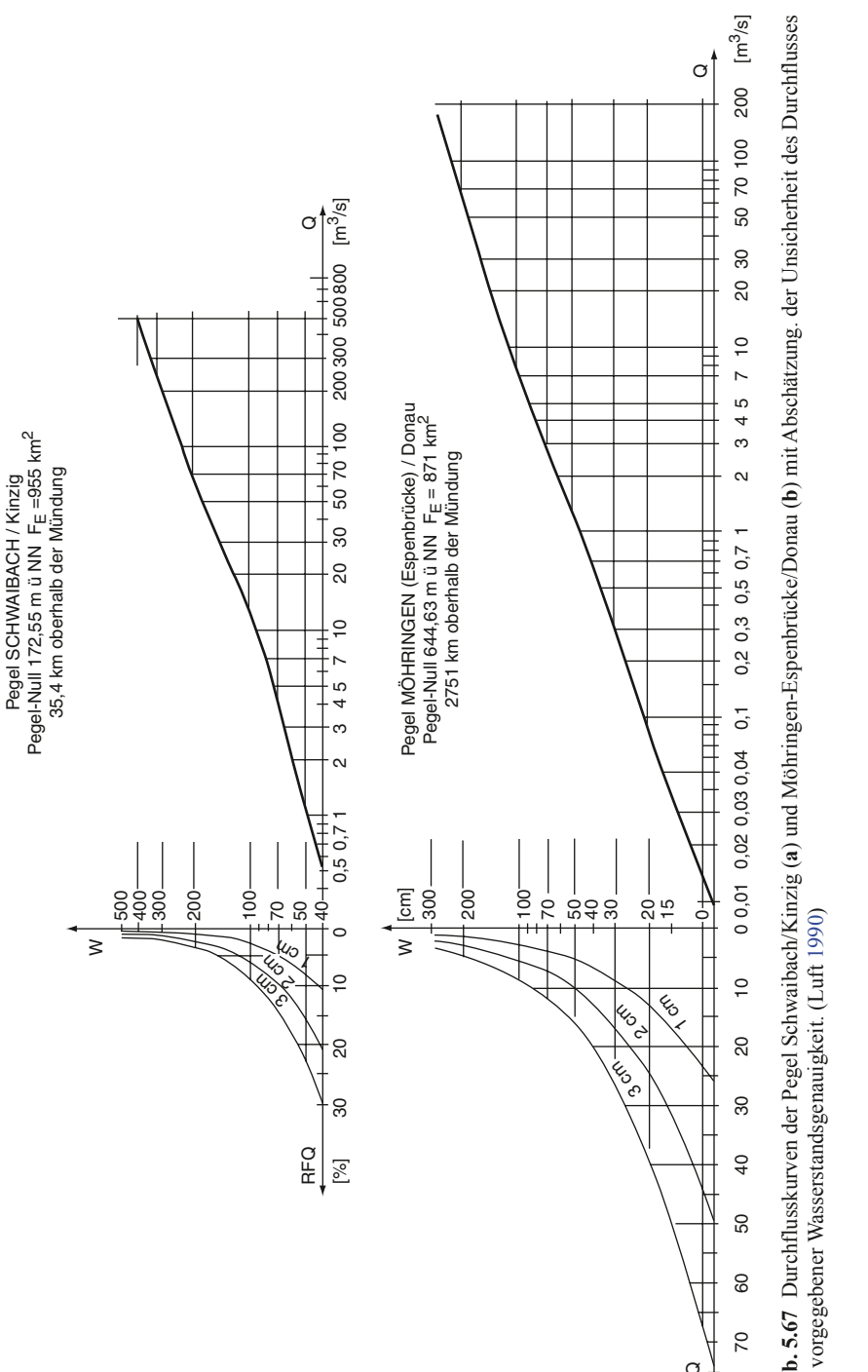


Abb. 5.67 Durchflusskurven der Pegel Schwaibach/Kinzig (**a**) und Möhringen-Espenbrücke/Donau (**b**) mit Abschätzung. der Unsicherheit des Durchflusses bei vorgegebener Wasserstandsgenauigkeit. (Luft 1990)

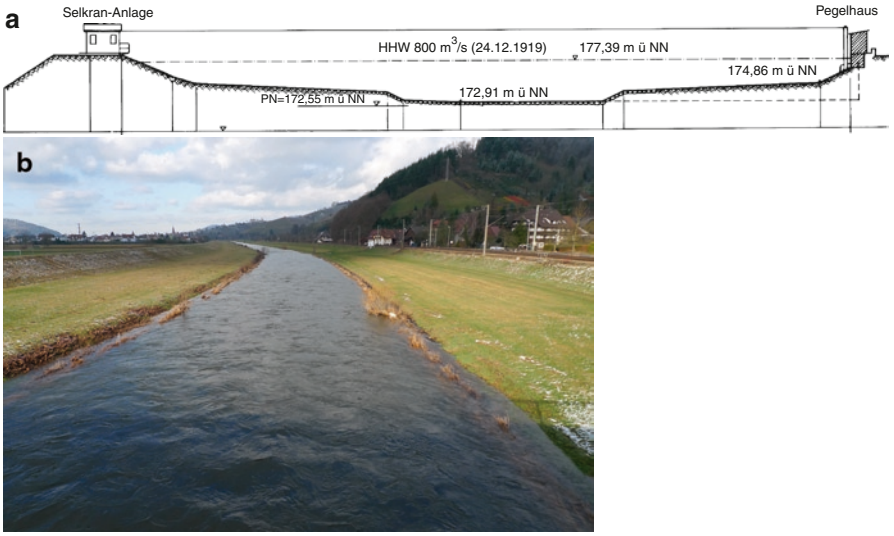


Abb. 5.68 Messprofil am Pegel Schwaibach/Kinzig **a** Querschnitt, **b** Durchfluss bei Mittelwasser. (Luft 1990)

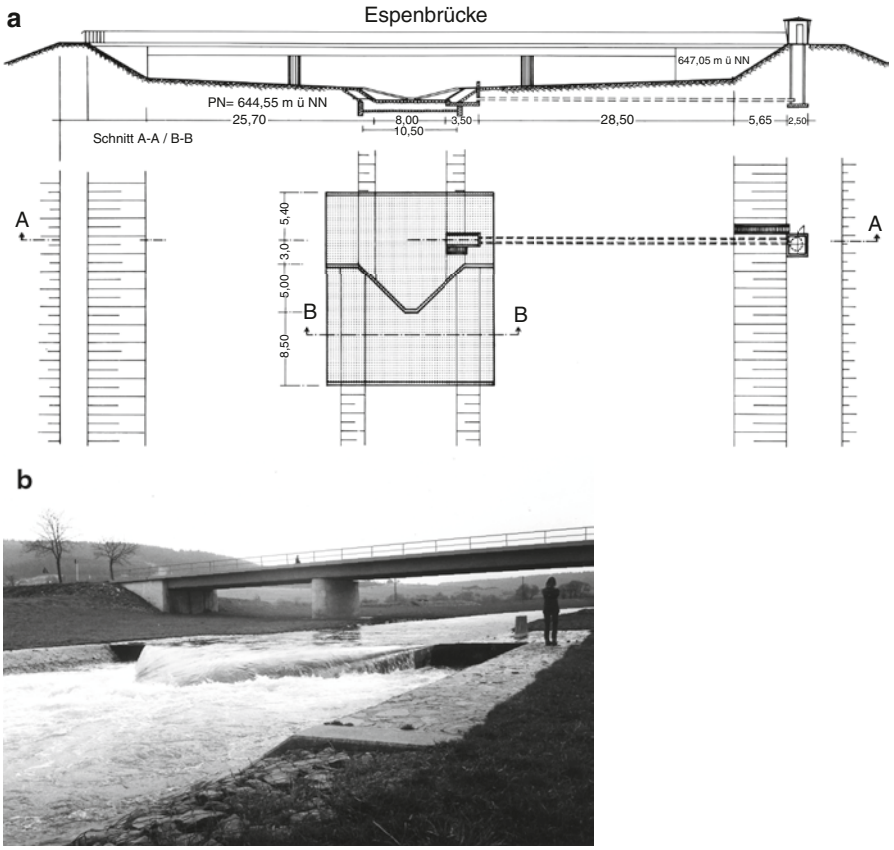


Abb. 5.69 Messprofil am Pegel Möhringen Espenbrücke/Donau **a** Querschnitt, **b** Durchfluss im oberen Mittelwasserbereich. (Luft 1990)

der Binnenschifffahrt, ausreicht; bei für die Wasserbewirtschaftung erforderlichen Abfluss- und Durchflusswerten reicht dies u. U. bei Hochwasser, aber keineswegs bei Niedrigwasser und selten bei Mittelwasser aus. Es wäre m. E. daher empfehlenswert, bei Bau und Entwurf von Messstellen, aber auch bei der Auswertung von Daten vorhandener Messanlagen eine solche einfache Abschätzung routinemäßig durchzuführen, um eine realitätsnahe Qualitätssicherung von Durchflussdaten zu erreichen.

5.4.7 Korrektur der Durchflussermittlung bei zeitlich begrenzten Veränderungen der Durchflusskurve

Neben dem Hysterese-Effekt beim Durchgang von Hochwasserwellen sind die bedeutendsten zeitlich begrenzten Einflüsse auf eine Durchflusskurve die jährlich wiederkehrende *Verkrautung* von Wasserläufen und die bei sehr niedrigen Temperaturen auftretende *Vereisung*. Beide verursachen eine Erhöhung des Fließwiderstands und damit eine Erhöhung des Wasserstands, wodurch wiederum die Durchflusskurven keine lange Gültigkeit haben. Um nun nicht in kurzer Zeitabfolge immer neue Kurven aufstellen zu müssen, wurden Verfahren zur Reduktion vorhandener Durchflusskurven entwickelt.

1. Korrekturen bei Verkrautung: Zur Ermittlung der Durchflussreduktion bei Verkrautung können drei verschiedene Wege beschritten werden:

a) Aufstellung eigener Durchflusskurven für jeden Verkrautungszustand,
b) Konstruktion von W-Q-Diagrammen aus den Differenzen der Wasserstände bzw. den Quotienten der Durchflüsse im unbehinderten und verkrauteten (gemessenen) Zustand und
c) Ermittlung der Durchflussreduktion in Abhängigkeit vom Verkrautungszustand und der diesen Zustand verursachenden Größen.

Beim ersten Verfahren, das auf Pantle (1956) zurückgeht, wird aus Durchflussmessungen bei Verkrautung eine W-Q-Kurvenschar für unterschiedliche Grade der Verkrautung konstruiert. Der zweiten Gruppe gehören die am häufigsten verwendeten Reduktionsverfahren an. Während in der Pegelvorschrift das ETA- oder ΔQ-Verfahren nach Gils (1962) empfohlen wird, favorisieren Bauer und Burkhardt (Bauer 1969; Bauer u. Burkhardt 1971) das mit der Wasserstandsdifferenz ΔW arbeitende Reduktionsverfahren.

η- oder ETA-Verfahren: Beim η-Verfahren werden die bei Verkrautung gemessenen Durchflüsse, die sich in einem W-Q-Diagramm als Punktwolke darstellen, durch zwei diese Punktwolke umhüllende Durchflusskurven begrenzt (Abb. 5.70). Die untere Hüllkurve ist die Kurve des unbehinderten Durchflusses Q_0 ($\eta = 0$), wogegen die größte Durchflusshemmung ($\eta = 1$) durch die obere Hüllkurve Q_z angegeben wird. Für jeden Wasserstand W' kann damit auch eine Durchflussdifferenz

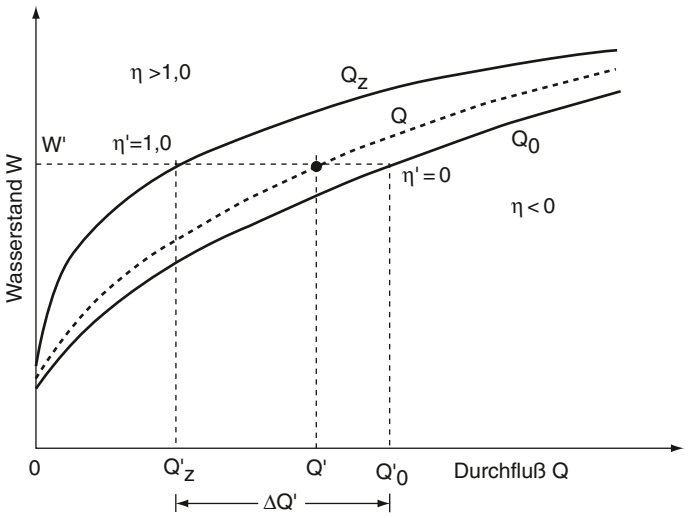


Abb. 5.70 Durchflussermittlung nach dem η-Verfahren (ΔQ-Verfahren). (Pegelvorschrift 1991)

$$\Delta Q' = Q'_0 - Q'_z \tag{5.49}$$

angegeben werden. Mit dem Verhältnis der Abszissendifferenzen wird mit η als Grad der Verkrautung

$$\eta = \frac{Q_0 - Q_g}{Q_0 - Q_z} \tag{5.50}$$

für jeden gemessenen Verkrautungszustand eine Durchflusskurve festgelegt.

Bei Krautwuchs im Gewässer ändert sich der η-Wert von Messung zu Messung. Liegen die Kontrollmessungen zeitlich eng genug beieinander, so kann für jeden Tag zwischen den Messungen durch lineare Interpolation der zutreffende η-Wert berechnet werden. Zur Umsetzung einer Wasserstandsganglinie in eine Durchflussganglinie ist eine lückenlose η-Ganglinie erforderlich. Für einen gegebenen Wasserstand W, den zugehörigen Werten Q_o und ΔQ sowie dem berechneten η-Wert bestimmt sich der Durchfluss nach der Formel

$$Q = Q_0 - \eta \cdot \Delta Q \tag{5.51}$$

Das η-Verfahren hat sich in der gewässerkundlichen Praxis bei Verkrautung dann bewährt, wenn bei vorhersehbaren Veränderungen möglichst viele Feldmessungen durchgeführt werden. Es sollte jedoch m. E. nicht als „Allheilmittel“ bei jeglichem Auseinanderdriften von Messung und Durchflusskurve eingesetzt werden, ohne die Ursachen dieser Veränderungen im Gelände zu untersuchen. Bei der Echtzeitsteuerung von wasserwirtschaftlichen Systemen muss der η-Wert umgehend vor Ort ermittelt werden, damit die als Steuergrößen verwendeten Durchflusswerte

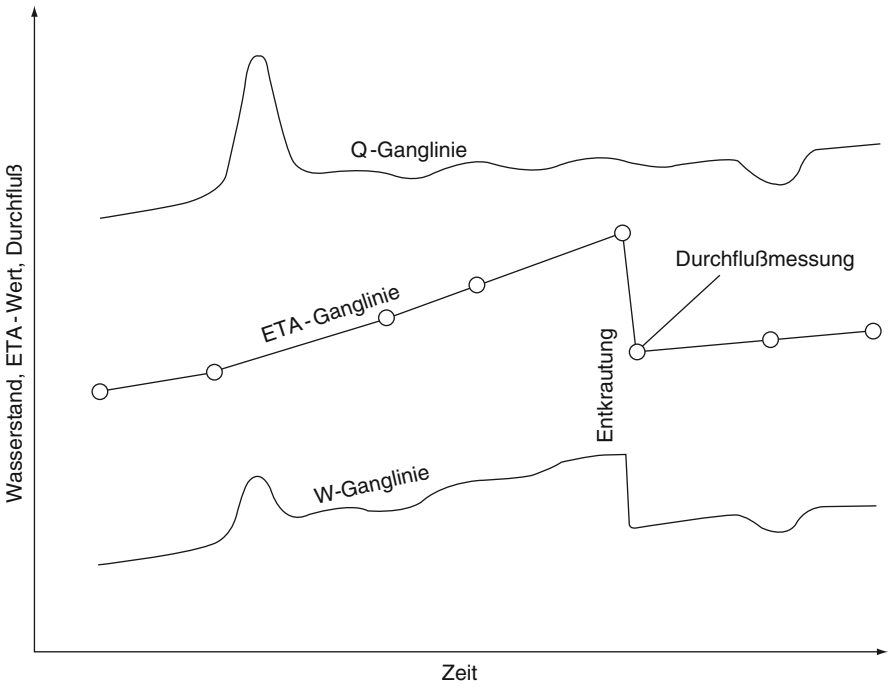


Abb. 5.71 η-Ganglinie für ein verkrautetes Gewässer. (Pegelvorschrift 1991)

realitätsnah vorgegeben werden, da ansonsten die Gefahr besteht, dass gesetzlich vorgeschriebene Grenzwerte „im Nachhinein" durch spätere Korrektur auf Grund von η-Werten unterschritten werden (mehr Details zum η-Verfahren s. Gils 1962; Pegelvorschrift 1991; Gurtz 1992; Adrian 1992).

ΔW-Verfahren: Beim ΔW-Verfahren, das auf R. Pantle (1956) zurückgeht und von Bauer u. Burkhardt (1971) weiterentwickelt wurde, wird für den jeweils bei Verkrautung gemessenen Durchfluss Q_v aus der gültigen W-Q-Beziehung der Wasserstand W_0 bestimmt und daraus die Differenz ΔW zu dem verkrautungsbedingt eingetretenen Wasserstand W_v gebildet:

$$\Delta W = W_v - W_0. \tag{5.52}$$

Durch Interpolation der zeitbezogenen Darstellung der Veränderung von ΔW kann der Korrekturfaktor für die Reduzierung der Messwerte W_v des Wasserstands zur Festlegung der reduzierten Durchflusswerte ermittelt werden.

Dieses Reduktionsverfahren geht davon aus, dass die aufeinanderfolgenden Durchflusskurven in der y-Richtung parallel verschoben sind; daher ist dieses Verfahren genügend genau nur für einen Wasserstandsbereich, der nicht wesentlich vom Wasserstand W_0 bei der Bezugsmessung abweicht. Die Pegelvorschrift (1978) empfiehlt daher das ΔW-Verfahren nur bei Pegeln, deren Wasserstände nicht stark schwanken.

Weiterführende Literatur zur Verkrautung, ihre Taxierung im Gelände und ihre Berücksichtigung bei der Auswertung sind Hillebrand (1950), Schenk (1965), Bellin (1971), Bußmann (1978), Adrian (1992) zu entnehmen.

2. Korrekturen bei Eis: Bei zugefrorenen Gewässern wird die Reduktionsganglinie zweckmäßigerweise aus den Differenzen der Wasserstände bzw. den Quotienten der Durchflüsse im unbehinderten und behinderten Zustand konstruiert, was Durchflussmessungen während der Vereisung der Gewässer voraussetzt (s. Kap. 4.5.12 Durchflussmessverfahren). Dazu werden zunächst die Ganglinien des Wasserstands W und des nach der W-Q-Beziehung ermittelten Durchflusses aufgetragen und zusätzlich der Eisstand, die Lufttemperatur und der Niederschlag vermerkt. In diese Ganglinie werden dann die Ergebnisse der Durchflussmessung Q_v in der Eisperiode eingetragen und aus der gültigen W-Q-Beziehung für diese Q_v die entsprechenden theoretischen Wasserstände $W_{theor.}$ sowie die Wasserstandsdifferenz gebildet:

$$\Delta W = W_v - W_{theor}. \tag{5.53}$$

Unter Beachtung der Temperatur-, Eis- und Niederschlagsverhältnisse wird mit den aus den Durchflussmessungen gewonnenen ΔW-Werten die gesamte Ganglinie der Wasserstandsdifferenzen als Reduktionsganglinie für die Eisperiode ermittelt und gekennzeichnet.

Liegen keine Durchflussmessungen während der Eisperiode vor, dann kann die Ganglinie der Reduktionswerte nach Kolupaila (1961) anhand des Wasseranstiegs infolge des Beginns des Eisstandes und des Wasserstandsabfalls infolge des Eisaufbruchs durch lineare Interpolation zwischen den beiden ermittelten Reduktionswerten festgelegt werden (mehr Details s. van Rinsum 1941; Hensen 1948; Kolupaila 1961; Muszkalay u. Szilagyi 1971; Pegelvorschrift 1978).

3. Korrektur des Hysterese-Effekts: Aus der empirischen Durchflussgleichung von Chézy $Q = \int_0^b C\sqrt{I} \cdot \sqrt{h^3}\, db$ folgt, dass sich eine Veränderung des Wasserspiegelgefälles auf den Durchfluss auswirkt. Grundsätzlich wird der Wasserstandsgradient steiler bei zunehmendem Durchfluss, da ein größerer Durchfluss eine größere Wassertiefe impliziert. Umgekehrt verhält es sich beim abfallenden Ast eines Hochwassers. Daher weisen Hochwasserwellen höheren Durchfluss im ansteigenden als im absteigenden Bereich auf. Wasserstand-Gefälle-Diagramme (Abb. 5.72) verdeutlichen dies und zeigen zusätzlich, dass es sich hierbei um eine Schleife handelt. Abb. 5.72 zeigt diesen Zusammenhang schematisch für den Ober- und Unterlauf eines Gewässers. Zu beachten ist, dass in verschiedenen Fließbereichen eines Gewässers sehr unterschiedliche Steigungen der Schleifen auftreten; dies ist auch eine Bestätigung der in Kap. 5.1 aufgestellten Forderung, dass der Wasserspiegel und sein Gradient möglichst nahe einer Durchflussmessstelle erfasst werden muss.

Eine solche Schleife bildet sich analog dazu auch in der Wasserstand-Durchfluss-Beziehung. Da das Wasserspiegelgefälle dh/dt bei einer auflaufenden Hochwasserwelle schon abnimmt, wenn der Wasserstand im Gewässer noch weiter ansteigend gemessen wird, eilt der Durchflussscheitel dem Wasserstandsscheitelwert voran (Abb. 5.73) und es ergeben sich trotz gleichen Pegelstands zwei verschieden

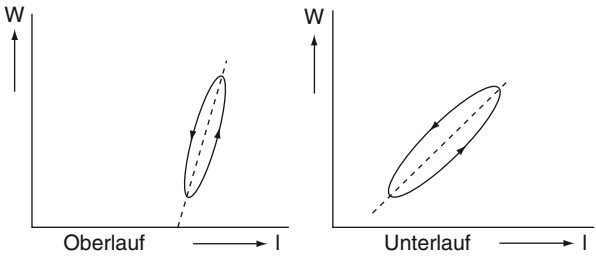


Abb. 5.72 Wasserstand-Gefälle-Kurve im **a** Oberlauf und **b** Unterlauf eines Stromes. (Nach Boiten 2008)

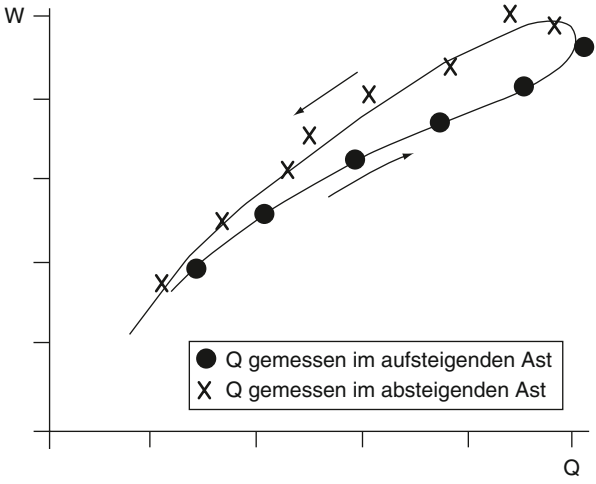


Abb. 5.73 Hysterese-Schleife beim Durchgang einer Hochwasserwelle

große Durchflüsse (Abb. 5.73). Dies wird als Hysterese-Effekt oder Abflussschleife bezeichnet.

Dieser Effekt tritt im Wesentlichen bei großen bis sehr großen Flüssen sowie bei Flüssen mit kleinen Durchflussprofilen aber großen Überschwemmungsgebieten auf. Er wurde dort aus messtechnischen und Genauigkeitsgründen bis heute selten nachgewiesen. Im Extremfall kann der Durchfluss durch diesen Effekt beim ansteigenden Hochwasser um bis zu 30 % größer werden als beim ablaufenden Hochwasser. Da die Hysterese für jedes Hochwasser und jedes Gewässer unterschiedlich ausgebildet ist, sollte bei Hochwassermessungen in den Messprotokollen (s. Kap. 4.5.12) immer eingetragen werden, ob diese bei auf- oder ablaufendem Hochwasser durchgeführt wurden und dies bei der Auswertung der Messungen (Kap. 4.5.13) sowie bei der Aufstellung der Durchflusskurve (Kap. 5.4.2) entsprechend berücksichtigt werden.

Hysterese-Effekte können auch durch die Änderung der Sohlrauigkeit von Sohlenrippeln in Gewässern in alluvialen Sanden verursacht werden (Boiten 2008).

Die Auswirkung einer Abflussschleife auf den Durchfluss kann abgeschätzt werden nach

$$Q_m = Q \cdot \sqrt{1 + \frac{\frac{dh}{dt}}{I_c \cdot v_w}} \tag{5.54}$$

mit

Q_m = gemessener Durchfluss mit Hysterese [m³/s]
Q = Durchfluss laut Durchflusskurve [m³/s]
$\frac{dh}{dt}$ = Wasserspiegeländerung [m/s]
I_c = Sohlengefälle ≈ Energieliniengefälle bei konstantem Durchfluss [-]
v_w = Geschwindigkeit der Flutwelle, i. Allg. $v_w = 1{,}5 \cdot v$
v = mittlere Geschwindigkeit im Querschnitt [m/s].

Berechnungsbeispiel: Bei einer Messstelle mit einem Sohlengefälle von $I_c = 1{,}5\ 10^{-4}$ wurde bei einer Durchflussmessung eine mittlere Querschnittsgeschwindigkeit von $v = 1{,}10$ m/s gemessen. Beim Durchgang einer Hochwasserwelle wurde eine Wasserstandsänderung von 0,30 m pro 1 h beobachtet. Wie groß ist der Einfluss der Hysterese Q_m/Q?

1. Die Geschwindigkeit der Hochwasserwelle beträgt nach Gl. (5.54)
   $v_w = 1{,}5 \cdot v = 1{,}65$ m/s.
2. Die Wasserstandsänderung beträgt $0{,}30/3{,}600 = 0{,}833\ 10^{-4}$ m/s.
3. Q_m berechnet sich nach Gl. (5.54):
   $Q_m/Q = [1 + (0{,}83 \times 10^{-4})/(1{,}5 \times 10^{-4} \times 1{,}65)]^{1/2} = 1{,}16$,
   d. h. der Durchfluss mit Hysterese liegt um 16 % über dem Durchfluss nach der gültigen Durchflusskurve.

5.4.8 Zusammenfassung

Mit der Durchflussermittlung über die kontinuierliche Messung des Wasserstands und dessen Umsetzung über eine funktionale Wasserstand-Durchfluss-Beziehung steht ein indirektes Verfahren zur Verfügung, das einfach umzusetzen und fast universell einsetzbar ist. Daher wird es auch heute noch weltweit sehr häufig angewandt.

Als Hauptnachteil dieses Verfahrens ist anzuführen, dass die Durchflusskurve als wesentlicher Bestandteil zeitlich variant ist, d. h. sie kann sich auf Grund von hydraulisch wirksamen Veränderungen im Messquerschnitt, wie z. B. Verkrautung oder Eis, ändern. Des Weiteren ist es nur einsetzbar bei rückstaufreien Gewässerabschnitten, bei denen der gemessene Wasserstand nicht z. B. von Wehren und ihrer Steuerung abhängt.

Eine vereinfachte integrierende Fehlerbetrachtung in Abhängigkeit von der Genauigkeit der Wasserstandserfassung ermöglicht es, die Unsicherheit von über Durchflusskurven abgeleiteten Durchflusswerten differenziert für unterschiedliche Durchflussbereiche (NQ, MQ, HQ) abzuschätzen.

Für alle wesentlichen Einflussgrößen auf die Durchflusskurve wurden Reduktionsverfahren entwickelt. Dennoch machen alle diese Verfahren vermehrt Messungen im Gelände unabdingbar, so dass dieses vom Grundgedanken her relativ einfache Verfahren sehr personalintensiv ist. Zudem ist es nach Herschy (2009) mit einer erweiterten kombinierten Unsicherheit im 95 %-Vertrauensbereich von 10–20 %, bei Niedrigwasser bis zu 50 %, insgesamt eines der weniger genauen Verfahren der kontinuierlichen Durchflussermittlung.

5.5 Durchflusserfassung mit Ultraschall

5.5.1 Einführung

Für Gewässerabschnitte, in denen durch die vor Ort herrschenden hydraulischen Bedingungen, z. B. durch Stauregelung mit beweglichen Wehren, eine funktionale Beziehung zwischen Wasserstand und Durchfluss nicht existiert und die die Anwendung des in Kap. 5.4 vorgestellten indirekten Verfahrens unmöglich machen, oder bei Gewässern, deren Größe die Installation eines der in Kap. 5.3 vorgestellten Durchflussmessbauwerke aus technischen und wirtschaftlichen Gründen ausschließt, kommen heute andere technisch-physikalische Methoden der Durchflussmessung vermehrt zum Einsatz. Eine dieser Entwicklungen ist die akustische Strömungsmessung, bei der die physikalische Gesetzmäßigkeit der Schallausbreitung im Wasser genutzt wird.

Die physikalisch-technischen Grundlagen akustischer Verfahren und hier insbesondere von Ultraschallwellen wurden in Kap. 3.5.5 im Zusammenhang mit dem Ultraschall-Echolotpegel, bei dem der Wasserstand eines Gewässers über die Laufzeit eines Ultraschallimpulses kontinuierlich gemessen wird, eingehend erörtert. Danach sind Ultraschallwellen mechanische Schwingungen mit Frequenzen >20 kHz, die oberhalb der menschlichen Hörbarkeitsgrenze liegen.

Die physikalischen Grundlagen *der Geschwindigkeitsmessung mit Ultraschall* wurden dann in Kap. 4.5.6 im Zusammenhang mit Ultraschallströmungssonden behandelt. Das hierbei verwandte Ultraschall-Puls-Verfahren, bei dem Frequenzbündel definierter Länge in kurzen Pulsen ausgesendet werden, wurde ebenso erläutert wie die Grundgedanken des Korrelationsverfahrens, mit dem über statistische Analyse von Echosignalen die Phasenverschiebung, d. h. der zeitliche Versatz eines Ultraschallpulses ermittelt werden kann; ebenso wurde dort das *Dopplerprinzip*, bei dem die Frequenzverschiebung als Maß für die Fließgeschwindigkeit eines Gewässers genutzt wird, eingeführt (Bernard 1990). Die Kombination aller drei Verfahren bei der mobilen Durchflussmessung mit ADCP-Geräten wurde eingehend in Kap. 4.6.2 erörtert. Aufbauend auf diesen grundlegenden Informationen soll im Folgenden die kontinuierliche Durchflussermittlung mit Hilfe von Ultraschall vorgestellt werden.

5.5.2 Messverfahren

Prinzipiell gehört die Ultraschall-Durchflussmessung zu den indirekten Messverfahren, da der Durchfluss auf der Grundlage der Kontinuitätsgleichung (s. Kap. 2.3) über die mittlere Querschnittsgeschwindigkeit und die über den Wasserstand zugeordnete durchflossene Querschnittsfläche berechnet wird.

Die Messung der Fließgeschwindigkeit mit Ultraschall geschieht, abgesehen vom „sing-around"-Prinzip, das im Wesentlichen bei der Messung von punkthaften Geschwindigkeiten eingesetzt wird (s. Kap. 4.5.6), nach zwei Verfahren:

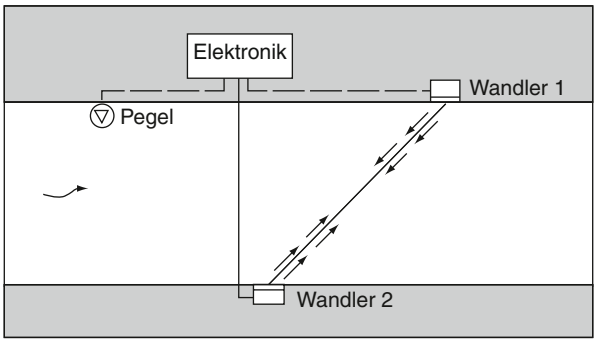


Abb. 5.74 Prinzip der Ultraschall-Laufzeitmessung

a) Ultraschall-Laufzeitmessung, bei der die Laufzeitdifferenz von Schallimpulsen, die das Gewässer einmal in Strömungsrichtung und zum anderen zurück gegen die Strömung durchlaufen, zur Ermittlung der Fließgeschwindigkeit genutzt wird (Abb. 5.74) und
b) Ultraschall-Dopplermessung, bei der die durch Reflektion von Schallwellen an im Wasser befindlichen Partikeln verursachte Frequenzverschiebung, die proportional zur Fließgeschwindigkeit ist, gemessen wird (Abb. 5.75).

5.5.3 Ultraschall-Laufzeit-Verfahren

5.5.3.1 Messprinzip

Das Messprinzip beruht auf der direkten Messung der Laufzeit eines akustischen Signals zwischen zwei Ultraschallköpfen, den sogenannten hydroakustischen

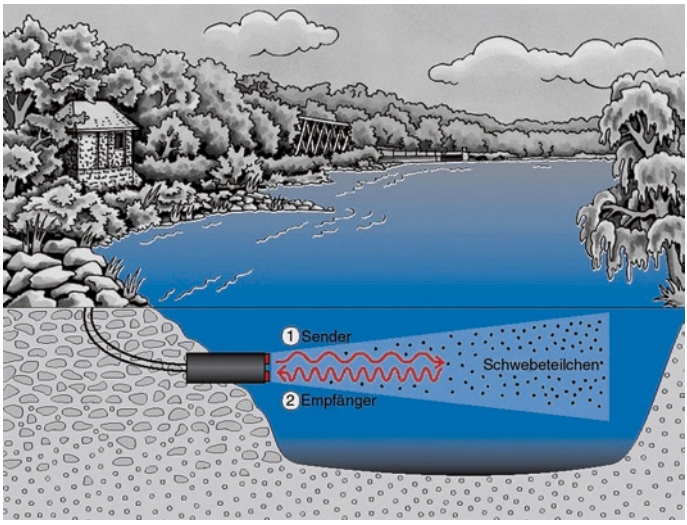


Abb. 5.75 Prinzip der Ultraschall-Dopplermessung

Wandlern. Wie Abb. 5.74 zu entnehmen ist, werden die akustischen Wandler im zu messenden Gewässer so installiert, dass sie einen Winkel von etwa 45° zur Fließrichtung bilden. Die Schallimpulse durchlaufen das Gewässer vom Wandler 2 zum Wandler 1 von der Strömung unterstützt und von 1 nach 2 von ihr gehemmt, wodurch sie eine längere Laufzeit benötigen. Aus diesem Laufzeitunterschied lässt sich die mittlere Fließgeschwindigkeit berechnen, da diese direkt proportional zur Fließgeschwindigkeit im Messpfad ist und sich damit bei Kenntnis der Querschnitts- und Strömungsgeometrie der Durchfluss berechnen lässt. Dies setzt voraus, dass synchron zur Geschwindigkeit auch der Wasserstand gemessen wird, um die vom jeweiligen Wasserstand abhängige benetzte Querschnittsfläche A zu erhalten. Die aus der Strömungsgeometrie des Querschnitts resultierende ungleichmäßige Geschwindigkeitsverteilung im Messquerschnitt muss durch Kalibriermessungen (s. Abschn. „Kalibrierung“) berücksichtigt werden.

Geschichtlich betrachtet, wurde die physikalische Eigenschaft des Wassers, Schallwellen zu übertragen, erstmals im Jahre 1805 bei Marseille eingesetzt, indem ein Taucher mit Hilfe eines Hammers akustische Signale unter Wasser aussandte, die dann aufgenommen werden konnten. Im Ersten Weltkrieg wurde das Verfahren zur Ortung von U-Booten weiterentwickelt. Zur Abflussmessung wurde das Ultraschall-Verfahren jedoch erstmals 1960 in den USA eingesetzt, Anfang der 1970er Jahre in den Niederlanden (System AKWA 76) und in der Bundesrepublik (Krupp Atlas Elektronik FLORA 10) weiterentwickelt (Stedtnitz 1989). Der entscheidende Durchbruch in der technischen Entwicklung gelang jedoch bei der akustischen Strömungsmessung erst ab Mitte der 1980er Jahre durch den Einsatz von Mikro-Prozessoren (HCMOS-Technik). Hierdurch wurde die bisherige analoge Laufzeitmessung durch digitale absolute Messtechnik ersetzt. Erst dadurch konnten die geringen Laufzeitdifferenzen (bei Gewässern unter 50 m Breite im Bereich von 10^{-8}s) genügend exakt und reproduzierbar gemessen werden (Knapp 1964).

Diese technische Entwicklung spiegelt sich auch in der ISO-Normung wider; die die Ultraschall-Laufzeitmessverfahren behandelnde ISO 6416 wurde 1985 erstmals veröffentlicht.

Bevor auf Details der Messtechnik und ihre Anwendung eingegangen wird, soll auf die bei Ultraschall-Laufzeitmessungen einzuhaltenden Randbedingungen hingewiesen werden:

5.5.3.2 Restriktionen bei der Anwendung des Ultraschall-Laufzeitverfahrens

Wie es schon bei der Nutzung von Ultraschall zur Wasserstandsmessung (Kap. 3.5.5) und zur mobilen Geschwindigkeitsmessung (Kap. 4.5.6) der Fall war, sind auch beim Einsatz von Ultraschall zur kontinuierlichen Durchflussmessung einige spezifische Randbedingungen seitens der Geometrie des Messquerschnitts und der Zusammensetzung des Messmediums zu beachten.

1. Messprofil:
   Das Profil oberhalb des Messquerschnitts sollte nach einer Faustregel über eine Strecke von etwa dem Fünffachen der Flussbreite mehr oder weniger konstant

sein, damit das Wasser hydrodynamisch stabil ist und keine starken Wirbel auftreten. Flusskrümmungen sollten vermieden werden.

2. Länge des akustischen Messpfads und Mindesttiefe:
   Die Länge des akustischen Messpfads kann bei heute im Handel erhältlichen Geräten zwischen 1 m und etwa 1.000 m liegen. Um Pulsreflektionen zu vermeiden, muss um den akustischen Pfad ein Freiraum bleiben; dies erfordert Mindestabstände der Messebene über der Sohle bzw. unter der Wasseroberfläche, die eingehalten werden müssen. Hierzu gibt es herstellerspezifische Berechnungsverfahren.
   Grundsätzlich gilt, dass die Länge des Messpfads und die erforderliche Tiefe von der gewählten Frequenz abhängt, da die Signaldämpfung in Wasser Grenzen setzt; als Faustregel gilt: je höher die Frequenz, desto geringer ist die Pfadlänge und umgekehrt. Wie Tab. 5.10 andererseits zeigt, verhält sich die erforderliche Mindesttiefe umgekehrt. Tabelle 5.10 gibt Anhaltswerte für die Planung von Laufzeitanlagen.
3. Behinderungen der Schallausbreitung und daraus resultierende Einschränkungen:
   Die Schallgeschwindigkeit im Wasser hängt von den Parametern

   - Temperatur,
   - Salzgehalt und Schwebstoffe,
   - Druck und
   - Konzentration, Verteilung sowie Größe von Luftblasen
     ab. Diese können zur Störung des akustischen Signals führen und u. U. den Einsatz von akustischen Messverfahren unmöglich machen.

Temperatur: Aus einem im Wasserkörper vorhandenen vertikalen Temperaturgradienten resultiert eine Aufwölbung der akustischen Messlinie. Im Extremfall kann dies dazu führen, dass der akustische Strahl völlig vom Empfänger abgelenkt wird. Hohe Temperaturgradienten können sich im Sommer bei hoher und im Winter bei niedriger Lufttemperatur einstellen (umgekehrte Durchbiegung). Als Faustregel gilt, dass keine Temperaturgradienten von mehr als 0,4 K/m Wassertiefe auftreten

Tab. 5.10 Mögliche Pfadlänge und minimale Wassertiefe in Abhängigkeit der Frequenz. (Nach Skripalle 2006)

Pfadlänge in m	Frequenz in kHz	Min. Tiefe in m
1	1500	0,02
1	1000	0,03
1	500	0,04
3	1000	0,045
3	500	0,065
10	500	0,12
10	200	0,19
30	500	0,21
30	200	0,33
50	500	0,27
50	200	0,43
100	200	0,60
100	100	0,90

sollten. Durch Veränderung der Messebenentiefe können solche meist kurzfristigen saisonalen Einflüsse eliminiert werden.

Beim Ruhrpegel Essen-Werden, der im Rückstaubereich eines Stausees liegt und bei dem aus bautechnischen Gründen die Messebene nur 0,5 m unter dem Stauwasserspiegel installiert werden konnte, traten an extrem heißen Sommertagen stundenweise (ab ca. 15:00 h) Ausfälle aus diesem Grunde auf.

Salzgehalt: Ein Gradient im Salzgehalt wirkt sich analog zum Temperaturgradienten aus. Allgemeingültige Grenzwerte sind bisher nicht bekannt. Bei einem Salzgehalt der Ruhr von maximal 100 mg/l wurden keine Störungen registriert.

Schwebstoff: Die Auswirkung von Schwebstoff auf die Schallausbreitung ist abhängig von der Größenverteilung der Schwebstoffpartikel und von der akustischen Frequenz des Messsystems. Bei Hochwasserwellen mit hoher Schwebstofffracht kann dies dazu führen, dass Ultraschall-Laufzeitmesssysteme zeitweise ausfallen. Systeme mit an die örtlichen Verhältnisse angepassten Frequenzen und erhöhter elektrischer Leistung machen Messungen bis maximal 5.000 g Schwebstoff/m³ möglich. Abb. 5.76 gibt den Zusammenhang zwischen diesen Variablen im Bezug auf den Schwebstoffgehalt anschaulich wieder.

Luftblasen: Mechanischer Lufteintrag kann z. B. durch Überströmen von Wasser an Wehren oder auch durch Turbinen erzeugt werden und die akustische Ausbreitung von Schallimpulsen behindern. Es ist jedoch schwierig vorauszusagen, wie weit sich die Störwirkung flussabwärts ausbreitet. Als Faustregel gilt, dass das Was-

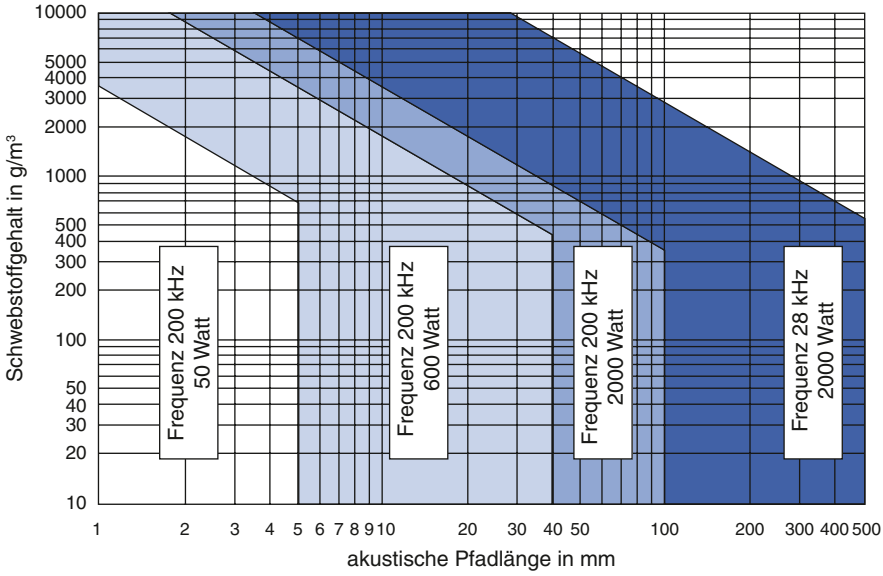


Abb. 5.76 Auswirkungen des Schwebstoffgehalts auf die Wahl des Ultraschallwandlers. (Nach Skripalle 2006)

ser länger als 10 min von der Störstelle bis zum Messpfad fließen sollte, um sich von Luftblasen zu befreien.

Biogener Lufteintrag kann durch Blasen von Faulgas sowie durch Sauerstoff produzierendes Phytoplankton und Zooplankton entstehen. An heißen Sommertagen können sie die Messgenauigkeit eines Ultraschallgeräts beeinflussen, indem sie das akustische Signal dämpfen. Typisch hierbei ist, dass die Messwerte nur tagsüber ausfallen.

Vegetation: Vegetation in der Messlinie, wie z. B. Teichrosen, verhindern die Schallausbreitung und müssen entfernt werden.

Schiffsverkehr: Die Messstelle kreuzende Schiffe unterbrechen die Schallausbreitung nur kurzzeitig und haben bei in der Regel verwendeten Integrationszeiten (z. B. 15 min.) keine nennenswerten Auswirkungen auf die Messergebnisse.

Infrastruktur: Für die Errichtung einer Messstation stellt die vorhandene Infrastruktur ein weiteres wichtiges Auswahlkriterium dar. So sind vorhandene Möglichkeiten der Stromversorgung und ein bereits vorhandenes Übertragungskabel nützlich und Kosten sparend.

Aus den Ausführungen über mögliche Restriktionen beim Einsatz des Ultraschall-Laufzeitverfahrens ist zu folgern, dass daher, bevor ein solches Messsystem installiert wird, auf jeden Fall eine detaillierte Evaluierung der Messstelle im Hinblick auf ihre Eignung für die Ultraschalltechnik durchgeführt werden sollte; Beispiele für entsprechende Fragebogen enthalten (Instromet 2006; Quantum 2008).

5.5.3.3 Messtechnik

Die akustischen Schallwellen werden, wie in Kap. 3.5.5 erläutert, mit Hilfe des piezoelektrischen Effekts in Membranen, die meist aus Quarzkristallen bestehen, erzeugt. Diese „*Wandler*“ genannten Elemente (s. Abb. 5.74) senden durch einen Hochspannungsimpuls erregt außerordentlich kurze akustische Impulse und sind auch in der Lage, entsprechende Impulse zu empfangen, indem sie einen akustischen Impuls, der auf ihre Oberfläche trifft, in einen elektrischen Impuls zurückverwandeln, d. h. Ultraschallwandler fungieren als Sender und Empfänger. Die Resonanz des verwendeten Materials und die Abmessungen des Wandlers bestimmen dessen Resonanzeigenschaften. Entsprechend ihrer Resonanzfrequenz gibt es daher Ultraschallwandler verschiedener Frequenzklassen zwischen 28 und 500 kHz. Abb. 5.82 (kleines Bild) zeigt einen typischen Wandler in Halbkugelform (mehr Details hierzu s. Stedtnitz 1992a, 1992b; Skripalle 2006; Quantum 2008).

Zur Messung der Laufzeiten gibt es unterschiedliche technische Lösungen, wie das Frequenzband- und das Impulsverfahren. Beim *Frequenzbandverfahren* wird eine definierte Frequenzfolge in das Gewässer abgegeben und dessen Laufzeit vom Sender zum Empfänger gemessen. Beim *Impulsverfahren* wird die Laufzeit eines kurzzeitigen Schallimpulses mit einer definierten Frequenz gemessen (vgl. auch Ultraschall-Puls-Verfahren in Kap. 4.5.6).

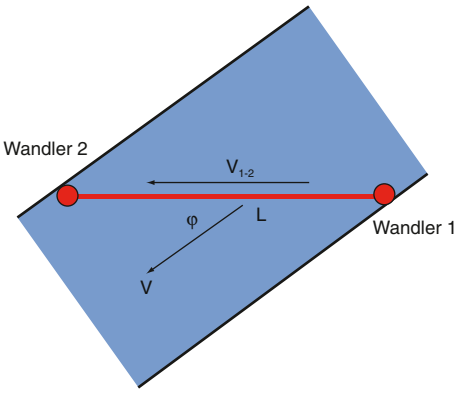


Abb. 5.77 Prinzipskizze zum Laufzeitdifferenz-Verfahren. (Skripalle 2006)

Da das Prinzip der Laufzeitmessung mit dem Impulsverfahren im Bereich der kontinuierlichen Ultraschalldurchflussmessung in Flüssen und Kanälen traditionell eine weitverbreitete Anwendung gefunden hat, soll sich im Folgenden auf dieses Prinzip beschränkt werden.

Neben der exakten messtechnischen Erfassung der Laufzeiten bzw. Laufzeitdifferenzen müssen bei der kontinuierlichen hochauflösenden Geschwindigkeitsmessung die ankommenden Signale mit geeigneter Software erkannt und statistisch gefiltert werden, um konsistente Ergebnisse zu erhalten. Parallel zur entscheidenden Verbesserung der Laufzeitmessung durch die Einführung der HCMOS-Technik wurden leistungsstarke Signalerkennungs- und -verarbeitungswerkzeuge entwickelt. In der Regel wird heute mit digitaler Signalverarbeitungstechnik gearbeitet; dennoch unterscheiden sich die verschiedenen Hersteller von Ultraschall-Laufzeitmessanlagen ganz wesentlich in diesem Bereich.

5.5.3.4 Physikalisch-mathematische Grundgleichungen

Die gemessenen Laufzeiten, z. B. t_{1-2} vom Wandler 1 zum Wandler 2 und t_{2-1} vom Wandler 2 zu Wandler 1 (s. Abb. 5.74 und 5.77), sind von der Länge des Messpfades L_{1-2}, der Schallgeschwindigkeit c des Ultraschalls im Wasser und den Komponenten der Fließgeschwindigkeiten v_{1-2} bzw. v_{2-1} abhängig.

Die Bestimmungsgleichungen lauten danach für die Laufzeit in Fließrichtung

$$t_{1-2} = \frac{L_{1-2}}{c + v_{1-2}} \tag{5.55}$$

und entgegen der Fließrichtung

$$t_{2-1} = \frac{L_{1-2}}{c + v_{1-2}} \tag{5.56}$$

mit

L_{1-2} = Länge des Messpfades zwischen Wandler 1 und 2
c = Ultraschallgeschwindigkeit in Wasser (c ~ 1.400 m/s)
v_{1-2} = Fließgeschwindigkeit in der Ebene des Messpfads von Wandler 1 zu 2
v_{2-1} = Fließgeschwindigkeit in der Ebene des Messpfads von Wandler 2 zu 1.

Unter der Annahme, dass die Schallgeschwindigkeit c erheblich größer als die Fließgeschwindigkeit v ist ($c >> v$), lässt sich die Laufzeitdifferenz Δt näherungsweise bestimmen nach

$$\Delta t = \frac{2L_{1-2} \cdot v_{1-2}}{c^2} \tag{5.57}$$

Berechnungsbeispiel: Berechnen Sie am Beispiel der Ultraschallanlage am Pegel Mülheim/Ruhr (Abb. 5.84) die Laufzeitdifferenz Δt:

Die akustische Pfadlänge L beträgt (vereinfacht) 90 m, als Fließgeschwindigkeit wurde mit einem hydrometrischen Flügel 0,01 m/s gemessen. Als mittlere Ultraschallgeschwindigkeit in Wasser wird bei den dort herrschenden Temperatur- und Salzverhältnissen c = 1.450 m/s festgesetzt.

Nach Gl. (5.57) gilt

$\Delta t = (2 \times 90 \times 0,01) / 1450^2 = 0,86\ 10^{-6}$ s; d. h. die Laufzeitmessung muss bei dieser Messstelle im Mikrosekundenbereich erfolgen. Bei kürzeren Messpfaden kann dieser Wert im Nanosekundenbereich liegen.

Wenn die Gln. (5.55) und (5.56) bezüglich der Schallgeschwindigkeit c gleichgesetzt werden, was jedoch nur zutrifft, wenn gleichzeitig von Wandler 1 und 2 gesendet wird, berechnet sich die Fließgeschwindigkeitskomponente v_{1-2} nach

$$v_{1-2} = \frac{L_{1-2}}{2} \left(\frac{1}{t_{1-2}} - \frac{1}{t_{2-1}} \right). \tag{5.58}$$

Bei bekanntem Winkel φ zwischen dem Messpfad und der Strömungsrichtung (s. Abb. 5.77) gilt die geometrische Beziehung

$$v_{1-2} = v \cdot cos(\varphi) \tag{5.59}$$

und Gl. (5.58) kann überführt werden in

$$v = \frac{L}{2 \cos \varphi} \left(\frac{1}{t_{1-2}} - \frac{1}{t_{2-1}} \right) \tag{5.60}$$

mit
$cos\ \varphi$ = Winkel zwischen dem Messpfad und der Strömungsrichtung.

Die Bestimmungsgleichung (5.60) enthält danach neben den gemessenen Laufzeiten nur noch geometrische Größen, die leicht zu bestimmen sind. Dabei wird der Winkel φ nur benötigt, um auf den rechten Winkel zur Fließrichtung – wie bei allen Durchflussmessverfahren üblich – umzurechnen. Hier sollte auf einen wichtigen

Vorteil von Ultraschall-Laufzeitsystemen hingewiesen werden: Wie aus Gl. (5.60) zu ersehen, entfällt der Einfluss der Schallgeschwindigkeit in Abhängigkeit vom Salzgehalt und der Temperatur auf die Geschwindigkeitsmessung (dies spielt bei Ultraschall-Echoloten eine stark einschränkende Rolle).

Das vorgestellte Berechnungsschema ist nur für den einfachen Fall einer Einebenen-Anlage gültig. Komplexere Anlagen-Konfigurationen werden im nächsten Abschnitt vorgestellt.

5.5.3.5 Anlagen-Konfigurationen und zugehörige Geschwindigkeitsberechnung

Je nach den örtlichen hydraulischen und geometrischen Gegebenheiten sowie der Infrastruktur an der Messstelle gibt es verschiedene Varianten der Anordnung der Schallwandler:

a) Einpfadanlagen (Abb. 5.74), die als einfachste Konfiguration aus zwei sich schräg gegenüberliegenden Wandlern sowie einem Messschrank mit Messelektronik und Datenregistrierung bestehen. Zwischen dem Messgerät und beiden Wandlern ist eine Kabelverbindung notwendig, d. h. das Gewässer muss mit einem Signalkabel gekreuzt werden. Das Messprinzip wurde anhand einer solchen Einebenenanlage erläutert.
Voraussetzung für eine solche Konfiguration ist ein langer geradliniger Gewässerverlauf mit uferparalleler Strömung (z. B. in Kanälen).
Die *Berechnung* der gemessenen Geschwindigkeit für eine Einpfadanlage wurde bei den mathematisch-statistischen Grundlagen des Laufzeitdifferenzverfahrens eingeführt (s. Gln. (5.55) bis (5.60)) ist die daraus resultierende Arbeitsgleichung für eine Einpfadanlage.

b) Kreuzpfadanlagen (Abb. 5.78a):
Wenn die Voraussetzungen einer uferparallelen Strömung nicht erfüllt sind, z. B. wegen gekrümmten Gewässerverlaufs oder bei starken Sekundärströmungen, können zwei über Kreuz angeordnete Messpfade installiert werden; dadurch kann zusätzlich der Winkel zwischen der Hauptströmungsrichtung und einem Ufer berechnet werden. Die Kreuzung des Gewässers mit einem Signalkabel ist auch bei dieser Anordnung notwendig.
Dieses System wird bei Vorhandensein von Querströmungen im Messquerschnitt empfohlen, da durch Mittelung der Messwerte in beiden Messstrecken der Einfluss von Querströmungen kompensiert werden kann.

Die *Berechnung* der gemessenen Geschwindigkeit (Abb. 5.78) baut auf Gl. (5.60) auf, wird jedoch um den tatsächlichen Strömungswinkel α (s. Abb. 5.78b), der aus der zusätzlichen Information des zweiten Messpfades berechnet werden kann, erweitert zu

$$v_{1-2} = \frac{L_{1-2}}{2\cos(\varphi_{1-2} + \alpha)} \left(\frac{1}{t_{1-2}} - \frac{1}{t_{2-1}} \right) \tag{5.61}$$

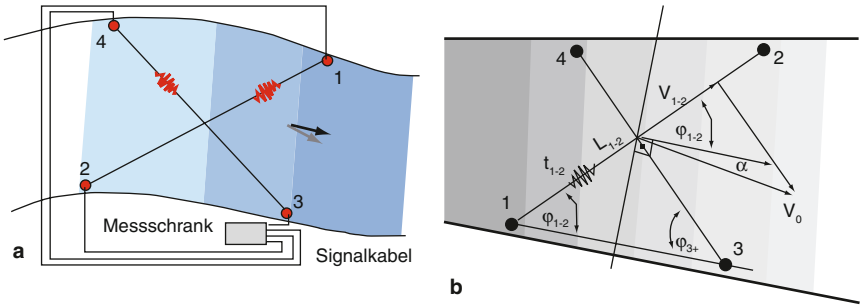


Abb. 5.78 Kreuzpfadanlage **a** Prinzip **b** Skizze zur Geschwindigkeitsberechnung. (Quantum 2008)

bzw.

$$v_{3-4} = \frac{L_{3-4}}{2\cos(\varphi_{3-4} - \alpha)} \left(\frac{1}{t_{3-4}} - \frac{1}{t_{4-3}} \right) \tag{5.62}$$

mit

α = Winkel zwischen der Normalen des Messquerschnitts und der tatsächlichen Strömungsrichtung (s. Abb. 5.78b); (mehr Details zur mathematischen Ableitung, s. Quantum 2008; Herschy 2009).

c) Reflektoranlage (Abb. 5.84):
Wenn eine Kabelverbindung zum anderen Ufer nicht möglich ist, kann am gegenüberliegenden Ufer ein Reflektor, z. B. ein rechtwinklig geformtes Stahl- oder Aluminiumblech, angeordnet werden, das wie ein Spiegel den Ultraschallstrahl zum Ufer mit dem Messgerät reflektiert. Reflektoren arbeiten passiv, d. h. die Signale werden am Reflektor nicht verstärkt. Da gleichzeitig bei dieser Anordnung die Pfadlänge verdoppelt wird (dies erleichtert die Laufzeitdifferenzmessung), beschränkt jedoch die Signaldämpfung die Einsatzbreite dieser Anordnung. Bei der am Beispiel des Pegels Mülheim a. d. Ruhr vorgestellten Ultraschallanlage (Abb. 5.84) handelt es sich um eine solche Reflektorlösung. Das Gewässer muss nicht mit einem Signalkabel gekreuzt werden.

d) Responderanlage (Abb. 5.79):
Sie stellt eine weitere Möglichkeit der Anordnung dar, wenn keine Kabelverbindung zum anderen Ufer möglich ist. Hierbei werden die beiden Wandler, z. B. einer Kreuzstreckenanlage, auf der einen Flussseite an das Messgerät und an dem anderen Ufer an ein automatisches Antwortgerät (Responder) angeschlossen. Unterschieden wird hierbei noch zwischen aktiven Respondern (mit integrierter Sende-/Empfangselektronik) und passiven Respondern.
Abbildung 5.79 zeigt eine typische Kombination aus Responder- und Kreuzanlage. Bei diesem System wird der Ultraschallpuls zunächst gegen die Fließrichtung des Gewässers in Messpfad 4-3 gesendet. Wandler 3 sendet das Signal weiter an den Responder 2, der es wiederum gegen die Fließrichtung entlang 2-1

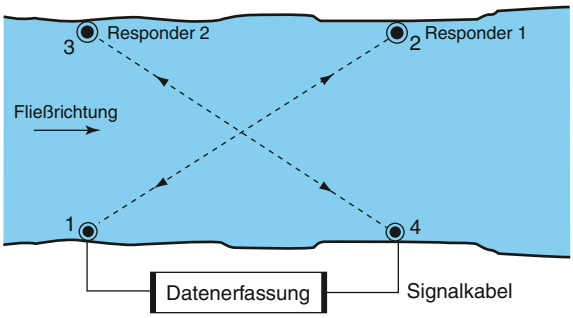


Abb. 5.79 Responderanlage mit Kreuzkonfiguration

sendet. Analog dazu wird die Laufzeit in Fließrichtung entlang des Messpfads 1-2 und 3-4 gemessen.

Durch die elektronische Verstärkung des Signals sind größere Pfadlängen möglich, ohne dass das Gewässer mit einem Signalkabel gekreuzt werden muss. Aber es wird, im Gegensatz zur Reflektoranlage, auch auf der Responderseite Energieversorgung benötigt.

Zur Berechnung der Fließgeschwindigkeiten bei Reflektor- und Responderanlagen wird auf Quantum (2008), Herschy (2009) verwiesen.

Alle bisher angeführten Varianten a) bis d) messen die Fließgeschwindigkeit lediglich in einer Ebene, sie sind damit zu den Indexverfahren zu rechnen. Um dies, z. B. bei Gewässern mit stark schwankenden Wasserständen oder großen Ausuferungsbereichen, zu vermeiden, können Anlagen in mehreren Ebenen installiert werden.

e) Mehrebenenanlage (Abb. 5.80):

Die einzelnen Ebenen können jeweils als Ein- oder Kreuzpfadkonfiguration angeordnet werden. Die Anzahl der Ebenen hängt von den örtlichen Verhältnissen und der geforderten Genauigkeit ab. Die Messunsicherheiten sind bei Mehrebenen-Kreuzpfadanlagen am geringsten, da weniger Annahmen zum Strömungsprofil getroffen werden müssen. Aber sie stellen auch die kostenintensivste Lösung mit dem höchsten baulichen und anlagenspezifischen Aufwand dar.

Die Berechnung der mittleren Fließgeschwindigkeit bei einer Mehrebenenanlage erfolgt analog der Auswertung einer Vielpunktmessung mit einem Flügel; statt von Messlotrechten wird hier von Messhorizontalen ausgegangen.

Abbildung 5.80 zeigt als Beispiel die Prinzipskizze für eine 4-Ebenen-Anlage.

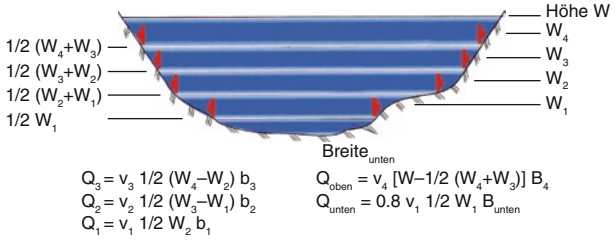


Abb. 5.80 Durchflussermittlung mit einer Ultraschall-Mehrebenenanlage. (Skripalle 2006)

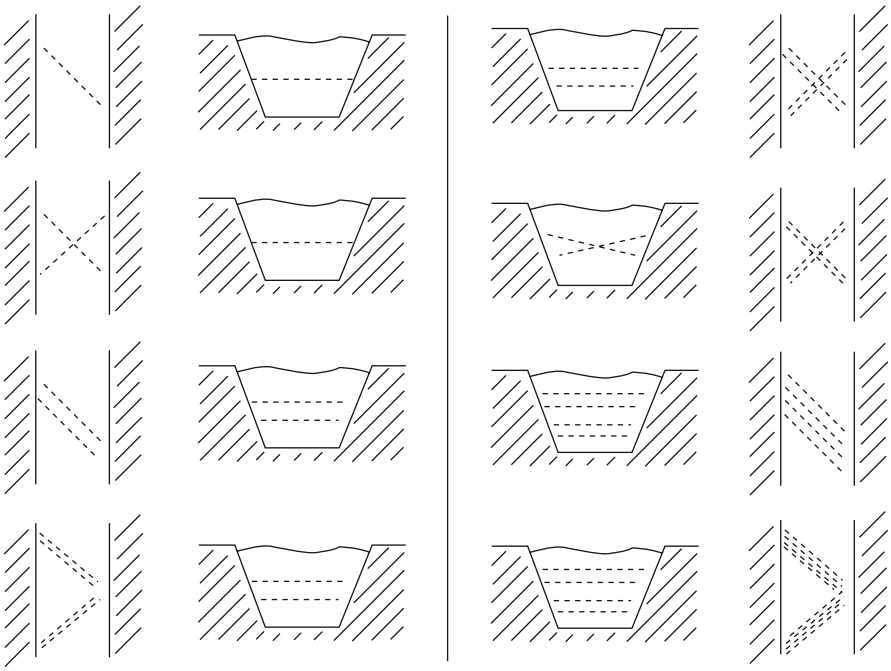


Abb. 5.81 Anlagen-Konfigurationen von Ultraschall-Laufzeitmessanlagen. (Nach Instromet 2006)

In Abb. 5.81 sind alle erdenklichen Anlagen-Konfigurationen in Quer- und Längsschnitt zusammengestellt.

5.5.3.6 Installation einer Ultraschall-Laufzeitanlage

Die Installation umfasst drei Bauelemente:

a) Installation der Wandler,
b) Verlegung des Signalkabels,
c) Installation der Messelektronik (z. B. in einem Pegelhaus).

a) Installation der Wandler: Die akustischen Wandler der verschiedenen Frequenzklassen werden i. d. R. als Halbkugel geliefert (Abb. 5.82, kleines Bild), da damit eine Ausrichtung der Sensoren leicht möglich ist. Die Wandler können an Profilschienen montiert z. B. an Brückendurchlässen installiert werden oder bei natürlichen Profilen mit Böschungen auf Stahlträgern, die auf das Ufer gelegt und am Fuß mit Wasserbaustein fixiert sind. Der Sensor wird auf einen Schlitten so montiert, dass er mit einem Gestänge zur Erstinstallation und zu Revisionszwecken auf- und abwärts bewegt werden kann. Das erspart den Einsatz von Tauchern für die Installations- und Wartungsarbeiten. Diese Konstruktion hat sich in der Praxis bewährt; Details können Morgenschweis et al. (1992, 1993) entnommen werden.

Abb. 5.82 Installation einer Wandlerhalterung und Beispiel eines Ultraschallwandlers in Halbkugelform. (Fotos: Ruhrverband)

Ansonsten bieten die einschlägigen Firmen praktische Lösungen für die Befestigung der Wandler an (z. B. Instromet, Quantum, HydroVision, Seba).

Bei der Installation von Reflektoren kann der Aufwand je nach Größe erheblich größer sein. Abb. 5.83 zeigt die Halterung eines Reflektors von $2{,}0 \times 0{,}3$ m, befestigt mit Stahlträgern an einer Stahlbetonplatte, die mit einem Schiffskran in die Böschung der unteren Ruhr eingebaut wird.

b) Verlegen des Signalkabels: Die Verlegung von Signalkabeln zwischen den einzelnen Wandlern und der Messelektronik kann je nach gewählter Konfiguration und Breite des Gewässers ein wesentlicher Kostenfaktor sein, insbesondere dann, wenn ein Gewässer gedükert werden muss, um von den Wandlern auf der gegenüberliegenden Seite Daten zu erhalten. Aus diesem Grund kann eine Reflektoranlage, wie z. B. am Pegel Mülheim/Ruhr (Abb. 5.84), eine Kompromisslösung sein.

Aber auch Kabellängen von mehreren tausend Metern können ein so erheblicher Kostenfaktor sein, dass sie den Bau einer solchen Ultraschallanlage unmöglich machen. Hier bieten sich zwei Lösungswege an:

Abb. 5.83 Befestigung eines Reflektors. (Foto: Ruhrverband)

- der Einsatz von Horizontal-ADCP-Geräten, da hier nur an einem Ufer eine (einfachere) Installation notwendig ist; hierüber wird in Kap. 5.5.4 ausführlich berichtet, oder
- der Einsatz eines AFW-Systems, das die Datenkommunikation per Funk betreibt und seit Kurzem erfolgreich eingesetzt wird; dieses wird anschließend vorgestellt.

c) Installation der Messelektronik: Hierzu wird i. d. R. ein gewöhnliches Pegelhaus als Schutz für die Messelektronik, die heute nicht größer als ein 4″-Einschub ist, verwendet.

Kostenintensiver kann die Einrichtung von Fernübertragungswegen (Kabel, Funk, GPRS, Internet etc.) in Abhängigkeit der vorhandenen Infrastruktur werden. Elektrische Stromversorgung ist ebenfalls wünschenswert. Dies alles sind jedoch Anforderungen, die bei fast allen zur Wahl stehenden Messsystemen mehr oder weniger anfallen.

5.5.3.7 Kabellose Ultraschall-Laufzeitmessanlagen

Wie in b) im Abschnitt über die „Installation von Ultraschall-Laufzeitmessanlagen“ erläutert, kann die bei herkömmlichen Anlagen notwendige Verlegung eines Signalkabels von einem Ufer zum anderen ein wesentlicher Kostenpunkt sein; außerdem gibt es örtliche Situationen, bei denen eine Dükerung des Gewässers schwierig bis unmöglich ist (wie z. B. wegen Schiffsverkehr, geologischer Untergrundverhältnis-

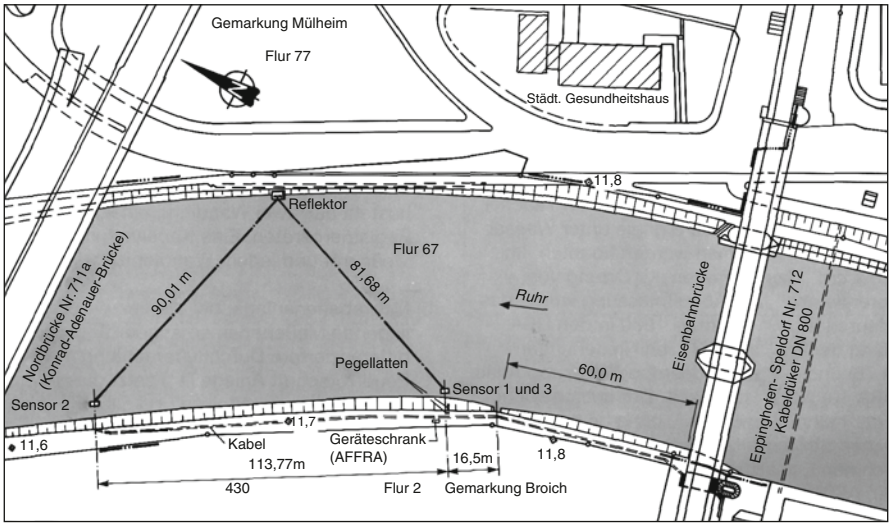


Abb. 5.84 Lageplan der Ultraschall-Messstelle Mülheim/Ruhr. (Morgenschweis et al. 1992)

Abb. 5.85 Kabellose Ultraschall-Laufzeit-Messanlage (AFW) in Malamocco, Lagune von Venedig. (Franke u. Frey 2008)

se). Hier bietet sich eine kabellose Variante an, die seit 2008 von einem der führenden Hersteller von Ultraschalllaufzeitmesssystemen angeboten wird.

Das AFW (**A**coustic **F**lowmeter **W**ireless) nutzt Funk zur drahtlosen Übertragung der Ultraschallsignale als serielle Datenströme. So entfällt die Installation von Signalkabeln zwischen den einzelnen Wandlern (auf beiden Gewässerseiten) und der Messelektronik. Die in den Abb. 5.74, 5.78, 5.79 und 5.84 eingezeichneten Signalkabel müssen bei der AFW-Lösung nicht installiert werden. Die hier zur Diskussion stehenden Kabel summieren sich selbst bei kleinen Messstellen, wie z. B. der 2-Ebenenanlage am Dattelner Mühlenbach, mit Pfadlängen von 1,59 m und 3,16 m auf 230 m, bei breiten Querschnitten wie am Pegel Teufelsbrück an der Elbe auf 2.400 m. Ein extremes Beispiel für die erfolgreiche Anwendung dieses Systems sind die Ultraschall-Messstellen in der Lagune von Venedig, in Abb. 5.85 ist beispielhaft aus diesem Messprogramm, das insgesamt vier Messstellen umfasst, der Pegel Malamocco dargestellt; bei einer Pfadlänge von 612 m waren bei der traditionellen Installationsmethode Signalkabel von 2.480 m notwendig, bei der AFW-Lösung reduzierte sich dies auf 20 m. Dies führte zu Kosteneinsparungen im fünfstelligen Eurobereich und zu deutlich kürzeren Installationszeiten. Nach den bisherigen Erfahrungen werden diese Kostenspareffekte bei Anlagen mit Kabellängen von mehr als 200 m relevant (Franke und Frey 2008).

5.5.3.8 Mess- und Anwendungsbereich

Der Messbereich von Ultraschall-Laufzeitmessverfahren ist sehr weitgespannt; die Hersteller geben eine Spannweite von −20 m/s bis +20 m/s an.

Ein Beispiel für die Messung von hohen Geschwindigkeiten, wie sie normalerweise in Freispiegelgerinnen nicht auftreten, ist die Ultraschallanlage in der Grundablassleitung der Biggetalsperre. Abb. 5.86 zeigt die Montage der Wandler für eine Mehrebenenanlage in der Hochdruckrohrleitung mit einem Durchmesser von 4 m. Je nach Steuerung der Talsperre können über den Grundablass Durchflussmengen bis 120 m³/s abgegeben werden, dabei treten Fließgeschwindigkeiten bis 12 m/s auf. Vor der Installation einer Mehrebenenkreuzanlage wurde mit detaillierten hydraulisch-numerischen Modellrechnungen untersucht, wie sich die Geschwindigkeitsverteilung in einem solchen Druckstollen ausbildet und welche Maximalgeschwindigkeiten an welcher Stelle der „Rohrleitung“ zu erwarten sind. Es zeigte sich, dass selbst unter solch extremen Randbedingungen das Potenzgesetz Gültigkeit hat.

Als nicht unproblematisch erwies sich jedoch die Befestigung der Wandler und der zugehörigen Signalkabel an der inneren Stollenwand, da diese bei Vollbetrieb einem hohen Wirkdruck standhalten müssen. Insgesamt hat sich das Messsystem unter den rauen Randbedingungen nach Anlaufschwierigkeiten bewährt. Es liefert zuverlässige Durchflussdaten bei maximal gemessenen Geschwindigkeiten von 11 m/s (mehr Details s. Morgenschweis u. Franke 2000).

Abgesehen von diesem Extrembeispiel gibt es heute für offene Gerinne eine große Anzahl von Ultraschalldurchflussmessanlagen nach dem Laufzeitverfahren

Abb. 5.86 Ultraschall-Laufzeitmessanlage im Grundablass der Biggetalsperre. (Morgenschweis u. Franke 2000)

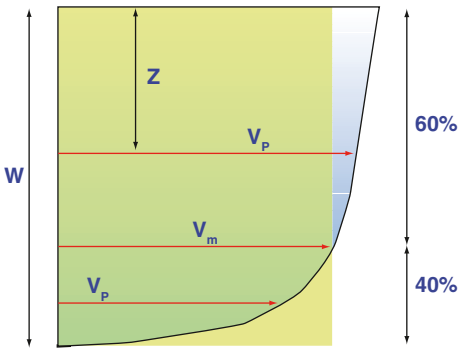


Abb. 5.87 Typische Geschwindigkeitsprofile in einem gegliederten Messquerschnitt

von verschiedenen Herstellern (wie z. B. Elster-Instromet, HydroVision/Seba, Ott, Quantum, Rittmeyer; s. Firmeninformationen am Ende von Kap. 5) mit Pfadlängen zwischen 1 m und 1.000 m und in allen denkbaren Konfigurationen. Beispiele aus der Praxis können Skripalle (2006), Franke u. Frey (2008) und Herschy (2009) entnommen werden. Die meisten dieser Messstellen wurden bevorzugt an Querschnitten installiert, an denen traditionelle Verfahren aus hydraulischen Gründen nicht eingesetzt werden können. Voraussetzung bei all diesen Anlagen ist jedoch die Einhaltung der im Abschnitt „Restriktionen bei der Anwendung des Ultraschall-Laufzeitverfahrens“ angeführten Anforderungen.

5.5.3.9 Berechnung des Durchflusses

Der Durchfluss wird wie bei allen auf Geschwindigkeitsmessungen beruhenden Verfahren über die Kontinuitätsgleichung $Q = v_m \cdot A$ (Gl. (4.1)) ermittelt. Da die in einem Messpfad gemessene Geschwindigkeit v_g auf Grund der reibungsbedingten inhomogenen Geschwindigkeitsverteilung i. d. R. nicht der mittleren Querschnittsgeschwindigkeit v_m entspricht (Abb. 5.87), müssen die Messwerte mittels Faktoren korrigiert werden:

$$k = \frac{v_m}{v_g}. \tag{5.63}$$

Nach ISO 6416 (2004) wird der k-Wert in einen theoretisch begründeten Geschwindigkeitskoeffizienten k_1 und einen messstellenspezifischen Kalibrierfaktor k_2 zerlegt

$$k = k_1 \cdot k_2 \tag{5.64}$$

mit

k_1 = theoretisch ableitbarer Geschwindigkeitskoeffizient nach ISO 6416, (Tab. 5.11)
k_2 = messstellenspezifischer Kalibrierfaktor.

Der für die Durchflussberechnung nach der Kontinuitätsgleichung (Gl. (4.1)) noch benötigte Fließquerschnitt A ist eine Funktion des aktuellen Wasserstands h. Da-

Tab. 5.11 k_1-Faktor nach ISO 6416 (Skripalle 2006)

z/w	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
k	0,846	0,863	0,882	0,908	0,937	0,979	1,039	1,154	1,424

her muss bei Ultraschallanlagen parallel zur Geschwindigkeitsmessung auch der Wasserstand kontinuierlich gemessen werden. Dies erfolgt entweder über einen zusätzlichen Ultraschallsensor, der von einem der Wandler aus die oberhalb gelegene Wassersäule nach dem in Kap. 3.5.5 vorgestellten Laufzeitverfahren abtastet, oder er wird von einem zusätzlich installierten Wasserstandsmesssystem separat gemessen und in die Messelektronik eingespeist.

Mit den so ermittelten Daten lässt sich der Durchfluss berechnen für eine

a) Einebenenanlage:

$$Q = k_1 \cdot k_2 \cdot A \cdot v_g \tag{5.65}$$

mit

v_g = mittlere Fließgeschwindigkeit, gemessen in der Messebene
A = benetzte Fläche des Fließquerschnitts.

b) Zwei-Ebenenanlage:

$$Q = \frac{k_1 k_2 A}{2}(v_{unten,g} + v_{oben,g}) \tag{5.66}$$

mit

$v_{oben,g}$ = gemessene mittlere Geschwindigkeit im oberen Messpfad
$v_{unten,g}$ = gemessene mittlere Geschwindigkeit im unteren Messpfad.

c) Mehrebenenanlage:
In Abb. 5.80 ist aus ISO 6416 (2004) eine 4-Ebenen-Anlage einschließlich der Berechnungsgleichungen für die Durchflussermittlung dargestellt. Die Berechnung läuft grundsätzlich wie die Auswertung einer Geschwindigkeitsmessung nach dem Lotrechtenverfahren ab, nur dass hier horizontale „Lotrechten" vorliegen; der Gesamtdurchfluss wird i. d. R. nach dem Mittenverfahren (s. Kap. 4.5.13) berechnet.

5.5.3.10 Kalibrierung

Der *Geschwindigkeitsfaktor* k_1 von Gl. (5.64) kann, wie im vorstehenden Abschnitt erläutert, aus theoretischen Überlegungen abgeleitet werden (s. Abb. 5.87); in Tab. 5.11 sind k_1-Werte in Abhängigkeit der Profilgeometrie z/w (z = Tiefe des Messpfads unter der Wasseroberfläche, w = Gesamttiefe) aus der ISO 6416 aufgelistet. Aus Abb. 5.88 geht hervor, wie die Relation z/w für Tab. 5.11 ermittelt wird;

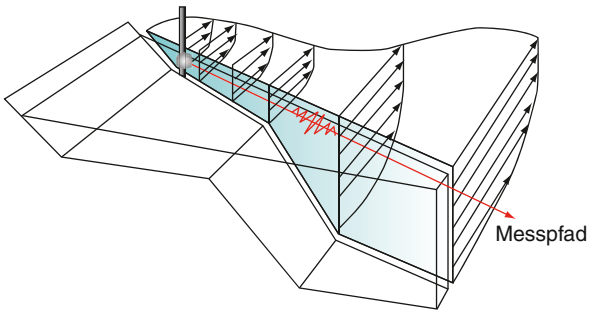


Abb. 5.88 Kalibrierung einer Ultraschall-Laufzeitanlage. (Skripalle 2006)

man geht bei diesem Ansatz von der idealisierten logarithmischen Geschwindigkeitsverteilung im Profil aus und empfiehlt, die Ultraschall-Messebene in 60 % der Wassertiefe zu positionieren (vgl. auch Tiefeneinteilung bei der Zweipunktmethode nach Kreps in Kap. 4.5.13).

Der *Kalibrierfaktor* k_2 ist messstellenspezifisch und muss daher über Referenzmessungen mit anderen Geschwindigkeitsmessgeräten (Kap. 4.5 und 4.6) oder/und über hydraulisch-numerische Modellrechnungen (s. Kap. 5.3.10) ermittelt werden. Abb. 5.89 zeigt beispielhaft die *k*-Wert-Ermittlung mit Hilfe des numerisch-hydraulischen Modells SIMK (*Sim*ulation von *k*-Werten, Kölling 1994), wie es bei allen Indexverfahren zum Einsatz kommen kann.

Bei Referenzmessungen, z. B. mit hydrometrischen Flügeln (Kap. 4.5.4), gibt Herschy (2009) zu bedenken, dass ein Flügel ein recht „grobes" Messsystem gegenüber einer Ultraschallmessung darstellt, zum einen, was die minimal zu messenden Geschwindigkeiten angeht und zum anderen, weil Flügel punkthaft und Ultraschallsysteme integrierend messen. Trotzdem geben Flügelmessungen, bei beharrenden Wasserständen und Geschwindigkeiten über 0,5 m/s sowie von einem geschulten Personal durchgeführt, brauchbare Kalibrierergebnisse für eine Ultraschallanlage. Die Ergebnisse von Referenzmessungen mit einem Schwimmflügel sind in Abb. 5.90 am Beispiel der Ultraschallanlage Mülheim a. d. Ruhr zusammengestellt. Wenn man bedenkt, dass an dieser zwischen zwei Stauhaltungen mit Schleusungsbetrieb gelegenen Messstelle die Strömungssituation nicht immer optimal ist (Sunk- und Schwallerscheinungen), kann das Ergebnis der Kalibriermessungen durchaus als zufriedenstellend bezeichnet werden.

Im Zusammenhang mit der Kalibrierung ist hervorzuheben, dass Mehrebenenanlagen vom Grundsatz her als selbstkalibrierend gelten, wenn die einzelnen Messebenen die Geschwindigkeitsverteilung in einem Querschnitt realitätsnah wiedergeben. Für die Praxis werden jedoch Kontrollmessungen empfohlen.

5.5.3.11 Unsicherheiten

Die kombinierte relative Standardunsicherheit $u(Q)$ einer Ultraschall-Laufzeitmessung setzt sich nach der GUM-Methodik aus folgenden wesentlichen Einzelstandardunsicherheiten zusammen aus:

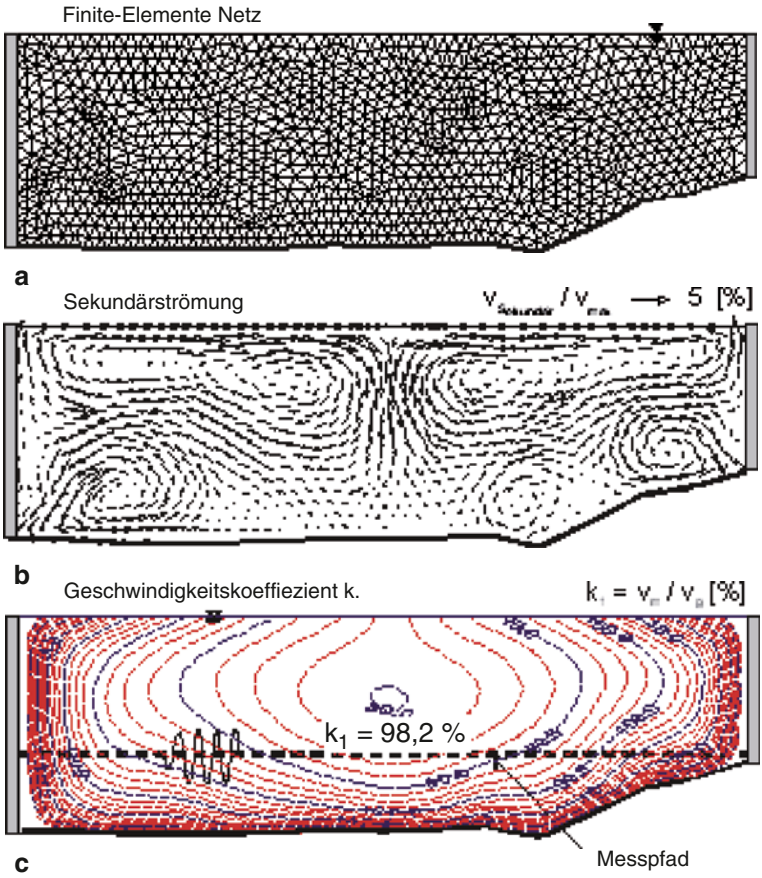


Abb. 5.89 Ermittlung des k-Werts mit Hilfe numerisch-hydraulischer Kalibrierung. (Kölling 1994)

u_A = Unsicherheit bei der Bestimmung des Fließquerschnitts A [%],
u_L = Unsicherheit bei der Bestimmung der Messpfadlänge L [%],
u_φ = Unsicherheit des Winkels zwischen Messpfad und Strömungsrichtung [%],
u_K = Unsicherheit bei der Bestimmung des Kalibrierfaktors k_2 und des Geschwindigkeitskoeffizienten k_1 [%],
u_{vmp} = Unsicherheit der mittleren Geschwindigkeit im Messpfad P [%],

Bei Zugrundelegen der Arbeitsgleichung für eine Einebenenanlage (Gl. (5.65)) ergibt dies nach dem Fehlerfortpflanzungsgesetz von Gauß

$$u(Q) = \sqrt{u_A^2 + u_L^2 + u_\varphi^2 + u_k^2 + u_{vmp}^2}. \tag{5.67}$$

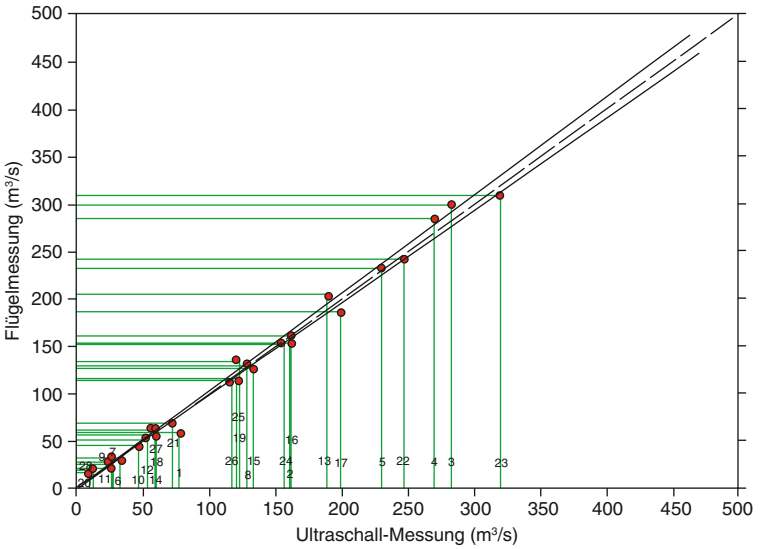


Abb. 5.90 Vergleich von mit einer Ultraschall-Laufzeitanlage gemessenen Durchflüssen mit über Flügelmessungen ermittelten Durchflüssen am Pegel Mülheim/Ruhr. (Morgenschweis et al. 1992)

Nach ISO 6416 (2004) nimmt die Unsicherheit von u_k bei niedrigen Fließgeschwindigkeiten (v < 0,05 m/s) und bei Profilen mit besonderen hydraulischen Bedingungen, die ein von der idealisierten logarithmischen Geschwindigkeitsverteilung abweichendes Strömungsbild aufweisen, zu. Das Gleiche gilt für Messanlagen mit nur einer Ebene bei gekrümmtem Gewässerverlauf. Für die übrigen Einzelmessunsicherheiten gelten die z. B. für Breiten- und Tiefenmessung angesetzten Unsicherheitswerte. (Informationen zur allgemeinen Methodik der Unsicherheitsanalyse können ISO 748 2007 u. Uhl 2004 sowie mehr Details zur Ultraschall-Laufzeitmessung ISO 6416 2004 entnommen werden).

Bei Vergleichsmessungen hat sich gezeigt, dass bei gut evaluierten und gut konzipierten Messstellen eine Genauigkeit in der Größenordnung von 5 % erreicht wird.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass das Ultraschall-Laufzeitmessverfahren eine „neue“ Möglichkeit darstellt, den Durchfluss in hydraulischen Situationen zu messen, in denen es bis dahin nicht möglich war, z. B. bei Rückstau. Daraus resultiert eine veränderte Bewertung der allgemeinen Kriterien für die Standortwahl von Durchflussmessstellen.

Im Prinzip handelt es sich um ein indirektes Verfahren, das aber im Gegensatz zur W-Q-Beziehung (Kap. 5.4) durch die quasi-kontinuierliche Geschwindigkeitsmessung m. E. eine deutlich realitätsnähere Erfassung des Durchflusses ermöglicht.

Voraussetzung für die sinnvolle Anwendung dieses Messprinzips ist jedoch die eingehende Überprüfung der Anforderungen des Systems an das Medium und die hydraulische Situation vor Ort. Negative Erfahrungen mit Ultraschall-Laufzeit-

messanlagen lassen sich i. d. R. an der Nichteinhaltung einer oder mehrerer Restriktionen erklären.

Insgesamt stellt die Ultraschall-Laufzeitmessung eine inzwischen etablierte Technik dar, die aber auf Grund der für die messtechnische Nutzung von Ultraschall nicht untypischen Einschränkungen kein „Allround-System" ist. Neuere Entwicklungen (z. B. kabellose Anlagen) können die ansonsten relativ hohen Investitionskosten erheblich reduzieren und so ihre Akzeptanz in Zukunft erhöhen.

5.5.4 Ultraschall-Doppler-Verfahren

5.5.4.1 Messprinzip

Beim Ultraschall-Doppler-Prinzip, das in Kap. 4.6.2 im Zusammenhang mit seiner Nutzung zur mobilen Durchflussmessung eingehend vorgestellt wurde, wird die Schall reflektierende Wirkung von im Wasser befindlichen Partikeln genutzt. Die reflektierten Schallwellen weisen eine andere Frequenz als die ursprünglich ausgesandten auf (s. Abb. 5.75). Diese Frequenzverschiebung, auch Dopplerverschiebung genannt, ist proportional zur Geschwindigkeit der reflektierenden Teilchen. Hierbei wird vereinfachend die Transportgeschwindigkeit der Partikel mit der sie tragenden Strömungsgeschwindigkeit gleichgesetzt. Da die Frequenz des ausgesandten Ultraschalls in Wasser bekannt ist (1.480 m/s bei 20 °C) kann darüber hinaus die Zeit gemessen werden, die eine Schallwelle auf ihrem Wege zum Sender benötigt und damit die Entfernung des Partikels bestimmt werden.

Auf diese Weise kann auch die Verteilung der Fließgeschwindigkeit in einem Messquerschnitt bestimmt werden. Dieses Messprinzip liegt u. a. den ADCP-Messgeräten (Kap. 4.6.2) zugrunde.

5.5.4.2 Messtechnik

Will man das Messprinzip zur kontinuierlichen Durchflussmessung nutzen, gibt es zwei unterschiedliche Anwendungsmöglichkeiten:

- Installation der Ultraschallwandler auf der *Gewässersohle* und fortlaufende Abtastung des darüber strömenden Wasserkörpers (Abb. 5.91). Diese *vertikale* Anordnung wird bevorzugt in Kanälen, z. B. in Kläranlagen und Entsorgungsnetzen, und Gewässern geringer Breite eingesetzt.
- Installation des oder bei Mehrebenenanlagen der Ultraschallwandler senkrecht an einem der Ufer und Senden der Schallwellen in *horizontaler* Richtung in den Wasserkörper hinein (Abb. 5.75). Diese Anordnung wird auch Horizontal-ADCP oder Side Looking-ADCP genannt; sie kann dann, wenn sie als Index-Verfahren nur einen Ausschnitt des Gesamtgewässers erfasst (vgl. Abb. 5.75),

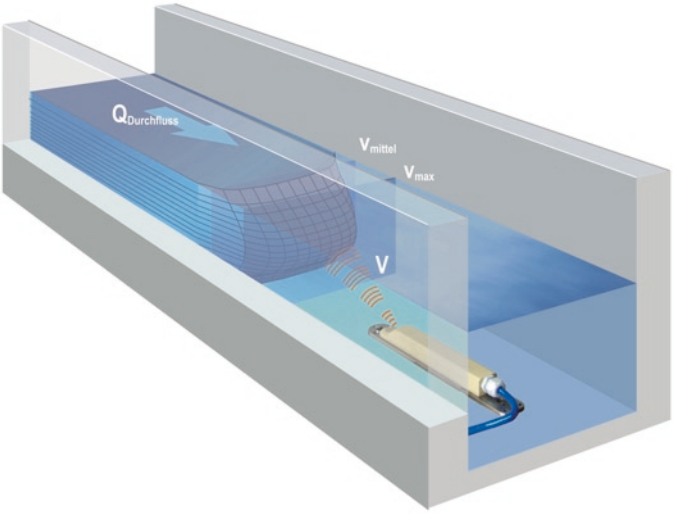


Abb. 5.91 Ultraschall-Doppler-Messung mit auf der Gewässersohle montiertem Ultraschallwandler. (Nivus Typ OCM Pro CF)

unter bestimmten hydraulischen Randbedingungen auch für größere Gewässer eingesetzt werden.

a) Vertikale Ultraschall-Doppler-Messung von der Gewässersohle aus:
Hierbei sendet ein auf der Gewässersohle installierter Ultraschallwandler fortlaufend einen kurzen Ultraschallimpuls aus, dieser wird an im Medium vorhandenen Teilchen reflektiert. Der Sensor arbeitet im Impulsechobetrieb, d. h. er schaltet unmittelbar nach dem Sendeimpuls auf Empfang, um das reflektierte Ultraschallecho zu empfangen. Die empfangenen Echos weisen charakteristische Bildmuster auf, deren zeitliche Verschiebung mit Hilfe von Kreuzkorrelationsanalyse (s. Kap. 4.5.6) ermittelt werden kann. Je nach eingesetzter Messfrequenz wiederholt sich dieser Vorgang in dichter Abfolge; z. B. bei dem in Abb. 5.91 dargestellten Keilsensor, der mit einer Frequenz von 1 MHz arbeitet, bedeutet dies, dass der Messvorgang bis zu 2.000 mal pro Sekunde durchgeführt wird. Moderne digitale Signalprozessoren (DSP), die in die Sensoren integriert sind, ermöglichen diese Berechnung in Echtzeit. Da aus der gemessenen Laufzeit des Impulses mit Hilfe der Schallgeschwindigkeit eine räumliche Zuordnung der Geschwindigkeit möglich ist, liefern diese Messsysteme als Endergebnis das Strömungsprofil eines Messquerschnitts.
Neben den keilförmigen Sensoren wie in Abb. 5.91 gibt es auch halbkugelförmige Sensoren, äußerlich vergleichbar mit den Sensoren, die beim Ultraschall-Laufzeit-Verfahren (Kap. 5.5.3) eingesetzt werden. Die heute in der Praxis eingesetzten Messfrequenzen schwanken zwischen 600 kHz und 1 MHz.

Abb. 5.92 Vertikale Ultraschall-Doppler-Messung mit mehreren auf der Sohle installierten Sensoren. (Foto: Nivus)

Da das Messverfahren im Prinzip unempfindlich gegenüber Verschlammung und Ablagerungen ist, hat es sich bei schwierigen Applikationen, z. B. im Zulauf von Kläranlagen, bewährt. Der Messbereich der Sensoren bewegt sich zwischen −1 m/s bis +6 m/s und deckt den in Gewässerkunde und Abwassertechnik üblichen Einsatzbereich ab (Teufel 2004).

In der Regel sind die Messsysteme zusätzlich mit einer Höhenmessung (entweder piezoresistive Druckmessung oder Ultraschall-Laufzeitmessung vom Sensor zur Wasseroberfläche, z. B. beim OCM Pro CF von Nivus, dem Q-VADCP von Quantum oder dem Q-Eye M II von HydroVision) ausgestattet, so dass mit Hilfe der daraus abgeleiteten Fließhöhe der Durchfluss nach der allgemeinen Kontinuitätsgleichung (Gl. (4.1)) ermittelt werden kann.

Seit einigen Jahren gibt es, um diese Technologie auch auf größere Gewässer anwenden zu können oder um bei ungleichförmiger Strömung die Messgenauigkeit zu erhöhen, die Möglichkeit, mehrere Sensoren in der Gewässersohle, wie in Abb. 5.92 schematisch dargestellt, zu installieren.

b) Horizontale Ultraschall-Dopplermessung:

In natürlichen und naturnahen Querprofilen bietet sich der Einsatz von Dopplersystemen an, bei denen der Sensor an einem Ufer so installiert wird, dass er seitlich in das Gewässer hineinschaut und in horizontaler Richtung diagonal zur Fließrichtung misst (Abb. 5.93 und 5.75), (Siedschlag 2005).

In Abb. 5.93 erfasst das Messsystem typischerweise nicht den gesamten Querschnitt; d. h. in diesem Fall handelt es sich um ein Index-Verfahren, bei dem aus einer Teilinformation auf die Gesamtheit des Querschnitts geschlossen wird. Diese Vorgehensweise ist nur zulässig und zielführend, wenn bestimmte Randbedingungen an der Messstelle eingehalten werden; diese werden im nächsten Abschnitt eingehend erörtert. Wie Abb. 5.93 auch verdeutlicht, ist das Messvolumen ein Kegel, dessen Reichweite vom Öffnungswinkel und von der verwen-

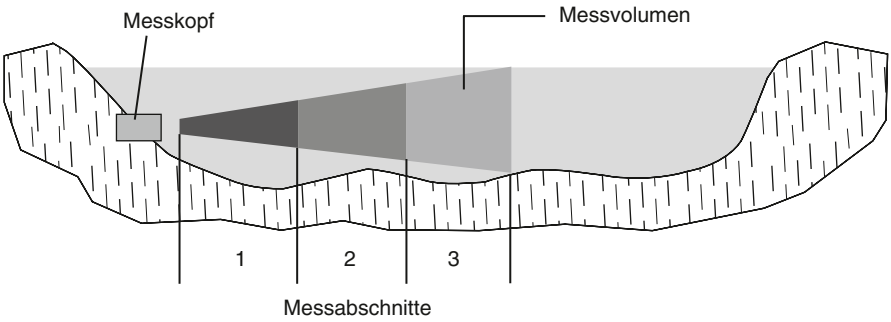


Abb. 5.93 Messprinzip des horizontalen Ultraschall-Doppler-Verfahrens

deten Messfrequenz des eingesetzten Sensors, aber auch vom Gewässerprofil, den Inhaltsstoffen des Wassers wie Salz, Schwebstoff etc. abhängt. Wie bei den mobilen Ultraschall-Doppler-Geräten gilt allgemein: je niedriger die Messfrequenz, desto höher ist die Reichweite, wie Tab. 5.12 belegt.

Die *Ultraschallwandler* dieser angebotenen Messsysteme haben i. d. R. zwei Sensoren, die das keulenförmige Messvolumen aufspannen; je nach Hersteller und örtlichen Gegebenheiten werden heute Sensoren mit Frequenzen zwischen 300 kHz und 2 MHz angeboten. Abb. 5.94 zeigt eine Zusammenstellung von Sensoren für Horizontal-Ultraschall-Dopplersysteme verschiedener Hersteller.

Unterschiedlich bei den verschiedenen Fabrikaten ist die Anzahl der Messzellen, die das eigentliche Messvolumen aufbauen; sie kann variieren zwischen 9 und 128 Messzellen. Zu beachten ist das für Ultraschallmessgeräte typische „Blanking“, welches dazu führt, dass im unmittelbaren Bereich (1–2 m) des Sensors gerätespezifisch keine Messungen möglich sind; in Abb. 5.93 ist dieser Bereich eingezeichnet. Um die für die jeweilige Fragestellung „richtige“ Gerätekonfiguration zu ermitteln, bedarf es einer vorhergehenden intensiven Messstellen-Evaluierung, da bei der Auswahl des Messsystems eine ganze Reihe von physikalischen und hydraulischen Randbedingungen erfüllt sein muss. Die Wesentlichen sollen im Folgenden vorgestellt werden.

5.5.4.3 Messstellen-Evaluierung

1. **Physikalische Randbedingungen:**
   Um zu vermeiden, dass die Schallkeule weder an der Wasseroberfläche noch an der Sohle reflektiert wird, sollte ein bestimmtes Verhältnis von Breite und

Tab. 5.12 Max. Reichweite in Abhängigkeit von der Messfrequenz und dem Öffnungswinkel (= Winkel zur Hauptachse). (Nach Ott Messtechnik)

Messfrequenz [MHz]	Öffnungswinkel [°]	Reichweite [m]
0,6	2,0	80
1,0	2,3	25
2,0	1,8	10

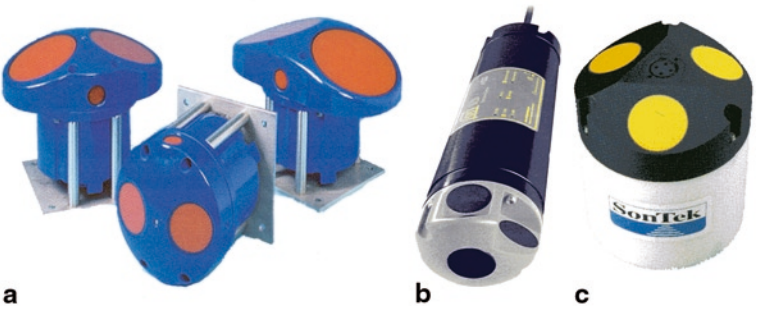


Abb. 5.94 Ultraschall-Dopplersensoren verschiedener Hersteller **a** Channel Master von RDI, **b** Easy-Q von Nortek/Ott, **c** RiverSurveyor von SonTek

Tiefe eingehalten (Faustregel 1:10) und der Messbereich auf maximal 90 % der Gewässerbreite ausgelegt werden. Breite, flache Gewässer sollten gemieden werden. Hier sind Ultraschall-Laufzeitsysteme möglicherweise besser geeignet. Die maximale Reichweite lässt sich aus Tab. 5.12 ableiten.

2. **Hydraulische Randbedingungen:**

   - Der Messquerschnitt soll geradlinig und von gleichmäßiger Form sein (keine Gewässer-Einengungen oder –erweiterungen).
   - Er soll keine signifikanten Änderungen in der Sohlbeschaffenheit aufweisen.
   - Die Strömung in den Vorländern sollte ein gleichmäßiges Gefälle und dieselbe Fließrichtung wie das Hauptflussbett haben.
   - Der Messquerschnitt soll konstante Rauigkeit an Sohle und Ufern besitzen.

Werden diese Anforderungen eingehalten, dann bieten Horizontal-Dopplersysteme bei signifikant geringeren Installationskosten mit Ultraschall-Laufzeitanlagen vergleichbare Ergebnisse.

5.5.4.4 Installation

Die Montage von Horizontal-Dopplergeräten ist grundsätzlich einfacher und auch kostengünstiger als von Ultraschall-Laufzeitanlagen, weil sich die Installationsarbeiten auf ein Ufer bzw. eine Gewässerseite beschränken; dadurch entfallen die Kosten für den jeweiligen Sensor oder Responder und deren hochwasserfesten Einbau sowie die Verlegung von Signalkabeln zum gegenüberliegenden Ufer. Die in Kap. 5.5.3.6 vorgestellte Neuentwicklung der kabellosen Ultraschall-Laufzeitanlagen AFW hebt den letzten Vorteil teilweise auf; kostenrelevant wird er nach heutigen Erfahrungen jedoch erst bei Anlagen mit Kabellängen von mehr als 200 m.

Abb. 5.95 Montage und Ausrichtung der Sensoren am Pegel Witten/Ruhr. (Foto: Ruhrverband)

Bei der Montage der Sensoren haben sich die revidierbaren Befestigungssysteme (Abb. 5.95) bewährt, wie sie bei Ultraschall-Laufzeitanlagen in Kap. 5.5.3.5 vorgestellt wurden. Abb. 5.96 zeigt ein System, bei dem der Sensor, an einem Gestänge befestigt, leicht an einer senkrechten Kanalwand positioniert und fixiert werden kann; dies erleichtert eine anschließende Kontrolle.

5.5.4.5 Durchflussberechnung und Kalibrierung

Die Durchflussberechnung erfolgt nach der Geschwindigkeit-Index-Methode mit den mittleren Geschwindigkeiten der einzelnen Messzellen als Eingangsgrößen

Abb. 5.96 Halterung für einen Ultraschallsensor an einer senkrechten Kanalwand am Beispiel des Pegels Lohmann/Witten. (Foto: Ruhrverband)

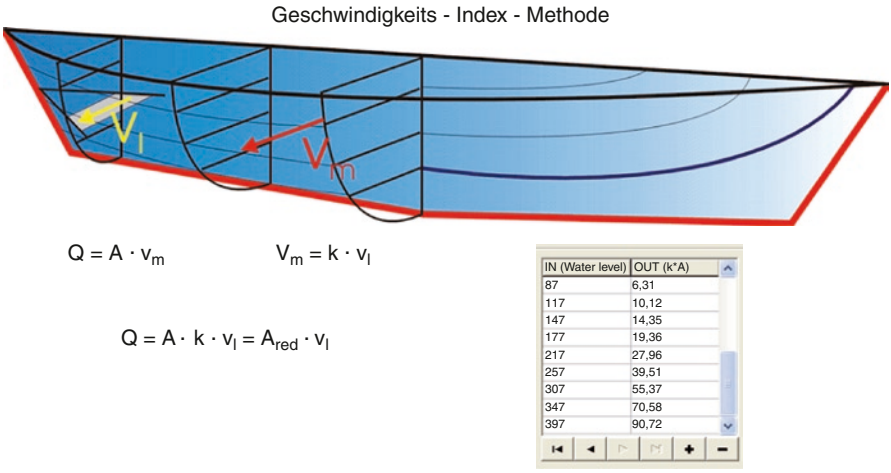


Abb. 5.97 Prinzip der Durchflussberechnung bei einem Horizontal-ADCP. (Skripalle 2006)

(s. Abb. 5.97) und der Hochrechnung auf den Gesamtquerschnitt über *k*-Werte analog zur Ultraschall-Laufzeit-Messung.

Die Ermittlung der *k*-Werte kann analog zum Ultraschall-Laufzeitverfahren über Feldmessungen, z. B. mit einem ADCP-Gerät, mit einem numerischen Modell (z. B. SIMK, Kölling 1994, 2004; Siedschlag 1998) oder mit der Software PRODIS (Software Q, Profimodul) erfolgen. Abb. 5.98 zeigt Feldmessungen mit einem ADCP-Gerät mit Trimaran als Geräteträger und bewegt an einem vorgespannten Seil („Wäscheleinenprinzip“).

In Siedschlag (2006) sind weitere Beispiele von „Side Looking“-Ultraschall-Doppler-Anlagen angeführt.

Die erreichbare *Genauigkeit* solcher Anlagen hängt i. W. von der Einhaltung der hydraulischen und geometrischen Randbedingungen der Messstelle ab. Wenn diese

Abb. 5.98 Kalibriermessungen mit einem ADCP-Gerät am Pegel Lohmann/Witten. (Foto: Ruhrverband)

weitgehend erfüllt sind, sind die Unsicherheiten in der gleichen Größenordnung wie in Kap. 5.5.3.10 im Einzelnen dargelegt.

Eine prinzipielle Unsicherheit des Dopplerverfahrens liegt im unterschiedlichen „Messvolumen“ durch veränderliche Eindringtiefe der Schallimpulse je nach Zusammensetzung des Messmediums. Umgekehrt hat das Dopplerverfahren gerade in Situationen mit hohem Schwebstoffgehalt, wie z. B. beim Ablauf eines Hochwassers, vom Grundsatz den Vorteil gegenüber dem Laufzeitverfahren, das in solchen Situationen häufig keine oder unzureichende Messergebnisse liefert. Dies haben mehrjährige Erfahrungen des Autors und seiner Mitarbeiter (Rudolph 2005; Morgenschweis 2006) mit solchen Messsystemen belegt.

Zusammenfassend ist zu Ultraschall-Doppler-Anlagen – unabhängig ob vertikal oder horizontal eingesetzt – , festzuhalten, dass es wegen des Kostenvorteils durch die vereinfachte Installation heute eine große Anzahl von nationalen und internationalen Anbietern gibt, die praxistaugliche Messsysteme für Durchflussmessungen in offenen Gerinnen anbieten wie z. B. BadgerMeter, HydroVision/Seba, Krohne, Nivus, Ott, Quantum, SonTek/YSI, Systec, Teledyne/RD Instruments, Ultraflux (s. Firmeninformationen am Ende von Kap. 5).

5.5.5 Zusammenfassung

Sowohl die Durchflussmesssysteme mit Ultraschall nach dem Laufzeit- als auch dem Dopplerverfahren eröffnen die Möglichkeit, den Durchfluss in hydraulischen Situationen zu erfassen, die mit den traditionellen Methoden, insbesondere nach dem W-Q-Verfahren, nicht möglich wären. Hierzu zählen vor allem die Gewässerbereiche mit Rückstau. In diesem Bereich dürfte auch in Zukunft das Hauptanwendungsgebiet von Ultraschallanlagen liegen. Andererseits werden sie eine Neubewertung der Kriterien für die Standortwahl von Durchflussmessstellen initiieren.

Bei den Ultraschallverfahren handelt es sich Dank der quasi-kontinuierlichen Erfassung der Fließgeschwindigkeit um eine zeitlich hochauflösende Methode.

Neben diesen Vorteilen muss jedoch auch bedacht werden, dass bei der Nutzung von Ultraschall zur Durchflussmessung eine Anzahl von Randbedingungen und Restriktionen eingehalten werden muss, wie es auch beim Einsatz von Ultraschall zur Wasserstandsmessung (Kap. 3.5.5) der Fall ist. Dadurch stellen die Ultraschall-Durchflussmessverfahren keine „Allround“-Lösung dar.

Insgesamt ist das Ultraschall-Laufzeitverfahren heute eine etablierte Messtechnik mit einem Erfahrungsschatz von annähernd 30 Jahren. Bezüglich des Ultraschall-Dopplerverfahrens liegen schlechte Erfahrungen aus den ersten Anwendungsjahren mit noch unzureichender Mess- und Auswertetechnik vor, die das System diskriminiert haben; inzwischen existieren im Kläranlagen- und Entsorgungsbereich gute Ergebnisse mit Geräten der neueren Generation, aufbauend auf dem Ultraschallpulsverfahren und der Anwendung der Korrelationsmethode. Die Nutzung dieser

Technik für Freispiegelgerinne steht noch am Anfang, ist m. E. jedoch vielversprechend.

5.6 Durchflusserfassung nach dem magnetisch-induktiven Prinzip (MID)

5.6.1 Einführung

Bei der Suche nach Durchflussmessverfahren, die auch in Gewässern mit Verkrautung, Rückstau, Fließumkehr und beweglicher Gewässersohle sowie in Kläranlagenzuläufen mit hohem Feststoffanteil ohne Einschränkung eingesetzt werden können, wurde Anfang der 1970er Jahre das magnetisch-induktive Prinzip (MID) für Messungen in Freispiegelgerinnen entdeckt (Gils 1970). Dieses physikalische Messprinzip, bei dem die von einer durch ein Magnetfeld strömenden Flüssigkeit erzeugte elektrische Spannung als Maß für die Strömungsgeschwindigkeit genutzt wird, hat sich in der industriellen Messpraxis bei der Durchflussmessung in geschlossenen Rohrleitungen seit Jahrzehnten bewährt und stellt dort heute einen Standard mit hoher Genauigkeit dar (Mecke 2004). In Tab. 5.13 sind die Vorteile dieses Verfahrens nach K. W. Bonfig (1990), der maßgeblich an der technischen Weiterentwicklung dieses Messverfahrens beteiligt war, zusammengestellt.

Bei so vielen Vorzügen war es daher naheliegend, dieses Messprinzip auch auf die Durchflusserfassung in Fließgewässern zu übertragen.

Bevor die dabei auftretenden spezifischen Probleme erläutert werden, soll auf das zugrundeliegende Messprinzip, das schon in Kap. 4.5.5 im Zusammenhang mit magnetisch-induktiven Strömungssonden eingehend behandelt wurde, noch einmal kurz eingegangen werden.

Tab. 5.13 Grundsätzliche Vorteile der magnetisch-induktiven Durchflussmessung. (Nach Bonfig 1990)

1. Die Durchflussmessung ist unabhängig von den Fluidparametern
   a. Dichte
   b. Viskosität
   c. Druck
   d. Temperatur.
2. Die Messung ist ohne Einbau von mechanischen bzw. beweglichen Teilen im Strömungsprofil möglich
3. Sie ist einsetzbar bei laminarer und turbulenter Strömung
4. Es besteht ein linearer Zusammenhang zwischen dem Durchfluss und der Messspannung
5. Die mittlere Strömungsgeschwindigkeit wird integrierend erfasst
6. Die Messung ist unempfindlich gegenüber mitgeführten Fremdstoffen
7. Sie ist eine der genauesten technischen Durchflussmessmethoden
8. Die Technik ist ausgereift, robust und wenig störanfällig

5.6.2 *Magnetisch-induktives Messprinzip*

Grundlage der magnetisch-induktiven Strömungsmessung ist das Faradaysche Induktionsgesetz (Faraday 1832). Bewegt sich ein elektrischer Leiter senkrecht zu den Feldlinien eines Magnetfelds, so wird in diesem Leiter eine Spannung induziert, die der Fortbewegung (Geschwindigkeit) des Leiters proportional ist.

Ist dieser Leiter ein Fluid, wie z. B. Wasser, dessen induzierte Spannung von Elektroden abgegriffen wird, so kann die mittlere Fließgeschwindigkeit zwischen Elektroden gemessen werden (Abb. 5.99).

Die daraus abgeleitete Grundgleichung (5.68) (ausführliche Herleitung, ausgehend von den Maxwell- und Materialgleichungen, s. Bonfig 2002) ist identisch mit Gl. (4.9) in Kap. 4.5.5:

$$U = B \cdot L \cdot v_m \tag{5.68}$$

mit

U = induzierte Spannung [V]
B = Feldstärke des Magnetfeldes [V · s/m^2]
L = Länge des Leiters, gleich der Gewässerbreite (Abstand der Elektroden) [m]
v_m = mittlere Fließgeschwindigkeit [m/s].

Gleichung (5.68) stellt eine Vereinfachung von den aus einer Poissonschen Gleichung mit einer Randbedingung 2. Art abgeleiteten Differenzialgleichungen dar (Engl 1970, Engl 1972; Shercliff 1962) und gilt nur unter der Voraussetzung eines rotationssymmetrischen Strömungsprofils und eines unendlich langen, homogenen Magnetfelds.

Bei einer MID-Messinstallation sind der Elektrodenabstand L und die magnetische Feldstärke B feste Werte. Daher vereinfacht sich Gl. (5.68) in

$$U = k \cdot v_m \tag{5.69}$$

unter der Bedingung, dass die Bewegung der leitfähigen Flüssigkeit, wie in Abb. 5.99 dargestellt, senkrecht zum Magnetfeld erfolgt. Die Konstante k enthält die bauartspezifischen Größen wie Länge des Leiters und Stärke des Magnetfelds.

Das heißt, eine leitende Flüssigkeit wie Wasser, die durch ein Magnetfeld strömt, verhält sich wie ein räumlich ausgedehnter, bewegter elektrischer Leiter. Die in-

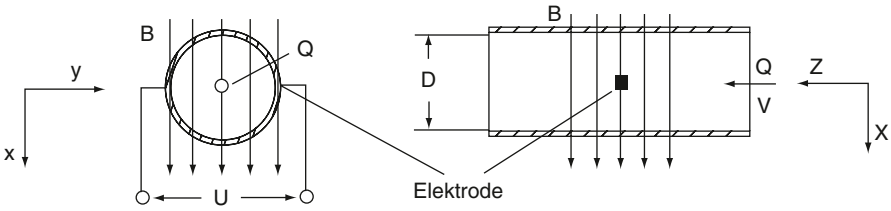


Abb. 5.99 Magnetisch-induktives Messprinzip.. (Bonfig 2002)

duzierte Spannung U wird an Elektroden abgegriffen und ist direkt proportional der Fließgeschwindigkeit v_m; Details und technische Spezifikationen können aus Shercliff (1962), Bonfig (1970, 1990, 1992a, 2002), ISO 9213 (2004) entnommen werden.

Die mittlere Fließgeschwindigkeit v_m in den Gl. (5.68) und (5.69) enthält nur Komponenten in Fließrichtung.

Für den Durchfluss Q gilt

$$Q = \frac{1}{k} A \cdot U \tag{5.70}$$

mit

Q = Durchfluss [m³/s]
k = bauartspezifische Konstante [V · s/m]
A = benetzter Querschnitt [m²]
U = induzierte Spannung [V].

Bei einem Rohrquerschnitt lautet Gl. (5.80):

$$Q = \frac{1}{k} \cdot \frac{\Pi}{4} \cdot \frac{L}{B} \cdot U \tag{5.71}$$

Man erhält also einen linearen Zusammenhang zwischen dem Durchfluss Q und der induzierten Spannung U.

Die einzige Voraussetzung für den Einsatz des magnetisch-induktiven Verfahrens ist eine minimale elektrische Leitfähigkeit von 50 μS/cm. Die Leitfähigkeit selbst bzw. ihre Veränderung hat keinen Einfluss auf das Messsignal.

Grundsätzlich gilt, dass ein elektrischer Leiter wie Wasser von den Elektroden als eine unendliche Anzahl von in Reihe geschalteten elektrischen Widerständen erkannt wird. Daher wird das Messvolumen zwischen den Elektroden in Zonen aufgeteilt, deren Empfindlichkeit mit zunehmendem Abstand von diesen abnimmt. In einem Rohr mit homogenem Magnetfeld bekommt jede Zone einen Wertigkeitsfaktor (Wertigkeitsfunktion nach Shercliff (1962) in Abb. 5.100).

Zwar ist das Messprinzip nicht auf rotationssymmetrische Strömungsprofile wie in Abb. 5.100 angewiesen, man sollte jedoch darauf achten, dass bei Strömungsprofilen, die nicht rotationssymmetrisch sind, mit größeren Messfehlern zu rechnen ist, da ein Teil des Durchflussprofils nicht diesen Bedingungen entspricht. Dies gilt für Messungen mit MID-Systemen in offenen Gerinnen.

5.6.3 Anforderungen an eine MID-Messstelle

Folgende Anforderungen sind an eine solche Messstelle gegeben:

- Vor Installation einer MID-Anlage muss die vorgesehene Messstelle auf elektromagnetische Störgrößen überprüft werden. In der Nähe einer Hochspannungs-

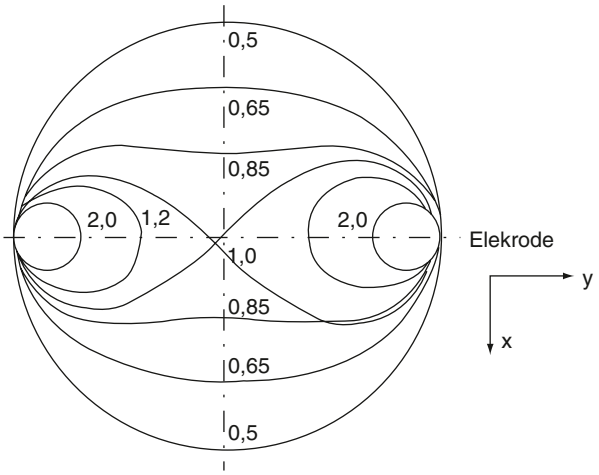


Abb. 5.100 Wertigkeitsfunktion nach Shercliff (1962)

leitung, eines Starkstromkabels, der Oberleitung einer elektrischen Eisenbahn oder eines starken Rundfunksenders können Störstrahlungen auftreten, die eine elektromagnetische Messung erschweren oder unmöglich machen.
- Flussabschnitte mit räumlich variierender Leitfähigkeit des Wassers, wie z. B. in Gewässern mit Tideeinfluss, sollten gemieden werden.
- Nach ISO 9213 (2004) sollte bei Anlagen ohne Schutzfolie (s. Kap. 5.6.4.2) das Verhältnis Gewässerbreite zu Gewässertiefe nicht größer als 10 sein; Anlagen mit eingebauter Abschirmfolie dürfen ein entsprechendes Verhältnis bis zu 200 aufweisen.
- Bei Anlagen mit Feldspulen (s. Kap. 5.6.4.2) sollte der Gewässeruntergrund (Böschungen und Sohle) so beschaffen sein, dass die Spule leicht und unversehrt in ca. 50 cm Tiefe eingebaut werden kann.

5.6.4 Anwendung des magnetisch-induktiven Messprinzips zur kontinuierlichen Durchflussermittlung in offenen Gerinnen

Historische Entwicklung: Faraday entdeckte 1831, dass durch die Bewegung von Wasser in Flüssen unter dem Einfluss der vertikalen Komponente des Erdmagnetfelds eine Spannung induziert wird, die der Fließgeschwindigkeit und damit dem Durchfluss proportional ist. Es lag daher nahe, auch den Durchfluss offener Gerinne so zu erfassen. Allerdings lässt sich leicht überschlägig aus Gl. (5.68) ableiten, dass bei der in unseren Breitengraden vorhandenen, vertikalen magnetischen Flussdichte von ca. 50 Mikrotesla eine Messspannung von nur 50 μV pro m/s Strömungsgeschwindigkeit und pro Meter Gerinnebreite induziert wird. Hinzu kommt noch, dass

in natürlichen Gewässern durch die Reihenschaltung der elektrischen Widerstände des bewegten Wassers (Spannungsquelle mit Innenwiderstand) und des ruhenden Flussbetts die Signalspannungsquelle belastet wird, was sich in einem zusätzlichen Dämpfungsfaktor äußert (Nach Bonfig 1992b).

Um zu verhindern, dass das elektrische Signal einer derart ungeschützten Messanordnung im Hintergrundrauschen untergeht, kämen daher zur Erzeugung einer ausreichend hohen Nutzspannung nur extrem große Flüsse mit mindestens 1.000 m Breite und hohen Fließgeschwindigkeiten in Frage. Während sich in geschlossenen Rohrleitungen das Messmedium auf Grund mehr oder weniger großer Druckdifferenzen schnell durch die Leitung bewegt, fließt es in Freispiegelgerinnen bei geringeren Höhendifferenzen meist sehr viel langsamer. Um also auch in kleinen offenen Gerinnen eine zu Durchflussmesszwecken ausreichende Spannung induzieren zu können, muss auf elektromagnetischem Weg mit einer Spule künstlich ein möglichst starkes, homogenes Feld erzeugt werden.

In der praktischen Anwendung wird das Magnetfeld durch Magnetfeldspulen erzeugt, die mit Netzwechselspannung oder pulsierender Gleichspannung betrieben werden. Die induzierte Spannung kann mit metallischen Elektroden abgegriffen und gemessen werden.

Will man dieses physikalische Messprinzip zur Messung der Strömungsgeschwindigkeit frei fließender Gewässer nutzen, ist zu beachten, dass zum einen die Spannung genügend hochohmig gemessen wird, damit kein nennenswerter Strom zwischen den beiden Elektroden fließt, denn dadurch würden die Messergebnisse von der Leitfähigkeit des Wassers abhängig; zum anderen muss durch periodisches Umkehren der Richtung des magnetischen Felds zwischen den beiden Elektroden eine Polarisation auf Grund elektrochemischer Prozesse verhindert werden (Bonfig 2002).

Die Filterung anderer, stochastisch auftretender Störspannungen (Hintergrundrauschen) ist jedoch bei MID im Allgemeinen und bei offenen Gerinnen im Besonderen bei elektromagnetisch nicht abgeschirmter Anordnung ein besonderes Problem. Es stellt sich daher in erhöhtem Maße die Frage nach der elektromagnetischen Verträglichkeit des Systems. Ein 50 Hz-Brummspannungsanteil aus der Netzfrequenz kann auch durch mittelnde Messwertaufnahme mit einer Torzeit von 20 ms nur zum Teil kompensiert werden. In unmittelbarer Nähe starker Rundfunksender, Transformatoren, Hochspannungsleitungen, Bahnlinien etc. ist vor der Installation einer Messanlage die umgebende Störstrahlung unbedingt zu überprüfen. Auch das Störfeld der später im Betrieb der Anlage hinzukommenden Spannungsversorgung sollte in derartige Überlegungen mit einbezogen werden.

Grundsätzlich strebt man bei der magnetisch-induktiven Durchflussmessung ein durchflussproportionales elektrisches Ausgangssignal an. Bei den bekannten MID-Systemen für voll durchströmte Rohre ist dies aus der Grundgleichung $U = B \cdot L \cdot v_m$ (Gl. (5.68)) bei vorausgesetztem homogenen Magnetfeld grundsätzlich ohne weitere Korrekturmaßnahmen der Fall.

Da sich in offenen Gerinnen der Wasserstand ändert, genügt hier die reine Geschwindigkeitsmessung nicht. Zusätzlich wird eine Pegelmessung erforderlich.

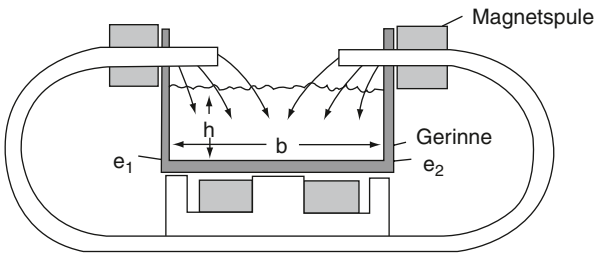


Abb. 5.101 Magnetisch-induktive Durchflussmessung mit Punktelektroden in einem Rechteckgerinne nach Rolff und Starke (1973)

Abgesehen von Spezifikationen in der Verarbeitung der Messsignale, haben sich in der Praxis zwei unterschiedliche Anwendungsformen der kontinuierlichen magnetisch-induktiven Durchflusserfassung entwickelt:

a) Messung mit Punktelektroden, die an der Gewässersohle montiert werden (Abb. 5.101 und 5.104) und
b) Integrierende Messung mit Feldspulen (Abb. 5.105 und 5.106).

5.6.4.1 Messungen mit Punktelektroden

Von Rolff und Starke wurde 1973 ein Verfahren zur magnetisch-induktiven Durchflussmessung in offenen Rechteckgerinnen mit Punktelektroden beschrieben (Abb. 5.101). Da sich in offenen Gerinnen der Wasserstand ändert, muss zusätzlich der Wasserstand gemessen werden.

Es wurde gezeigt, dass sich neben der Strömungsgeschwindigkeit auch der Füllstand magnetisch-induktiv erfassen lässt. Dazu wird zunächst das Magnetfeld horizontal und danach zur Geschwindigkeitsmessung vertikal geschaltet. Die an den Elektroden auftretenden Spannungen werden zwischengespeichert und miteinander multipliziert.

In Weiterentwicklung dieses Verfahrens wurden in teilgefülltem Rechteckquerschnitt entweder mehrere Elektroden diagonal oder an einer Bodenplatte angeordnet installiert (Rolff 1977; Lang 1995; ISO 370 1984 und TURBO-Messtechnik System Top-flux Typ MS-2).

Unabhängig von der Querschnittsform des Messgerinnes können Punktelektroden eingesetzt werden, die, wie in Abb. 5.102 zu erkennen, in einem mausähnlichen Sensor integriert und mit Hilfe von Montagebänden an der Gewässersohle fixiert werden. In Abb. 5.102 handelt es sich um eine Montagehilfe für ein Kreisprofil.

Systeme dieser Bauart sind insbesondere im Kläranlagenbereich und in der Wasserversorgung häufig im Einsatz. Sie sind nach Sévar (1992) gekennzeichnet durch folgende Eigenschaften:

a) leichte Montage in bestehenden Gerinnen und Kanälen oder Wasserläufen,
b) geringe bauliche Maßnahmen und keine Abflussunterbrechung,
c) anpassbar an alle Profilformen und Maße,
d) einschnürungsfreier Einbau (ohne Venturi oder Wehr),

Abb. 5.102 Magnetisch-induktive Durchflussmessung mit Punktelektroden in einem „mausähnlichen" Sensor zur Montage an der Gewässersohle (Hach-Marsh Typ Flo-Tote 3). (Foto: Flowtronic)

e) genaue Durchflussmessung bei Normalabfluss sowie bei Rückstau und Rückfluss,
f) betriebssicher und zuverlässig,
g) einfache Wartung,
h) einsetzbar als mobile und stationäre Einheit, Batterie- oder Netzbetrieb.

Als Registriereinheit dienen i. d. R. Datalogger mit Batterie- oder Solarbetrieb, so dass diese Geräte autark eingesetzt werden können. Ähnliche Messsysteme werden von verschiedenen Herstellern (z. B. auch Turbo-Messtechnik top-flux Typ MS-2) angeboten.

Erreichbare Genauigkeit: Sévar (1992) stellte Ergebnisse von Testmessungen in der Kläranlage Dradenau in Hamburg vor, bei denen ein solches Messverfahren mit akustischen Laufzeitströmungsmessungen verglichen wurde. Der Vergleich beider Messverfahren zeigte in den Tagessummen eine Abweichung zwischen etwa −1 und +11 %. Die erreichte Übereinstimmung über den gesamten Messzeitraum beider Messverfahren lag in der Summe bei ca. 5 %. In diesen 5 % sind auch die maximalen Abweichungen (von11 %) mit berücksichtigt. Es zeigte sich aber auch, dass sich wegen der asymmetrischen Feldverteilung und Elektrodenanordnung bei kleinen Durchflüssen eine Fehlergrenze von 5 % des Momentanwertes mit vertretbarem Aufwand kaum verbessern lässt.

Abbildung 5.103 zeigt Punktelektrodenanlage unter den schwierigen Bedingungen eines Kläranlagenzulaufs. Ein entsprechendes Messsystem wird seit nunmehr 10 Jahren auch am Zulaufpegel zur Fürwiggetalsperre, dem Pegel Schürfelder Becke, erfolgreich betrieben.

Einsatzbereich: Ein-Elektroden-Anlagen sind auf Grund des beschränkten Messvolumens in kleinen Gerinnen und Kanälen sinnvoll einzusetzen. Analog zu Ultraschall-Doppleranlagen (s. Abb. 5.93) kann der Einsatzbereich mit Mehr-Elektroden-Anlagen erweitert werden.

In Abb. 5.104 ist eine Messanordnung mit drei Elektroden in einem Rechteckgerinne zu erkennen, die in diesem Fall aufgrund der Lage der Messstelle direkt

Abb. 5.103 MID-Messung mit einer Punktelektrode im Zulauf einer Kläranlage. (Foto: GWU)

unterhalb einer Gewässerkurve und der daraus resultierenden inhomogenen Geschwindigkeitsverteilung im Gerinne installiert wurde. Da das magnetisch-induktive Messverfahren im Prinzip unempfindlich gegenüber aggressiven Stoffen im Messmedium und unsensibel gegenüber Sedimentablagerungen und Verkrautung ist, wird es heute bevorzugt in Kläranlagenzu- und -abläufen eingesetzt.

Für größere Gewässerdimensionen bieten sich integrierende MID-Anlagen mit Installation eigener Feldspulen an.

5.6.4.2 Integrierende Messung mit Feldspulen

Wesentlich genauere magnetisch-induktive Messsysteme für Flüsse und Kanäle bis zu 20 m Breite werden von W. Herschy (1985) und Morgenschweis u. Sévar (1995) beschrieben. Mit der ISO 9213 wurde 2004 eine eigene Richtlinie für diese Anwendungsform veröffentlicht.

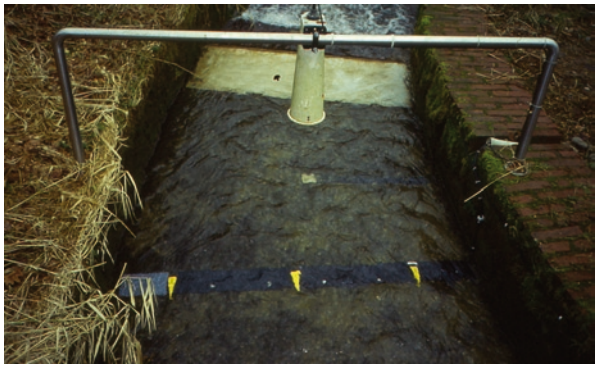


Abb. 5.104 MID-Messung mit drei auf der Gewässersohle montierten Punktelektroden im Ablauf der Fürwiggetalsperre (Flowtronic Typ FLO-SYS 3). (Foto: Ruhrverband)

Grundsätzlich ist nach Bonfig (1992b) für eine präzise magnetisch-induktive Messung ein möglichst homogenes Magnetfeld wünschenswert, wie es innerhalb einer bzw. zwischen zwei gleichen Spulen entsteht. Um den Materialaufwand bei Anlagen der hier genannten Größenordnung in Grenzen zu halten, muss man in solchen Fällen jedoch mit einer einzigen Spule auskommen und die Feldverteilung rechnerisch korrigieren.

Im Prinzip kann diese Spule einfach von oben auf den Rand des Gerinnes gelegt werden, was vor allem bei kleineren Anlagen auch problemlos möglich ist.

Da aber mit zunehmender Gerinnebreite die magnetische Feldstärke immer kritischer wird, muss die Feldspule in solchen Fällen möglichst dicht am Wasserspiegel angeordnet sein, was bei stark unterschiedlichen Wasserständen problematisch ist und den Fehler im unteren Messbereich erhöht.

Wenn für ein größeres Gerinne außerdem, z. B. aus optischen Gründen oder zur Erhaltung der Schiffbarkeit, diese Lösung nicht akzeptabel ist, muss unter dem mit einer Messstation auszurüstenden Kanal zunächst in einer fest definierten Tiefe über die gesamte Kanalbreite eine speziell zu dimensionierende Feldspule verlegt werden (Abb. 5.105 und 5.106). Da das elektrische Nutzsignal mit zunehmendem Verhältnis *b:h* (Breite zu Wassertiefe) durch die elektrische Leitfähigkeit des Gerinne- oder Flussbetts abgeschwächt wird, wird der Messabschnitt mit einer Polyethylenfolie gegen Erde isoliert, bevor die symmetrische Auskleidung des trapezförmigen oder rechteckigen Fundaments mit Spezialbeton erfolgt. Dieses Prinzip wurde bei den Anlagen von Sarasota-Peek (s. Herschy 1985) in Großbritannien mit Erfolg angewendet.

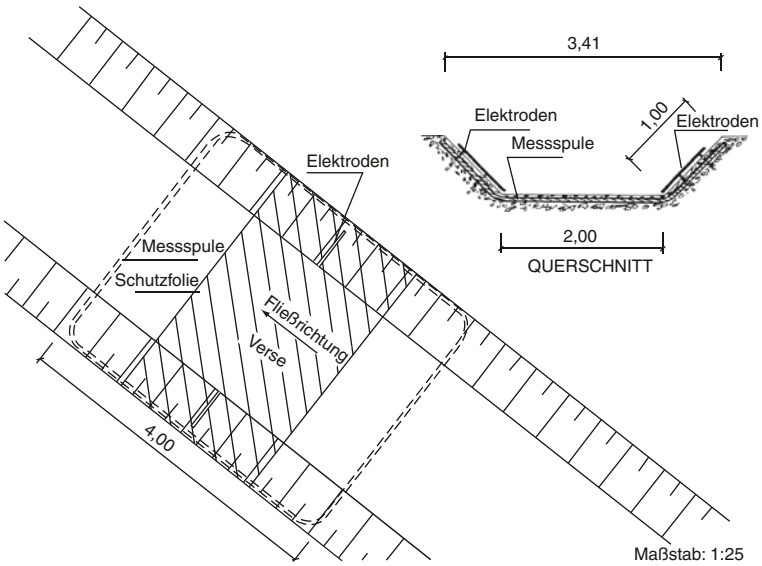


Abb. 5.105 Integrierendes magnetisch-induktives Durchflussmesssystem an der Fürwiggetalsperre. (Morgenschweis 1997)

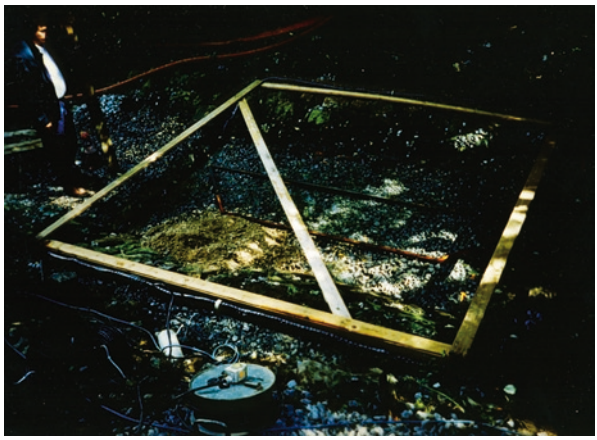


Abb. 5.106 Installation der vorgefertigten Feldspule

Das Einlegen der Schutzfolie im Flussbett erfordert i. d. R. die Umleitung des Gewässers. Diese Umleitung ist meist nicht ohne aufwändige bauliche Maßnahmen möglich, so dass der Preis für die Installation eines solchen MID für offene Gerinne in der Vergangenheit bis zu fünf Mal höher als der Gerätepreis war.

Daher wurde versucht, integrierende magnetisch-induktive Systeme zu entwickeln, die ohne die Installation einer Schutzfolie auskommen. Hierzu wurde in den Jahren 1993–1998 gemeinsam mit Marsh-McBirney (USA), einem der führenden Hersteller von MID-Systemen, an der Fürwiggetalsperre ein entsprechender Prototyp installiert und in der Praxis getestet (Sévar 1992, Morgenschweis u. Sévar 1995; Morgenschweis 1997).

Abbildung 5.105 zeigt den Lageplan und Querschnitt des integrierenden magnetisch-induktiven Durchflussmesssystems, Abb. 5.106 die Verlegung der in den USA vorgefertigten Feldspule.

Die Windungen der Spule werden mit einem Strom von 3 bis 5 A gespeist. Der rechteckförmig verlaufende Strom wird mit einer Frequenz von 6¼ Hz getaktet und ermöglicht damit während einer Messphase magnetische Gleichfeldstärken zwischen 30 und 100 A/m. Die so im Wasser induzierte Rechteckspannung (5–100 μV) wird mit Streifenelektroden an den Seiten des Gerinnes abgegriffen, durch entsprechende Filterungsmaßnahmen von Störspannungen befreit und dem Durchflussrechner zur Auswertung übergeben. Die Verlegung der Signalleitungen war dabei mit äußerster Sorgfalt vorzunehmen, damit die Gegeninduktivität zur Feldspule minimal wird. Extrem hohe Anforderungen wurden auch an die Elektronik gestellt: Die hochempfindlichen Eingangsverstärker, die im Normalfall für Differenzspannungen von wenigen Mikrovolt dimensioniert sind, dürfen auch von den auftretenden Potentialdifferenzen bei einem Blitzeinschlag in unmittelbarer Nähe der Elektroden nicht zerstört werden. Entsprechende Überspannungs-Schutzbeschaltungen bzw. Blitzschutzmaßnahmen wurden daher eingebaut.

Nach 1½-jähriger Testphase zeigten sich schwankende Instabiltäten und eine langsame Drift des Signals. Die Signaldrift konnte durch eine Reduzierung der Spuleneinspeisefrequenz auf 3¼ Hz und den Einbau eines neu entwickelten digitalen

Filters beseitigt werden. Insgesamt konnte das Messsignal stabilisiert werden, da die harmonischen Störspannungen wesentlich geringer wurden. Durch diese Maßnahme wurden die auftretenden externen Störsignale jedoch nur leicht reduziert.

Daraufhin wurde als Ultima Ratio auf beiden Seiten der Elektroden eine 1 m breite Schutzfolie eingezogen, um das Messprofil gegen externe Störspannungen abzuschirmen (s. Abb. 5.105). Die Schutzfolie wurde mit 2 m Lauflänge so klein wie möglich gehalten; bei der bisherigen Praxis (z. B. Sarasota-Peek) hätte das Gewässer auf 7 bis 10 m ausgekleidet werden müssen (Morgenschweis 1997).

Zur *Kalibrierung* des Messsystems ist anzumerken, dass grundsätzlich die mit dem MID-System gemessene Spannung linear proportional zur Fließgeschwindigkeit ist, wenn der Elektrodenabstand L und die Magnetfeldstärke B konstant sind. Bei einem Trapezprofil muss man aber feststellen, dass der mittlere Elektrodenabstand L mit dem Wasserstand zunimmt, und somit das Signal stärker wird. Um diesem Problem aus dem Wege zu gehen, muss beim Trapezprofil oder natürlichem Querschnitt die Kalibrierung bei verschiedenen Wasserständen analog zur Erarbeitung von Durchflusskurven durchgeführt werden, damit die nichtlineare Relation zwischen Messsignal und mittlerer Geschwindigkeit bestimmt werden kann (vgl. Abb. 5.107). Die Kalibrierung wurde mit Hilfe von hydrometrischen Flügeln und über Tracerversuche durchgeführt (Morgenschweis u. Sévar 1995).

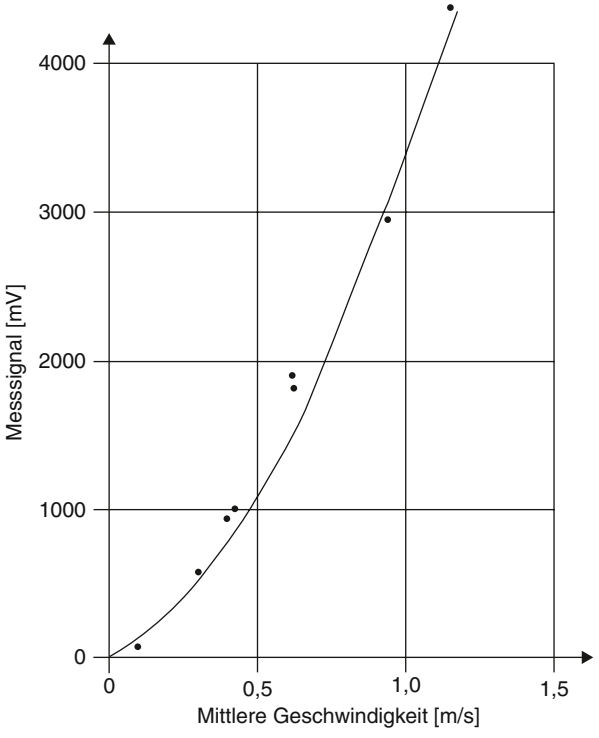


Abb. 5.107 Kalibrierung des integrierenden magnetisch-induktiven Durchflussmesssystems

Die *Messgenauigkeit* integrierender MID-Messanlagen erreicht nach Herschy (2009) den für offene Gerinne hervorragenden Wert von 2 %. Nach Erfahrungen des Autors kann auf jeden Fall eine Genauigkeit von 3 % eingehalten werden.

Was die Erfahrungen mit der Pilotanlage an der Fürwiggetalsperre angeht, kann festgehalten werden, dass nach einer Phase mit gravierenden messtechnischen Problemen und erfolgtem Umbau das integrierende magnetisch-induktive Durchflussmesssystem ein deutlich verbessertes Systemverhalten aufwies und gute bis sehr gute Ergebnisse lieferte. Um ein solches System jedoch zukunftsfähig zu machen, muss die gesamte Messelektronik auf digitale Technik umgestellt werden, da ansonsten die für die Serienproduktion erforderliche CE-Zertifizierung und ein wartungsarmer Betrieb nicht zu erreichen sind. Aus Kostengründen wurde die Entwicklung leider eingestellt, obwohl die Messergebnisse vielversprechend waren. Es wäre m. E. wünschenswert, wenn mit Hilfe neuer digitaler elektronischer Bauteile die Idee der integrierenden magnetisch-induktiven Durchflussmessung in offenen Gerinnen (bis 25 m Breite) weiter vorangetrieben würde.

5.6.5 Vor- und Nachteile

Zusammenfassend können der MID-Technik nach Bonfig (1992b) folgende Vorteile bescheinigt werden:

- keine Einschnürung des Fließquerschnitts – kein Höhen- bzw. Druckverlust,
- kein zusätzliches Gefälle erforderlich,
- keine langen Einlaufstrecken notwendig,
- unempfindlich gegen Sedimente, Schlamm oder Geröll,
- unempfindlich gegen Dichte-, Druck-, Temperatur- und Viskositätsschwankungen sowie
- weitgehend wartungsarmer Betrieb.

Dies sind im Hinblick auf heute gebräuchliche Alternativen in der Durchfluss-Messtechnik in offenen Gerinnen unübersehbare Vorteile. Daher werden für die MID-Technik grundsätzlich gute Chancen bei zukünftigen Anwendungen in offenen Gerinnen prognostiziert (Bonfig 1992b).

Anlagen mit Punktelektroden werden heute schon in kleineren Gewässern und Kanälen häufig eingesetzt; insbesondere in der Kläranlagentechnik haben sie sich bewährt (Westrich et al. 1983; Erb 1998).

Bei großen Anlagen sind die notwendigen baulichen Installationsmaßnahmen allerdings sehr teuer. Mit der Größe der Spule wächst auch der Weg, den die magnetischen Feldlinien durch das umgebende, niedrigpermeable Material zurücklegen müssen und damit das Problem, ein ausreichend starkes Magnetfeld aufzubauen. Der Energieverbrauch für den Aufbau großer Magnetfelder zwingt außerdem den Anwender, aus wirtschaftlichen Gründen mit minimalen Flussdichten auszukommen, was wiederum das Signal-Rauschverhältnis der induzierten Messspannung und damit die Qualität der Messung verschlechtert.

Diese Überlegungen erlauben den Schluss, dass eine Baugröße von 2 bis 3 m Durchmesser bei geschlossenen, teilgefüllten Rohren bzw. 10 bis 20 m Breite bei offenen Gerinnen als Grenze der wirtschaftlich sinnvollen Anwendungen magnetisch-induktiver Durchflussmessgeräte betrachtet werden kann.

Es wäre wünschenswert, wenn in diesem Bereich die technische Weiterentwicklung seitens der Hersteller wieder vorangetrieben würde; dies scheint zurzeit nicht der Fall zu sein, obwohl die Vorteile von MID-Systemen auch beim Einsatz in offenen Gerinnen unübersehbar sind. Abschließend hebt Bonfig (1992b) einen entscheidenden Vorteil von magnetisch-induktiven Messsystemen gegenüber anderen heute in offenen Gerinnen eingesetzten Verfahren hervor: es wird die *mittlere* Fließgeschwindigkeit als Nutzspannung gemessen und bei geschickter technischer Auslegung der Messanlage erfolgt dies unabhängig vom Messquerschnitt. In der Signalverarbeitung resultierte der entscheidende Fortschritt bei MID-Systemen durch den Wechsel von der zuerst (seit 1950) benutzten Wechselspannung zur Gleichspannung (ab 1970), genauer zum getakteten Gleichfeld. Ebenso ist ein entscheidender Fortschritt durch den Einsatz digitaler elektronischer Bauteile zu erwarten.

5.7 Durchflusserfassung durch kontinuierliche Messung des Wasserspiegelgefälles (ΔW-Verfahren)

5.7.1 Einführung

Voraussetzung für die Bewirtschaftung wasserwirtschaftlicher Systeme ist das Vorhandensein zuverlässiger Daten. Handelt es sich dabei um die Bewirtschaftung ganzer Flusseinzugsgebiete, z. B. zum Zwecke der Trink- und Brauchwasserversorgung oder des Hochwasserschutzes, sind einerseits neben meteorologischen Informationen Durchflussdaten des zugrundeliegenden Gewässernetzes von besonderer Wichtigkeit. Andererseits sind gerade in Gewässern mit hohem Nutzungsdruck im Laufe vieler Jahrzehnte besonders starke anthropogene Eingriffe zu verzeichnen. So weisen heute die meisten mitteleuropäischen Flüsse eine große Anzahl von Stauhaltungen auf, die verschiedenen Zwecken wie Wasserableitung, Wasserkraftnutzung, Schiffbarmachung etc. dienen.

Dies hat zur Folge, dass nur noch an wenigen Stellen freier Abfluss ohne Rückstau gegeben ist. Da im staugeregelten Bereich jedoch der Wasserstand nicht nur infolge veränderter Durchflussmengen zu- oder abnimmt, sondern auch in Abhängigkeit der Stauhöhe an einem unterhalb gelegenen Wehr, kann hier die herkömmliche gewässerkundliche Messtechnik mit kontinuierlicher Registrierung des Wasserstands an einem Pegel und Umwandlung in den zugehörigen Durchfluss mit Hilfe einer W-Q-Beziehung oder Durchflusskurve (s. Kap. 5.4) nicht zur Anwendung kommen.

Ein Charakteristikum für solche geregelte Staubereiche ist die veränderliche Beziehung zwischen Wassertiefe und Durchfluss. Aus Abb. 5.108 sind die Schwierig-

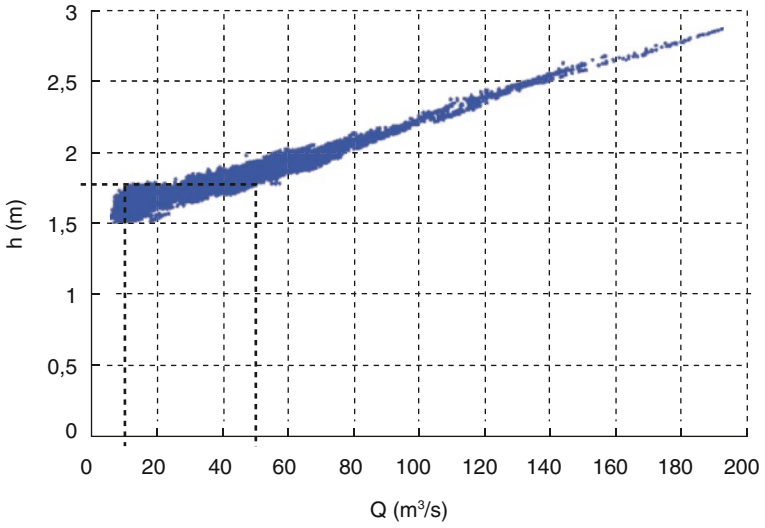


Abb. 5.108 Wasserstand-Durchfluss-Beziehung am Pegel Fröndenberg in der mittleren Ruhr. (Dose 2002)

keiten zur Bestimmung des Durchflusses mit Hilfe der Durchflusskurven-Methode ersichtlich; einer Wassertiefe h_1 von z. B. 1,75 m können Durchflüsse Q zwischen 8 und 50 m³/s zugeordnet werden. Auch wird deutlich, dass die Wassertiefe infolge des Staueinflusses nicht unter einen Wert von etwa 1,5 m fällt. Neben dem Stau durch ein geregeltes Wehr kann es auch auf Grund der Mündung in ein anderes Gewässer zu einem Rückstau kommen; Verlegungen an Brücken und anderen Einbauten oder Verkrautung der Gewässerstrecke unterhalb des Pegels können ebenso wie stark instationäre Durchflüsse, z. B. unterhalb von Stauanlagen, das Aufstellen einer eindeutigen Beziehung zwischen h und Q verhindern.

In Kap. 5.7.3.3 werden exemplarisch die Auswirkungen solch unzureichender Auswertungen mittels konventioneller Durchflusskurven dargestellt.

Eine weitere Problematik besteht bei instationären Abflussvorgängen. Hierbei ändert sich innerhalb kurzer Zeit der Durchfluss, z. B. bei einer Hochwasserwelle oder infolge von Schwall- und Sunk-Erscheinungen, wie sie durch Wasserkraftanlagen verursacht werden. Im ansteigenden bzw. abfallenden Ast einer solchen Welle stellen sich für den gleichen Durchfluss unterschiedliche Wasserstände ein (Hysterese, s. Kap. 5.4.7), so dass bei Anwendung einer konventionellen Durchflusskurve fehlerhafte Messergebnisse für den Durchfluss ermittelt werden.

Dagegen eignen sich zur kontinuierlichen Durchflussmessung in staugeregelten Bereichen prinzipiell alle Verfahren, bei denen die Fließgeschwindigkeit des Gewässers direkt und kontinuierlich gemessen wird, da sich nach der Kontinuitätsgleichung der Durchfluss Q als Produkt von durchflossenem Querschnitt A und mittlerer Fließgeschwindigkeit v_m ergibt (s. Gl. (2.4) in Kap. 2.3.2).

In der Praxis haben sich auf Grund der mikroelektronischen Entwicklung zwei Entwicklungspfade in den letzten Jahren durchgesetzt:

1. Ultraschallanlagen, bei denen die Fließgeschwindigkeit auf akustischem Weg kontinuierlich erfasst wird.
   Hierbei ist zu unterscheiden zwischen

   a) Ultraschallanlagen, die nach dem Laufzeitverfahren (Kap. 5.5.3) und
   b) Ultraschallanlagen, die nach dem Doppler-Prinzip (Kap. 5.5.4) arbeiten.

   Beide Verfahren wurden in Kap. 5.5 eingehend vorgestellt.

2. Hydraulische Verfahren, die auf den Gesetzmäßigkeiten der Fluidmechanik aufbauen. Hierbei ist zu unterscheiden zwischen

   a) Ausbau eines Fließquerschnitts mit hydraulisch definierten Messbauwerken, wie z. B. Wehren, Venturikanälen etc. (s. Kap. 5.3).
      Wegen des dabei notwendigen starken Eingriffs in das Gewässer und der damit verbundenen hohen Baukosten sind diese Konstruktionen in der Regel auf kleinere bis mittlere Gewässer beschränkt.
   b) Messung von hydraulischen Einflussgrößen, wie z. B. des Wasserspiegelgefälles, auf dem das ΔW-Verfahren basiert.
      Diese unter 2.) genannten Verfahren können für unverbaute und rückgestaute Fließquerschnitte und somit auch für größere Gewässer angewandt werden und sollen in diesem Kapitel behandelt werden.

Das auf der Messung des Wasserspiegelgefälles basierende Verfahren stellt demnach ein hydraulisches Verfahren dar, wie es von Kaldenhoff u. Schumacher (1992) in einem Grundsatzpapier ausdrücklich gefordert wurde. Dies war im Übrigen Veranlassung für die Entwicklung des in Kap. 5.7.3 vorgestellten ΔW-Verfahrens.

5.7.2 Messprinzip der ΔW-Durchflussmessung

Abgeleitet aus strömungstechnischen Gesetzmäßigkeiten macht man sich beim ΔW-Verfahren zu Nutze, dass der Durchfluss Q in einem Gerinne außer von der Wassertiefe h_1, der Geometrie und Rauheit des Gerinnebetts auch von der Neigung I_W des Wasserspiegels (WSP) abhängt. Das Messprinzip ist in Abb. 5.109 dargestellt. An zwei Stellen mit dem Abstand L wird jeweils die Höhe h_1' bzw. h_2' der darüber befindlichen Wassersäule gemessen. Der oberwasserseitige Wasserstand ergibt sich aus der Addition von Pegelnullpunkt *PNP* und h_1', die Wassertiefe aus der Differenz zwischen Wasserstand und Flusssohle. Die Wasserspiegelneigung I_W bestimmt sich zu:

$$I_W = \frac{h_1' - h_2'}{L} = \frac{\Delta W}{L}, \tag{5.72}$$

vgl. auch Gl. (2.9) in Kap. 2.3.3.

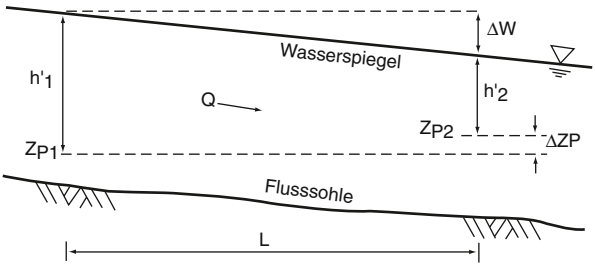


Abb. 5.109 Messprinzip des Δ*W*-Verfahrens. (Morgenschweis u. Dose 2001)

Die Entwicklung dieses relativ einfachen Messprinzips erfolgte historisch gesehen in zwei Entwicklungsstufen:

1. **Stufe:** In den 1950er Jahren wurden für Flüsse mit variablem Rückstau basierend auf den empirischen Fließformeln von Chézy (vgl. Gl. (2.8) in Kap. 2.3.3) oder Manning und Strickler (vgl. Gl. (2.11) in Kap. 2.3.8) einfache Verfahren zur Durchflusserfassung entwickelt (Corbett et al. 1945; Mitchel 1954; Riggs 1976), die anfangs bevorzugt zur Berechnung von Hochwasserabflüssen genutzt wurden. Diese Ansätze sind prinzipiell für die Berechnung *stationärer* Fließvorgänge ($dQ/dt = 0$) geeignet. Obwohl sich natürliche Gewässer in der Regel nicht stationär verhalten, werden diese Verfahren dennoch bei langsam ablaufenden Veränderungen näherungsweise eingesetzt und als „quasistationäre" Ansätze bezeichnet (Schröder 1999). Das dazu benötigte Wasserspiegelgefälle I_W wird aus Aufzeichnungen von Standardpegeln als Referenzmessstellen („base gauge") und einem flussabwärts zusätzlich installierten Hilfspegel „(auxilliary gauge") abgeleitet.
   Dieses Verfahren, in der englischsprachigen Literatur als „stage-fall-discharge" oder „slope-stage-discharge"-Methode bezeichnet (Mitchell 1954), darf nicht verwechselt werden mit der „slope-area"-Methode, die – ebenfalls aufbauend auf den empirischen Fließformeln von Chézy oder Manning-Strickler – im Wesentlichen zur indirekten Berechnung von Hochwasserabflüssen, z. B. aus Hochwassermarken oder Hochwassergeschwemmsellinien, genutzt wird (WMO II 1980; Boiten 2008; Herschy 2009). Da es sich hierbei nicht um ein Verfahren der kontinuierlichen Durchflusserfassung handelt, ist es nicht Bestandteil dieses Kapitels.
   Bei der Anwendung des ΔW-Verfahrens für stationäre Fließvorgänge unterscheidet man zwei mögliche Vorgehensweisen:

   a) die „constant-fall"-Methode, die bei Beeinflussung der W-Q-Beziehung über die gesamte Spannweite der Wasserstände (was in natürlichen Gewässern nicht dem Normalfall entspricht) angewendet wird und
   b) die „normal-fall"-Methode, bei Auswirkungen in einem Teilbereich der W-Q-Beziehung, z. B. bei Überschreiten eines bestimmten Schwellenwertes.

Das Ergebnis solcher Berechnungen ist eine Durchflusskurvenschar mit dem gemessenen Wasserspiegelgefälle I_W als zusätzlicher Variablen, wie in Abb. 5.110 vereinfacht dargestellt. Hierbei handelt es sich um eine nach der „constant-fall"-

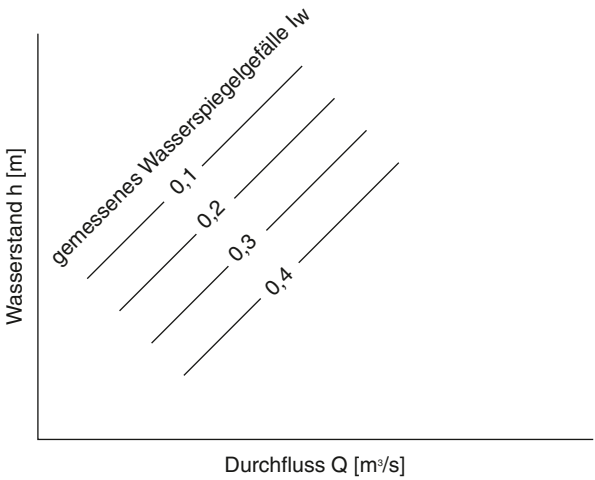


Abb. 5.110 Schematische Darstellung einer Durchflusskurvenschar für unterschiedlich gemessene Gefällswerte I_W

Methode erarbeitete Beziehung, d. h. die einzelnen Geraden sind für verschiedene, aber konstante Gefällswerte gültig.

Der Anwendungsbereich dieses Verfahrens wird, unabhängig von den beiden Vorgehensweisen, durch die Vorgabe eines Mindestgefälles von 0,1 m (Herschy 2009) bzw. 0,15 m (Boiten 2008) entweder auf rückgestaute Gewässer mit relativ hohem Wasserspiegelgefälle oder auf große Gewässer beschränkt. Grundsätzlich hat sich die Methode im Bereich von Extremabflüssen, wie z. B. bei Hochwasser, in der Praxis bewährt, wenn auch die erreichbare Genauigkeit naturgemäß beschränkt ist.

Da alle Facetten dieses Verfahrens einschließlich Ableitungen zur rechnerischen Ermittlung des Durchflusses nach beiden Methoden eingehend und nachvollziehbar dargestellt sind, wird hier nur auf die weiterführende Literatur verwiesen (WMO II 1980; Boiten 2008; Herschy 2009 u. ISO 9123 2001).

2. **Stufe:** Eine Weiterentwicklung erfuhr das ΔW-Verfahren in den letzten rd. zehn Jahren durch Ausweitung auf die Erfassung *instationärer* Fließvorgänge, bei denen sich der Durchfluss mit der Zeit mehr oder weniger schnell verändert ($dQ/dt \neq 0$). Solche Fließvorgänge sind i. Allg. typisch für natürliche Gewässer. Dieses innovative Verfahren, das – eine sehr hohe Messgenauigkeit vorausgesetzt – universell eingesetzt werden kann, soll hier eingehend behandelt werden, obwohl es von der technischen Ausgestaltung her erst als Prototyp vorliegt. Es ist noch wenig publik und nach Meinung des Autors sehr vielversprechend.

5.7.3 ΔW-Anlage zur Messung instationärer Durchflüsse

Die Realisierung geht zurück auf ein gemeinsames Entwicklungsprojekt des Lehr- und Forschungsgebietes Wasserbau und Wasserwirtschaft der Bergischen Universi-

tät Wuppertal (Prof. Dr.-Ing. H. Kaldenhoff), der Fa. OTT-Messtechnik in Kempten und des Ruhrverbands in Essen, das am Pegel Fröndenberg an der mittleren Ruhr umgesetzt wurde. Die theoretischen Grundlagen wurden im Rahmen einer Dissertation von T. Dose (2002) erarbeitet. Für die Koordination und die messtechnische Umsetzung war die Abt. Wasserwirtschaft des Ruhrverbands in Essen verantwortlich; die messtechnische Ausstattung wurde von der Fa. OTT geliefert (Details s. Dose 2002, 2004; Dose u. Morgenschweis 2001; Dose u. Schlurmann 2001; Morgenschweis u. Dose 2001, 2002).

Da instationäre Durchflüsse erfasst werden sollen, muss zuerst auf die Grundlagen instationärer Strömungsvorgänge eingegangen werden.

5.7.3.1 Theoretische Grundlagen instationärer Strömungsvorgänge

Die Aufgabenstellung, durch Messung des Wasserspiegelgefälles und der Wassertiefe den Durchfluss in einem Flussabschnitt zu berechnen, lässt sich in der Theorie auf die Lösung der Bewegungsleichungen der Fluidmechanik zurückführen. Bereits im 18. Jahrhundert stellten Bernoulli (1738) und Euler Gleichungen für Strömungsvorgänge unter Vernachlässigung der inneren Reibungskräfte auf. Die vollständigen Bewegungsgleichungen laminar strömender Fluide wurden im 19. Jahrhundert von Navier und Stokes angegeben und durch Reynolds für turbulente Strömungen erweitert. Eine analytische Lösung gibt es im allgemeinen Fall nicht, so dass numerische Methoden zur näherungsweisen Lösung herangezogen werden müssen.

1843 stellte Saint-Venant ein Differenzialgleichungssystem zur Beschreibung von Hochwasserwellen in Gerinnen auf, das sich auf den Impulserhaltungssatz und die Kontinuitätsgleichung für den Massenerhalt stützt (Herleitung und Vereinfachungen in Dose 2002).

Zur numerischen Lösung der Saint-Venantschen Gleichungen existieren verschiedene Verfahren. Zu diesen Verfahren zählen die Charakteristiken-Methode (explizit und implizit), Finite-Differenzen-Methode (explizit und implizit) und implizite Finite-Elemente-Methode (weitere Ausführungen in Helmig 1996).

Die physikalisch-mathematische Herleitung der Strömungsgleichungen ist in der Dissertation von T. Dose (2002) ausführlich behandelt.

Bei der Entwicklung des ΔW-Verfahrens wurde von Dose (2002) zur numerischen Lösung ein an der TU München, Lehr- und Forschungsgebiet Wasserbau und Wasserwirtschaft, entwickelter Algorithmus verwendet (IMOC = Implizites Charakteristikenverfahren, Schmitz 1981). Das auf eindimensionale Problemstellung beschränkte Programm berechnet die Lösung des quasi-linearen partiellen Differenzialgleichungssystems erster Ordnung vom hyperbolischen Typ nach der Methode der impliziten Charakteristiken.

Ein Vorteil der impliziten Methode ist, dass die Begrenzung des Schrittgrößenverhältnisses für Weg und Zeit, das sogenannte Corant-Friedrichs-Lewy-Kriterium, entfällt; Schmitz (1981) zeigt, dass Konsistenz, Stabilität und Konvergenz eingehalten werden. Der FORTRAN-Code der TU München erhielt die

Bezeichnung IMOC (Implizites Charakteristikenverfahren). Der Algorithmus wurde auf die mathematische Plattform MATLAB^{R} portiert und um den Verlustansatz nach Colebrook-White einschließlich des Formbeiwert-Konzepts nach Marchi erweitert.

Das eindimensionale Verfahren wurde gewählt, um eine Berechnung direkt am Pegel zu ermöglichen (einfachere Hardware). Hierfür wurde auch das folgende Gleichungssystem abgeleitet (Gl. (5.73)), dessen Ergebnisse mit dem IMOC-Verfahren verglichen wurden. Die geringen Unterschiede lassen eine Vereinfachung der Berechnung zu. Dadurch lässt sich unter Berücksichtigung des Wasserspiegelgefälles $I_W = \Delta W/L$ (s. Gl. (5.72)) eine Beziehung zwischen der gesuchten mittleren Fließgeschwindigkeit v_m, den Messgrößen Wasserstand h und Wasserstandsdifferenz ΔW sowie den von h abhängigen geometrischen Größen für die Fließquerschnitte A_1, A_2, dem hydraulischen Durchmesser $D_m = ½\ (D_1 + D_2)$ und dem Verlustbeiwert $\lambda = f(R_e, k_s, D)$ finden. Der mittlere Fließquerschnitt $A_m = ½\ (A_1 + A_2)$ geht ebenso wie v_m mit der zeitlichen Ableitung in die Rechnung ein, welche als Differenzenquotient angegeben ist. $\Delta A = A_2 - A_1$ gibt die Veränderung des Fließquerschnitts der Messstrecke wieder. Der gesuchte Durchfluss berechnet sich schließlich aus Gl. (5.73):

$$v_m = \frac{\frac{A_{m,t_0}}{A_m \Delta t} \pm \sqrt{\left(\frac{A_{m,t_0}}{A_m \Delta t}\right)^2 - 4\left(\frac{\Delta A}{L\, A_m} - \frac{\lambda}{2D_m}\right)\left(g\, I_W + \frac{v_{m,t_0}}{\Delta t}\right)}}{2\left(\frac{\Delta A}{L\, A_m} - \frac{\lambda}{2D_m}\right)} \tag{5.73}$$

mit

$$\lambda = \left(-2\lg\left(\frac{k_s}{3{,}71 f D_m}\right)\right)^{-2} \tag{5.74}$$

und

$$Q = A_m \cdot v_m.$$

Gleichung (5.74) gilt unter der Voraussetzung hydraulisch rauer Bedingungen.

Bei stationärem Durchfluss können $v_{m,t_0} = v_m$ und $A_{m,t_0} = A_m$ gesetzt werden und der Durchfluss nach Gl. (5.75) berechnet werden

$$Q = A_m v_m = A_m \sqrt{\frac{2gI_W}{\frac{\lambda}{D_m} - \frac{2\Delta A}{LA_m}}} \tag{5.75}$$

Sollten die Verhältnisse eines Pegels nicht den Voraussetzungen einer eindimensionalen Betrachtungsweise genügen, muss ein zweidimensionales Verfahren in Betracht gezogen werden. Die Variablenbezeichungen in Gln. (5.73) bis (5.75) sind in Abb. 5.109 und im laufenden Text erläutert.

5.7.3.2 Messtechnische Umsetzung

Auswahl der Messstelle: Nach § 2 des Ruhrverbandsgesetzes vom 7.2.1990 sind in der Ruhr vorgegebene Mindestabflüsse an Kontrollquerschnitten in der unteren Ruhr bei Hattingen und in der mittleren Ruhr bei Villigst jederzeit einzuhalten, um die Wasserversorgung des rechtsrheinisch-westfälischen Industriegebiets sicherzustellen. Der 1990 für den Pegel Villigst (Abb. 5.111) festgelegte Grenzwert von 8,4 m³/s hat sich einerseits seit Inkrafttreten des RuhrVG als besonders stringent erwiesen.

Da andererseits – wie aus Abb. 5.111 zu ersehen ist – auf der 41,2 km langen Fließstrecke zwischen der Möhneeinmündung und Villigst lediglich die beiden Pegel Bachum und Villigst existieren, bestand seit Jahren die Forderung nach einer zusätzlichen Messstelle in diesem Flussabschnitt, um die Datengrundlage für die im Einsatz befindlichen hydrologischen Modelle zu verbessern und so die Talsperrensteuerung weiter optimieren zu können.

Abbildung 5.111 zeigt die Lage des Pegels Fröndenberg in der mittleren Ruhr zwischen der Möhneeinmündung und Villigst; eingetragen sind daneben die Stauhaltungen, Wasserwerke und Durchflussmessstellen.

Als geeignete Messstrecke bot sich ein über 1.000 m geradliniger Ruhrabschnitt in Höhe der Ruhrverbands-Pumpstation Fröndenberg-Dellwig (s. Abb. 5.111) an. Hier bestand auch die Möglichkeit, die Messstelle mit einem Strom- und Telefonanschluss zu versorgen.

Als Standortnachteil musste jedoch in Kauf genommen werden, dass sich die Messstelle im Rückstau der 2,9 km flussabwärts gelegenen Wehranlage Hengsen der Dortmunder Energie und Wasser AG befindet (s. Abb. 5.111); diese dient zur Ableitung von Ruhrwasser, das nach dem Verfahren der künstlichen Grundwasseranreicherung aufbereitet wird. Zusätzlich wird hier eine mit zwei Kaplan-Turbinen

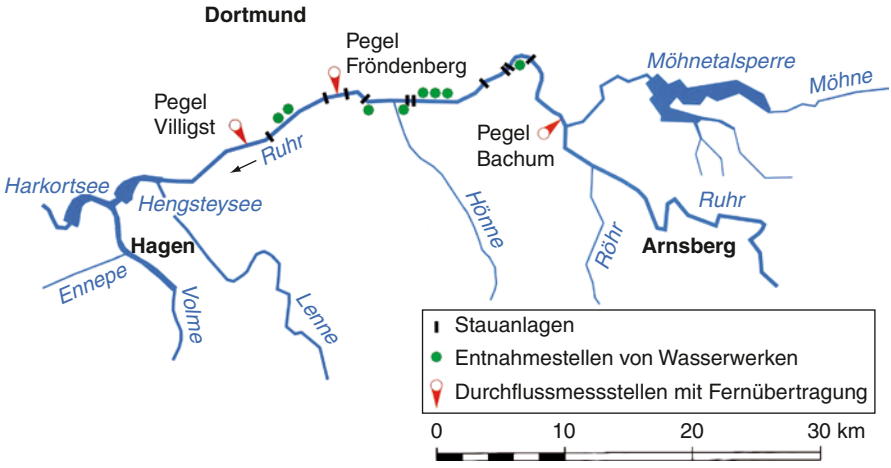


Abb. 5.111 Lage des Pegels Fröndenberg/Ruhr. (Morgenschweis u. Dose 2001)

Abb. 5.112 Ruhr bei Fröndenberg mit Messstrecke und Halterung für einen Ausperltopf. (Morgenschweis u. Dose 2001)

ausgerüstete Wasserkraftanlage betrieben, welche einen maximalen Wasserdurchsatz von $Q_{ges} = 50$ m³/s hat. Etwa 1,5 km oberhalb der ausgewiesenen Messstelle liegt eine Stauanlage der Stadtwerke Fröndenberg, welche ebenfalls mit zwei Kaplan-Turbinen ($Q_{ges} = 40$ m³/s) zur Energieerzeugung bestückt ist. Diese Nachteile erschienen jedoch aufgrund der in Kap. 5.7.2 erläuterten neueren Entwicklung der Durchflussmesstechnik für rückgestaute Flussbereiche von nicht entscheidender Bedeutung, zumal auf Grund der starken anthropogenen Überformung der Ruhr in diesem Bereich kein alternativer Standort vorhanden war.

Abbildung 5.111 zeigt den betrachteten Flussabschnitt und die Lage des Pegels Fröndenberg. Das Foto in Abb. 5.112 veranschaulicht die örtlichen Gegebenheiten wie Geländeprofil, Uferausbildung sowie Vegetation und belegt den bereits im Grundriss erkennbaren geradlinigen Verlauf der Ruhr in diesem Abschnitt. Diese Verhältnisse wie auch die gleichmäßigen Querschnittsprofile lassen eine eindimensionale Berechnungsweise zu. Das mittlere Sohlengefälle vom Pegel Fröndenberg bis zum Wehr Hengsen beträgt etwa 0,5 ‰. Ungefähr 70 m oberhalb der Pegelstelle 1 wird das Ufer durch die Fundamente der „Kuhbrücke“ eingefasst, die den Fließquerschnitt nicht einengt, und für Kontrollmessungen geeignet ist.

Wahl und Installation des Messsystems: Voruntersuchungen ergaben, dass bei Durchflüssen im Niedrigwasserbereich ($Q = 8$ bis 10 m³/s) auf einer Strecke von 100 m nur sehr geringe Wasserspiegeldifferenzen im Millimeterbereich auftraten. Daraus resultierte die Forderung nach einer Messtechnik, die den Wasserstand mit einer Genauigkeit von etwa einem Zehntel Millimeter erfassen kann. Eine so genaue Wasserstandserfassung ist absolut nur im Labor, aber nicht bei einem Feldversuch erreichbar. Nach Rücksprache mit dem Messgerätehersteller wurde daraufhin eine *Druckdifferenzmessanlage* gewählt, die nach dem bewährten *Einperlverfahren* den Wasserstand an zwei Punkten im Gewässer misst und über einen Differenzdruckaufnehmer die Wasserstandsdifferenz relativ ermittelt.

Das *Einperlverfahren* basiert auf der linear mit der Wassertiefe zunehmenden Druckhöhe – eine hydrostatische Druckverteilung vorausgesetzt. Dabei wird der Wasserdruck an einer fest installierten Einperlöffnung erfasst, so dass sich die

Höhe der darüber liegenden Wassersäule ableiten lässt (Details s. Kap. 3.5.3). Zur Messung der Wasserstandsdifferenz sind zwei Einperlsensoren erforderlich, die in einem größeren Abstand von einander installiert werden (Abb. 5.109 u. 5.113). Um die erforderliche Messgenauigkeit zu erreichen, wurde zusätzlich die Entfernung zwischen den beiden Einperltöpfen auf $L = 208$ m vergrößert und wurden die Einperltöpfe mit jeweils zwei separaten Druckleitungen verbunden, damit Mess- und Einperlleitungen unabhängig voneinander zur Verfügung stehen.

Die Einperlöffnung am oberwasserseitigen Messquerschnitt ist mit dem Ende eines Schlauchs verbunden und unterhalb der Wasseroberfläche befestigt. Eine Druckluftversorgung erzeugt einen kontinuierlichen Luftstrom, durch den der Schlauch frei von Wasser gehalten wird, so dass sich der Wasserdruck an der Öffnung auf Grund der konstanten Druckverteilung eines Gases bis zu einem im Pegelhaus montierten ersten Druckaufnehmer überträgt. Ein zweiter Druckaufnehmer ist zwischen die Sensoren 1 und 2 geschaltet, so dass direkt die Druckdifferenz gemessen und so die größtmögliche Genauigkeit zur Messung der Wasserstandsdifferenz zwischen den beiden Messquerschnitten erreicht wird. Die Anzahl der Blasen wurde auf 60 Blasen/min oder 1 Blase/s eingestellt.

Die für den Betrieb der beiden Druckluftpegel erforderlichen *Ausperltöpfe* wurden jeweils am Ende von zwei ca. 3 m langen U-Profilen aus Aluminium montiert und auf einer Betonunterkonstruktion im Uferbereich der Ruhr in einer Tiefe von ca. 40 cm unter Niedrigwasser fixiert. Abb. 3.25 in Kap. 3.5.3 zeigt ein Beispiel für einen Ausperltopf, wie er in Fröndenberg verwendet wurde. Die walfischrückenartige Form war aus hydraulischen Modellversuchen hervorgegangen; die Funktionsweise ist angelehnt an ein Prandtlsches Staurohr (s. Kap. 4.5.9). Auf diese Weise ermöglichen diese Einperlvorrichtungen eine hohe Genauigkeit. So wurde die komplette Messeinrichtung aus in der Praxis bewährten und auf dem Markt erhältlichen Einzelkomponenten wie den Einperlsystemen (Ott Pneumatikpegel, s. Abb. 3.24) und dem Differenzdruck-Transmitter (Endress + Hauser Typ Deltabar SPMD 230) zusammengesetzt.

In einem *Datensammler* (Typ Ott-LogoSens 2) werden die vom Transmitter gelieferten analogen Druckdifferenzdaten in digitale Wasserstandsdifferenzen umgewandelt und gespeichert. Der ebenfalls erforderliche Wasserstand wird von einer im Drucksystem des Oberwasserpegels integrierten Drucksonde ermittelt und ebenfalls im Datensammler abgelegt. Die Druckluftversorgung erfolgt über einen Kompressor mit Ausgleichsbehälter. Die gesamte Anlage wurde in einem als Fertigteil angelieferten Holzhaus mit den Grundmaßen 2,0 × 2,5 m untergebracht (Morgenschweis u. Dose 2001).

Zur Ermittlung von *Referenzmesswerten* für den Durchfluss am Pegel Fröndenberg wurde als zweites, vom Druckdifferenzverfahren unabhängig arbeitendes Messsystem, eine Ultraschallanlage nach dem Laufzeitprinzip als Einebenen-Konfiguration mit einem Winkel von 25° zur Fließrichtung (Firma Quantum-Hydrometrie) installiert; zum Messprinzip wird auf Kap. 5.5 verwiesen. Abb. 5.113 zeigt die Anordnung der beiden Messeinrichtungen.

Beim ΔW-Verfahren erfolgt die *Kalibrierung* über zwei Parameter: Erstens über die Rauheit des Gerinnes, welche insbesondere die hohen Durchflusswerte beein-

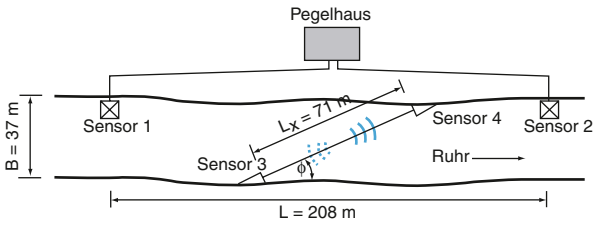


Abb. 5.113 Grundriss der Messeinrichtungen am Pegel Fröndenberg. (Morgenschweis u. Dose 2001)

flusst und daher mit möglichst großen Durchflusswerten kalibriert werden muss, und zweitens über einen ein Korrekturwert (Offset) für die gemessene Differenz, da die Genauigkeit der messtechnischen Erfassung der relativen Höhenlage sowie die Ausrichtung der beiden Einperltöpfe an ihre Grenzen stößt; dieser Korrekturwert wird entsprechend bei Niedrigwasser kalibriert (Näheres hierzu s. Dose (2002)).

Zur Überprüfung der Messergebnisse beider Anlagen wurden Vergleichsmessungen mit hydrometrischen Flügeln (Typ OTT C31 mit Direktanschluss an einen Laptop und Auswertung mit Software PADUA, s. Kap. 4.5.4 u. 4.5.13) nach dem Vielpunktverfahren und mit einem ADCP 1200 kHz-Zedhead (RDI), montiert an ein Messboot oder auf einem Trimaran (vgl. Kap. 4.6.2), durchgeführt. Insbesondere die Fließgeschwindigkeitswerte der Ultraschallanlage, die in Staubereichen neben der Wassertiefe auch von der Fließgeschwindigkeit selbst abhängig sind, wurden durch detaillierte Messkampagnen kalibriert und kontrolliert. Hierbei ist zu bedenken, dass die Fehlerkurven (Fehler in Abhängigkeit des Durchflusses) bei beiden Verfahren grundsätzlich gegenläufig sind: beim ΔW-Verfahren nimmt die Unsicherheit der Messergebnisse mit zunehmendem Durchfluss ab, wohingegen die Unsicherheiten bei Ultraschallanlagen mit größerem Durchfluss zunehmen.

5.7.3.3 Ergebnisse und ihre Zuverlässigkeit

Nachdem die oben erläuterten Messsysteme installiert waren, standen drei Datenreihen mit hoher zeitlicher Auflösung zur Verfügung:

die Wassertiefe h_1 (Sensor 1),
die Wasserstandsdifferenz ΔW und
der Durchfluss Q_{US} (Sensor 3 und 4) der Ultraschallanlage.

Auswertung mit konventioneller Durchflusskurve: Abbildung 5.114 belegt durch einen Vergleich zwischen den Messwerten Q_{US} und der mit einer angenäherten Durchflusskurve (Ausgleichskurve durch die Wertepaare h und Q_{US}) bestimmten Durchflussmenge Q_{AK}, dass die übliche W-Q-Beziehung in gestauten Flussabschnitten zu nicht akzeptablen Werten führt.

Auswertung mit erweiterter Durchflusskurve: Unter Berücksichtigung der Wasserspiegelneigung lässt sich auch für gestaute Flussbereiche eine brauchbare Durchflusskurve, genauer gesagt, eine Kurvenschar, aufstellen. In Abb. 5.115

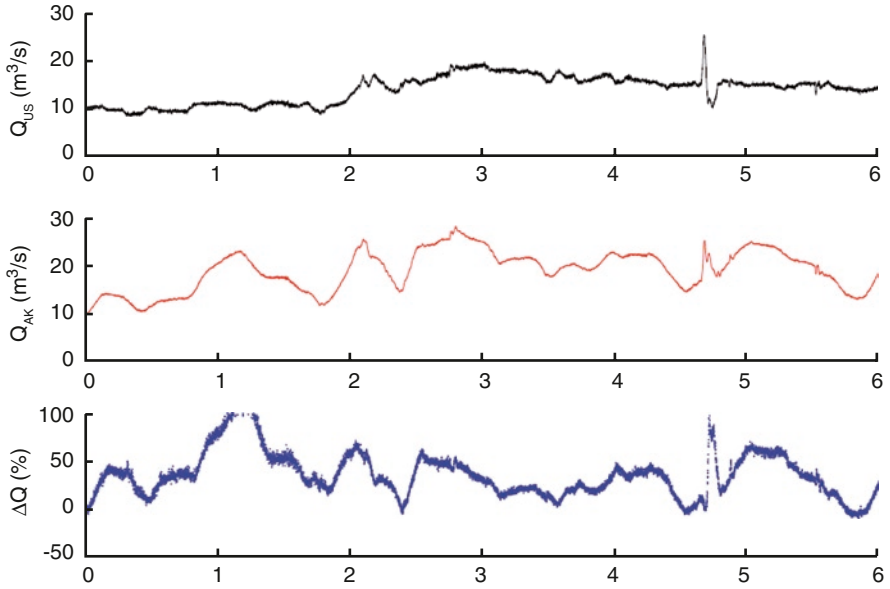


Abb. 5.114 Vergleich zwischen den Messergebnissen der Ultraschallanlage und der Ableitung über eine einfache Durchflusskurve. (Dose 2002)

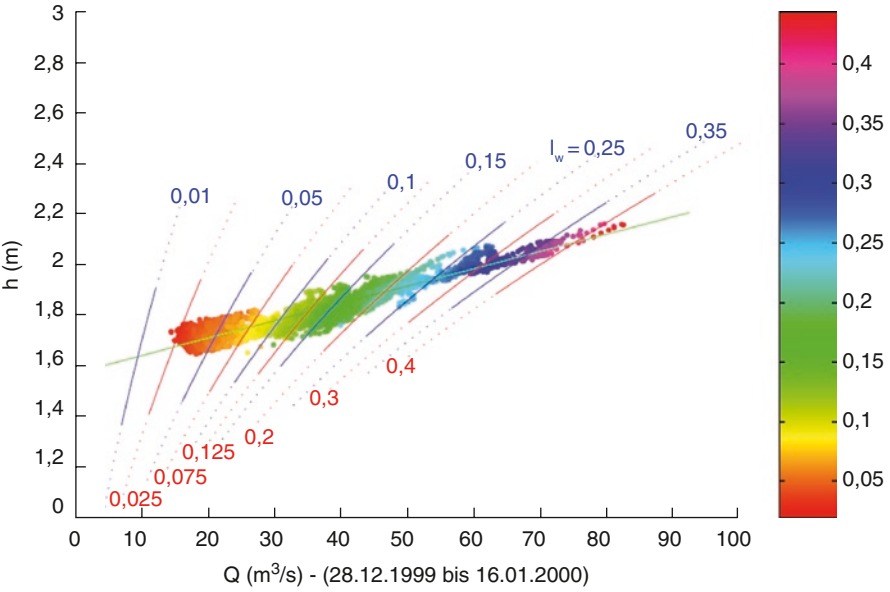


Abb. 5.115 Erweiterte Durchflusskurve. (Dose 2002)

wurde jedem Wertepaar aus h und Q_{US} ein bestimmter, der gemessenen Wasserspiegelneigung entsprechender Grauton (Farbinformation) zugeordnet (siehe Legende). Für jede Wasserspiegelneigung lässt sich somit eine eigene Abflusskurve aufstellen. Zum Vergleich ist auch die im vorangegangenen Abschnitt verwendete Ausgleichskurve als Gerade eingetragen, die die Kurvenschar schneidet. Für sehr große Wasserspiegelneigungen bzw. Durchflussmengen nähert sich die Kurvenschar der Ausgleichsgeraden an, d. h. der Einfluss der Wasserspiegelneigung auf das Messergebnis nimmt ab. Für kleine Durchflüsse hat dagegen die Wassertiefe einen untergeordneten Einfluss. Die mit der Kurvenschar durchgeführte Durchflussbestimmung erzielt bereits eine sehr gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Ultraschallanlage.

Bei ausgeprägt instationären Vorgängen, wie sie am Pegel Fröndenberg infolge der oberhalb gelegenen Wasserkraftanlagen auftreten, sollte allerdings die im nächsten Abschnitt beschriebene instationäre Auswertung angewendet werden.

Instationäre Auswertung und Kalibrierung: Auf Grundlage des Differenzialgleichungssystems von Saint-Venant zur Beschreibung von Hochwasserwellen wurde ein Berechnungsalgorithmus hergeleitet, mit welchem auch instationäre Abflussvorgänge erfasst werden können. Dabei werden die Messwerte Wasserstand W und Wasserstandsdifferenz ΔW, die geometrischen Größen L (Abstand der Ausperltöpfe), A und D (Fließquerschnitt und hydraulischer Durchmesser als Funktion vom Wasserstand) sowie die äquivalente Sandrauheit k_S verwendet. Die Messwerte und die geometrischen Größen können bei entsprechender Sorgfalt mit hoher Genauigkeit bestimmt werden. Schwierigkeiten bestehen allerdings bei der Festlegung der Rauheit und bei der Einmessung der Höhendifferenz der Ausperltöpfe, da diese im eingebauten Zustand nur schwer zugänglich sind. Daher wurde eine Kalibrierung durchgeführt, welche auf den Messwerten der Referenzanlage basiert, d. h. die äquivalente Sandrauheit k_S und ein Korrekturwert für die Höhendifferenz wurden so bestimmt, dass sich eine minimale Abweichung zwischen den Messwerten der Ultraschallanlage und den Ergebnissen aus der Auswertung nach dem ΔW-Verfahren ergab.

Obwohl mit der Zeit durchaus Veränderungen der Verhältnisse im Bereich der Pegelstelle auftreten können, wurden beide Parameter jeweils über große Zeitbereiche konstant gewählt. Dadurch treten bei der Auswertung größere Abweichungen im Vergleich zu einer häufigen Neukalibrierung auf, wie sie in der Praxis durchaus üblich ist.

Wird für den Zeitraum aus Abb. 5.114 das (instationäre) ΔW-Verfahren angewendet, so erhält man die in Abb. 5.116 dargestellten Ergebnisse. Das obere Diagramm enthält den mit der Ultraschallanlage gemessenen Durchfluss Q_{US}, darunter ist das Messergebnis der Differenzdruckanlage $Q_{\Delta W}$ aufgetragen. Das dritte Diagramm stellt die prozentuale Abweichung ΔQ der beiden Messreihen dar. Selbst sehr schnelle Abflussänderungen bei kleinen Durchflüssen werden hervorragend erfasst. Es ist nicht nur eine deutliche Verbesserung gegenüber dem konventionellen indirekten Verfahren zu verzeichnen; dem Verfahren kann bei Abweichungen von bereichsweise weniger als 5 % zu den Ergebnissen der Ultraschallanlage bereits

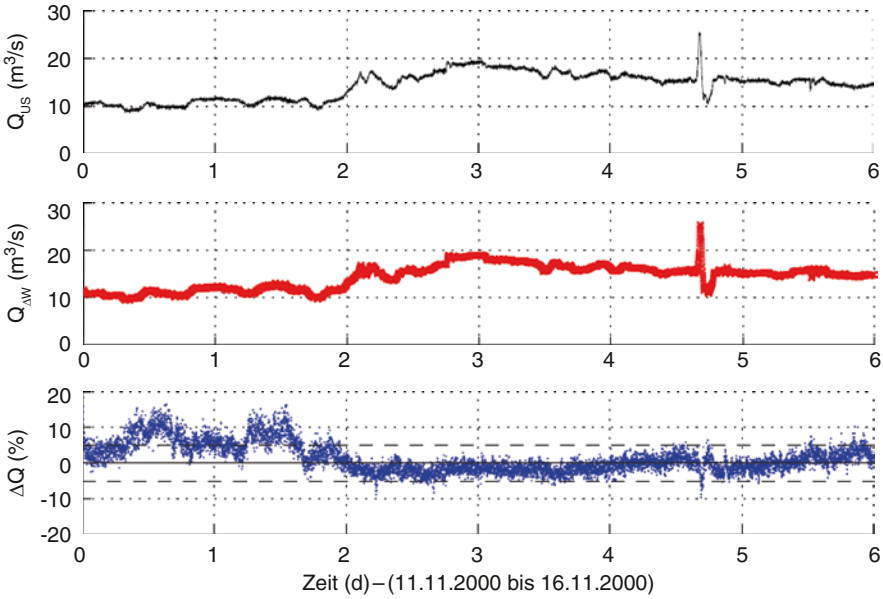


Abb. 5.116 Vergleich zwischen den Messergebnissen der Ultraschallanlage und dem ΔW-Verfahren bei niedriger Wasserführung. (Morgenschweis u. Dose 2001)

Praxistauglichkeit bescheinigt werden. Sogar bei den sehr kleinen Durchflüssen von 10 m^3/s, bei denen das ΔW-Verfahren prinzipbedingt eine größere Messunsicherheit besitzt, sind die Ergebnisse sehr zufriedenstellend.

Analog verhält es sich bei Zeiträumen mit größeren Durchflüssen (Dose 2002).

Unsicherheit: Die Unsicherheit des Messverfahrens lässt sich überschlägig unter Berücksichtigung der maßgeblichen Parameter ΔW und $A = f(h,b)$ (bei Vernachlässigung der weiteren Anteile und sämtlicher Kovarianzen, welche die Gesamtunsicherheit etwas reduzieren würden) abschätzen nach

$$u^2(Q) \approx \left(\frac{Q}{2\Delta W}\right)^2 u^2(\Delta W) + \left(\frac{Q}{A}\right)^2 \left(b^2 u^2(h) + h^2 u^2(b)\right) + \left(\frac{Q\, v_m^2}{g\, D\, I_W}\right)^2 \left(0{,}18861 \frac{\lambda^3}{k_s}\right) u^2(k_s). \tag{5.76}$$

Berechnungsbeispiel: Für ein Rechteckgerinne mit einer Breite $b = 30$ m und einer Länge $L = 200$ m, einem k_s-Wert von 120 mm und einem gemessenen ΔW-Wert von 30 mm soll die Messunsicherheit nach Gl. (5.76) berechnet werden. Mit

$u(\Delta W) = 0{,}0015$ m
$u(k_S) = 0{,}012$ m
$u(h) = 0{,}01$ m und
$u(b) = 0{,}1$ m

ergibt dies eine kombinierte Messunsicherheit $u(Q) = 3{,}3$ %, multipliziert mit Faktor 2 die erweiterte Messunsicherheit $U_{95}(Q) = 6{,}5$ % mit einem Vertrauensbereich von 95 %.

5.7.3.4 Zusammenfassung

Die Erfahrungen mit dem ΔW-Verfahren am Pegel Fröndenberg sind sehr positiv. Das eingesetzte Messsystem arbeitete mit Ausnahme eines durch Nagetiere und Korrosion verursachten Ausfalls sehr präzise und zuverlässig.

Bereits bei *stationärer Auswertung* wird durch die zusätzlich gemessene Messgröße ΔW ein hinreichend genaues Ergebnis erzielt. Für die Abflusssituation am Pegel Fröndenberg wurden auf Grund der *instationären* Verhältnisse weitergehende Berechnungen durchgeführt. Dadurch konnten insbesondere für kleine, stark variierende Durchflüsse deutliche Verbesserungen erzielt werden. Die nun vorliegenden Ergebnisse und Kenntnisse bestätigen die Praxistauglichkeit des ΔW-Verfahrens.

Die Wartungsarbeiten an einer Pneumatikanlage umfassen lediglich das Spülen des Pneumatikschlauchs mit Druckluft, die Säuberung der Einperlsensoren sowie die Überprüfung des Kompressors bzw. der Druckluftversorgung auf ihre Funktion. Im Verlauf des mehrjährigen Einsatzes wurden folgende Einflüsse beobachtet: Korrosion an den Verbindungselementen der Einperlsensoren, Beschädigung der Druckluftleitungen durch Nagetiere und, unabhängig davon, Störungen elektrischer Elemente. Unter Berücksichtigung der gewonnenen Erfahrungen erreicht eine Differenzdruckanlage eine hohe Zuverlässigkeit ähnlich der eines Schwimmerpegels.

Vorteilhaft wirkt sich bei der pneumatischen Differenzdruckmessung aus, dass die Membran des Druckaufnehmers auf beiden Seiten ausschließlich Kontakt mit dem Medium Luft bzw. dem eingesetzten Gas hat, weshalb diese eine hohe Langzeitkonsistenz aufweist und keine Einschränkungen auf Grund der Wasserqualität zu definieren sind. Trübungen des Wassers durch Schwebstoffe und organisches Material wie Algen stellen ebenfalls kein Problem dar; dies gilt auch für elektromagnetische Störfelder (z. B. auf Grund von Sendeanlagen) und Änderungen der Leitfähigkeit des Fluids durch gelöste Salze.

Als weitere Vorteile sind anzuführen, dass zum einen die zuverlässige Messtechnik preisgünstig und einfach zu installieren ist, da nur ein Ufer zugänglich sein muss, und dass zum anderen hierdurch ein System zur Verfügung steht, welches für Staubereiche geeignet ist, ohne dass es Einschränkungen im Hinblick auf die Wasserqualität oder störende Signalquellen gibt.

Einschränkungen bestehen bezüglich der erreichbaren Messgenauigkeit. Daher sind die Verhältnisse an einer potenziellen Pegelstelle vor der Installation des Messsystems zu analysieren. Bei sehr breiten und tiefen Flachlandflüssen wird die erreichbare Messgenauigkeit grundsätzlich geringer. Wechselnde Fließ- bzw. Rückstauverhältnisse innerhalb des Messabschnitts, verursacht durch plötzliche (lokale) Änderungen des Sohlengefälles, der Gerinnegeometrie oder der Sohlbeschaffenheit, z. B. durch Elemente rauer Rampen, erschweren die Auswertung, da sich diese dann nicht mehr nur auf die beiden Randquerschnitte beziehen kann. Hilfreich ist diesbezüglich die Lage der Messstelle innerhalb eines Staubereichs, wodurch Einflüsse lokaler Störungen, wie sie ohne Einstau bei Niedrigwasser und rauer Sohle auftreten können, verhindert werden.

Die beiden Einperlsensoren der Druckdifferenzanlage müssen in ihrer Lage und vor allem in der Höhe fest installiert und möglichst exakt eingemessen werden.

Für die Installation braucht nur ein Ufer zugänglich zu sein – eine quer zur Fließrichtung horizontale Wasserspiegellage im Messbereich vorausgesetzt. Das Messergebnis für den Wasserstand bzw. die daraus folgende Wassertiefe kann, wie in der Praxis üblich, mit Hilfe des Pegelnullpunkts sowie der Pegelmesslatte kontrolliert werden. Die Genauigkeit der Messung des Wasserspiegelgefälles ist für das Messergebnis bei niedrigem Durchfluss von besonderer Bedeutung.

Mit konventionellen Vermessungstechniken sind beachtliche Unsicherheiten in Kauf zu nehmen, da die Einperlsensoren unterhalb des Wasserspiegels liegen und folglich schwer zugänglich sind. Wünschenswert ist daher eine Kalibriervorrichtung, mit der sämtliche Einflussgrößen der Messkette vom Sensor bis zum Datensammler erfasst werden.

Wird mit einem Nivelliergerät gearbeitet, sind die Einperlsensoren mit zweckmäßigen, unter Laborbedingungen kalibrierten Einmesshilfen auszustatten. Die Differenzdruckdose selbst lässt sich relativ einfach durch das Aufbringen definierter Referenzdrücke überprüfen. Da sich auch die Art der Einperlung auf die Druckdifferenz auswirkt, muss hier bei der Installation bzw. im Betrieb mit besonderer Sorgfalt vorgegangen werden. Wünschenswert erscheint hierfür eine Vorrichtung, die automatisch die gleiche Luftmenge in beiden Pneumatikschläuchen garantiert. Zusätzlich sollten außerdem regelmäßig die Pneumatikschläuche auf Undichtigkeiten kontrolliert werden. Prinzipiell wird die relative Höhenlage der beiden Einperltöpfe aber auch über die Kalibrierung bei Niedrigwasserverhältnissen kontrolliert.

Weiterführende Literaturhinweise zum instationären ΔW-Verfahren sind in Dose 2002, 2004, Dose u. Morgenschweis 2001, Morgenschweis u. Dose 2001, 2002 enthalten.

Zusammenfassend ist zum ΔW-Verfahren neuerer Art festzuhalten, dass es sich dabei um eines der wenigen Verfahren handelt, das streng hydraulisch begründet ist und das ohne Einschränkung in der Lage ist, instationäre Strömungen zu erfassen. Es liegen bisher jedoch erst Erfahrungen von einer Forschungs- und Entwicklungsanlage (Pegel Fröndenberg/Ruhr) und einem Prototyp (Pegel Hüppcherhammer/Brachtpe) vor. Es wäre wünschenswert, wenn dieses auf bewährter Messtechnik beruhende Durchflussmessverfahren zur Serienreife weiterentwickelt würde, da es ungewöhnlich viele Vorteile auf sich vereinigt.

5.8 Visuelle Durchflussmessung

5.8.1 Einführung

Hierbei handelt es sich um ein integratives Verfahren zur kontinuierlichen Durchflussmessung mit Hilfe von aufsteigenden Luftblasen. Es ist zu unterscheiden vom Einperlverfahren in Kap. 3.5.3, bei dem lediglich der Wasserstand eines Gewässers mit Hilfe von Luftblasen messtechnisch erfasst wird.

Grundsätzlich kann das Verfahren der Durchflussmessung mit Luftblasen mobil zu Kalibrier- und Kontrollzwecken oder kontinuierlich an einer Durchflussmessstelle eingesetzt werden. Da bei beiden Anwendungen das gleiche physikalische Grundprinzip zugrunde liegt, wird auf Kap. 4.7.3 („Durchflussmessung mit aufsteigenden Luftblasen“) verwiesen, in dem das Messprinzip ausführlich dargestellt wird (Thon 1966). Im folgenden Kapitel werden daher die Grundlagen lediglich kurz angerissen, wohingegen die spezifischen Erweiterungen, die durch den kontinuierlichen Einsatz entstehen, ausführlich behandelt werden. Da zum heutigen Zeitpunkt für die kontinuierliche Durchflussmessung in offenen Gerinnen mit Luftblasen nur ein System, nämlich VISAB (= Abkürzung für „**Vis**uelle **Ab**flussmessung“), einsetzbar ist, basieren die folgenden Ausführungen im Wesentlichen auf Publikationen aus der Arbeitsgruppe, die dieses Verfahren am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU Berlin und in der Fa. Hydro-Consult, Berlin, entwickelt hat (Franke, Skripalle u. Frey 1992).

5.8.2 Messprinzip

Abbildung 4.121 in Kap. 4.7.3 verdeutlicht das Grundprinzip der Nutzung von aufsteigenden Luftblasen. Danach werden künstlich erzeugte Luftblasen an der Sohle eines Gewässers zum Ausperlen gebracht. Während ihres Aufstiegs von der Sohle zur Wasseroberfläche werden sie in Strömungsrichtung um den Betrag abgetrieben, welcher der örtlichen Geschwindigkeit an dieser Stelle entspricht. Es konnte nachgewiesen werden, dass – unter der Annahme einer konstanten Aufstiegsgeschwindigkeit der Luftblasen – die durch die Abdrift gegenüber der Lotrechten des Startpunkts entstandene Fläche (Abb. 4.121) proportional dem Gesamtdurchfluss ist. Nach Gl. (5.77) berechnet sich der Gesamtabfluss danach zu:

$$Q = u_s \int_0^b s(b)\, db = u_s \cdot S \tag{5.77}$$

mit

u_S = Aufsteigegeschwindigkeit der Luftblasen [m/s]
S = Abdriftfläche [m²]
b = Gewässerbreite [m].

Zur Gesamtdurchflussermittlung wird das Bild der an der Oberfläche schwimmenden Luftblasen kontinuierlich mit Hilfe einer Videokamera aufgenommen und digital weiterverarbeitet. In Abb. 5.117 ist das Messprinzip schematisch dargestellt, Abb. 5.118 verdeutlicht den Messvorgang, insbesondere die Blasenabdrift, anhand einer Demonstrationsanlage, mit der das Messverfahren auf der Ausstellung „Wasser Berlin“ 1993 vorgestellt wurde.

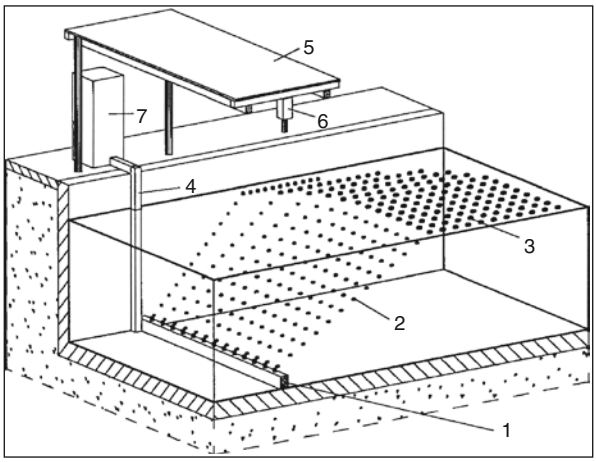


Abb. 5.117 Systemaufbau einer Messanlage zur kontinuierlichen visuellen Durchflussmessung. (Quantum 1994)

1) Druckluftversorgungssystem mit Blasenerzeugung
2) aufsteigende Blasen
3) schwimmende Blasen
4) Bohlenhalterung mit integriereter Druckluftversorgungsleitung
5) Tragkonstruktion der CCD-Kamera (z.B. Brückenträger)
6) CCD-Kamera
7) Videobildverarbeitung zur Abflussbestimmung

Abb. 5.118 Modell zur Demonstration des Messprinzips vorgestellt auf „Wasser Berlin“ 1993. (Foto: P. Franke)

5.8.3 Messtechnische Umsetzung

Erzeugung der Luftblasen: Voraussetzung für die Anwendbarkeit des in Gl. (5.77) enthaltenen einfachen Zusammenhangs zwischen der Abdriftfläche S und dem Gesamtdurchfluss Q und damit für die Möglichkeit, den Durchfluss direkt messen zu können, ist, dass Luftblasen mit konstanter Aufstiegsgeschwindigkeit erzeugt werden. Experimentelle Untersuchungen von Clift, Grace & Weber (1978) haben

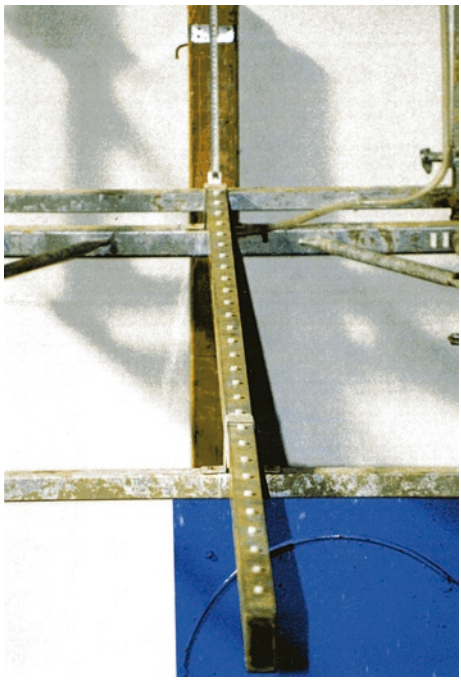


Abb. 5.119 Metallbohle mit Düsen als Luftblasen-Einperlsystem. (Foto: Institut f. Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU Berlin 1992)

gezeigt, dass dies bei einem äquivalenten Durchmesser der Blasen zwischen 3 und 10 mm der Fall ist. Außerdem werden Blasen dieses Durchmessers wenig von Verschmutzungen des Wassers beeinflusst.

In der Praxis wurden Ausperlöffnungen in Form von Düsen entwickelt, die Luftblasen mit einem Äquivalentdurchmesser (d. h. auf volumetrische Kugeln bezogener Blasendurchmesser) von ca. 4,5 mm erzeugen und in einer Frequenz von 2 bis 4 Hz, das heißt 2 bis 4 Blasen pro Sekunde, ausperlen lassen. Abb. 5.119 zeigt als Beispiel eine Metallbohle mit Düsen, wie sie am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU Berlin experimentell entwickelt wurde.

Mehr Details zur Ableitung der Grundgleichung der Blasenbildung und zur Durchführung mobiler Messungen können Kap. 4.7.3 entnommen werden. Soll das Verfahren *kontinuierlich* eingesetzt werden, bedarf es des Einsatzes von automatisch arbeitenden Videokamera-Systemen zur Erfassung der Abdrift.

Digitale Erfassung der Abdrift: Abbildung 5.117 zeigt das Prinzip der digitalen Erfassung. Mit einer Kamera wird die durch die Abdrift erzeugte Blasenspur an der Wasseroberfläche kontinuierlich erfasst. Mit Hilfe digitaler Bildverarbeitung werden diese Informationen so weiterverarbeitet, dass der Durchfluss durch den Fließquerschnitt unmittelbar bestimmt werden kann (s. auch Abb. 5.120 und 5.121).

Bei dem Durchflussmesssystem VISAB, das nach diesem Verfahren arbeitet, wird die Wasseroberfläche mit einer CCD-Kamera beobachtet, die mit dem Standardvideosignal der europäischen Videonorm (CCIR) mit 25 Bildern/s und einer

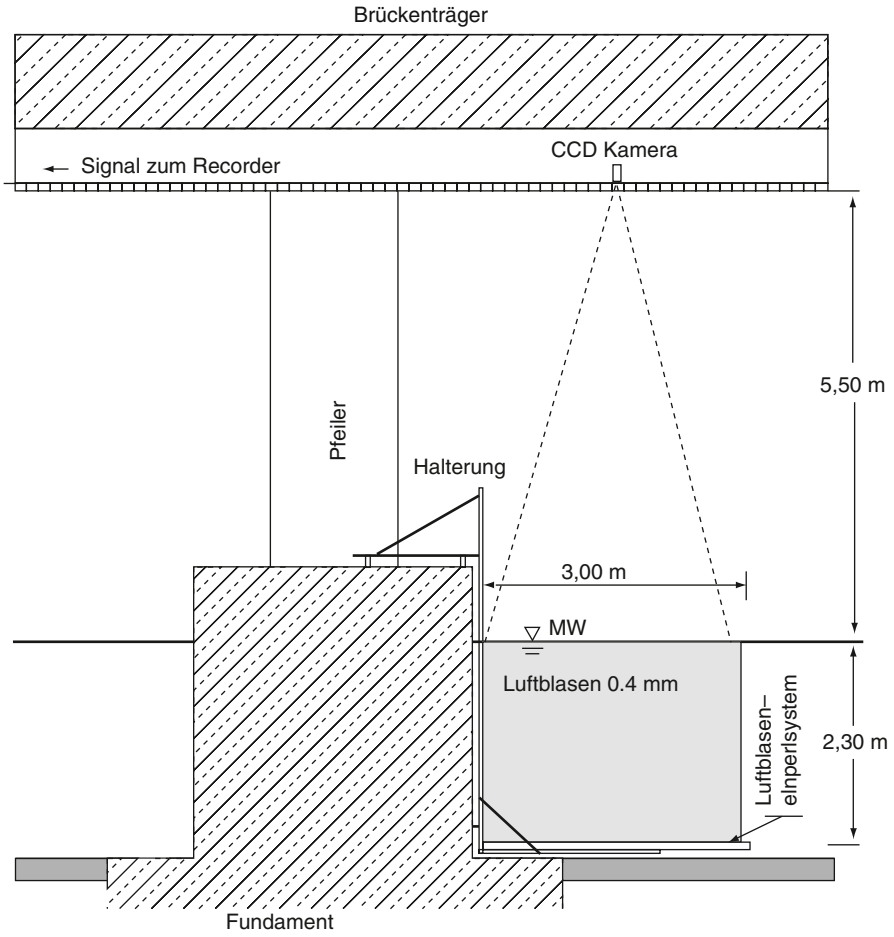


Abb. 5.120 Installation des Durchflussmesssystems VISAB in der Spree am Müggelsee. (Franke et al. 1992)

variablen Verschlusszeit von bis zu 1/1000 s arbeitet. Ein Analog/Digital-Wandler digitalisiert dann das Eingangssignal der Kamera.

Das an der Blasengrenzfläche reflektierte Licht liefert eine Helligkeitsinformation an der Wasseroberfläche, über deren Grauwertbereich die Lage der Luftblasen erfasst und die Koordinaten der Blasen nach vorgegebenen Kriterien rechnergestützt ermittelt werden. In Abb. 4.124 (Kap. 4.7.3) kann z. B. die Blasenspur im Schatten der Brücke über den Havelkanal am Pegel Paretz erkannt werden.

Zum Finden der Luftblasen in einem Bild der Wasseroberfläche ist eine komplexe Verarbeitungsabfolge notwendig. Der Algorithmus setzt sich vor allem aus Filteroperationen zusammen, die die Blasen vom Hintergrund und von anderen Objekten unterscheidbar machen, bevor sie erkannt werden können. Nach dieser Vorverarbeitung werden die Merkmale des Bilds (Fläche und Koordinaten des Schwer-

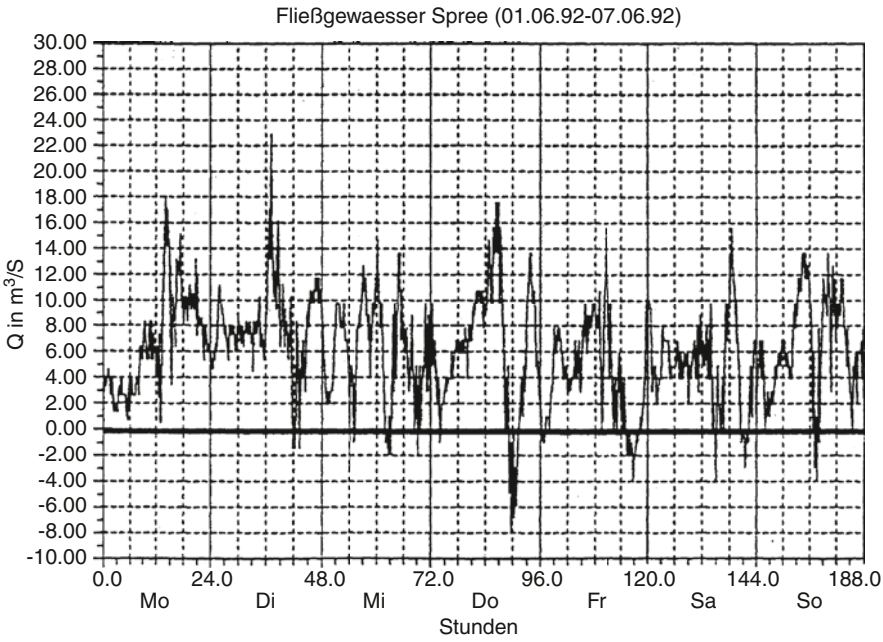


Abb. 5.121 Ganglinie des gemessenen Durchflusses der Spree. (Franke et al. 1992)

punkts der Luftblasen) extrahiert, statistisch aufbereitet und ausgewertet (Erkennen der Blasenabdrift). Zu Details zur statistischen Auswertung mit Hilfe von Häufigkeitsanalysen wird auf Franke et al. (1992) verwiesen.

Nach dem Herausfiltern eines Grundrauschens (Schwellenwert), das durch Geschwemmsel oder durch Spiegelungen an der Wasseroberfläche hervorgerufen wird, kann nun anhand des Mittelwerts und der Schiefe der Häufigkeitsverteilung die Abdrift der Blasen eindeutig bestimmt werden. Die erhaltene Abdrift wird abschließend noch mit einem Kalibrierfaktor, der von der Brennweite des Kameraobjektivs abhängt, und der konstanten Aufstiegsgeschwindigkeit der Luftblasen multipliziert, bevor der breitenbezogene Durchfluss mit Datum- und Zeitangabe abgespeichert werden kann.

5.8.4 Durchführung von kontinuierlichen visuellen Durchflussmessungen

Abbildung 5.120 zeigt den Aufbau des Durchflussmesssystems VISAB unter einer Brücke in der Spree vor Einmündung in den Müggelsee.

Die Spree ist ein Gewässer mit sehr geringer Fließgeschwindigkeit. Flügel- oder Schwimmermessungen bereiten bei diesen Abflussverhältnissen erhebliche Schwierigkeiten. Starker Schiffsverkehr erschwert zusätzlich eine exakte Durchführung dieser Messverfahren. Geht der Durchfluss in der Spree z. B. in den Sommermonaten bis auf Null zurück, so muss allein der Abfluss des Vorfluters in einem Querschnitt der Spree messtechnisch erfasst werden. Bei einem Volumenstrom von $Q_{Vorflut} \approx 1{,}0$ m³/s ergibt sich für den Hauptfließquerschnitt in der Spree (Breite ≈ 60 m, Wassertiefe ≈ 2,3 m) damit eine mittlere Fließgeschwindigkeit von 0,725 cm/s.

Die Durchflussmessung mit Luftblasen wurde im Fließquerschnitt unter einer Brücke eingesetzt. Der im Bereich der Brücke vergleichmäßigte Fließquerschnitt erlaubte es, sich auf die Durchflussmessung an den Brückenpfeilern zu beschränken. Um die Messergebnisse durch die Grenzschichtentwicklung am Brückenpfeiler nicht zu verfälschen, wurden jeweils Düsenreihen an der Gewässersohle installiert, die 3,0 m in den Fließquerschnitt ragten (Abb. 5.120).

Die Wasseroberfläche wurde mit einer unter der Brücke und in einem Wetterschutzgehäuse untergebrachten ½ Zoll CCD-Kamera beobachtet. Der Bildausschnitt an der Wasseroberfläche betrug in Strömungsrichtung 3,5 m und senkrecht dazu 2,5 m. Die Düsenreihe an der Gewässersohle befindet sich 1,5 m vom linken Bildrand. Bei einer Steiggeschwindigkeit von $u_s \approx 0{,}25$ m/s konnte somit in Hauptströmungsrichtung ein maximaler spezifischer Abfluss von $q \approx 0{,}5$ m³/s · m und bei einer Rückströmung ein maximaler spezifischer Abfluss von $q \approx 0{,}37$ m³/s · m gemessen werden.

Die Videobilder wurden zusätzlich durch einen Videorecorder gesichert, der Zeitrafferaufnahmen bei einer hohen horizontalen Auflösung von 400 Linien erstellt. Er ist mit einem Generator und Mikroprozessor mit Kalenderfunktion ausgestattet, der das Bild während der Aufnahme mit Datum und Uhrzeit versieht. Die gewählte Aufnahmezeit beträgt 480 h. Sie entspricht einer Bildfrequenz von 0,156 Hz bzw. einem zeitlichen Bildabstand von 6,4 s.

5.8.5 Ergebnisse visueller Durchflussmessungen

Wie Abb. 5.121 belegt, ist es mit dem Messsystem möglich, den Durchfluss der Spree mit hoher zeitlicher Auflösung zu erfassen. Auffallend ist, dass kurzzeitige starke Schwankungen auf Grund der kurzen Messzeit des Systems (ca. 1 min.), ebenso wie negative Durchflüsse, plausibel wiedergegeben werden. Zur Dokumentation kann die Abdriftfläche, die proportional zum Durchfluss ist, videotechnisch gespeichert werden.

Die *Messunsicherheit* des Verfahrens hängt neben der Erzeugung von Blasen mit konstanter Aufstiegsgeschwindigkeit (s. Details in Kap. 4.7.3) von der zur Blasenabdrift eingesetzten Bildaufnahmetechnik ab. In der Pegelvorschrift (1998) wird der Messfehler bei Einsatz handelsüblicher Videokameras mit ±0,4 % vom Messbereichsendwert, der dort bei 1 m³/s · m liegt, angegeben.

Des Weiteren ist es nicht unproblematisch, kontinuierliche Videoaufnahmen auch in Dunkelheit zu machen; Infrarotkameras oder eine während des Messvorgangs periodisch aktivierte Beleuchtung sind mögliche Lösungen, die jedoch in der Praxis relativ aufwändig sind.

Wie auch bei allen Messverfahren, die nach dem Echolotprinzip arbeiten, bietet die berührungslose Messtechnik Vorteile für die eingesetzte Sensorik; bei Schaumbildung an der Wasseroberfläche, bei Schnee und Eis ist sie jedoch nachteilig.

5.8.6 Zusammenfassung

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die integrierende Durchflussmessung mit Luftblasen auch zur kontinuierlichen Messung geeignet ist. Die physikalischen Grundlagen sind umfassend erforscht, jedoch ist im Gegensatz zum mobilen Einsatz des Verfahrens (vgl. Kap. 4.7.3) hier der technische Aufwand beim Einsatz von Videokameras und insbesondere bei der anschließenden Bildverarbeitung relativ aufwändig. Daher hat sich die Anwendung, obwohl das Verfahren eine Reihe von Vorteilen gegenüber den übrigen Methoden der Durchflusserfassung aufweist (direktes, integratives Verfahren, optische Kontrolle), bis heute auf Messquerschnitte mit extrem niedrigen Fließgeschwindigkeiten beschränkt.

Aber auch hier gilt, dass zu hoffen ist, dass diesem Verfahren, insbesondere bei schwierigen Randbedingungen, wieder mehr Aufmerksamkeit geschenkt wird, da es eines der wenigen *direkten* Durchflussmessverfahren ist, das auch in größeren Gewässern eingesetzt werden kann und das zudem die Erfassung instationärer Strömungen ermöglicht. Die technische Weiterentwicklung im Bereich der Bilderfassung und -weiterverarbeitung dürfte darüber hinaus heute neue Möglichkeiten bieten und die Anwendung des Verfahrens erleichtern.

5.9 Durchflusserfassung durch Messung der Oberflächengeschwindigkeit

5.9.1 Einführung

Im Gegensatz zu den kontinuierlichen Durchflussmessverfahren, bei denen versucht wird, die mittlere Geschwindigkeit eines Messquerschnitts so detailliert wie möglich zu erfassen, wird bei diesem Verfahren gezielt nur die Geschwindigkeit eines kleinen Ausschnitts des Querschnitts messtechnisch erfasst, in diesem Fall die Oberflächengeschwindigkeit eines Gewässers, und aus dieser eingeschränkten Information mit Hilfe von modellmäßigen Vorstellungen auf den Gesamtquerschnitt hochgerechnet. Im Prinzip ist dies die gleiche Vorgehensweise wie bei einer Einebe-

nenanlage beim Ultraschall-Laufzeitverfahren oder beim Einsatz eines Horizontal-ADCP beim Ultraschall-Dopplerverfahren (Skripalle 1996).

Der Grundgedanke dieses Verfahrens ist, dass sich die Geschwindigkeitsverteilung im Fließquerschnitt eines frei fließenden Gewässers an der Gewässeroberfläche widerspiegeln; so weicht die Oberflächengeschwindigkeit im Normalfall selten mehr als 10 % von der mittleren Querschnittsgeschwindigkeit ab. Daher kann die Oberflächengeschwindigkeit, wenn bestimmte Randbedingungen an einer Messstelle eingehalten werden (Kap. 5.9.3), ein geeigneter Index für die Durchflusserfassung in einem Freispiegelgerinne sein. Zur messtechnischen Erfassung der Oberflächengeschwindigkeit wurden in den letzten Jahren in mehreren Forschungsvorhaben, z. B. an der ETH Zürich und der TU München, Verfahren entwickelt, die die Oberflächenstruktur im Bereich eines Wehrüberfalls oder einer Sohlschwelle z. B. anhand von Videoaufnahmen analysieren, um darauf aufbauend mit Hilfe von komplexen hydraulischen Modellen auf den Gesamtdurchfluss zu schließen (Baud 2001; Baud et al. 2002; Motzet 2004). Diese Verfahren knüpfen zwar an die Erfassung der Oberflächengeschwindigkeit eines Gewässers an, sind jedoch nicht zur kontinuierlichen Durchflussmessung konzipiert und befinden sich außerdem noch im Forschungs- und Entwicklungsstadium; im Ausblick am Ende dieses Kapitels wird kurz darauf eingegangen.

Im Gegensatz hierzu stellt die Geschwindigkeitsmessung mittels Radar, richtiger Mikrowellen-Radar, eine ausgereifte Messtechnik zur kontinuierlichen Durchflussmessung dar, die im Wassersektor seit einigen Jahren erfolgreich eingesetzt wird und deren technische Entwicklung heute noch nicht abgeschlossen ist. Die Radartechnik wird schon zur Wasserstandsmessung eingesetzt (s. Kap. 3.5.6), wobei hierbei in Kombination mit dem Echolotprinzip die Laufzeit elektromagnetischer Wellen (vgl. Gl. (3.10)) erfasst wird; die physikalischen Grundlagen des Radars werden dort eingehend erörtert. Darüber hinaus lassen sich mit Hilfe von Radarsensoren aber auch Geschwindigkeiten messen; darauf soll im Folgenden eingegangen werden.

5.9.2 Messung der Oberflächengeschwindigkeit mit Radar

5.9.2.1 Messprinzip

Das berührungslos nach dem Echolotprinzip (Kap. 3.5.5) arbeitende Verfahren nutzt die durch den Doppler-Effekt (s. Kap. 4.5.6) bewirkte Veränderung der Echofrequenz (Doppler-Verschiebung) zur Bestimmung der Geschwindigkeit. In Abb. 5.122 wird dies dadurch verdeutlicht, dass die ausgesendeten (λ) und die reflektierten (λ') Wellenlängen unterschiedlich dargestellt sind.

In diesem Fall wird die Frequenzverschiebung beim Reflektieren der elektromagnetischen Wellen an der Wasseroberfläche, die sich in Bezug auf Sender und Empfänger bewegt, erzeugt. Auf Grund des Vergleichs der abgestrahlten Frequenz

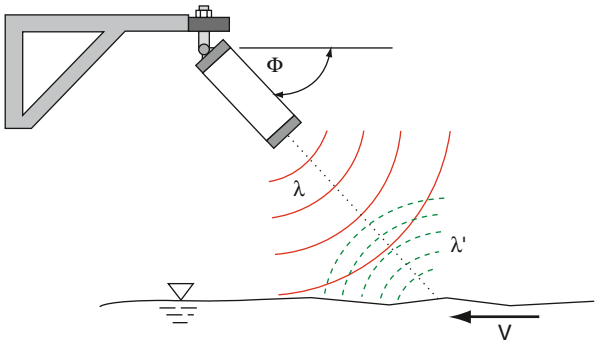


Abb. 5.122 Messprinzip der Radar-Geschwindigkeitsmessung nach dem Doppler-Prinzip. (Felder u. Siedschlag 2004)

f_1 mit der durch die Wasseroberfläche reflektierten Frequenz f_2 kann die lokale Fließgeschwindigkeit ermittelt werden zu

$$v = \Delta f \cdot k/2\cos\alpha \tag{5.78}$$

mit

v = Fließgeschwindigkeit an der Wasseroberfläche
k = Systemkonstante
Δf = Differenzfrequenz ($f_1 - f_2$)
λ = ausgesendete Wellenlänge
λ' = reflektierte Wellenlänge
α = Abstrahlwinkel.

Mit dem Radar-Doppler-Verfahren kann somit auch die Geschwindigkeit sich bewegender Strukturen an der Wasseroberfläche gemessen werden. Unter der Annahme, dass sich diese Strukturen ebenso schnell wie das Wasser bewegen, lässt sich so aus der Doppler-Frequenz die Fließgeschwindigkeit an der Wasseroberfläche berechnen (Abb. 5.122). Erfasst wird dabei eine Fläche, deren Größe von der Entfernung und dem Neigungswinkel des Sensors zur reflektierenden Wasseroberfläche abhängt.

Alle heute im praktischen Einsatz befindlichen Geschwindigkeitsradargeräte arbeiten nach dem Pulsverfahren (s. Kap. 4.5.6) mit einer Messfrequenz von 24 $^1/_8$ GHz; der Abstrahlwinkel α variiert bei den verschiedenen Herstellern zwischen 5° und 12°, je nach verwendeter Hornantenne. Die Radarsensoren werden, wie Abb. 5.122 verdeutlicht, im Gegensatz zur Radar-Wasserstandsmessung schräg auf die Wasseroberfläche gerichtet. Die Montagewinkel Φ variieren zwischen 30° und 60°.

Ein digitaler Signal-Prozessor (DSP), der in Echtzeit eine Spektralanalyse durchführt, berechnet die mittlere Strömungsgeschwindigkeit im Messvolumen. Das Ergebnis steht dem Nutzer sowohl als Geschwindigkeitsmesswert als auch als Spektrum zur Verfügung. Das Spektrum ist ein nützliches Hilfsmittel zur Bewertung der messstellenspezifischen, hydraulischen Gegebenheiten am Messort. Ein

Messergebnis wird aus mehreren tausend Einzelmessungen in Sekundenschnelle erzeugt.

Um die Durchflussberechnung über die Kontinuitätsgleichung $Q = v_m \cdot A$ (Gl. (4.1)) durchführen zu können, müssen die so gewonnenen mittleren Oberflächengeschwindigkeiten v_{om} in mittlere Querschnittsgeschwindigkeiten v_m über einen mittels Vergleichsmessungen (z. B. Flügel oder MID-Sonde) ermittelten wasserstandsabhängigen k-Wert umgerechnet werden:

$$\frac{v_m}{v_{om}} = k \rightarrow v_m = k \cdot v_{om} \tag{5.79}$$

mit

v_m = mittlere Querschnittsgeschwindigkeit
v_{om} = mittlere Oberflächengeschwindigkeit
k = Verhältniswert.

Der Verhältniswert k wird im Allgemeinen mit Hilfe einer Vielzahl von Feldmessungen grafisch bzw. rechnerisch bestimmt. Sind Messungen für die Bestimmung des k-Werts vorhanden, so kann auf Empfehlungen der DIN EN ISO 748 (2008) zurückgegriffen werden; dort finden sich, abhängig von der Form des Geschwindigkeitsprofils und damit auch der Rauigkeit des Flussbetts, k-Werte zwischen 0,84 und 0,90. Eine dritte Möglichkeit ist – analog zu den Ultraschallverfahren in Kap. 5.5. – die k-Wert-Ermittlung mit einem numerischen Strömungsmodell.

Der k-Faktor ist allgemein abhängig von:

- dem Wasserstand,
- der Form des Messquerschnitts,
- der Rauheit des Gerinnes und
- der Reynoldszahl.

Die Bestimmung des k-Wertes aus Feldmessungen kann auch z. B. mit der Benutzersoftware PRODIS, einem Modul des Auswerteprogramms für Vielpunktmessungen (Software Q Vers. 3), realisiert werden. Diese erzeugt im Ergebnis eine Tabelle, in welcher sich die wasserstandsabhängigen Korrekturfaktoren in reduzierten Querschnittsflächen widerspiegeln. Diese Tabelle wird anschließend von der Parametrier- und Bediensoftware des Datensammlers importiert und für weitere Rechenschritte zur Verfügung gestellt. Die k-Werte und damit reduzierte Querschnittsflächen können aber auch extern mit einem numerischen Modell berechnet werden.

Letztlich fehlt für die einfache Durchflussberechnung nach der Kontinuitätsgleichung noch die durchströmte Querschnittsfläche $A(h)$ als Funktion der Wassertiefe h. Die Wassertiefe h kann entweder extern mit einem der in Kap. 3.5 vorgestellten Messgeräte mit elektrischem Ausgangssignal oder mit einem in das Geschwindigkeitsradargerät integrierten Wasserstandsgeber (z. B. bei den Messgeräten in den Abb. 5.125a und 5.126a mit Hilfe eines eingebauten Echolots mit gepulstem Ultraschall oder bei den Messgeräten in den Abb. 5.124c und 5.125c mit Hilfe eines vertikal ausgerichteten 6 GHz-Radarsensor) erfolgen. Danach wird der Durchfluss berechnet nach

$$Q = A(h) \cdot k \cdot v_m. \tag{5.80}$$

5.9.2.2 Anwendungsmöglichkeiten und -grenzen der Radar-Doppler-Geschwindigkeitsmessung

Physikalische Randbedingungen: Das wichtigste Kriterium für dieses Indexverfahren ist die *Beschaffenheit der Wasseroberfläche* im Bereich der Messstelle. Die Wasseroberfläche muss sich sichtbar bewegen und eine entsprechende Rauigkeit aufweisen, damit eine auswertbare Dopplerfrequenz gemessen werden kann. Je welliger die Wasseroberfläche und je schneller die Fließgeschwindigkeit ist, desto zuverlässiger sind die Messergebnisse. Die Wellenhöhe sollte nach Herstellerangaben minimal 3 mm betragen. Abb. 5.123 zeigt beispielhaft gute und schwierige Strömungsverhältnisse.
Um die angeführten Anforderungen sicher erfüllen zu können, werden von den verschiedenen Herstellern unterschiedliche Mindestfließgeschwindigkeiten zwischen 0,3 und 0,5 m/s angegeben. Viele kleinere und größere Flüsse im Mittelgebirgs- und Hochgebirgsbereich genügen diesen Anforderungen des Radar-Doppler-Messverfahrens und sind somit für dessen Anwendung geeignet. Auf jeden Fall sind auch bei Flachlandflüssen diese physikalischen Randbedingungen während Hochwasser erfüllt; deshalb wird das Verfahren explizit zur Erfassung extremer Hochwasser empfohlen, zumal mobile Geräte leicht und schnell an Brücken zu installieren sind.

Je nach Beschaffenheit der Wasseroberfläche kann die maximal mögliche Montagehöhe über der Wasseroberfläche zwischen 1 und 25 m betragen.

Hydraulische Randbedingungen: Vorteilhaft ist eine gleichmäßige Anströmung der Messstelle, damit sich ein stabiles und nur vom Wasserstand abhängiges Verhältnis der lokal gemessenen Oberflächengeschwindigkeit zur mittleren Querschnittsgeschwindigkeit ergibt. Hierfür sollte darauf geachtet werden, dass die Zu- und Ablaufstrecke zur Messstelle halbwegs gerade ist und einen homogenen

Abb. 5.123 Anwendungsmöglichkeiten und -grenzen der Oberflächengeschwindigkeitsmessung mit Radar **a** Gute Strömungsverhältnisse für die Messungen (Foto: Sommer), **b** Mittlere Strömungsverhältnisse für die Messungen (Foto: Sommer) **c** Schlechte Strömungsverhältnisse für die Messungen. (Foto: Ruhrverband)

Querschnitt aufweist. Optimal ist ein gerader Gewässerabschnitt auf einer Strecke, die dem Fünf- bis Zehnfachen der Gewässerbreite oberhalb und dem Ein- bis Zweifachen der Gewässerbreite unterhalb entspricht.

Das Verfahren ist ungeeignet

- für Messquerschnitte mit Totzonen und Rückströmungsbereichen,
- für Messstellen mit Fließwechsel,
- bei starken Querschnittsänderungen in Fließrichtung,
- im Bereich starker Krümmungswechsel,
- in der Nähe von Kontrolleinrichtungen,
- in der Nähe von Einmündungen und Entnahmen,
- in Gewässerabschnitten mit signifikanter Änderung des Energieliniengefälles und
- unterhalb größerer Einbauten.

Diese Kriterien gelten im Übrigen für fast alle Messverfahren.

5.9.2.3 Messtechnische Umsetzung

Wasserstandsmessung: Wie in Kap. 5.9.2 schon erwähnt, kommen als Sensor für die Wasserstandsmessung praktisch alle auf dem Markt verfügbaren Geber in Frage. Hier entscheidet der Betreiber, welchem Gerät er den Vorzug gibt. Sind bereits Pegelmessgeräte am Standort vorhanden, so können diese entsprechend ihrer Schnittstelle in das Messsystem eingebunden werden. Bei zwei auf dem Markt angebotenen Geschwindigkeits-Radarsensoren sind Wasserstandsgeber in das Messgerät integriert (Ultraschall bzw. Echolotradar).

Radarsensoren: Abbildung 5.124a–c zeigen beispielhaft die Radarsensoren von drei auf diesem Gebiet führenden Herstellern.

Die Radarsensoren beinhalten unabhängig vom Hersteller als wesentliche Komponente neben der Technik zur Erzeugung der elektromagnetischen Wellen vorgegebener Frequenz eine Hornantenne und die Elektronik eines digitalen Signal-Pro-

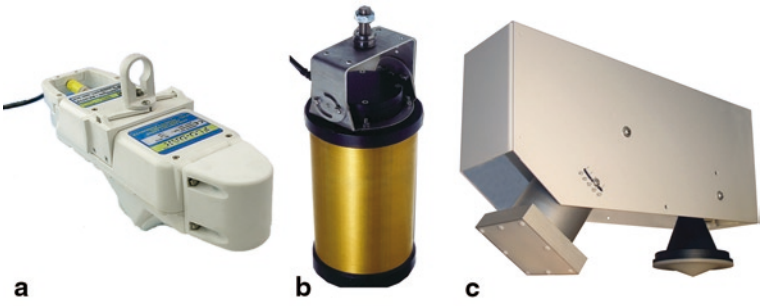


Abb. 5.124 Radarsensoren verschiedener Ausprägung **a** FLO-DAR Modell 4000 SR (Marsh-McBirney, Foto: GWU) **b** Kalesto-v (Ott Messtechnik, Foto: Ott) **c** RQ-24. (Sommer, Foto: Sommer)

zessors (DSP). Der Messbereich der Sensoren liegt zwischen 0,3 bis 8 m/s oder 0,5 bis 4,0 m/s bzw. 0,1 bis 6,0 m/s je nach Hersteller.

Allen genannten Radarsensoren ist die gleiche Messfrequenz von 24 1/8 GHz gemein; ansonsten unterscheiden sie sich in ihren technischen Spezifikationen und damit auch in ihrem Einsatzbereich. So hat das FLO-DAR, das bereits am längsten auf dem Markt ist, seinen Schwerpunkt in der Kläranlagen- und Wasserversorgungstechnik mit kleinen bis mittleren Gewässern (Abb. 5.125a). Dagegen werden die beiden anderen Radarsensoren auch in mittleren größeren Gewässern eingesetzt,

Abb. 5.125 Radarsensoren im Einsatz **a** montiert über einem Venturikanal (Foto: GWU) **b** montiert unter einer Brücke am Pegel Hüppcherhammer (Foto: Ruhrverband) **c** montiert am Geländer einer Straßenbrücke am Pegel Wetter/Ruhr. (Foto: Ruhrverband)

wie Abb. 5.125b und 5.125c belegen, dies gilt z. B. für den Messstandort Wetter an der unteren Ruhr (s. Abb. 5.125c), bei dem bei Hochwasser ein Durchfluss von bis zu 1.000 m³/s erfasst wird.

Bei dem relativ „kleinen" FLO-DAR gibt es zusätzlich eine Ausführung, bei der der Radarsensor überflutbar ist und dennoch weiter Messergebnisse liefert (SVS Surcharge Velocity Sensor). Neuere Entwicklungen, „Hybride Messsysteme" genannt, versuchen, verschiedene Messprinzipien in einem Messgerät zu kombinieren, z. B. in diesem Fall durch Einbau eines zusätzlichen magnetisch-induktiven Sensors, der die Geschwindigkeitsmessung bei Überflutung übernimmt (Sévar 2010). Diese Systeme befinden sich noch im Entwicklungsstadium.

Datenspeicherung und -fernübertragung: Hierzu dienen die von den verschiedenen Herstellern angebotenen Datalogger (s. Kap. 3.5.8), die neben der hochauflösenden Datenspeicherung den gesamten Datenfluss managen und ebenso die Datenfernübertragung mit verschiedenen Systemen via GSM, ISDN, Funk und über Satellit (s. Kap. 7) ermöglichen und unterstützen.

Energieversorgung: Die Geräte arbeiten mit einer Versorgungsspannung von 10,5 bis 15 VDC. Da der Energiebedarf pro Messung mit 170 bzw. 550 mA sehr niedrig liegt, können die Anlagen mit Akku- oder/und Solarenergie versorgt werden. Sie sind daher energieautark, was für den Einsatz als Extremhochwasser-Messsystem (s. Anlage Wetter in Abb. 5.124c) wesentlich ist.

Installation: Für die Montage der Messgeräte an einem Brückenkopf, einem Brückengeländer oder einem vorhandenen Kragarm (s. Abb. 5.124a, 5.125a–c) bieten alle Hersteller geeignete Geräteträger. Die Montage der Sensoren muss unter einem Winkel von 30° bis 60° zur Wasseroberfläche erfolgen. Idealerweise wird ein Winkel von 45° angestrebt.

5.9.2.4 Kalibrierung und Messunsicherheit

Die *Kalibrierung* des Messsystems wird, wie im Abschnitt über die Durchflussberechnung in Kap. 5.9.2 erläutert, nach dem *k*-Index-Verfahren durchgeführt. Der wasserstandsabhängige *k*-Wert kann danach ermittelt werden durch

a) Feld-Referenzmessungen,
b) Übernahme von Schätzwerten aus DIN EN ISO 748 (2008) oder
c) numerische Strömungsmodelle.

Abbildung 5.126 verdeutlicht das Prinzip der Kalibrierung einer Radar-Oberflächengeschwindigkeitsmessanlage.

Die Messgenauigkeit liegt laut Werksangaben bei ±1 % vom Istwert für das abgetastete Messvolumen (Unsicherheit ±2 cm/s).

Mit einer Unsicherheit der Füllstandsmessung von ±1 % für Messwerte im Bereich zwischen 0 und 6000 mm ergibt dies für den ermittelten Durchfluss eine

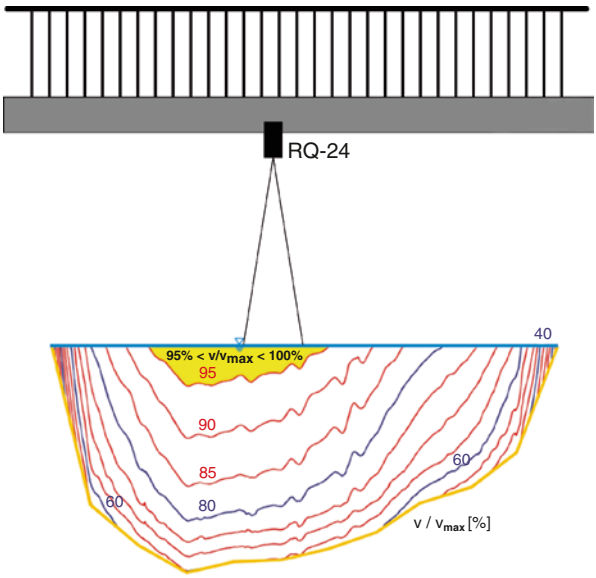


Abb. 5.126 Prinzip der Kalibrierung einer Radar-Geschwindigkeitsmessanlage. (Sommer et al. 2009)

typische Gesamtmessunsicherheit von ±5 % vom Messwert unter normalen Messbedingungen.

5.9.2.5 Anwendungsbeispiele

Abbildung 5.127 zeigt ein Foto der Messstelle Lustenau am Rhein in Vorarlberg während des August-Hochwassers 2005 bei einem Durchfluss von 1.100 m³/s. In Abb. 5.128 sind die mit der Radar-Geschwindigkeitsmessanlage erfassten Wasserstands- und Geschwindigkeitsganglinien dieses Hochwassers dargestellt. Nach Angaben des Hydrografischen Dienstes von Vorarlberg/Österreich hat sich das Radarsystem bestens bewährt.

Abb. 5.127 Pegel Lustenau/Rhein während des Hochwassers im August 2005. Das Radarsystem ist im Bereich des Pegelhauses an der Brücke montiert. (Foto: Sommer)

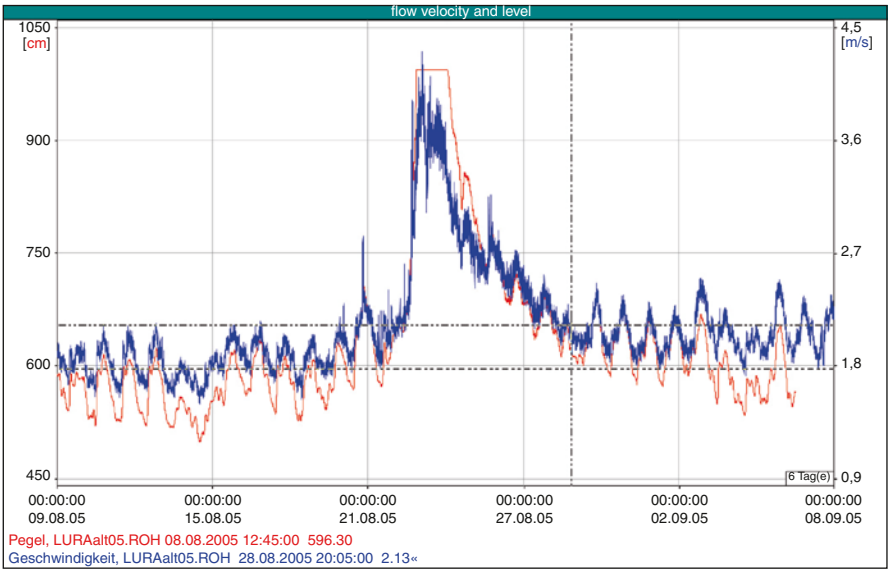


Abb. 5.128 Wasserstands- und Geschwindigkeitsganglinien des Pegels Lustenau/Rhein gemessen mit dem Radar-Geschwindigkeitsmesssystem RQ-24 während des August-Hochwassers 2005. (Sommer u. Wiesenberger 2009)

In einem zweiten Beispiel ist in Abb. 5.129 die Wasserstand- und Durchfluss-Ganglinien am Pegel Schrottenbaummühle/Ilz im Bayerischen Wald während einer sommerlichen Niedrigwasserperiode aufgezeichnet. Das dort eingesetzte Radar-Geschwindigkeitsmessystem Kalesto-v von Ott wurde schon in Abb. 5.125b vorgestellt. Wie dort zu erkennen ist, werden hier Wasserstand (senkrecht) und Oberflächengeschwindigkeit (schräg) mit zwei getrennten Radarsensoren erfasst. Hervorzuheben in Abb. 5.129 ist die gute Auflösung der Aufzeichnungen.

5.9.2.6 Zusammenfassung

Die Radartechnik zur Messung von Fließgeschwindigkeiten hat sich sowohl in Abwasserkanälen als auch in natürlichen Gerinnen verschiedener Größenordnungen bewährt, wie an einigen Anwendungsbeispielen gezeigt werden konnte.

Als Vorteile *des Verfahrens sind anzuführen:*

a) Berührungslose Messung:
   Dadurch sind die Messungen sehr zuverlässig und es entfallen das Reinigen der Sensoren und die Gefahr der Beschädigung der Sensoren durch Treibgut bei Hochwasser.
b) Kontinuierliche Messung von Wasserstand und Durchfluss:
   Dadurch sind z. B. Hochwassermessungen ohne Lebensgefahr für das Messpersonal mit hoher Genauigkeit durchzuführen.

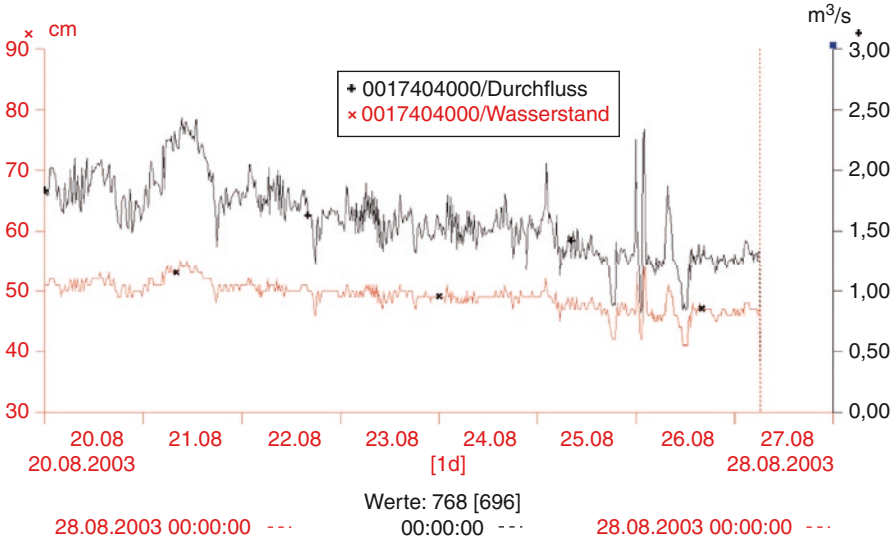


Abb. 5.129 Wasserstand- und Durchflussganglinien am Pegel Schrottenbaummühle/Ilz gemessen mit dem Radarsystem Kalesto-v. (Felder u. Siedschlag 2004)

c) Einfache und kostengünstige Installation:
Die Radartechnik kann über Wasser unabhängig von der aktuellen Wasserführung durchgeführt werden. Energieautarke Stromversorgung bei niedrigem Energiebedarf erleichtert dies.

Als *Einschränkung* für die Anwendung dieses Verfahrens ist zu nennen, dass die Wasseroberfläche im Bereich der Messstelle eine leicht wellige Beschaffenheit aufweisen und sich bewegen muss, da ansonsten keine auswertbare Dopplerfrequenz gemessen werden kann. Diese stringente Forderung wurde durch die Weiterentwicklung der eingesetzten Mess- und Auswertelektronik immer weiter reduziert, jedoch ist weiterhin eine Wellenhöhe von minimal 3 mm unerlässlich, um vor Ort die erforderliche Oberflächenrauheit zum Erkennen der Fließstrukturen zu gewährleisten.

Nach heutigen Erfahrungen kann gesagt werden, dass bei Hochwasser dieses Kriterium überall und bei Niedrig- und Mittelwasser in den meisten kleinen und größeren Gewässern im Mittel- und Hochgebirgsbereich erfüllt ist.

Windeinfluss und dadurch induzierte Oberflächengeschwindigkeiten spielen heute keine Rolle mehr, da diese Einflüsse über elektronische Filter eliminiert werden können.

Ansonsten müssen die in Kap. 5.9.3 aufgeführten hydraulischen Randbedingungen, die jedoch im Grundsatz für alle Messungen unabhängig von der eingesetzten Messtechnik gelten, eingehalten werden.

So ist abschließend festzuhalten, dass mit dem Radar-Doppler-Verfahren zur Geschwindigkeitsmessung eine Alternative zu den übrigen in den Kap. 5.3 bis 5.8 vorgestellten Verfahren zur Verfügung steht. Wie die Erfahrungen der letzten Jahre

zeigen, handelt es sich um ein einfach zu handhabendes, wartungsarmes und zuverlässiges Messsystem, wenn die physikalischen und hydraulischen Randbedingungen an der jeweiligen Messstelle eingehalten werden. Es kann gleichermaßen in Abwasserkanälen wie in natürlichen Gewässern eingesetzt werden und dürfte sich m. E. in den nächsten Jahren mehr und mehr durchsetzen.

Was die Gesundheitsgefahr von Mikrowellen anbetrifft, so ist festzustellen, dass die hier diskutierten Radar-Dopplersysteme, die mit einer Frequenz von 24 1/8 GHz arbeiten, nur ein Zehntel der Strahlenemission von Mirkowellenherden aufweisen und als gesundheitlich unbedenklich eingestuft werden.

Zu mehr Details zum Radar-Geschwindigkeitsmessverfahren wird auf Sévar et al. (2004); Felder et al. (2004) und Sommer et al. (2009) verwiesen. Da es sich um ein „neueres" Verfahren handelt, gibt es dazu bisher keine nationalen und internationalen Normen.

5.9.3 Weitere Verfahren zur Durchflussbestimmung über Oberflächengeschwindigkeitsmessungen

Zum Abschluss dieses Kapitels sollen noch drei wissenschaftliche Forschungsarbeiten erwähnt werden, die auf anderem Weg die Oberflächenstruktur eines Gewässers zur Durchflussbestimmung nutzen:

5.9.3.1 Ermittlung der Oberflächengeschwindigkeit an Überfällen mit Hilfe von Stereobildaufnahmen

In der von Motzet 2004 am Lehrstuhl für Hydraulik und Gewässerkunde der TU München (Prof. Dr. F. Valentin) veröffentlichten Dissertation geht es um die Durchflussbestimmung bei Extremereignissen. Hierzu werden u. a. künstliche Driftkörper injiziert und ihre Fortbewegung im Gewässer als Stereobild mit zwei Kameras (s. Abb. 5.130) festgehalten. Über photogrammetrische Auswertungen konnten diese Objekte dreidimensional bestimmt werden.

Die Ergebnisse dienen als Eingangsdaten für ein dreidimensionales hydraulisches Strömungsmodell, mit dessen Hilfe von der Oberflächengeschwindigkeit auf den Gesamtdurchfluss hochgerechnet wird. Die Qualität der Ergebnisse verbessert sich, wenn solche Messungen im Bereich von hydraulischen Strukturen wie Wehren, Sohlgleiten etc., die spezifische und relativ stabile Wellenstrukturen erzeugen, durchgeführt werden. Dass es sich dabei i. d. R. um im hydraulischen Sinne unvollkommene Überfälle handelt, spielt dabei keine entscheidende Rolle. Anhand eines Praxisbeispiels aus der Ammer bei Weilheim, bei dem lediglich eine Amateurfotografie während des Scheiteldurchgangs eines Hochwassers zur Verfügung stand, konnte die Methode verifiziert werden (Abb. 5.131). Wichtig in diesem Zusammenhang ist, dass es sich hierbei um die Durchflussbestimmung von Einzelereignissen und nicht um kontinuierliche Messungen handelt.

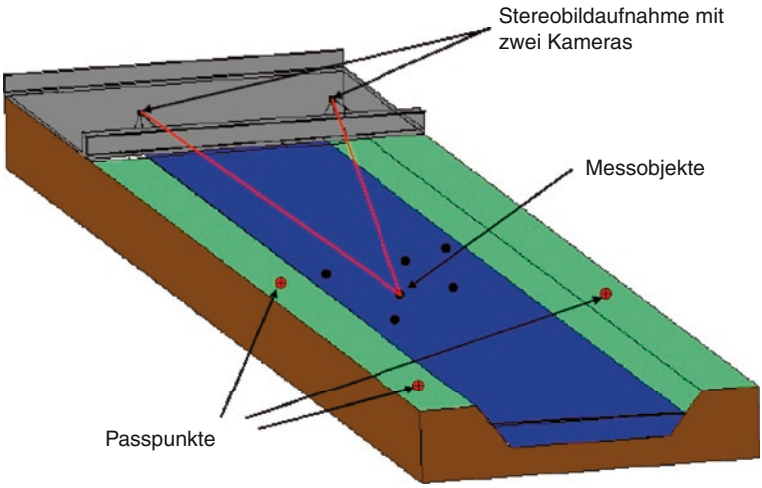


Abb. 5.130 Stereobildaufnahme von Driftkörpern in einem Gewässer. (Motzet 2004)

5.9.3.2 Hybride Durchflussermittlung

Ebenfalls um die Durchflussmessung bei Hochwasser ging es bei einem Forschungsvorhaben am Institut für Hydromechanik und Wasserwirtschaft (IHW) an der ETH Zürich (Baud, Hager, Minor 2002) Die dort entwickelte „hybride" Durchflussmessmethodik setzt sich aus zwei Arbeitsprozessen zusammen:

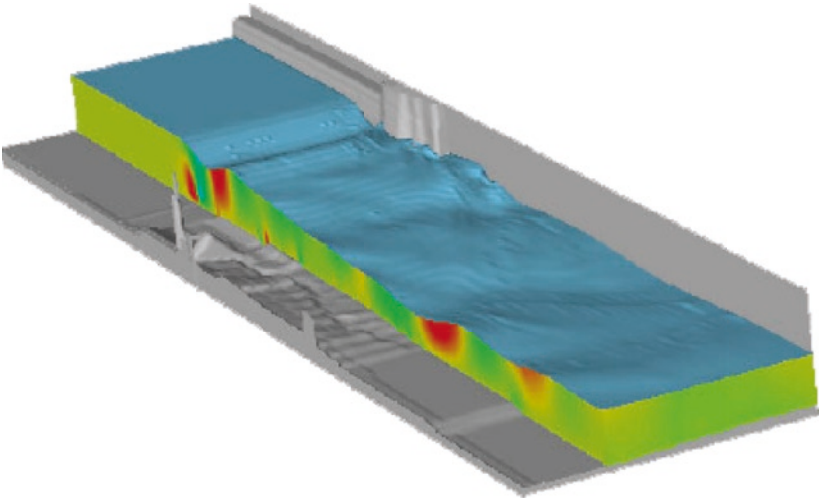
1. Mit Hilfe von drei CCD-Kameras wird die Wasseroberfläche im Messbereich aufgenommen. Um das Geschwindigkeitsfeld optisch erfassen zu können, werden flussaufwärts schwimmende Tracerpartikel zugegeben. Abb. 5.132 stellt das Ergebnis für eine untersuchte Sohlschwelle dar.
2. Mit den ermittelten Oberflächendaten wird dann der Durchfluss über ein numerisches Modells iterativ berechnet.

   Als Einsatzbedingungen für diese Methode werden angeführt:

   - Der Einfluss der Sohlengeometrie auf die Geschwindigkeitsverteilung muss stärker als der der Sohlenrauigkeit sein.
   - Die Sohlengeometrie darf während der Oberflächenmessung keine Änderung infolge Erosion oder Sedimentation aufweisen. Messstellen mit fester Sohle erfüllen diese Anforderungen.

5.9.3.3 Videogestützte Oberflächengeschwindigkeitsbestimmung

Eine grundsätzlich ähnliche Vorgehensweise wählten Rutschmann u. Stürz (2004) vom Institut für Wasserbau (IWI) der Universität Innsbruck; sie nutzten induzierte Partikel zur videogestützten Bestimmung von Strömungsbahnen. Die bisherigen



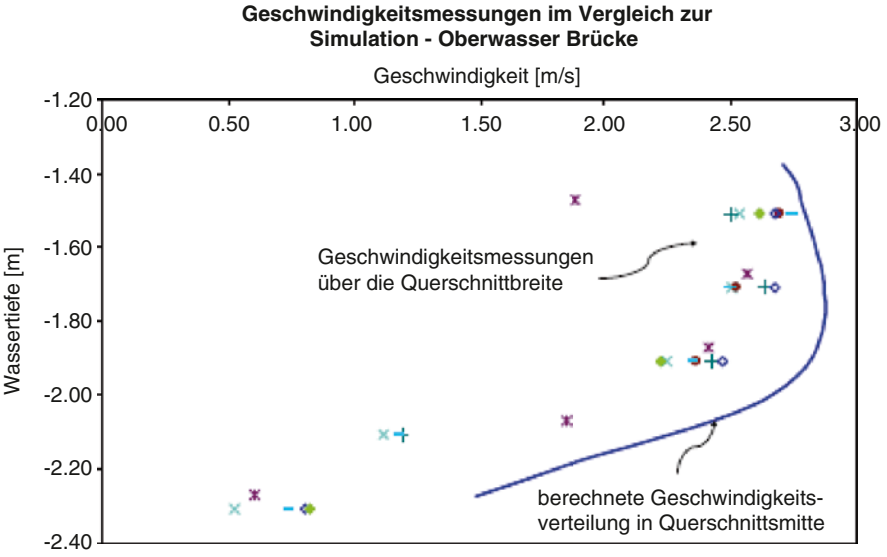


Abb. 5.131 Vergleich zwischen gemessenen und simulierten Wasseroberflächen und Geschwindigkeiten. (Motzet 2004)

Erfahrungen zeigen, dass das Messsystem in der Lage ist, Wasserspiegellagen und Geschwindigkeiten messtechnisch zu erfassen. Für die Umsetzung der bisher im Labor durchgeführten Untersuchungen in Feldmessungen sind nach Meinung der Autoren noch weitere Entwicklungen erforderlich.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass wie die drei ausgewählten Beispiele von aktuellen Forschungsprojekten belegen, der Weg, den Durchfluss

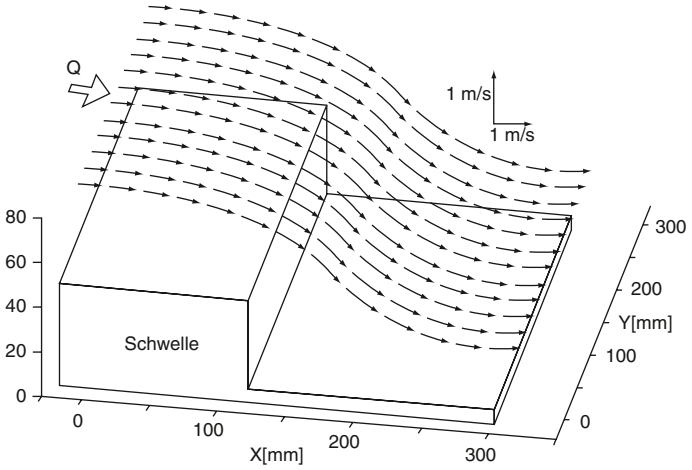


Abb. 5.132 Ermittelte Oberflächen-Charakteristika an einer Schwelle. (Baud et al. 2002)

über die Messung der Oberflächengeschwindigkeit zu erfassen, insbesondere bei Hochwasserereignissen von großem Interesse ist. Insgesamt handelt es sich um einen vielversprechenden Ansatz, der beim Einsatz von Radar zur Geschwindigkeitsmessung schon einen hohen Standard erreicht hat und der – wenn die technische Entwicklung weiterhin so dynamisch vorangetrieben wird – noch eine vielversprechende Zukunft in der Hydrometrie haben dürfte.

5.10 Durchflussermittlung an Staustufen, Schleusen, Pumpstationen sowie Fischauf- und -abstiegshilfen

5.10.1 Einführung

Eine weitere Gruppe von Bauwerken, die nicht primär zur Durchflussmessung errichtet werden, sind Stauanlagen, die z. B. für die Schifffahrt zur Überwindung von Steigungen in Gewässern erforderlich sind oder mit denen Stauseen zur Verbesserung der Wasserqualität oder zur Freizeitnutzung aufgestaut werden (Giesecke u. Mosonyi 2009, Döring u. Radler 2001). Die Bauwerke in diesen staugeregelten Gewässern können aber auch zur Durchflussermittlung genutzt werden, bzw. zu ihrer Steuerung selbst werden Informationen über Wasserstand und Durchfluss benötigt. Dies ist jedoch i. d. R. sehr aufwändig, da wegen der Komplexität solcher Anlagen eine große Anzahl von Messgrößen einzeln und synchron erfasst werden müssen, wie in Kap. 5.10.2 am Beispiel der Staustufe Iffezheim am Oberrhein (Abb. 5.133) aufgezeigt wird. Es ist daher zu überprüfen, ob andere Messverfahren, wie sie bei

Abb. 5.133 Luftbild der Staustufe Iffezheim am Oberrhein. (mit frdl. Genehmigung der Rheinkraftwerk Iffezheim GmbH und des Wasser- und Schifffahrtsamtes Freiburg)

gewässerkundlichen Pegeln eingesetzt werden (s. Kap. 5.4 bis 5.9), als integrierende Messsysteme unterhalb eines Staubauwerks eingesetzt werden können.

Des Weiteren hat die Praxis gezeigt, dass häufig für verschiedene Messbereiche unterschiedliche Messverfahren kombiniert werden müssen; so kann z. B. für den Niedrig- bis Mittelwasserbereich der Durchfluss über die Leistung der Turbinen und für den Mittel- bis Hochwasserbereich über eine W-Q-Beziehung ermittelt werden. In der Pegelvorschrift Anl. D (1991) sind Möglichkeiten und Grenzen der Durchflussermittlung an Staustufen systematisch zusammengestellt, Pegelvorschrift Anl. D Anhang II (1998) behandelt kurz die dazu einsetzbaren Messgeräte.

5.10.2 Prinzip der Durchflussermittlung an Staustufen und Schleusen

In Abb. 5.133 ist beispielhaft die Staustufe Iffezheim am Oberrhein dargestellt. Wie der Luftaufnahme zu entnehmen ist, besteht sie aus zwei Schleusenkammern, einem Kraftwerk mit einer Reihe von Turbinen, einer Bootsgasse und einer Fischaufstiegsanlage (vorne rechts im Bild). Hinzu kommt der Durchfluss des Restrheins, der oben in Abb. 5.133 noch zu erkennen ist.

Der Gesamtdurchfluss Q solcher Anlagen setzt sich demnach aus folgenden *Teildurchflüssen* zusammen:

1. Turbinendurchfluss Q_T, der sich aus den Durchflüssen der einzelnen Turbinen summiert und im Allgemeinen bei der Ermittlung des Gesamtdurchflusses die größte Bedeutung hat (s. Kap. 5.10.3).
2. Wehrdurchfluss Q_W, der die Summe der einzelnen Wehröffnungen (je nach Bauart über- oder unterströmt) bildet; im Beispiel in Abb. 5.133 sind es drei Teildurchflüsse.
3. Schleusungsdurchfluss Q_{Schl}, der je nach Volumen der Schleusenkammern und der Frequenz der Schleusungen einen mehr oder weniger bedeutenden Anteil zum Gesamtdurchfluss beinhaltet.
4. Durchfluss über Fischauf- und -abstiegseinrichtungen Q_{Fi}, der im Allgemeinen nur wenig um eine in der wasserrechtlichen Genehmigung festgelegte Dotationswassermenge schwankt und daher i. d. R. nicht kontinuierlich erfasst, sondern lediglich stichprobenhaft überprüft werden muss. Fischabstiegshilfen können u. U. nur zeitlich begrenzt, z. B. zur Zeit der Hauptfischwanderung, in Betrieb sein (s. Kap. 5.10.3).
5. Durchfluss durch die Bootsgasse Q_{Bo}, der i. d. R. ganzjährig und mit annähernd konstanter Durchflusswassermenge betrieben wird. Hier sind regelmäßige Kontroll- und Kalibriermessungen notwendig. Wenn der Durchfluss in Abhängigkeit des Wasserstands in der Stauhaltung geregelt ist, werden kontinuierliche Messungen erforderlich.
6. Sonstige Durchflüsse Q_{So} fassen die nicht messbaren Verluste einer Stauhaltung durch Undichtigkeit und Umläufigkeit zusammen. Je nach ihrer Bedeutung können sie als konstanter oder pauschaler Zuschlag berücksichtigt werden.

Die Staustufe Iffezheim weist eine Besonderheit auf, indem sie in einem vorhandenen Kanal, den Rheinkanal, der schon weit oberhalb vom Rhein mit Hilfe einer Wehranlage abgeleitet wird und über die die Durchflussmenge des Rheinseitenkanals geregelt wird, eingebaut ist. Im Normalfall ist diese räumliche Trennung nicht vorhanden und es muss zusätzlich noch der Wehrdurchfluss Q_W messtechnisch erfasst werden.

Der Gesamtdurchfluss einer Staustufe lautet danach

$$Q = Q_T + Q_W + Q_{Schl} + Q_{Fi} + Q_{Bo} + Q_{So} \tag{5.81}$$

5.10.3 Messtechnische Erfassung des Durchflusses

Tabelle 5.14 gibt einen Überblick über die zur Verfügung stehenden Messverfahren und die dazu genutzten Messsysteme.

Daraus wird ersichtlich, dass bei der Durchflussermittlung an Staustufen eine Vielzahl von Messverfahren und Messgeräten zum Einsatz kommen, die in vorhergehenden Kapiteln schon eingeführt und behandelt wurden (s. jeweilige Querverweise in Tab. 5.14).

Tab. 5.14 Übersicht über Messverfahren und erforderlichen Messeinrichtungen zur Durchflussermittlung an Staustufen und Schleusen (Ergänzt nach Pegelvorschrift Anl. D 1991)

Messverfahren	Erforderliche Messeinrichtungen
(1) Turbinendurchfluss	
(1.1) Generatorleistung und Fallhöhe	
$Q_T = f(N, \Delta h, \eta^*)$	
mit	
N Generatorleistung	elektrischer Leistungsmesser
Δh Differenz zwischen Ober- u. Unterwasser (Fallhöhe)	Oberwasser- und Unterwasserpegel (Kap. 3.5)
η^* Generalwirkungsgrad der Maschineneinheit (Turbine, Generator, Rechen…)	
(1.2) Differenzdruck	
$Q_T = f(\Delta p)$	Druckmessgeräte (Kap. 3.5.4)
mit	
Δp Differendruck zwischen zwei bestimmten Stellen	
(1.3) Turbinenöffnung	
$Q_T = f(\Delta h, A^*)$	Oberwasser- und Unterwasserpegel (Kap. 3.5)
mit	
Δh Differenz zwischen Ober- u. Unterwasser (Fallhöhe)	Stellungsgeber
A* Öffnungsmaß der Turbine Dabei wird die Turbinendrehzahl n als konstant angenommen	
(1.4) Geschwindigkeitsmessung (Kap. 4.5 u. 4.6)	
$Q_T = f(v, A)$	
mit	
v Geschwindigkeit	
A durchströmte Querschnittsfläche	
(1.4.1) Geschwindigkeitsmessung an einem Referenzpunkt	Messflügel , Messsonden (Kap. 4.5.4-4.5.6)
(1.4.2) Ultraschallmessung im Zulaufbereich	Ultraschallmessanlage nach Laufzeitverfahren (Kap. 5.5)
(2) Wehrdurchfluss (Kap. 5.3)	
(2.1) überströmte Wehre (Kap. 5.3.4-5.3.5)	
$Q_W = f(b, h_ü, \mu)$	
mit	
b Wehrbreite	-
$h_ü$ Überfallhöhe	Oberwasserpegel, bei beweglichen Wehren zusätzlich Stellungsgeber für Wehrstellung
μ Überfallbeiwert	-

Messverfahren	Erforderliche Messeinrichtungen
(2.2) unterströmte Wehre (Kap. 5.3.9)	
$Q_W = f(b, h_u, \Delta h, \mu_u)$	
mit	
b Wehrbreite	-
h_u Öffnungshöhe bei Unterströmung	Stellungsgeber für Wehrstellung
Δh Differenz zwischen Ober- u. Unterwasser	Oberwasser- und Unterwasserpegel (Kap. 3.5)
μ_u Durchflussbeiwert	-
(3) Schleusungsdurchfluss	
$Q_{Schl.} = \frac{n \cdot V_{Schl.}}{\Delta t}$	
mit	
$V_{Schl.}$ = Schleusungsvolumen f (l,b,Δh,BA)	
n Anzahl der Schleusungen (auf Δt bezogen)	Zähler
Δt Bezugsintervall (1Tag)	Zeituhr mit Intervallerfassung
l Länge der Schleusenkammer	-
b Breite der Schleusenkammer	-
Δh Differenz zwischen Ober- und Unterwasser	Kammerpegel
BA Betriebsart (z.B. Sparschleusung)	Geber zur Erfassung der Betriebszustände
(4) Durchfluss über Fischauf- u. abstiegseinrichtungen	
$Q_{Fi} = v_m \cdot A$	
mit	
v_m mittlere Geschwindigkeit	
A durchströmte Querschnittsfläche	Geschwindigkeitsmessung mit Messflügel oder Messsonden (Kap. 4.5.4-4.5.6)
a) Geschwindigkeitsmessung	
b) Wasserstandsmessung	Oberwasserpegel (Kap. 3.5)
c) Durchflusskurve (Kap. 5.4)	
Bei Fischabstiegseinrichtungen über Durchleitungsrohre: Durchflussmessung in Rohren (z.B. f. Aale)	
(5) Durchfluss durch Bootsgasse	
$Q_{Bo} = v_m \cdot A$	
(6) Sonstige Durchflüsse	
Nicht erfassbare Durchflüsse, wie z.B.durch Umläufigkeiten und Undichtigkeit können als „Pauschalzuschlag" berücksichtigt werden: konstanter Zuschlag (Addition) prozentualer Zuschlag (Multiplikation)	

Ausnahmen bilden die messtechnische Erfassung des *Turbinendurchflusses* und von *Fischauf- und -abstiegsanlagen*, auf die hier daher eingegangenen werden soll.

5.10.3.1 Turbinendurchflussmessung

Diese Fragestellung entspricht dem in Tab. 5.14 aufgeführten Punkt Nr. 1. In Abb. 5.134 sind am Beispiel eines Kraftwerks mit einer Pelton-Turbine die für eine kontinuierliche Durchflussermittlung erforderlichen Messstellen eingetragen.

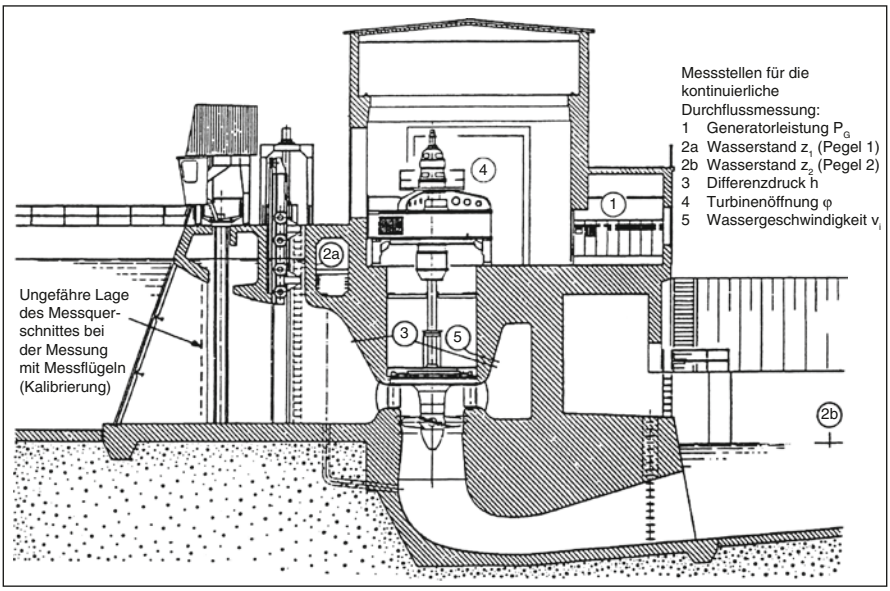


Abb. 5.134 Längsschnitt durch ein Kraftwerk mit Messstellen. (Nach Pegelvorschrift Anl. D, Anh. II 1998)

Wie aus der Zusammenstellung in Tab. 5.14 ersichtlich, gibt es grundsätzlich vier Möglichkeiten, den Turbinendurchfluss messtechnisch zu erfassen:

1. *Generatorleistung und Fallhöhe*: (Messstellen 1, 2 a und 2 b in Abb. 5.134). Die Generatorleistung N lässt sich problemlos aus den routinemäßig erfassten Daten der Turbine abgreifen, zur Ermittlung der Fallhöhe müssen im Ober- und Unterwasser Pegel (2 a und 2 b) mit hoher Messgenauigkeit installiert werden. Problematisch ist der Generalwirkungsgrad η der Maschineneinheit, der nicht zeitinvariant ist und sich im Laufe der Jahre auf Grund von Alterungsprozessen einzelner Bauteile während der meist langen Betriebszeit verändern kann.
2. *Differenzdruckmessung*: Dazu wird der Druck an zwei Stellen in der Spirale mit einem Differenzdrucknehmer messtechnisch erfasst. Die zur Verfügung stehenden Messsysteme erfüllen die heute sehr hohen Genauigkeitsansprüche. Entscheidend ist jedoch, die richtigen Messpunkte (Nr. 3 in Abb. 5.134) im System zu finden.
3. *Turbinenöffnung*: Die Fallhöhe (Differenz Δh zwischen Ober- und Unterwasserstand) kann mit der gleichen Messtechnik und Anordnung wie bei Möglichkeit Nr. 1 erfasst werden.
   Das Öffnungsmaß A ist abhängig vom Turbinentyp und wird bestimmt z. B.
   - bei einer Francisturbine über die Öffnung des Leitapparats,
   - bei einer Kaplanturbine über die Öffnung des Leitapparats und den Stellenwinkel der Turbinenschaufeln,

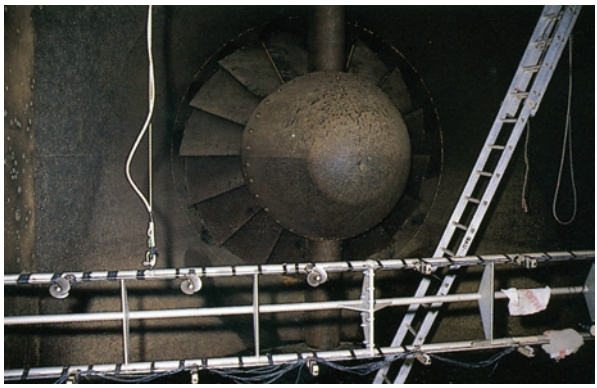


Abb. 5.135 Messwagen, bestückt mit 8 hydrometrischen Flügeln im Einlauf einer S-Turbine. (Morgenschweis et al. 1992)

- bei einer Peltonturbine über die Öffnung der Düse und
- bei einer S-Turbine über die Stellung des Leitrads.

Die Messung erfolgt über elektrische Stellungsgeber (s. Punkt 1.4 in Tab. 5.14). Nicht unproblematisch ist, dass bei diesem Verfahren die Drehzahl der Turbine als konstant angesetzt wird.

4. *Geschwindigkeitsmessung*:
   Hierzu werden eine Vielzahl synchron arbeitender Geschwindigkeitsmessgeräte (z. B. Flügel) an einem „Messkreuz“ in den Zulaufquerschnitt vor dem Einlaufrechen installiert, die Geschwindigkeitsverteilung gemessen und daraus die mittlere Querschnittsgeschwindigkeit errechnet (s. Kap. 4.5 und 4.6). Abbildung 5.135 zeigt eine solche Messanordnung, montiert zu Kalibriermessungen vor einer der S-Turbinen des Kraftwerks Mülheim-Kahlenberg (s. auch schematische Darstellung in Abb. 5.136).
   Das gleiche Prozedere kann auch mit Acoustic Doppler Current Profilern (ADCP, s. Kap. 4.6.2) durchgeführt werden, wobei dieses Verfahren direkt die mittlere Querschnittsgeschwindigkeit liefert.

Die Methode der Geschwindigkeitsmessung wird meist nicht zur kontinuierlichen Messung, sondern für Kalibrier- und Kontrollmessungen bei konstanten Betriebsbedingungen der Turbinen eingesetzt.

Von den drei verbleibenden Möglichkeiten der kontinuierlichen Turbinendurchflussermittlung (abgesehen von einer unterhalb installierten Durchflussmessstelle) weist nach Erfahrungen des Autors das Verfahren über die Messung des Differenzdrucks bei den heute auf dem Markt befindlichen Differenzdruckmesssystemen – unter der Voraussetzung, dass geeignete Messpunkte gefunden werden – die höchste erreichbare Genauigkeit auf. Dieses Verfahren ist aber gleichzeitig kostenmäßig besonders aufwändig.

Im Anhang II der Anlage D der Pegelvorschrift (1998) sind die für die Messung des Turbinendurchflusses anwendbaren Messprinzipien, die zugehörigen Messgeräte und ihre Kennwerte zusammengestellt (Pegelvorschrift Anl. D, Anh. II 1998).

Abbildung 5.136 zeigt am Beispiel des Kraftwerks Mülheim-Kahlenberg eine schematische Zusammenstellung des zur Ermittlung des Gesamtdurchflusses er-

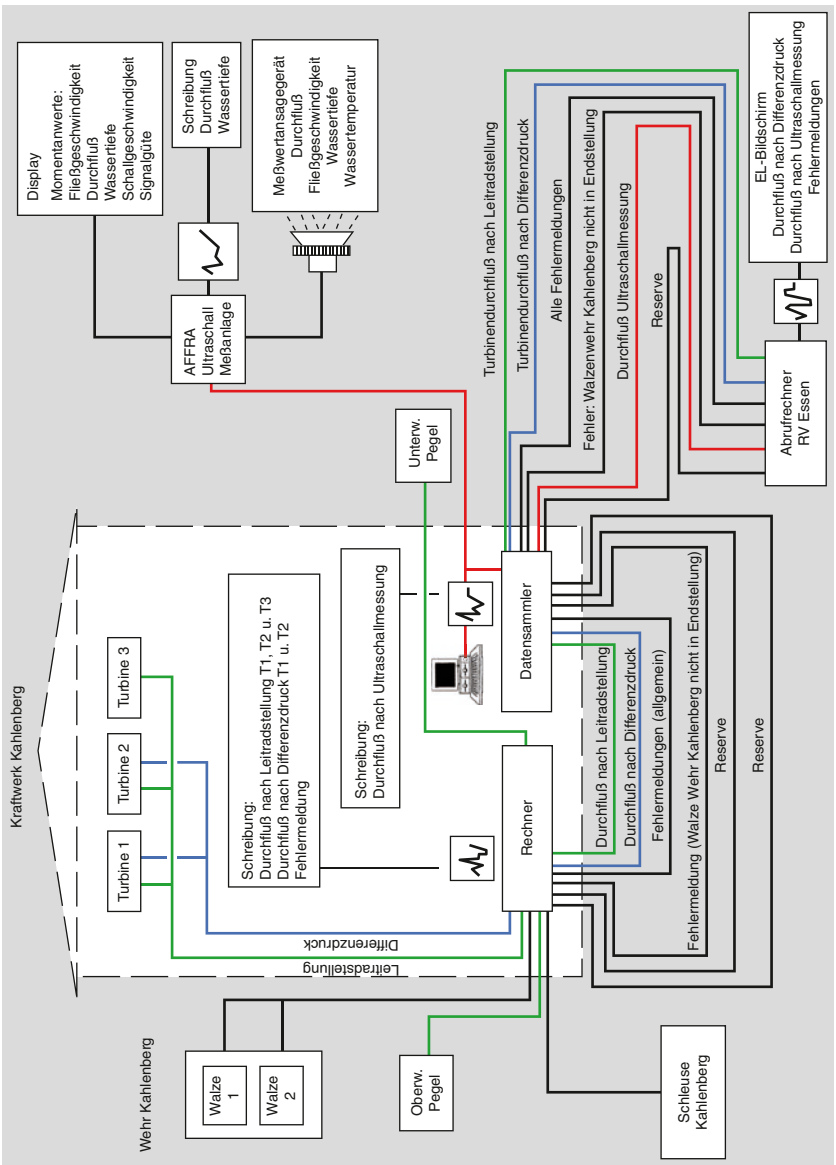


Abb. 5.136 Schema des Datenflusses zur Durchflusserfassung in und am Kraftwerk Mülheim-Kahlenberg. (Morgenschweis et al. 1992)

forderlichen Datenflusses, wobei hier als zusätzliche Kontrolle eine Ultraschallmessanlage nach dem Laufzeitprinzip zur integrierenden Erfassung des Gesamtdurchflusses unterstrom installiert wurde (s. auch Kap. 5.5). Die Komplexität einer solchen Messaufgabe wird hier sehr deutlich.

Allgemein wird wegen des hohen Aufwands für das Kalibrieren der Turbinen sowie, um die Betriebssicherheit der Messanlage zu erhöhen, empfohlen, mindestens zwei Messverfahren redundant einzusetzen. Bei dem in Abb. 5.136 vorgestellten Kraftwerk Kahlenberg in Mülheim an der Ruhr wurden z. B. das Differenz- und das Fallhöhenverfahren parallel betrieben und zusätzlich für den Gesamtdurchfluss unterstromig eine Durchflussmessstelle mit Ultraschall nach dem Laufzeitverfahren installiert (Morgenschweis et al. 1992).

5.10.3.2 Wehrdurchfluss

Bei der Erfassung des Wehrdurchflusses Q_W (Nr. 2 in Tab. 5.14) muss je nach Bauart und Betrieb des Wehrs zwischen überströmten Wehren (z. B. Zylinderschütz) und unterströmten Wehren (z. B. Segmentschütz) entschieden werden. Die dementsprechenden Berechnungsformeln und Randbedingungen sind in den jeweiligen Kapiteln, auf die in Tab. 5.14 verwiesen wird, enthalten.

Wenn *Pumpen* an Wehranlagen eingesetzt werden, kann die Durchflussermittlung analog der Ermittlung bei Turbinen aus dem Pumpendurchfluss $Q_P = \Sigma Q_{Pi}$ (Summe der Durchflüsse der einzelnen Pumpen P_i) erfolgen.

Dabei gilt:

$$Q_P = f(N, \Delta h, \eta^*)\ [\mathrm{m^3/s}] \tag{5.82}$$

mit

N = Leistungsaufnahme der Pumpe [kW]
Δh = Differenz zwischen Ober- und Unterwasser (Förderhöhe) [m]
η^* = Gesamtwirkungsgrad (Motor, Getriebe, Pumpe, Rechen- u. Leitungsverluste).

5.10.3.3 Durchflussmessung an Fischauf- und -abstiegshilfen

Dieses Thema enthält Tab. 5.14 unter Punkt Nr. 4.

Einführung: Da die ungehinderte flussauf- und -abwärts gerichtete Wanderung von Fischen und Kleinlebewesen (Makroinvertebraten) spätestens seit Einführung der Europäischen Wasserrahmenrichtlinie (WRRL 2000) eine große Bedeutung erhalten hat – der „gute ökologische Zustand" eines Gewässers ist vom Grundsatz her ohne Fischdurchgängigkeit nicht zu erreichen – wurden und werden viele Gewässer renaturiert. Stauanlagen in Gewässern sind eine der Hauptursachen für

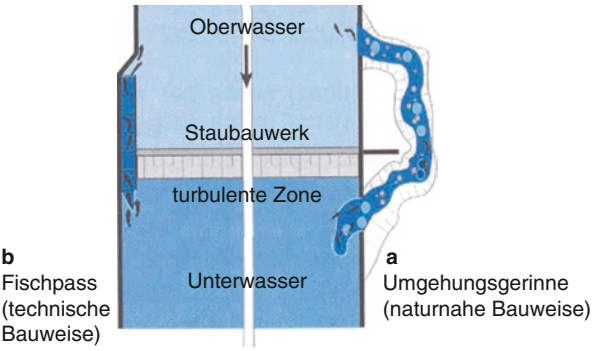


Abb. 5.137 Grundtypen von Fischaufstiegshilfen. (Nach DVWK 1996)

die Unterbrechung der Durchgängigkeit für die aquatische Lebenswelt. Daher werden bei vorhandenen Stauwehren im Rahmen von Renaturierungs- und Revitalisierungsmaßnahmen in zunehmendem Maße Fischaufstiegshilfen, seltener auch Fischabstiegshilfen, installiert.

Typen von Fischaufstiegsanlagen: Wie aus Abb. 5.137 ersichtlich, gibt es zwei Haupttypen von Fischaufstiegen:

a) ein naturnahes *Umgehungsgerinne*, das als künstlich geschaffener Bachlauf, ausgestattet mit Beruhigungsbereichen, in geschwungener Form um das Sperrbauwerk vom Unterwasser zum Oberwasser geführt wird und
b) ein technischer *Fischpass*, der im Prinzip aus einer Aneinanderreihung von kleinen Betonbecken besteht, die bei beengten Raumverhältnissen am Rande eines Sperrbauwerks entlang geführt werden. Je nach Beckenform und Durchlassschlitzen zwischen den kaskadenförmig angeordneten Becken gibt es eine Reihe unterschiedlicher Bautypen (Vertical Slot-Pass, Denil-Fischtreppe etc.).

In Abb. 5.133 ist auf der rechten Bildhälfte ein technischer Fischpass zu erkennen. Abbildung 5.138 zeigt ein Umgehungsgerinne am Wehr Harkort in der mittleren Ruhr.

Je nach Dotationswassermenge, die wasserrechtlich für den jeweiligen Fischaufstieg festgelegt worden ist, z. B. bei dem Umgehungsgerinne in Abb. 5.138 beträgt dieser 0,5 m^3/s, und dem Niedrigwasserabfluss des Gewässers kann die durch die Fischaufstiegsanlage abfließende Wassermenge in Trockenzeiten von Bedeutung sein. Außerdem besteht für den Betreiber der Anlage die Verpflichtung, einen bestimmten Mindestabfluss zu gewährleisten. Aus diesen Gründen ist es häufig notwendig oder wünschenswert, den Durchfluss durch eine Fischauf- und -abstiegsanlage periodisch oder kontinuierlich zu erfassen.

Messung des Durchflusses von Fischaufstiegsanlagen: Grundsätzlich muss versucht werden, über Geschwindigkeitsmessungen mit in Kap. 4 vorgestellten Messgeräten im Ein- und Auslauf einer *Fischaufstiegsanlage* eine Kalibrierkurve aufzustellen. Für Beckenfischpässe mit dreieckförmigen Überfällen und für Umge-

Abb. 5.138 Umgehungsgerinne am Wehr Harkort in der mittleren Ruhr. (Foto: Archiv Ruhrverband Essen)

hungsgerinne holländischer Bauart (Boiten 1990; Boiten u. Dommerholt 2006) gibt es zufriedenstellende hydrometrische Kalibrierungen.

Bei technischen Fischpässen können Kalibrierkurven u. U. aus den Entwurfsunterlagen abgeleitet werden.

Für den Bau von Fischaufstiegseinrichtungen gibt es heute Standardentwürfe (DVWK 1996; DWA 2005 (zurzeit in Überarbeitung), MUNLV 2005). Bezüglich Durchflusserfassung enthalten diese Richtlinien jedoch leider keine Informationen. Ansonsten gibt es naturgemäß noch keine langjährigen Erfahrungen.

Fischabstiegsanlagen, besser Fischschutzeinrichtungen, sind erst am Anfang ihrer konzeptionellen und baulichen Entwicklung. Bei Durchleitungsrohren für Aale z. B. können Durchflussmesstechniken für teilgefüllte Rohrleitungen (s. Bonfig 2002) eingesetzt werden.

Wenn eine hohe Genauigkeit der Durchflusserfassung gefordert ist, bieten sich hydraulische Modellversuche (Skalenmodelle) oder auch numerische Simulationsmodelle sowohl für Fischauf- als auch -abstiegsanlagen an. Das Technische Komitee TC 113 der ISO hat 2010 hierzu die ISO 26906 „Fish passes at flow measurement structures“ publiziert. In Tab. 5.14 sind die Messmöglichkeiten vereinfacht zusammengestellt.

Fischverträglichkeit von Durchflussmesseinrichtungen: Eine andere Frage in diesem Zusammenhang ist, inwieweit vorhandene Durchflussmessanlagen fischverträglich sind. Bei der Diskussion der Durchflussmessbauwerke in Kap. 5.3 wurde dieser Aspekt immer wieder angesprochen, da gerade diese Bauwerke grundsätzlich ein mehr oder weniger starkes Wanderhindernis für Fische darstellen. Eine Ausnahme bilden hier die Sohlschwellen und Sohlrampen, die aus diesem Grunde in den letzten Jahren vermehrt eingesetzt wurden.

Aber auch bei Messstellen mit unausgebauten Messquerschnitten treten bei Renaturierungsmaßnahmen an Gewässern Probleme auf; der aus hydraulischen Gründen für Durchflussmessstellen geforderte längere geradlinige Gewässerverlauf verträgt sich häufig nicht mit dem beim Gewässerumbau häufig konzipierten leicht

mäandrierenden, zumindest schwingenden Gewässerverlauf. Hier besteht dringender Bedarf an Grundlagenuntersuchungen, damit befriedigende Kompromisse gefunden werden.

Zur Erfassung der übrigen Teildurchflüsse wird auf die Zusammenstellung in Tab. 5.14 verwiesen

5.10.4 Kalibrierung

Zur Kalibrierung bzw. Überprüfung der rechnerischen Ansätze in Kap. 5.10.2 können entweder

- Feldvergleichsmessungen mit geeigneten Messverfahren der mobilen Durchflussmessung (Kap. 4) oder
- hydraulische Modellversuche für die Gesamtanlage oder einzelne Anlagenteile (z. B. denWirkungsgrad η der Turbinen) oder beides durchgeführt werden.

Bei der Kalibrierung von Turbinen über die Erfassung der Geschwindigkeitsverteilung Netzmessungen sind die VDE-Richtlinien Nr. 2640, Blatt 1 (1993) zu beachten.?

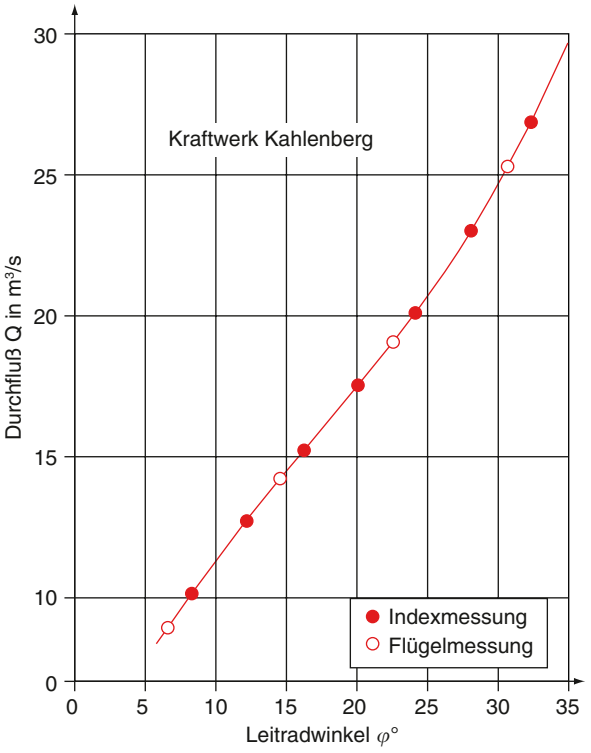


Abb. 5.139 Kalibrierergebnisse für Turbine 1 des Kraftwerks Mülheim Kahlenberg. (Morgenschweis et al. 1992)

Zur Kalibrierung von Wehren wird auf Kap. 5.3 verwiesen.

Abbildung 5.139 zeigt die Ergebnisse von Kalibriermessungen am Kraftwerk Kahlenberg.

Grundsätzlich gilt, dass bei Staustufen mit Kraftwerks- und Schleusenbetrieb die Durchflussverhältnisse im Bereich des Bemessungsdurchflusses bzw. bis zum maximalen Schluckvermögen der Anlagen häufig instationär sind. Dies muss bei der technischen Auslegung der Messgeräte durch eine hohe zeitliche Auflösung (z. B. durch großen Papiervorschub) oder durch Einsatz von Durchflussmessverfahren, die per se auch instationäre Strömung erfassen können (z. B. ΔW-Verfahren, Kap. 5.7, oder visuelle Durchflussmessung, Kap. 5.8), berücksichtigt werden.

Ohne anlagen- und ortspezifische Kalibrierung können die Unsicherheiten bei solch komplexen Bauwerken inkl. vieler Teildurchflüsse mit hohen Unsicherheiten (±50 % u. m.) behaftet sein (s. Kap. 5.10.5).

5.10.5 Unsicherheit

Eine qualitative Zusammenstellung der Unsicherheit bei den einzelnen Messverfahren zur Durchflussermittlung an Staustufen enthält Kap. 7 der Anlage D der Pegelvorschrift (1991).

Grundsätzlich gilt, dass bei den angeführten Messverfahren eine Vielzahl von Unsicherheitsquellen existiert, da die bei der Ermittlung der einzelnen Teildurchflüsse verwendeten verschiedenen Verfahren unterschiedliche Genauigkeiten aufweisen. Da der Messung des Turbinendurchflusses im Allgemeinen bei der Ermittlung des Gesamtdurchflusses die größte Bedeutung zukommt, bestimmen die dort verwendeten Verfahren die Gesamt-Messunsicherheit.

So gilt selbst für Anlagen, die über den gesamten Durchflussbereich hydrometrisch kalibriert worden sind, dass die Unsicherheit mindestens ±5 bis ±10 % beträgt.

Bei Staustufen, die nicht gem. Kap. 5.10.4 kalibriert worden sind, kann die Unsicherheit über ±50 % betragen.

5.10.6 Zusammenfassung

Die Durchflussermittlung an Staustufen mit Kraftwerk, Wehr, Schleusen und evtl. Fischauf- und -abstiegshilfen sowie Bootsgassen ist außerordentlich aufwändig und erreicht dennoch im besten Fall Genauigkeiten, die deutlich unterhalb von herkömmlichen gewässerkundlichen Durchflussmessanlagen liegen. Daher ergeben solche Durchflussmessungen im Grunde – von Sonderfällen abgesehen - nur Sinn, wenn die ermittelten Einzelprozessdaten gleichzeitig zur Steuerung des Betriebs der Anlagen verwendet werden oder/und wenn Auflagen der wasserrechtlichen Genehmigung der Anlagen erfüllt werden müssen.

5.11 Zusammenfassende Wertung und Kriterien zur Auswahl von Methoden zur kontinuierlichen Durchflusserfassung

Um bei der Fülle der vorgestellten kontinuierlichen Durchflussmessverfahren die Wahl einer geeigneten Methode für eine konkrete Fragestellung zu erleichtern, sollen in diesem abschließenden Kapitel die wesentlichen Untersuchungskriterien der einzelnen Verfahren vereinfachend zusammengefasst und bewertet werden (s. Tab. 5.15).

Schaut man sich die Zusammenstellung in Tab. 5.15 an, so stellen die beiden ersten Messverfahren die althergebrachten Methoden dar. *Durchflussmessbauwerke*, d. h. Wehre, Venturis, Flumes etc. liefern über langzeitstabile Wasserstand-Durchfluss-Beziehungen ein Optimum an erreichbarer Genauigkeit, sind jedoch aus bautechnischen und wirtschaftlichen Gründen i. d. R. auf eher kleinere Gewässer oder Gewässer mit großer Bedeutung beschränkt.

Die indirekte Durchflussbestimmung über die leicht zu realisierende kontinuierliche Wasserstandserfassung und über eine funktionale Beziehung zwischen Wasserstand und Durchfluss mittels einer *Durchflusskurve* ist universell anwendbar auf beliebige Gewässerquerschnitte und benötigt nur relativ geringe messtechnische Installationen. Da die Durchflusskurve jedoch zeitvariant ist und sich durch vielfältige Einflüsse auf den Messquerschnitt immer wieder verändert, bedarf diese Methode eines hohen Unterhaltungs- bzw. Messaufwands bei der Aufstellung und Kontrolle der W-Q-Beziehung. Insgesamt erreicht sie die geringste Genauigkeit aller aufgeführten Messverfahren und stellt m. E. eine „Notlösung“ dar, auch wenn sie weltweit sicherlich am häufigsten eingesetzt wird.

Als Alternative bieten sich zunehmend die auf *Ultraschall* basierenden akustischen Messverfahren, sei es nach dem Laufzeit- oder Doppler-Verfahren, an (Nr. 4 in Tab. 5.15). Über die quasi- kontinuierliche Messung der Fließgeschwindigkeit sind sie in der Lage, den Durchfluss mit hoher zeitlicher Auflösung auch in hydraulisch schwierigen Situationen wie Rückstau, bei denen das Durchflusskurven-Verfahren nicht funktioniert, zu erfassen. Da beim Einsatz von Ultraschall zur Geschwindigkeitsmessung eine Reihe von Störgrößen eine einwandfreie Messung erschweren bzw. sogar unmöglich machen, handelt es sich nicht um ein universelles Verfahren. Der Einsatz des *Ultraschall-Laufzeit*verfahrens hat in offenen Gerinnen einen schon 30-jährigen Erfahrungsschatz; die ursprünglich hohen Investitionskosten (Messgerät, Infrastruktur) sind in den letzten Jahren deutlich gesunken und dürften durch Anwendung des neu entwickelten kabellosen Systems AFW in Zukunft noch günstiger werden.

Die *Ultraschall-Doppler*-Verfahren zeichnen sich gegenüber den Laufzeitanlagen durch einfache und kostengünstigere Installation aus, da nur an einem Ufer Sensoren zu installieren sind. Bei günstigen hydraulischen Bedingungen im Bereich der Messstelle liefern sie heute vergleichbare Ergebnisse wie das Ultraschall-Laufzeitverfahren. Beide Ultraschallverfahren zeichnet ein weitgespannter Einsatzbereich aus.

Tab. 5.15 Hauptcharakteristika der verschiedenen Methoden zur kontinuierlichen Durchflusserfassung

Messverfahren	Messprinzip	Messbereich	Anwendungsbereich		Geräte und Zubehör	Unsicherheiten	Bemerkungen
			Gewässergröße	Querschnittsform			
1) Durchfluss-Messbauwerk (Wehre, Flume etc.)	hydraulische Kenngrößen	0,2 l/s -3,3 m³/s bei Sonderbauwerken bis ca. 340 m³/s	klein bis mittel	regelmäßig, kanalähnlich	Einbaukästen f. kleine Gerinne, Eigenbau	1 - 5 %	Details s. Tab. 5.8 Hauptvorteile: stabile W-Q-Beziehung, einfach Messung
2) Durchflusskurve W-Q-Beziehung	indirekt über kontinuierliche Wasserstandsmessung	universell	beliebig	beliebig	mobile Durchflussmessgeräte (Kap. 4)	7 - 20 %	arbeitsintensive Kalibrier- und Kontrollmessung
3) Ultraschall-Laufzeit	akustische Geschwindigkeitsmessung über Laufzeitdifferenz	- 20 m/s bis + 20m/s	Breite: 1 - 1.000 m Rückstau	beliebig, ausreichende Tiefe notwendig	in verschiedenen Konfigurationen verfügbar	< 5 %	k-Indexverfahren; Störung durch Temp.- bei Salzgradient , Luftblasen u. Schwebstoff; kostenintensive Infrarstrucktur
4) Ultraschall-Doppler	akustische Geschwindigkeitsmessung über Frequenzverschiebung	- 10 m/s bis + 10 m/s	beliebig, abhängig von Gewässertiefe		vertikale u.horizontale ADCP-Geräte	< 5 %	staionäre Nutzung v. ADCP-Messtechnik (s. Kap. 4.6.2) k-Indexverfahren
5) Magnetisch-induktiv	Faradaysches Induktionsgesetz	- 1,5 bis 6 m/s	klein bis mittel	B : T ≤ 10	Punktelektrode, Integrierend	< 3 %	einschnürungsfrei
6) Wasserspiegelgefälle ΔW	hydraulisch, Wasserstandsdifferenzmessung	insbesonders niedrige u. instationäre Durchflüsse	beliebig beliebig insbesondere bei Rückstau		Einperlsysteme + Druckdifferenz-Transmitter	< 5 %	Pilotprojekt-Status
7) Visuelle Durchflussmessung	Luftblasen als Schwimmer, integrierend	ab 0,05 m/s	Gewässer mit sehr geringem Gefälle		Einperlsystem, Videokamera		bisher nur in Berliner Gewässern eingesetzt; Datenerfassung u. -auswertung personalintensiv
8) Oberflächengeschwindigkeit mit Radar	berührungslose Geschwindigkeitsmessung mit Radar (Echolot)	0,3 bis 8 m/s	beliebig bei ausreichender Oberflächenrauheit		24 GHz - Radarsensoren verschiedener Hersteller		insbesondere Hochwassermessungen, k-Indexverfahren
9) Stauwehre, Turbinen und Schleusen	Geschwindigkeits- u. Druckdifferenzmessung	universell Turbinen im Ausbaubereich	Staugewässer, Wasserkraftanlagen		diverse Sensoren diverse Hersteller s. Tab. 5.15 in Kap. 5.10		Messverfahren s. Tab. 5.14 u. 5.15 in Kap. 5.10

Die in Tab. 5.15 unter Nr. 5. aufgeführten *Elektromagnetischen* Verfahren bauen auf langjährige sehr gute Erfahrungen bei Durchflussmessungen in geschlossenen Rohrleitungen – in diesem Bereich stellen sie den Standard dar und liefern eine sehr gute Messgenauigkeit – auf. Die Übertragung des vielversprechenden Messprinzips – es besteht idealerweise eine lineare Beziehung zwischen der induzierten Spannung und der Fließgeschwindigkeit – auf offene Gerinne hat sich in der Praxis wegen vielfältiger externer Störgrößen als schwierig erwiesen. MID-Messgeräte sind erfolgreich im Einsatz bei kleinen bis mittleren kanalartigen Gerinnen; beim Einsatz in natürlichen Gewässern existieren Lösungen mit Einbau von Abschirmfolien im Messquerschnitt. Die technische Weiterentwicklung des Messverfahrens stagniert jedoch zurzeit. Dies ist bedauerlich, da es m. E. eines der wenigen Verfahren wäre, das den Durchfluss direkt (ohne Umweg über die Fließgeschwindigkeit) und auch bei schwierigen Randbedingungen wie Verkrautung mit hoher Genauigkeit zu messen in der Lage wäre.

Das in Tab. 5.15 unter Nr. 6 angeführte ΔW*-Verfahren* ist dadurch gekennzeichnet., dass es auf einer der wesentlichen hydraulischen Kerngrößen einer Strömung, dem Wasserspiegelgefälle, stellvertretend für das Energieliniengefälle, basiert und dass es mit bewährten Standardmessgeräten (Einperlpegel und Druckdifferenz-Transmitter) messtechnisch umgesetzt werden kann. Darüber hinaus hat es seine besondere Stärke beim Messen von sehr geringen Geschwindigkeiten, wie sie z. B. im Rückstau von Wehranlagen auftreten, und von instationären Strömungsverhältnissen, wie sie z. B. in der Nähe von Einleitungen und Zusammenflüssen gegeben sind. Die gerade für solche Anwendungen erforderliche hohe Messgenauigkeit (im Bereich von 1/10 mm) stellen jedoch im Hinblick auf die Installation dieser Systeme hohe Anforderungen; so reicht die Genauigkeit herkömmlicher geodätischer Höhenmessungen nicht aus. Daher benötigt dieses hydraulische Durchflussmessverfahren, das auf theoretisch umfassend geklärte Grundlagen aufbauen kann, vereinfachte praxisnahe Installationshilfen, bevor es – was nach Ansicht des Autors wünschenswert wäre – routinemäßig zum Einsatz kommen kann.

Das Verfahren der *Visuellen Durchflussmessung* (Nr. 7 in Tab. 5.15) nutzt die Abdrift von der Sohle aufsteigender Luftblasen zur Durchflussermittlung. Es ist eines der ganz wenigen direkten Durchflussmessverfahren, da es ohne den Umweg der Fließgeschwindigkeit über die Abdriftfläche unmittelbar und zudem über den Gesamtquerschnitt integrierend den Durchfluss mit hoher zeitlicher Auflösung zu bestimmen in der Lage ist. Der Einsatz dieses Verfahrens blieb bisher auf sehr langsam fließende Gewässer beschränkt. Da die kontinuierliche Datenerfassung mit Hilfe von Videokameras und die digitale Auswertung dieser Aufnahmen relativ personalintensiv ist, wurde die praktische Anwendung dieses Verfahrens leider eingestellt. Es wäre auch hier wünschenswert, wenn dieses eigentlich vielversprechende direkte Durchflussmessverfahren aus dem derzeitigen „Dornröschenschlaf“ erweckt würde, zumal die Bildaufnahme- und -auswertetechnik seit Anfang der 1990er Jahre, in diesem Zeitraum waren VISAB-Systeme in Berliner Gewässern im praktischen Einsatz, erheblich weiterentwickelt wurde.

Eine ganz aktuelle und äußerst innovative Entwicklungslinie verbirgt sich hinter dem Sammelbegriff „Messung der *Oberflächengeschwindigkeit*“ (Nr. 8 in

Tab. 5.15). Hierbei wird die oberflächennahe Fließgeschwindigkeit durch hochauflösende Aufnahme und Analyse der Oberflächenrauheit eines Gewässers abgeleitet. Die Aufnahme der Oberflächenstruktur kann mit Radarsensoren oder mit Videokameras durchgeführt werden. In der Praxis ist am weitesten entwickelt der Einsatz von 24 1/8 GHz-Radarsensoren. Es handelt sich dabei grundsätzlich um ein Indexverfahren, d. h. aus einer Teilinformation, hier der Oberflächengeschwindigkeit, muss auf den gesamten Querschnitt geschlossen werden. Zur „Hochrechnung" kommen vornehmlich hydraulisch-numerische Modelle (2D, 3D) zum Einsatz, wie sie sich schon bei der Kalibrierung anderer Messverfahren bewährt haben. Das Verfahren setzt eine Mindestoberflächenrauheit voraus; je nach Hersteller werden daher minimale Strömungsgeschwindigkeiten von 0,3 bzw. 0,5 m/s gefordert. Dies bedeutet, dass das Verfahren nicht universell einsetzbar ist. Dennoch ist es ein Verfahren, dass als Ergänzung zu einem der übrigen installierten Systeme, auf jeden Fall bei Hochwasser, sehr nützlich sein kann. Die bisherigen Erfahrungen im Mittel- und Niedrigwasserbereich sind aber schon so vielversprechend, dass diesem relativ preiswerten Messsystem durchaus eine gute Zukunftsperspektive zugetraut werden kann.

Bei der Durchflussmessung an Stauwehren und damit verbundenen Anlagenstücke wie Turbinen, Schleusen, Fischauf- und –abstiegen sowie Bootsgassen (Nr. 9 in Tab. 5.15) kommen verschiedene Messverfahren aus der Hydrometrie offener Gerinne und geschlossener Rohrleitungen zum Einsatz. Daher besteht hier die Herausforderung im kombinierten Einsatz vieler verschiedener Verfahren.

Insgesamt steht, wie es die Zusammenstellung in Tab. 5.15 verdeutlicht, ein „Potpourri" verschiedener Messverfahren mit unterschiedlichen Mess- und Anwendungsbereichen, unterschiedlichen Genauigkeiten und sehr unterschiedlichen Kostenrahmen zur Verfügung. Nach Ansicht des Autors kann in Zukunft der *kombinierte Einsatz* verschiedener Messverfahren an einer Messstelle für unterschiedliche Fragestellungen (z. B. NW, HW, Grenzwerteinhaltung, zur Echtzeitsteuerung von groß- und kleinräumigen wasserwirtschaftlichen Systemen, instationäre Durchflüsse bei der Stadtentwässerung etc.) die Regel werden, da es ein universelles Verfahren zur kontinuierlichen Durchflussmessung bisher offensichtlich nicht gibt. Erste Ansätze hierzu finden sich in den Redundanzkonzepten, die in Kap. 8 im Rahmen der Messnetzoptimierung vorgestellt werden.

Literatur

Ackers, P., White, W. R., Perkins, J. A. u. Harrison, A. J. M.: Weirs and flumes for flow measurement. Wileys: Chichester, 1978.

Adrian, G.: Auswertung von durch Verkrautung beeinflussten Durchflussdaten. In: 17. DVWK-Fortbildungslehrgang Hydrologie: „Durchflusserfassung in offenen Gerinnen. – Klassische Verfahren und neue Entwicklungen" in Essen. DVWK: Bonn, 1992, S. 22–1 bis 22–28.

Autorenkollektiv: Gewässerkundliche Vorschrift Nr. 4 – Entwurf der überarbeiteten Fassung. Institut für Wasserwirtschaft: Berlin, 1978.

Baud, O., Hager, W. H. u. Minor, H. E.: Non-intruisive discharge measurements during floods. International Conference on Flood Estimation, Berne, Switzerland, 2002.
Barczewski, B. u. Juraschek, M.: Ermittlung der Abflussbeziehung von Venturikanälen. Wasserwirtschaft (73) 1983, H. 5, S. 149–154.
Barczewski, B.: Labormessungen zur Abflussermittlung. In: 3. DVWK-Fortbildungslehrgang Technische Hydraulik: „Abflussmessung in offenen Gerinnen“ in Stuttgart. DVWK: Bonn, 1983, S. 19–1 bis 19–25.
Bauer, D.: Fragen der Reduktion des Durchflusses bei Verkrautung der Gewässer. Wasserwirtschaft-Wassertechnik (19) 1969, H. 7/8, S. 262–266.
Bauer, D. u. Burkhardt, P.: Die Ableitung von Reduktionsverfahren verkrauteter Wasserläufe. Wasserwirtschaft-Wassertechnik, 1971, H. 1.
Bechteler, W.: Die Entwicklung und Gestaltung von Venturi-Kanälen. Das Gas- und Wasserfach (109) 1968, Nr. 14, S. 364–366.
Bellin, K.: Die Auswertung von Abflussmessungen in Wasserläufen mit wechselnden Abflussbedingungen. IHD-Symposium Hydrometrie 1970. Bes. Mitt. z. Dt. Gewässerkundlichen Jahrbuch Nr. 35, Koblenz, 1971.
Bernard, H.: Ultraschall-Durchflussmessung. In: Bonfig, K. W. 1990, S. 67–80.
Blau, E.: Die modellmässige Untersuchung von Venturikanälen verschiedener Größen und Form. 8. Veröffentlichung Forschungsanstalt für Schiffahrt, Wasser- und Grundbau, Akademie-Verlag: Berlin, 1960.
Boiten, W.: Discharge relation of the pool-type fishway with V-shaped overfalls. Wageningen University, Section Water Resources, report 6, 1990 (in Dutch).
Boiten, W.: Hydrometry. CRC Press-Balkema: London, 2008.
Boiten, W. u. Dommerholt, A.: Standard design of the Durch pool and orifice fishway. International Journal River Basin Management (4) 2006, No. 3.
Bonfig, K. W.: Grundlagen der induktiven Durchflussmessung. Steuerungstechnik (3) 1970, H. 10, S. 336–338.
Bonfig, K. W.: Durchflussmessung von Flüssigkeiten und Gasen. Expert-Verlag: Ehningen, 1990.
Bonfig, K. W.: Magnetisch-induktive Durchflussmessung. Grundlagen und neuere Entwicklungen. 17. DVWK-Fortbildungslehrgang Hydrologie: „Durchflusserfassung in offenen Gerinnen. Klassische Verfahren und neue Entwicklungen“ in Essen. DVWK: Bonn, 1992a, S. 26–1 bis 26–22.
Bonfig, K. W.: Anwendung des magnetisch-induktiven Messprinzips zur kontinuierlichen Durchflussermittlung in offenen Gerinnen. Möglichkeiten und Grenzen. In: 17. DVWK-Fortbildungslehrgang Hydrologie: „Durchflusserfassung in offenen Gerinnen. Klassische Verfahren und neue Entwicklungen“ in Essen. DVWK: Bonn, 1992b, S. 28–1 bis 28–13.
Bonfig, K. W.: Technische Durchflussmessung unter besonderer Berücksichtigung neuartiger Durchflussmessverfahren. Vulkan-Verlag: Essen, 2002 (3. Aufl.).
Bos, M. G.: Long-throated flumes and broad-crested weirs. Nijhoff Publishers: Dordrecht, 1985.
Bos, M. G.: The use of long-throated flumes to measure flows in irrigation and drainage canals. Agric. Water Management (1) 1977, pp. 111–126.
Bos, M. G. (Hrsg.): Discharge Measurement Structures. International Institute for Land Reclamation & Improvement/ILRI: Wageningen, 1989 (3. Aufl.).
Böss, P.: Berechnung der Abflussmengen und der Wasserspiegellage bei Abstürzen und Schwellen unter besonderer Berücksichtigung der dabei auftretenden Zusatzspannungen. Wasserkraft u. Wasserwirtschaft (22) 1929, S. 13–33.
Bretschneider, H.: Abflussvorgänge bei Wehren mit breiter Krone. Diss. Fak. Bauwesen TU Berlin, Berlin, 1961.
BSI 3680: Methods of measurement of liquid flow in open channels. Part 4A: Thin-plate weirs, 1965; Part 4 C: Flumes. London 1969.
Bundesamt für Umweltschutz (BAFU): Handbuch für Abflussmessungen. Mitteilungen Landeshydrologie u. -geologie, Nr. 4: Bern, 1982.
Bureau of Reclamation: Water Measurement Manual. Denver/Col., 1971 (2. Aufl.).

Bußmann, P.: Eine weitere Möglichkeit der Berücksichtigung des Verkrautungseinflusses. DGM (22) 1978, H. 2.
Cipoletti, C.: Modulo per la dispensa delle acque libero di forma trapezia e coefficiente di contrazione constante. Esperimenti e formole per grandi stramazzi a soglia inclinata e orizontale. Hoepli: Milano, 1886.
Clift, R., Grace, J. R. u. Weber, M. E.: Bebbles, Drops and Particles. Academic: New York, 1978.
Corbett, D. M. et al.: Stream-gauging procedure. U. S. Geological Survey Water-Supply Paper 888, 1945, S. 130–167.
Crump, E. S.: A new method of gauging stream flow with little afflux by means of a submerged weir of triangular profile. Proceedings International Civil Engineering, Part I, 1952, H. 1, S. 223–242.
Daucher, A.: Die Wasserstands-Abfluss-Beziehung. In: 17. DVWK-Fortbildungslehrgang Hydrologie: „Durchflusserfassung in offenen Gerinnen. Klassische Verfahren und neue Entwicklungen“ in Essen. DVWK: Bonn, 1992, S. 10–1 bis 10–53.
DIN EN ISO: Nationale und internationale Normen für Durchflussmessbauwerke s. Kap. 5.3.13
DIN EN ISO 748: Durchflussmessung in offenen Gerinnen mittels Fließgeschwindigkeitsmessgeräten oder Schwimmern. Beuth Verlag: Berlin, 2008.
DIN 19559: Durchflussmessungen von Abwasser in offenen Gerinnen und Freispiegelleitungen: Beuth Verlag: Berlin, 1983.
DIN ISO TS 25375: Leitfaden zu Messunsicherheiten in der Hydrometrie (HUG). Beuth Verlag: Berlin, 2008.
Döring, M. u. Radler, S.: Stau- und Wasserkraftanlagen. In: Lecher, K. et al. (Hrsg.): Taschenbuch der Wasserwirtschaft. Parey-Buchverlag: Berlin, 2001 (8. Aufl.).
Dose, T.: Bestimmung instationärer Durchflüsse in gestauten Fließgewässern auf Basis des Wasserspiegelgefälles. Diss. 2002. Mit. des Lehr- und Forschungsgebietes Wasserbau und Wasserwirtschaft (IGAV) der Berg. Universität Wuppertal, Bericht Nr. 13, Wuppertal, 2002.
Dose, T.: Bestimmung instationärer Durchflüsse in gestauten Fließgewässern auf Basis des Wasserspiegelgefälles. Seminar „Neue Entwicklungen der Durchflussmessung in natürlichen und künstlichen Gerinnen“ vom 11.–12.3.2004 an der TU München. ATV-DVWK: Hennef, 2004.
Dose, T. u. Morgenschweis, G.: Measurement of Water Surface Slope: A Method for determining Discharge in the Tailwater for Regulated Rivers. Proceedings of 29th IAHR Congress – 16.–21.9.2001, Theme D1, Beijing/China, 2001, S. 287–292.
Dose, T. u. Schlurmann, T.: Calculations of Discharge by using the Water Surface Slope under Free Flow Conditions. Proceedings of 29th IAHR Congress – 16.–21.9.2001, Theme D1, Beijing/China, 2001, S. 179–182.
Dose, T., Morgenschweis, G. u. Schlurmann, T.: Extrapolating stage-discharge relationships by numerical modeling. Proceedings 5th International Conference on Hydroscience and Engineering ICHE-2002, 18.–21.9.2002, Warschau, Poland.
DVWK (Hrsg.): Abflussmessbauwerke. DVWK-Materialien 1, DVWK: Bonn, 1992.
DVWK: Fischaufstiegsanlagen – Bemessung, Gestaltung, Funktionskontrolle. DVWK-Merkblatt 232, DVWK: Bonn, 1996.
DWA: Fischschutz- und Fischabstiegsanlagen – Bemessung, Gestaltung, Funktionskontrolle. DWA-Themen: Hennef, 2005 (2. Aufl.).
Engl, W. L.: Der induktive Durchflussmesser mit inhomogenem Magnetfeld. Teil I. Archiv für Elektrotechnik (52) 1970, H. 6, S. 344–359.
Engl, W. L.: Der induktive Durchflussmesser mit inhomogenem Magnetfeld. Teil II. Archiv für Elektrotechnik (54) 1972, H. 5, S. 269–277.
Erb, H. G.: Durchfluss-Messtechnik für die Wasser- und Abwasserwirtschaft. Vulkan-Verlag: Essen, 1998.
Euler, G.: Extrapolation von Abflusskurven. 3. DVWK-Fortbildungslehrgang Technische Hydraulik. „Abflussmessung in offenen Gerinnen“ in Stuttgart. DVWK: Bonn, 1983, S. 18–1 bis 18–18.
Faraday, M.: Experimental Researches in Eletricity. In: Philosophical Transactions of the Royal Society, Bd. 122, 1832, pp. 125–162.

Felder, A. u. Siedschlag, S.: Fließgeschwindigkeitserfassung an Flüssen mit dem Radarsensor Kalesto. Seminar „Neue Entwicklungen der Durchflussmessung in natürlichen und künstlichen Gerinnen“ vom 11.–12.3.2004 an der TU München. ATV-DVWK: Hennef, 2004.

Franke, P. G.: Messüberfälle. Das Gas- und Wasserfach (103) 1962, Nr. 40, S. 1072–1075. Nr. 42, S. 1137–1140 und Nr. 44, S. 1178–1181.

Franke, P. G.: Abriss der Hydraulik. Stationär ungleichförmiger Abfluss in Freispiegelgerinnen. Bauverlag: Wiesbaden, 1971, H. 7.

Franke, P. u. Frey, W.: Durchflussmessanlage Wireless – Entwicklung einer kabellosen Laufzeit-Messmethode. Koblenz, 2008.

Franke, P.: Nachweis von Rückströmungen der Spree durch Naturmessungen. Bericht Quantum, 1996 (unveröffentlicht).

Franke, P., Skripalle, J. u. Frey, W.: VISAB-visuelle Durchflussmessung in Fließgewässern mit hoher zeitlicher Auflösung. 17. DVWK-Fortbildungslehrgang Hydrologie: „Durchflusserfassung in offenen Gerinnen – Klassische Verfahren und neue Entwicklungen.“ in Essen. DVWK: Bonn, 1992, S. 16–1 bis 16–17.

Gerhard, H.: Extrapolation von Abflusskurven aus den Geschwindigkeitsflächen. Wasserwirtschaft (61) 1971.

Giesecke, J. u. Mosonyi, E.: Wasserkraftanlagen – Planung, Bau und Betrieb. Springer: Berlin, 2009 (5. aktualisierte u. erw. Auflage bearbeitet von Giesecke, J. u. Heimerl, S.)

Gils, H.: Die wechselnde Abflusshemmung in verkrauteten Gewässern. DGM (6) 1962, H. 5, S. 102–110.

Gils, H.: Das Messen der Abflüsse offener Gewässer mit Magnet-Induktion. Symposium Hydrometrie Koblenz 1970, Bes. Mit. z. Dt. Gewässerkdl. Jahrbuch Nr. 35, Koblenz 1971, S. 272–278.

Gurtz, J.: Die Wasserstand-Durchfluss-Beziehung und ihre Problematik. In: 17. DVWK-Fortbildungslehrgang Hydrologie: „Durchflusserfassung in offenen Gerinnen – Klassische Verfahren und neue Entwicklungen“ in Essen. DVWK: Bonn, 1992, S. 4-1 bis 4–21.

Hager, W. H.: Venturikanäle. Gas–Wasser–Abwasser (69) 1989, H. 7, S. 389–395.

Hager, W. H.: Venturikanäle langer und kurzer Bauweise. Gas–Wasser-Abwasser (73) 1993, H. 9, S. 733–744.

Hager, W. H.: Abwasserhydraulik. Theorie und Praxis. Springer: Berlin, 1994.

Helmig, R.: Numerische Grundlagen in der Hydromechanik. Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart, Stuttgart, 1996, H. 86.

Hensen, Walter: Der Einfluss einer Eisdecke auf den Abfluss und die Bettrauhigkeit in einem Fluss. Die Bautechnik, 1948, S. 6.

Herschy, R. W.: Streamflow Measurement. Taylor & Francis: Abingdon, 2009 (3. Aufl.).

Hillebrand, Dietrich: Verkrautung und Abfluss. Bes. Mitt. z. Dt. Gewässerkundlichen Jahrbuch Nr. 2, Hannover, Landesamt für Gewässerkunde, 1950.

Holtan, H. N., Minchal N. E. u. Harrold, L. L.: Field manual for research in agricultural hydrology. Soils & Water conservation Research Div., Agricultural Research Service. Agricultural Handbook No. 224. Washington D.C., 1961.

Instromet: Manual on Ultrasonic Technologies. Dordrecht, 2006.

ISO: Internationale Normen für Durchflussmessbauwerke s. Kap. 5.3.13

ISO (DP 370): Liquid flow measurement in open channels – Measurement of discharge by the Electromagnetic method. International Standards Organistaion: Geneva, 1984.

ISO 1100 / 2: Liquid flow measurement in open channels – Determination of the discharge relation. International Standards Organisation: Geneva, 1998.

ISO 4359: Liquid flow measurement in open channels – Rectangular, trapezoida and U-shaped flumes. International Standards Organisation: Geneva, 1999.

ISO 6416: Liquid flow measurement in open channels – Measurement of discharge by the Ultrasonic method. International Standards Organisation: Geneva, 2004.

ISO 7066/2: Uncertainty in linear calibration relations. International Standards Organisation: Geneva, 1997.

ISO 9123: Measurement of liquid flow in open channels-stage-fall-discharge relationships. International Standards Organisation: Geneva, 2001.
ISO 9213: Measurement of discharge in open channels – Electromagnetic method using a full-channel-width coil. International Standards Organisation: Geneva, 2004.
ISO 26906: Fishpasses at flow measurement structures. International Standards Organisation: Geneva, 2010.
Kaldenhoff, H. u. Schumacher, F.: Überprüfung und Extrapolation von Durchflussmessungen mit Hilfe von mathematischen Modellen. In: 17. DVWK-Fortbildungslehrgang Hydrologie: „Durchflusserfassung in offenen Gerinnen – Klassische Verfahren und neue Entwicklungen“ in Essen. DVWK: Bonn, 1992, S. 21–1 bis 21–20.
Kalupaila, S.: Bibliography of Hydrometry. University of Notre Dame Press: Notre Dame/Indiana, 1961, S. 267–269.
Keller, R. J.: Cut-throat flume characteristics. Journal of Hydraulic Engineering (110) 1984, H. 9, S. 1248–1263; (112) 1994, H. 11, S. 1105–1107.
Keller, R. J.: Cut-throat flume characteristics. Journal of Hydraulic Engineering (110) 1984, H. 9, S. 1248–1263; (112) 1984, H. 11, S. 1105–1107.
Khafagi, A.: Der Venturikanal. Versuchsanstalt für Wasserbau der ETH Zürich. Leemann: Zürich, 1942.
Kindsvater, C. E. u. Carter, R. W.: Discharge characteristics of rectangular thin-plate weirs. Journal of Hydraulics Division ASCE (83) 1957 (HY6) Paper 1453, S.1–6; (84) 1958 (HY2) Paper 1616, S. 93–100; (84) 1958 (HY3) Paper 1690, S. 21–30; (84) 1958 (HY6) Paper 1856, S. 39–41; (85) 1959 (HY3), S. 45–49.
Kisters AG: WISKI SKED Basics 003: Schlüsselkurven-Editor. Prospekt W 6.1 SR 233. Aachen, 2009.
Knapp, F. H.: Ausfluss, Überfall und Durchfluss im Wasserbau. Verlag G. Braun: Karlsruhe, 1960.
Knapp, C.: Geschwindigkeits- und Mengenmessung strömender Flüssigkeiten mittels Ultraschall. VDI-Bericht Nr. 86, 1964, S. 65–71.
Knauss, J.: Rundkronige und breitkronige Wehre, hydraulischer Entwurf und bauliche Gestaltung. In: 3. DVWK-Fortbildungslehrgang Technische Hydraulik: „Abflussmessung in offenen Gerinnen“ in Stuttgart. DVWK: Bonn, 1983, S. 8.
Kobus, H.: Messwehre und Messgerinne. In: 14. DVWK-Fortbildungslehrgang Hydrologie, „Hydrometrie“ in Andernach 1982. DVWK: Bonn, 1982, S. 15–1 bis 15–27.
Kobus, H.: Grundbegriffe der Gerinnehydraulik. In: 3. DVWK-Fortbildungslehrgang Technische Hydraulik: Abflussmessung in offenen Gerinnen in Stuttgart. DVWK: Bonn, 1983a, S. 1–1 bis 1–22.
Kobus, H.: Hydraulik von Abflussbauwerken. In: 3. DVWK-Fortbildungslehrgang Technische Hydraulik: Abflussmessung in offenen Gerinnen in Stuttgart. DVWK: Bonn, 1983b, S. 2–1 bis 2–20.
Kölling, Chr.: Finite-Element-Simulation der Geschwindigkeitsverteilung in Kanälen und teilgefüllten Rohrleitungen. Mitt. Inst. für Hydraulik und Gewässerkunde der TU München Nr. 60: München, 1994.
Kölling, Chr.: SIMK-Kalibrierung von Durchflussmessstellen in Flüssen und Kanälen. Proceeding Seminar „Neue Entwicklungen der Durchflussmessung in natürlichen und künstlichen Gerinnen“ vom 11.–12.3.2004 an der TU München. ATV-DVWK: Hennef, 2004.
Kolupaila, S.: Bibliography of Hydrometry. University of Notre Dame Press: Notre Dame, 1961.
L’Association Francaise de Normalisation: Mesure de débit de l’eau dans les chenaux au moins de déversement au mince paroi. X 10–310, ISO-TC 113-GT 2, 1971.
Lang, M. P.: Magnetisch-induktive Abflussmessung im offenen Gerinne. WWT, 1995, H. 2, S. 40–42.
LfU (Landesamt für Umweltschutz Baden-Württemberg): Arbeitsanleitung Pegel- und Datendienst. Karlsruhe, 2002.

Luft, G.: Abfluss und Retention im Löß, dargestellt am Beispiel des hydrologischen Versuchsgebietes Rippach, Ostkaiserstuhl. Diss. Universität Freiburg i.Br. 1980. Beiträge zur Hydrologie, SH 1, Kirchzarten, 1980.

Luft, G., Morgenschweis, G. u. Keller, R.: Auswirkungen von Großterrassierungen auf hydrologische Prozesse im Ostkaiserstuhl. Wasser und Boden (33) 1981, H. 9, S. 436–442.

Luft, G.: Unveröffentl. Untersuchungen zur Durchflussgenauigkeit an ausgewählten Pegeln. Karlsruhe, 1990.

Maniak, U.: Hydrologie und Wasserwirtschaft. Eine Einführung für Ingenieure. Springer: Berlin, 1997 (4. Aufl.).

Mecke, U.: Durchflussmessung mit induktivem Durchflussmesser in teilgefüllter Rohrleitung. Proceeding Seminar „Neue Entwicklungen der Durchflussmessung in natürlichen und künstlichen Gewässern“ vom 11.–12.3.2004 an der TU München.: ATV-DVWK: Hennef, 2004.

Mitchell, W. D.: Stage-fall-discharge Relations for Steady Flow in Prismatic Channels. U. S. Geological Survey Water-Supply Paper 1164, 1954, S. 162.

Morgenschweis, G.: Integrierende magnetisch-induktive Durchflussmessung in offenen Gerinnen. BfG-Workshop „Neue Entwicklungen auf dem Gebiet des hydrometrischen Messwesens“ am 27.–28.11.1997 in Berlin. BfG: Koblenz, 1997.

Morgenschweis, G.: Echtzeitbewirtschaftung eines Flussgebietes am Beispiel des Einzugsgebietes der Ruhr. Wasserwirtschaft (91) 2001, H. 12, S. 575–581.

Morgenschweis, G.: Erfahrungen beim Betrieb von H-ADCP-Anlagen verschiedener Hersteller. Ott-Anwenderforum Durchflussmessung 2006. Kempten, 2006.

Morgenschweis, G., Rudolph, A. u. Heitefuss, Chr.: Die Durchflussmessstelle Mülheim/Ruhr – Angewandte Messverfahren, Installation, Kalibrierung und erste praktische Erfahrungen – Ruhrwassermenge 1991. Ruhrverband: Essen, 1992, S. 32–44.

Morgenschweis, G., Rudolph, A. u. Heitefuss, Chr.: Erste Erfahrungen mit dem Einsatz des Ultraschallverfahrens zur Durchflusserfassung in der staugeregelten Ruhr bei Mülheim. Wasserwirtschaft (83) 1993, H. 10, S. 550–555.

Morgenschweis, G. u. Sévar, J.-M.: Integrierende magnetisch-induktive Durchflussmessung in offenen Gerinnen. – Konzept und erste Erfahrungen. – Internat. Seminar der Hydrometrie vom 27.–30.3.1995 in Kempten/Allgäu. Kempten, 1995.

Morgenschweis, G., Jensen, J., Sollondz, Chr. u. Rudolph, A.: Optimierung einer Abflussmessstelle im Niedrigwasserbereich mit Hilfe eines wasserbaulichen Modellversuchs am Beispiel des Abgabepegels der Versetalsperre. DGM (42) 1998, H. 1, S. 2–8.

Morgenschweis, G. u. Franke, P.: Experience with ultrasonic flowmeters in the bottom-outlet of the Bigge dam. Proceeding Commission Internationale des Grands barrages; Vingtième Congrès des Grands Barrages 2000, Q. 79 – R. 7, S. 95–110, Beijing, 2000.

Morgenschweis, G. u. Dose, T.: Kontinuierliche Messung des Wasserspiegelgefälles zur Durchflusserfassung in der staugeregelten Ruhr bei Fröndenberg. Ruhrwassermenge 2000, Ruhrverband: Essen, 2001, S. 30–37.

Morgenschweis, G. u. Dose, T.: On-line Data Acquisition for Real-Time River Basin Management. Keynote paper on the European Geophysics Society (EGS) XXVII General Assembly, Nice, 2002.

Motzet, K.: Abflussabschätzung am unvollkommenen Überfall. Mitt. Nr. 72 des Fachgebiets Hydromechanik der TU München, München, 2004.

Motzet, K.: Abflussbestimmung bei Extremereignissen. Seminar „Neue Entwicklungen der Durchflussmessung in natürlichen und künstlichen Gerinnen“ vom 11.–12.3.2004 an der TU München. ATV-DVWK: Hennef, 2004.

Müller, P.: Sohlenschwellen, hydraulischer Entwurf und bauliche Gestaltung. In: 3. DVWK-Fortbildungslehrgang Technische Hydraulik: Abflussmessung in offenen Gerinnen in Stuttgart. DVWK: Bonn, 1983, S. 9–1 bis 9–29.

Müller, P. u. Kobus, H.: „Hydraulische Entwurfs- und Bemessungskriterien für Sohlschwellen“, Wasserwirtschaft (71) 1981, H. 10.

MUNLV: Handbuch Querbauwerke. Hrsg. Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen: Düsseldorf, 2005.

Muszkalay, L. u. Szilágyi, J.: Abflussbestimmung unter Eisdecke. IHD-Symposium Hydrometrie 1970. Bes. Mitt. z. Dt. Gewässerkundlichen Jahrbuch Nr. 35, Koblenz, 1971.
Natermann, E.: Die Ermittlung der Abflüsse. Landesamt für Gewässerkunde, Hannover 1951.
Nujic, M.: HYDRO_AS-2D – Ein zweidimensionales Strömungsmodell für die wasserwirtschaftliche Praxis. – Handbuch, Rosenheim, 2006.
Oertel, M., Schlenkhoff, A. u. Morgenschweis, G.: Überprüfung von Abflusskurven für die Pegel Wetter und Hattingen an der Ruhr nach den Hochwasserereignissen im August 2007 mit Hilfe von numerischen 2-D-Modellen. Hydrologie u. Wasserbewirtschaftung (53) 2009, H. 6, S. 389–394.
Palmer, H. K. u. Bowlus, F. D.: Adaption of the Venturi flumes to flow measurements in conduits. Trans. ASCE (101) 1936, S. 1195–1239.
Pantle, R.: Aufstau durch Verkrautung. Wasser und Boden, 1956, H. 3.
Parshall, R. L.: The improved Venturi flume. Trans. ASCE (89) 1926, Pap. No. 1586, S. 841–880.
Pegelvorschrift, Stammtext. (Hrsg.): Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) und Bundesministerium für Verkehr. Parey-Verlag: Hamburg, 1978.
Pegelvorschrift, Anlage D: Richtlinie für das Messen und Ermitteln von Abflüssen und Durchflüssen. Hrsg. Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) und Bundesminister für Verkehr (BMV), Parey-Verlag: Hamburg-Berlin, 1991.
Pegelvorschrift, Anlage D, Anhang II: Messgeräte. Hrsg. V. Länrarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) und Bundesminister für Verkehr (BMV), Kulturbuchverlag: Berlin, 1998.
Peter, G.: Überfälle und Wehre. Vieweg: Wiesbaden, 2005.
Pitlo, R. H.: Nomogram ter bepling van de ondergrens van het meetbereik bij debietmeetinrichtingen. Landbowkundig Tijdschrift (83) 1971, S. 491–493.
Poleni, G.: De motu aquae mixto. Padua, 1717.
ProAqua: Anwenderhandbuch zu PADUA Vers. 6.0 mit Abflusskurven-Editor ABFLUKU. Aachen, 2006.
Quantum-Hydrometrie: Firmendokumentation zu VisuelleAbflussmessung. Berlin, 1994.
Quantum-Hydrometrie: Bau und Betrieb von Ultraschall-Durchflussmessanlagen. Berlin, 2008.
Rehbock, T.: Wassermessung mit scharfkantigen Überfallwehren. Zeitschrift VDI 73 (24) 1929, S. 817–823.
Riggs, H. C.: A simplified slope-area method for estimating flood discharges in natural channels. Journal Research U. S. Geological Survey (4), 1976, H. 3.
Rolff, J. u. Starke, H.: Magnetische Abflussmessung in offenen Gerinnen. Archiv für Technisches Messen, 1973, S. 81–84.
Rolff, J.: Ein neuartiger induktiver Abflussmesser. messen-prüfen-automatisieren 1977, H. 7/8, S. 419.
Rudolph, A.: Erste Erfahrungen mit Installation und Betrieb eines Horizontal-ADCP zur kontinuierlichen Durchflussmessung. Forum für Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, DWA: Hennef, 2005, H. 12.05.
Rutschmann, P. u. Stärz, R.: Videogestützte Bahnbestimmung strömungsinduzierter Partikel. Seminar „Neue Entwicklungen der Durchflussmessung in natürlichen und künstlichen Gerinnen“ vom 11.–12.3.2004 an der TU München. ATV-DVWK: Hennef, 2004.
Schenk, E.: Die Ermittlung des objektiven Verkrautungsfaktor für die Flussläufe. DGM (9) 1965, S. 101–110.
Schlenkhoff, A. u. Bung, D.: Weitergehende Überprüfung der Abflussverhältnisse an den Pegeln Neuhaus/Heve und Völlinghausen/Möhne. LuFG Wasserwirtschaft u. Wasserbau. Berg. Universität Wuppertal. Forschungsauftrag 11/2007 (unveröffentlicht).
Schmitz, G.: Instationäre Eichung mathematischer Hochwasserablaufmodelle auf der Grundlage eines neuen Lösungsprinzips für hyperbolischeDifferentialgleichungssysteme. Diss. TU München, 1981.
Schröder, W.: Hydraulik. In: Schröder, W. (Hrsg.): Grundlagen des Wasserbaus. Werner Verlag: Düsseldorf, 1999 (4. Aufl.).

Sévar, J. M.: Erste Erfahrungen mit dem Einsatz magnetisch-induktiver Messsysteme zur kontinuierlichen Durchflussmessung in offenen Gerinnen. In: 17. DVWK-Fortbildungslehrgang Hydrologie: „Durchflusserfassung in offenen Gerinnen. – Klassische Verfahren und neue Entwicklungen“ in Essen. DVWK: Bonn, 1992, S. 29–1 bis 29–14.

Sévar, J. M.: Mdl. Mitt. zu hybriden Messsystemen, 2010.

Sèvar, J.-M., Warmbier, G. u. Wagner, L.: Geschwindigkeits-Radar-Druchflusssensoren im Abwasserkanal. Seminar „Neue Entwicklungen der Durchflussmessung in natürlichen und künstlichen Gerinnen“ vom 11.–12.3.2004 an der TU München. ATV-DVWK: Hennef, 2004.

Shercliff, J. A.: The Theory of Electromagnetic Flow Measurement. Cambridge University Press: Cambridge, 1962.

Siedschlag, S.: Durchflussermittlung mit Hilfe digitaler Bildverarbeitung und SIMK-Kalibration. Wasserwirtschaft (88) 1998, H. 6, S. 278–283.

Siedschlag, S.: Kontinuierliche Durchflussmessung mit einem Horizontal-Ultraschall-Dopplergerät. Wasserwirtschaft (95) 2005, H. 4.

Siedschlag, S.: Kontinuierliche Durchflussmessung mit OTT-SLD. Ott-Anwenderforum Durchflussmessung 2006. Kempten: 2006.

Skogerboe, G. V. u. Hyatt, M. L.: Rectangular cut-throat flow measuring flumes. Journal of Irrigation and Drainage Division ASCE (93) 1967, S. 1–13; (94) 1968, S. 357–362; 1968, S. 527–530; (95) 1969, S. 433–439.

Skripalle, J.: Messung der Oberflächengeschwindigkeit mit Hilfe digitaler Bildverarbeitung. – 100 Jahre Eichstätte für hydrometrische Flügel. Landeshydrologie und –geologie Bern, Hydrologische Mitteilungen 24, 1996, S. 115–121.

Skripalle, J.: Durchflussmessung mit Ultraschall in natürlichen Gewässern. Seba-Fachseminar am 20.6.2006 in Essen. Kaufbeuren, 2006.

Sommer GmbH: RQ-24 non-contact discharge measurement. General training data and information V 005, 2009.

Sommer, W. u. Wiesenberger, B.: RQ-24 non-contact discharge measurement. Nordic Water, Reijkjawik, 2009.

Stedtnitz, W.: Abflussmessungen mit Ultraschall – Ein Erfahrungsbericht aus Nordamerika. DGM (33) 1989, H. 3/4, S. 120–127.

Stedtnitz, W.: Durchflussmessung mit Ultraschall, Messprinzip und historische Entwicklung. In: 17. DVWK-Fortbildungslehrgang Hydrologie: „Durchflusserfassung in offenen Gerinnen. – Klassische Verfahren und neue Entwicklungen“ in Essen. DVWK: Bonn, 1992a, S. 7–1 bis 7–18.

Stedtnitz, W.: Kontinuierliche Geschwindigkeits- und Durchflusserfassung mit einem stationären Ultraschallmessgerät. In: 17. DVWK-Fortbildungslehrgang Hydrologie: „Durchflusserfassung in offenen Gerinnen. – Klassische Verfahren und neue Entwicklungen“ in Essen. DVWK: Bonn, 1992b, S. 10–1 bis 10–23.

Teufel, M.: Doppler-Verfahren, Pulsdoppler und Kreuzkorrelation bei Utlraschallmessungen. Proceeding Seminar „Neue Entwicklungen der Durchflussmessung in natürlichen und künstlichen Gerinnen“ vom 11.–12.3.2004 an der TU München. ATV-DVWK: Hennef, 2004.

Thomson, J.: On experiments on the measurement of water by triangular notches in weir-boards. Report of the 28th meeting British Ass. for Advancement of Science. London. 1859, S. 181–185.

Thon, J.: Grundlagen und Anwendungsformen der Abflussmessung mit Luftblasen. Bes. Mitt. z. Dt. Gewässerkundlichen Jahrbuch, Nr. 27, Koblenz, 1966.

Uhl, M: Messunsicherheiten. Proceeding Seminar „Neue Entwicklungen der Durchflussmessung in natürlichen und künstlichen Gerinnen“ vom 11.–12.3.2004 an der TU München. ATV-DVWK: Hennef, 2004.

U.S. Bureau of Reclamation: Water measurement manual. U.S. Gov. printing office, Washington. Sec. Ed. 1967.

UNESCO (Hrsg.): Teaching aids in hydrology. Technical papers Nr. 27, 1985.

Valentin, F.: Durchflussmessung mit Venturi-Einengung unter Rückstaueinfluss. Gewässerschutz, Wasser, Abwasser, 1978, H. 30, S. 61–74.

Valentin, F.: Einsatz von Venturi-Kanälen zur Durchflussbestimmung. 3. DVWK-Fortbildungslehrgang Technische Hydraulik: „Abflussmessung in offenen Gerinnen“ in Stuttgart. DVWK: Bonn, 1983, S. 11–1 bis 11–17.

van Rinsum, A.: Die Abflusskurve. Archiv für Wasserwirtschaft, Nr. 65, 1941.

van Rinsum, A.: Der Abfluss in offenen natürlichen Wasserläufen. Wilh. Ernst + Sohn Verlag: Berlin, 1950.

van Vuuren, W. E.: A generalised Concept for Stage-Discharge Rating curves for the Rhine and Meuse in Holland. EGS XXVI General Assemably, Nice, 2001.

VAW der ETH Zürich (Hrsg.): Jahresbericht 2001. Eigenverlag: Zürich, 2002.

VDI/VDE-Richtlinie Nr. 2640: Handbuch Messtechnik. Beuth Verlag: Berlin, 1983.

VDI/VDE-Richtlinie Nr. 2640 Bl. 1: Netzmesssungen in Strömungsquerschnitten. Beuth Verlag: Berlin, 1993.

Westrich, B.: Untersuchungen an Typenmesswehren zur Erfassung kleiner Abflüsse. Institut für Wasserbau der Universität Stuttgart, unveröffentlichter Bericht, 1980.

Westrich, B.: Scharfkantige Messwehre. In: 3. DVWK-Fortbildungslehrgang Technische Hydraulik: „Abflussmessung in offenen Gerinnen“ in Stuttgart. DVWK: Bonn, 1983, S. 7–1 bis 7–32.

Westrich, B.: Abflussbauwerke in offenen Gerinnen: Wehre, Sohlschwellen, Sohlgleiten, Einschnürungsbauwerke. In: 17. DVWK-Fortbildungslehrgang Hydrologie: „Durchflusserfassung in offenen Gerinnen: Klassische Verfahren und neue Entwicklungen“ in Essen. DVWK: Bonn, 1992, S. 6–1 bis 6–10.

Westrich, B., Juraschek, M. u. Topal-Gökceli, M.: Hydraulische Untersuchungen zum Einsatz von magnetisch-induktiven Durchflussmessgeräten im Abwasser. gwf-wasser/abwasser (124) 1983, H. 6, S. 282–289.

World Meteorological Organization (WMO Hrsg.): Manual on stream Gauging. Vol. II. Computation of Discharge. Operational Hydrology Report No. 13 (WMO-No. 519). Geneva, 1980.

WRRL: Richtlinie 2000/60/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 23.10.2000 zur Schaffung eines Ordnungsrahmens für Maßnahmen der Gemeinschaft im Bereich der Wasserpolitik. Amtsblatt der Europäischen Gemeinschaften L 327 vom 22.12.2000. Berlin, 2000.

Firmeninformationen und -produkte

- **BadgerMeter** Europa GmbH, Karlsstr. 11, D-72660 Beuren (www.badgermeter.de)
  Produkte: *Messwehre, Parshall-Venturi-Gerinne*, Ultraschallsystem *Multisonic*
- **Bailey-Fischer & Porter** GmbH (www.abb.com)
  Produkte: *teilgefüllte MID*
- **Elster-Instromet B.V.**, Hugo de Grootplein 1, 3314 Dordrecht/Niederlande (www.elster-instromet.com)
  Produkte: Ultraschall-Laufzeitsysteme *Surflow 2000-4000*
- **Endress + Hauser** Messtechnik GmbH + Co., Postfach 2222, D-79574 Weil am Rhein (www.de.endress.com)
  Produkt: Differenzdrucksystem *Deltabar SPMD*,
- **HACH-Marsh-McBirney.** Europavertretung = **Flow-Tronic** Sanv, Rue J.H. Cool 19A, B-4840 Welkenraedt/Belgien (www.flow-tronic.com), Deutschlandvertretung = **GWU**-Umwelttechnik, Talstr. 3, 50374 Erftstadt (www.gwu-group.de)
  Produkte: Radarsystem *FLO-DAR Sensor Modelle 4000 SR u. 4000 LR, 2005*, MID-System *Flo-Tote 3*
- **HydroVision** GmbH, Gewerbestr. 61a, D-87600 Kaufbeuren (www.hydrovision.us)
  Produkt: Ultraschallsysteme *Fluvius TT, Easy-Q*
- **Kisters** AG, Charlottenburger Allee 5, 52068 Aachen (www.kisters.com)

Produkte: Software Abflusskurveneditor *WISKI SKED Vers. 6.1*

- **Krohne** Mess- und Regeltechnik, Ludwig-Krohne-Str., D-47058 Duisburg (Krohne.com)
  Produkte: teilgefülltes MID *TIDALFLUX*, Ultraschallsystem für offene Gerinne *UFM 800C*
- **NIVUS** GmbH, Im Thäle 2, D-75031 Eppingen (www.nivus.de)
  Produkte*:* Ultraschall-Dopplersysteme *OCM Pro, OCM Pro CF*
- **Nortek** AS, Vangkroken 2, 1351 Rud/Norwegen (www.nortek-as.com)
  Produkte: Ultraschall-Dopplersysteme *Aquadopp, EasyQ*
- **Ott** Messtechnik GmbH & Co. KG, Ludwigstr. 16, D-87437 Kempten (www.ott-hydrometry.de)
  Produkte: Oberflächengeschwindigkeits-Radarsensor *Kalesto-v*, Ultraschall-Laufzeitsystem *Sonicflow*, Horizontal-ADCP *SLD*
- **ProAqua GmbH**, Turpinstr. 19, 52066 Aachen (www.proaqua.de)
  Produkt*:* Software *PADUA Vers. 6.0*
- **Quantum** Hydrometrie, Zossener Str. 55, D-10961 Berlin (www.quantum-hydrometrie.com)
  Produkte: Horizontal-ADCP *Q-HADCP-D, Q-HADCP, Q_VADCP;* Ultraschall-Laufzeitsysteme *Aquasound Flowmeter, Acoustic Flowmeter Wireless (AFW)*, visuelle Abflussmessung *VISAB*
- **Rittmeyer** AG, Inwilerriedstr. 72, 6341 Baar/Schweiz (www.rittmeyer.com)
  Produkt: Ultraschall-Laufzeitsystem *RISONIC modular*
- **Seba** Hydrometrie GmbH, Gewerbestr. 61a, D-87600 Kaufbeuren (www.seba.de)
  Produkte: Software *Q Profil Modul PRODIS.*, Horizontal-ADCP *Channel Master*; Ultraschall-Laufzeitsysteme *Fluvius, Q-Eye*
- **SOMMER** GmbH & Co KG., Straßenhäuser 27, A-6842 Koblach/Österreich (www.sommer.at)
  Produkt: Oberflächengeschwindigkeitsradar *RQ-24*
- **SonTek/YSI**, 9940 Summers Ridge Road, San Diego CA 92121-3091/USA: (www.sontek.com)
  Produkte: Ultraschallsysteme *Argonaut SL, Argonaut SW, RiverSurveyor*
- **Systec Controls**, Lindberghstr. 4, 82178 Pulheim (www.systec-control.de)
  Produkt*:* Ultraschallsystem *Deltawave.*
- **Teledyne/RD Instruments**, 9855 Businesspark Avenue, San Diego, CA 92131/USA (www.rdinstruments.com)
  Produkt: Horizontal-ADCP *Channel Master*
- **TURBO-Werk** Messtechnik GmbH, Postfach 910858, D-51078 Köln (www.turbo.de)
  Produkt: MID *top-flux Typ MS-2*
- **Ultraflux**, le technoparc, 17, rue Charles Édouard Jeanneret, F-78306 Poissy Cedex/France Vertreten durch: Schmetz-Messtechnik, Am Alten Amt 7, D-58706 Menden (www.schmetz.net)
  Produkt: Ultraschall-Dopplersystem *UF 322 Co-S*

Kapitel 6
Datenerfassung und -fernübertragung

6.1 Datenerfassung vor Ort

Grundsätzlich sollten die in der Natur ablaufenden kontinuierlichen Prozesse nach Möglichkeit auch kontinuierlich gemessen werden. Diese Erfordernis führte in der Hydrometrie schon frühzeitig zur Entwicklung selbstregistrierender Messgeräte für Wasserstand und Durchfluss (und auch Niederschlag). In Kap. 3.5.8 wurden im Zusammenhang mit der kontinuierlichen Erfassung von Wasserständen die mechanischen und elektrischen Datenerfassungssysteme eingehend behandelt und ihre Vor- und Nachteile diskutiert. Da diese Informationen uneingeschränkt auf Durchflussmessdaten übertragen werden können, soll dieser Teil hier nur kurz angerissen werden.

6.1.1 Analog-mechanische Registrierung

Diese Messgeräte zeichnen auf einem Papierstreifen Messwerte in Abhängigkeit der Zeit auf. Die Papierstreifen können als Trommel- oder Bandschreiber horizontal oder vertikal aufgestellt sein. Abbildung 6.1 zeigt stellvertretend für diese Gerätefamilie einige Horizontal- und Vertikaltrommelschreiber mit einwöchigem Umlauf.

In Kap. 3.5.8 sind in den Abb. 3.49, 3.50, 3.51, 3.52, 3.53 und 3.54 weitere Beispiele von solchen einfachen Registriergeräten, die schon seit mehr als 100 Jahren im Einsatz sind, zu sehen (z. B. Ott, Seba).

6.1.2 Elektronische Datenerfassung

Die Umwandlung von auf Schreibstreifen oder -rollen registrierten Analogaufzeichnungen in digitale Informationen, wie sie für den Einsatz Elektronischer Datenverarbeitungssysteme Voraussetzung sind, ist sehr personalintensiv und fehlerbehaftet, auch wenn die Digitalisierung heute i. d. R. rechnergestützt durchgeführt wird. Da

G. Morgenschweis, *Hydrometrie,*
DOI 10.1007/978-3-642-05390-0_6, © Springer-Verlag Berlin Heidelberg 2010

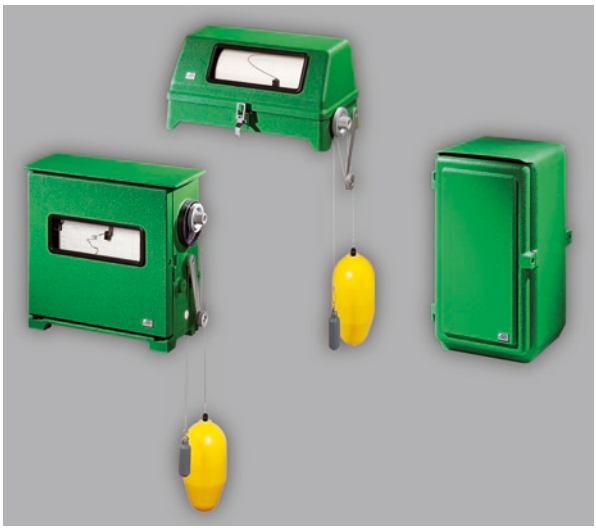


Abb. 6.1 Horizontal- und Vertikaltrommelschreiber. (Foto: Ott Messtechnik)

dieser Auswertevorgang darüber hinaus zeitaufwändig ist, stehen so erfasste Daten nicht zeitnah für z. B. die Steuerung eines wasserwirtschaftlichen Systems zur Verfügung. Dies waren Gründe für die Entwicklung von elektronischen Datenerfassungssystemen, deren Daten direkt von EDV-Anlagen genutzt werden können. Wie in Kap. 3.5.8 ausführlich dargestellt, gibt es zwei Entwicklungspfade:

Entweder werden vorhandene, analog aufzeichnende Messgeräte (z. B. Schwimmerschreibpegel) mit Winkelkodierern oder Potentiometern ausgestattet, die den Beobachtungswert in einen digitalen elektronischen Wert umwandeln (vgl. Abb. 3.55, 3.56, 3.57 und 3.58 in Kap. 3.5.8), oder der Messwertgeber (z. B. eine Drucksonde) setzt Änderungen des Beobachtungswertes direkt in Änderungen einer elektrischen Kenngröße (Spannung, Strom Widerstand etc.) oder einen elektrischen Impuls um und liefert so unmittelbar elektronisch weiterverarbeitbare Messgrößen. Je nach Verwendungszweck werden die Daten vor Ort in einem Datalogger (Abb. 6.2 und 6.3) gespeichert oder/und per Fernübertragung an eine Zentrale übermittelt (Kap. 6.2). Details hierzu können u. a. Lecher u. Kresser (2001) entnommen werden.

Die MID-Sonde in Abb. 6.2 ist identisch mit dem Sensor in Abb. 5.103 in Kap. 5.6 vertreten. Wie in Kap. 3.5.8 bemerkt, gibt es eine große Anzahl von multifunktionalen Datensammlern verschiedener Hersteller; die neben in Abb. 3.59 auch in den Abb. 6.2 und 6.3 aufgeführten Varianten sollen diese Aussage bekräftigen. Diese mikroprozessorgesteuerten Datenspeichergeräte können i. d. R. zusätzlich Extremwerte registrieren, Mittelwerte bilden und weitergehende arithmetische Berechnungen durchführen. Die lokal gespeicherten Daten werden periodisch ausgelesen und in eine eingerichtete Zentrale gebracht. Weitere in der Hydrometrie häufig eingesetzte Datalogger verschiedener Hersteller (z. B. Endress + Hauser, Sommer, Seba) finden sich in den Firmeninformationen am Ende von Kap. 6.

Beim Einrichten von solchen automatisch arbeitenden Messstationen sind die in Tab. 6.1 aufgelisteten Kriterien zu beachten.

Abb. 6.2 Magnetisch-induktiver Geschwindigkeitsmesser mit Datalogger. (Typ FLO-TOTE 3 mit Datalogger 460 von Hach-Marsh-McBirney, Foto: Flowtronic)

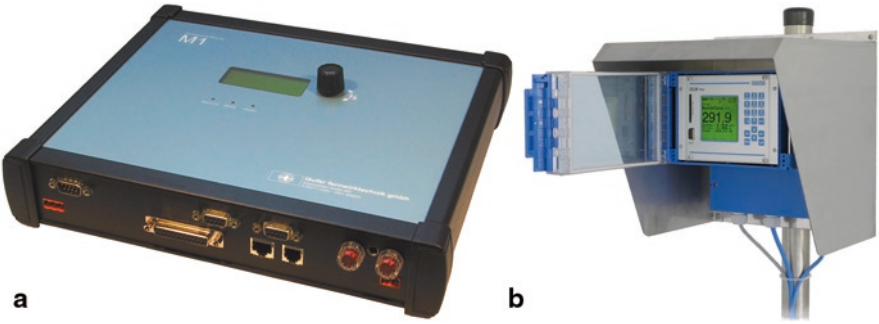


Abb. 6.3 Multifunktionale Datalogger mit Datenfernübertragungseinrichtung **a** Typ M1 von Läufer-Fernwirktechnik (Foto: Läufer-Fernwirktechnik) **b** Typ OCM Pro von Nivus. (Foto: Nivus)

Als multifunktionale Geräte bieten heute in der Wasserwirtschaft eingesetzte Datalogger neben dem Anschluss verschiedener Sensortypen und der vor Ort-Speicherung der Messdaten (Mehrkanalsammler) umfangreiche Kommunikationsmöglichkeiten, die in Kap. 6.2 behandelt werden, sowie auch Alarmierungsmöglichkeiten. Für solche multifunktionale Geräte ist die Bezeichnung „Stationsmanager" zutreffend.

Tab. 6.1 Kriterien für die Sensorik hydrometrischer Systeme. (Morgenschweis 1998)

Die Sensorik von hydrometrischen Messsystemen sollte im Hinblick auf Automatisierungsmöglichkeiten mindestens folgende Kriterien erfüllen:
1. Redundanz durch Installation mehrerer Sensoren
2. Selbsttesteinrichtungen entweder automatisch oder über das Fernübertragungsnetz
3. Sicherung gegen elektromagnetische Störungen
4. hohe Driftfreiheit und Robustheit der Sensorik
5. hohe Messgenauigkeit über den gesamten Messbereich
6. Unabhängigkeit von möglichen Störgrößen im Messquerschnitt und im Messmedium

6.2 Datenfernübertragung (DFÜ)

Wenn die erfassten Daten nicht nur für langzeitstatistische Zwecke, z. B. das Gewässerkundliche Jahrbuch, benötigt werden, sondern zur Echtzeitsteuerung von z. B.

- Talsperren,
- Hochwasserschutzeinrichtungen,
- Wasserversorgungssystemen,

werden sie mit Hilfe von Fernübertragungseinrichtungen zu einem Rechner in einer Zentrale übertragen. Bei der Fülle, der auf dem Markt verfügbaren Datenübertragungssysteme, die zudem durch die besonders rasante technologische Entwicklung im Kommunikationsbereich immer schneller überholt sind (Vergleichende Untersuchungen über den internationalen Stand der DFÜ wie in Stewart (1998) haben daher nur noch historische Bedeutung), sollen im Folgenden nicht alle Details der zurzeit verfügbaren Fernübertragungstechnik, sondern lediglich deren wesentliche Grundzüge vorgestellt werden.

Abgesehen von einfachen Systemen, bei denen von einem örtlichen Beobachter ad hoc-Messwerte per Telefon, Funk oder über Kuriere („Turnschuhnetzwerk“) in mehr oder weniger engem Zeitraster an eine Zentrale gemeldet werden, – der Autor hat so arbeitende Systeme im Iran und in Algerien im praktischen Alltag erlebt – können kontinuierliche Datenübertragungen grundsätzlich über große Entfernungen über verschiedene Medien wie

- Kabelleitungen,
- das öffentliche Telefonnetz (Festnetz, Funk),
- Funk oder
- Satelliten

als Übertragungswege erfolgen.

Telefonische Abfragen des Momentanwerts eines Messgeräts über eine Art Anrufbeantworter, heute über einen Datalogger mit Sprachansage, nehmen eine Mittelstellung zwischen diesen einfachen Techniken und den nachfolgenden kontinuierlich arbeitenden Systemen ein.

6.2.1 Datenfernübertragung über Kabelwege

Sind die Entfernungen zwischen der Feldstation und der Empfangszentrale nicht zu groß, z. B. im Nahbereich einer Talsperre, oder bestehen flächendeckende Kabelwege, die für andere Zwecke installiert wurden, z. B. bei Energieversorgungsnetzen, so können diese Kabel zur Fernübertragung von Messdaten genutzt werden. Unter der Voraussetzung, dass die Kabelqualität ausreichend ist, stellt dies den komfortabelsten und zeitnahesten Übertragungsweg dar, da – abgesehen von einer

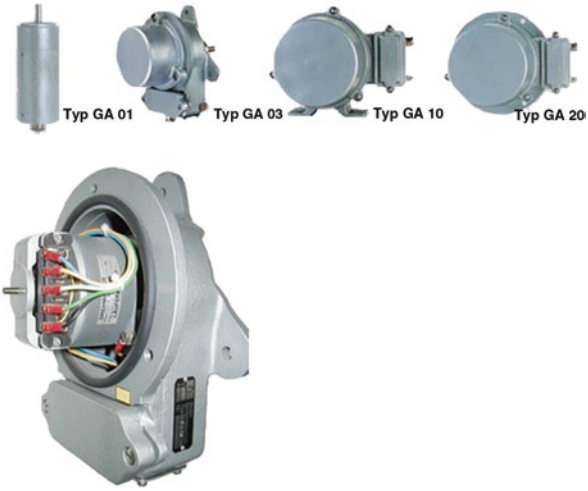


Abb. 6.4 Messwertgeber mit Drehmelder. (System Läufer-Fernwirktechnik)

minimalen zeitlichen Verzögerung im Millisekundenbereich – die Messdaten jederzeit verfügbar sind. Die Betriebssicherheit solcher Systeme wird jedoch durch die Anfälligkeit der meist im Erdreich verlegten Kabel für mechanische Beschädigungen im Rahmen von Erdbaumaßnahmen reduziert.

Kabelgebundene Systeme können jede Art von elektrischem Signal übertragen. Als *Messwertgeber* sind hier häufig die altbewährten Drehmelder (Abb. 6.4) im Einsatz, die hochpräzise über Drehwinkelmessungen Wasserstandswerte liefern; sie arbeiten als wartungsarme Messwertgeber seit Jahrzehnten unter härtesten Bedingungen zuverlässig.

Für die Fernübertragung der Messwerte über Kabel steht z. B. das Impuls-Abstandsverfahren mit Tonfrequenz, bei dem mit Hilfe von Tonfrequenzumsetzern beliebige Entfernungen überbrückt werden können, zur Verfügung. Abbildung 6.5 zeigt das vereinfachte Schema eines solchen Übertragungssystems. Diese Systeme haben sich in der Vergangenheit im praktischen Einsatz bewährt, sind jedoch bei großen Entfernungen sehr kostenintensiv.

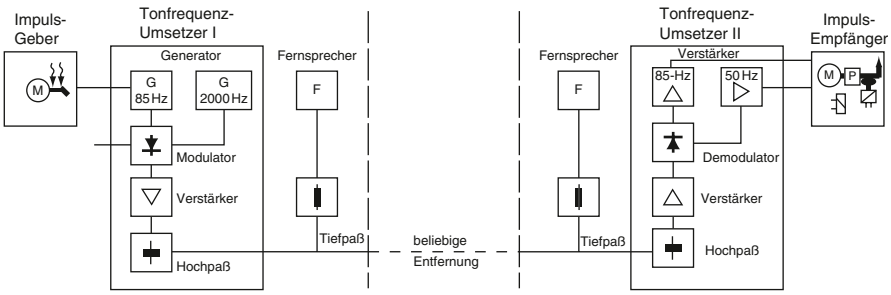


Abb. 6.5 Impuls-Abstand-Fernübertragung über Tonfrequenz

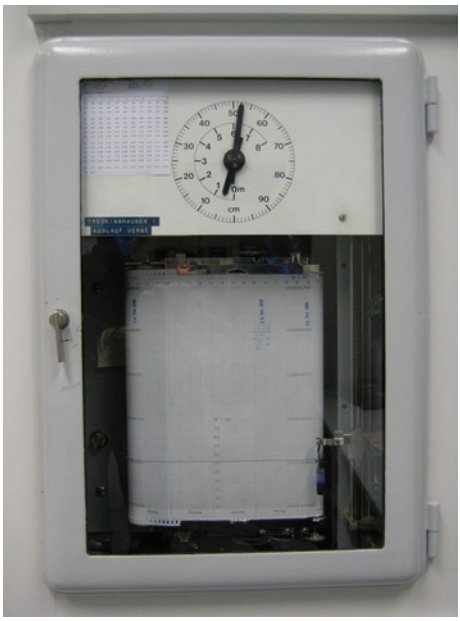


Abb. 6.6 Planschreiber als Endgerät einer kabelgebundenen Datenfernübertragung nach dem Zeit-Multiplex-Verfahren. (System Hagenuk, Foto: Ruhrverband)

Wenn Messwerte mit großer Genauigkeit (bis 4 Dekaden) über große Entfernungen übertragen werden sollen, kann das digitale *Zeitmultiplex*-Fernübertragungssystem eingesetzt werden. Über BCD-Codierung werden die Werte in einem vorgegebenen Datentelegramm zur Messwertausgabe gesendet, dort umgewandelt und z. B. über einen Digitalkomparator auf einem Planschreiber (Abb. 6.6) grafisch dargestellt. Der Planschreiber in Abb. 6.6 befindet sich in der Verwaltung der Versetalsperre, wohin ein solches kabelgebundenes Übertragungssystem alle für die Steuerung und Überwachung der Talsperre erforderlichen Messdaten im lokalen Maßstab überträgt.

Bei kabelgebundener Fernübertragung ist die Pflege und Unterhaltung des Kabels mit einem nicht zu unterschätzenden personellen und finanziellen Aufwand verbunden. Daher wird heute bei Neuinstallationen bevorzugt das öffentliche Telefonnetz in verschiedenster Form zur Übertragung von Messdaten genutzt.

6.2.2 Datenfernübertragung über das öffentliche Telefonnetz

Während die analog betriebenen öffentlichen Telefonnetze ursprünglich für die Übermittlung von Sprach- oder Fernschreibernachrichten eingerichtet wurden und hier die Datenübertragung eine Sondernutzung darstellte, bieten digital betriebene Telefonnetze speziell für die Datenkommunikation geschaffene Möglichkeiten, die, wie im Folgenden geschildert, heute in der Wasserwirtschaft weit verbreitet genutzt werden. Hierbei kann zwischen

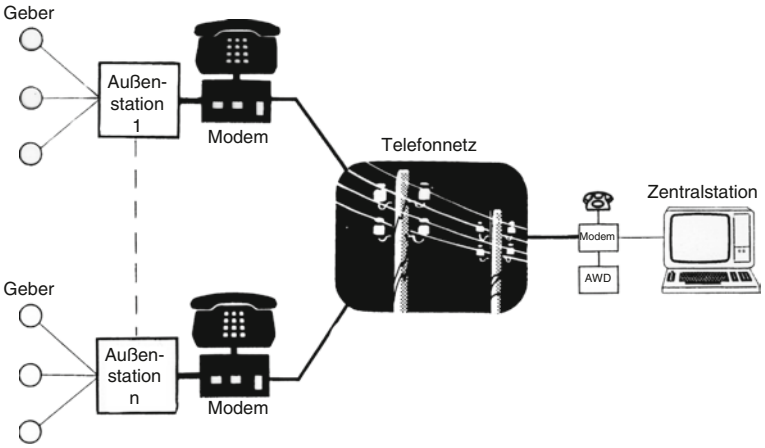


Abb. 6.7 Schema der Datenfernübertragung über das öffentliche Telefonnetz. (Morgenschweis 1987)

1. Festnetz- und
2. Mobilnetz-Nutzung

unterschieden werden.

6.2.2.1 Festnetz-Nutzung

Der grundsätzliche Aufbau eines solchen Übertragungssystems ist aus Abb. 6.7 zu ersehen. Um Daten von Messwertgebern einer Außenstation übertragen zu können, müssen sie für das entsprechende Übertragungsmedium aufbereitet werden; bei der Nutzung des Telefonnetzes erfolgt dies z. B. durch Modems, die die Daten vor dem Versenden „modulieren" und Modems, die die empfangenen Daten für die weitere Nutzung in einem Rechner „demodulieren". Beim digitalen Telefonsystem geschieht dies in vergleichbarer Weise über ISDN-Karten.

Für den Datenabruf bzw. Datenversand kommen nach Dose (2009) zwei unterschiedliche Prinzipien zur Anwendung:

a) Beim *Datenabrufprinzip*, auch „Poll"-Betrieb oder besser Holsystem genannt (Abb. 6.8), wird der Abruf der Daten von einer Messnetzzentrale aus initiiert. Da der Ablauf dabei zeitlich sequentiell in den drei Schritten, die in Abb. 6.8 angeführt sind, abläuft, ist die Anwendung dieses Prinzips einerseits in Abhängigkeit von der Zahl der Außenstationen u. U. zeitaufwändig; auf der anderen Seite benötigt es nur geringe rechentechnische Infrastruktur.

Als Beispiel aus der Praxis für diese Art des „passiven" Datenabrufs ist in Abb. 6.9 das „alte" Datenfernübertragungssystem im Bereich der Biggetalsperre dargestellt; „alt" meint das System, das vor Umstellung auf D-Kanal im Jahre 2006 in Funktion

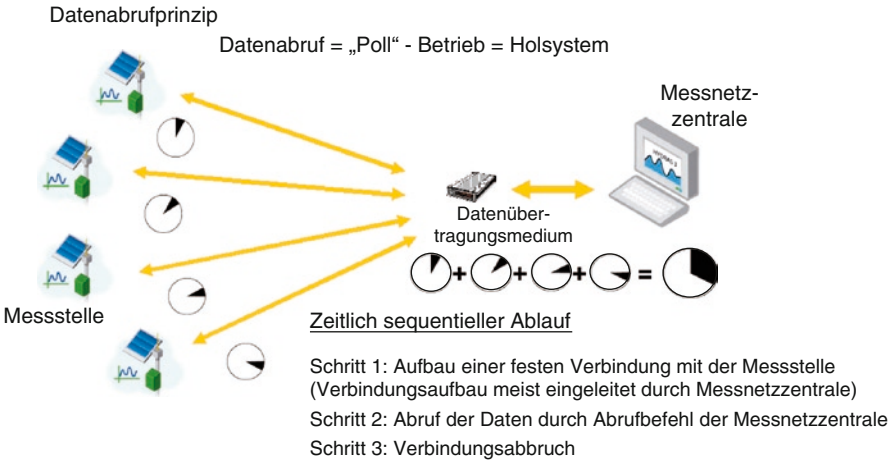


Abb. 6.8 Prinzip des Datenabrufs nach dem Holsystem. (Nach Dose 2009)

war. Wie Abb. 6.9 zu entnehmen ist, wurden mit diesem System von insgesamt 17 sehr unterschiedlich ausgestatteten Messstationen 15-Minuten-Messwerte abgerufen. Da es sich dabei nur um eines von fünf Subsystemen handelte, mussten auch hier aus Performance-Gründen Multitasking-Datenserver einsetzt werden, damit der Datenabruf von allen Systemen in einigermaßen angemessener zeitlicher Abfolge (z. B. alle Stunden) erfolgen konnte. Mehr Details hierzu in Morgenschweis (1987, 2002).

b) Beim *Datenversandprinzip*, auch „Push“-Betrieb oder besser Bringsystem genannt (Abb. 6.10), wird an der Messstelle ein definiertes Datenpaket erstellt, das dann entweder in vorgegebenem Zeitraster oder bei Überschreiten eines Gradienten vom Datalogger eigenaktiv von den einzelnen Außenstationen zur Messnetzzentrale gesendet wird. Zum Empfang bedarf es in der Zentrale eines Datenservers mit Multi-Kanal-Datenzugang (z. B. SODA, s. Abb. 6.17); dann können die Daten quasi-zeitgleich von allen Messstellen übertragen werden (s. auch Schraml 2010).

Der Zeitbedarf ist daher bei Anwendung dieses Prinzips erheblich geringer als beim sequentiellen Abruf; beim Beispiel in den Abb. 6.8 und 6.10 mit 4 Außenstationen bedeutet dies eine Reduzierung um den Faktor 4. Daher kommt dieses Prinzip insbesondere bei ausgedehnten Messnetzen mit einer großen Anzahl von Stationen zum Einsatz.

Aufbauend auf diesem Prinzip gibt es im ISDN-Festnetz noch mit dem *D-Kanal* eine spezielle Möglichkeit, Daten aktiv von einer Messstelle zu einer Datenzentrale zu versenden. Dabei wird mit dem D-Kanal ein Kanal genutzt, der im ISDN für die beiden Nutzkanäle (B-Kanäle) die Informationen für die Verbindungs- und Gesprächssteuerung überträgt und davon nicht ausgelastet ist. Daher wird der D-Kanal für Datenübertragungen mit geringen Datenmengen von Netzbetreibern wie T-Com angeboten. Die Übertragung erfolgt mit einer Übertragungsrate von 16 kbit/s und

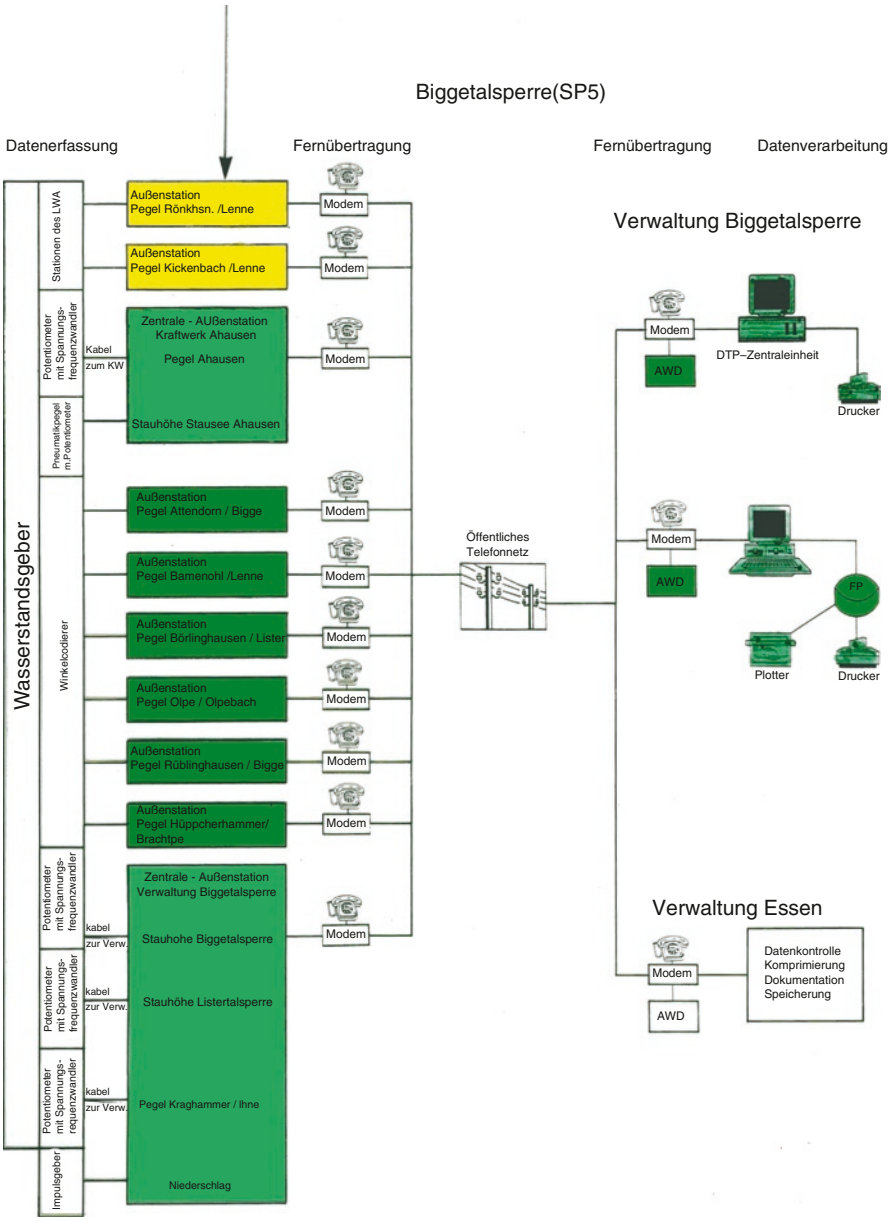


Abb. 6.9 Datenfernübertragungssystem an der Biggetalsperre. (Morgenschweis u. Nusch 2003)

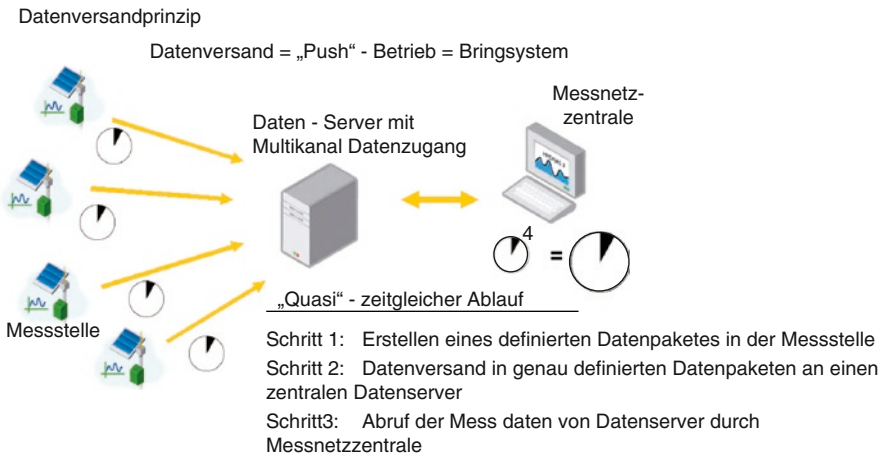


Abb. 6.10 Prinzip des Datenversands nach dem Bringsystem. (Nach Dose 2009)

einer maximalen Durchsatzgeschwindigkeit von 9.600 Baud, wobei die Daten als Datenpaket über X.31-Knoten verschickt werden. Da die Datenmengen bei hydrometrischen Stationen gering sind (bei 15-Minutenwerten sind dies 96 Messwerte pro Tag und Geber) ist diese paketorientierte aktive Datenübertragung im ISDN-Festnetz außerordentlich vorteilhaft für wasserwirtschaftliche Messnetze hinsichtlich Kosten und Zuverlässigkeit und wurde daher in den letzten Jahren bevorzugt bei ausgedehnten Landesmessnetzen mit hoher zeitlicher Auflösung (5-Minutenwerte) eingesetzt (s. auch Mehlig 2002). Leider wird seitens T-Com in Erwägung gezogen, dieses kommunikationstechnologisch „alte“ System in absehbarer Zeit außer Betrieb zu nehmen.

Zur Einordnung der bis hierhin vorgestellten Übertragungswege wird auf die Zusammenfassung aller nicht kabelgebundenen DFÜ in Abb. 6.16 verwiesen.

6.2.2.2 Mobilfunknetz-Nutzung (GSM)

Neben der Nutzung des Telefon-Festnetzes wird durch die rasche Verbreitung der mobilen Kommunikationstechnik zunehmend das Mobilfunknetz über GSM-Modems zur Datenübertragung eingesetzt (Sauter 2008). Hier haben sich SMS und GPRS als Kommunikationsdienste für das gewässerkundliche Messwesen als interessant erwiesen. Ihre Funktionsweise soll daher hier kurz vorgestellt werden:

Beim *SMS* (***S***hort ***M***essage ***S***ystem) als Übertragungsstandard werden die Daten ausgehend von der Messstelle über ein GSM-Modem als SMS an die Messnetzzentrale gesandt (Abb. 6.11); d. h. die aktive Komponente der Datenübertragung ist der „intelligente“ Datenlogger vor Ort. Es werden dabei keine Direktverbindungen zwischen der Messstelle und der Messnetzzentrale aufgebaut. Der Datenversand und die Datenübernahme in die Messnetzsoftware ist dadurch entkoppelt und es können, analog zum Multitasking bei der Festnetzlösung, mehrere Außenstationen

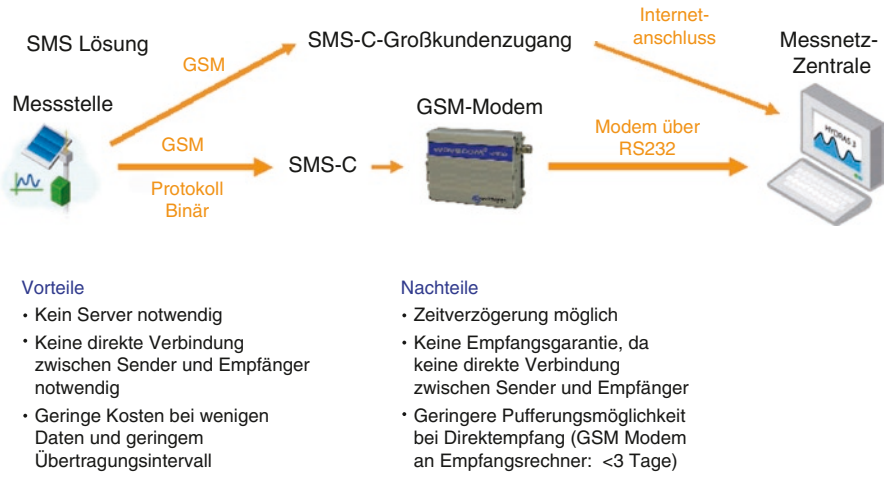


Abb. 6.11 Schema der Datenübertragung mittels SMS. (Nach Dose 2009)

gleichzeitig versandt werden. Nachteilig bei der SMS-Lösung ist, dass Zeitverzögerung möglich ist und dass es keine Empfangsgarantie gibt. Dafür entstehen auf Grund der geringen anfallenden Datenmenge (s. o.) und des geringen Übertragungsintervalls (z. B. alle 15 min) niedrige Kosten.

An Stelle eines GSM-Modems für den Datenempfang kann auch der Service eines SMS-Centers verschiedener Anbieter in Anspruch genommen werden.

Beim *GPRS* (***G***eneral ***P***ackage ***R***adio ***S***ervice) werden Daten paketorientiert im GSM-Netzwerk unter Nutzung des Internetprotokolls (IP) übertragen (Sauter 2008). Im Gegensatz zum „GSM-online“ (s. Abb. 6.16) wird nicht die Verbindungsdauer, sondern das übertragene Datenvolumen abgerechnet. Dies senkt die Übertragungskosten so stark, dass die Daten bei gleichem Kostenvolumen in engerem Zeitraster (z. B. minütlich) quasi in Echtzeit übertragen werden können.

Mit GPRS können Messdaten direkt über Internet versandt werden; dazu werden Standardprotokolle zur Übertragung mittels FTP (***F***ile ***T***ransfer ***P***rotocol), SMPT (***S****imple* ***M****ail* ***T****ransfer* ***P****rotocol*) oder HTTP (***H***yper**t**ext ***T***ransfer ***P***rotocol) verwendet. HTTP wird hauptsächlich eingesetzt, um im Internet Webseiten aus dem ***W***ord ***W***ide ***W***eb (WWW) in einen Browser zu laden. Zur Übertragung von Daten über ein Netzwerk (IP) nutzt HTTP meist TCP (***T****ransmission* ***C****ontrol* ***P****rotocol*) als Transportprotokoll (TCP-IP). Abb. 6.12 zeigt als Beispiel die FTP-Lösung. Bei der GPRS-HTTP-Lösung können Datenempfang und -aufbereitung direkt auf dem Internetserver erfolgen.

Zusammenfassend sind folgende *Vorteile* beim Datenversand via GPRS zu nennen:

Er ist

- offen und anpassungsfähig,
- sehr kostengünstig (hervorragendes Preis-Leistungsverhältnis),

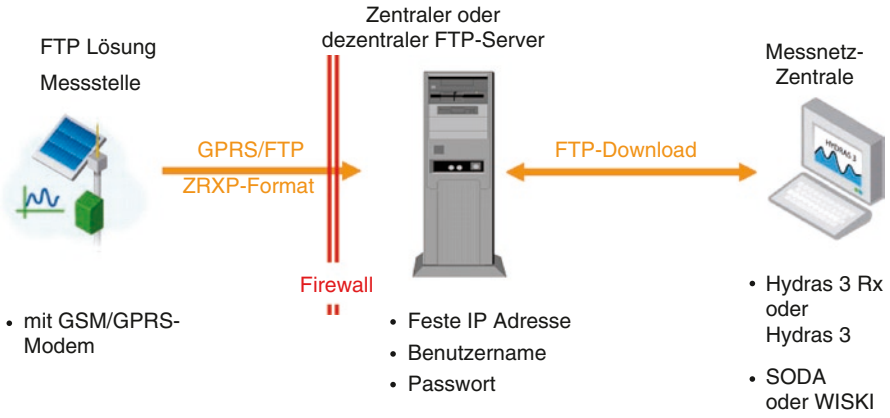


Abb. 6.12 Datenversand via GPRS per FTP. (Nach Dose 2009)

- schnell,
- immer online, liefert daher zeitnahe Informationen,
- einfach zu installieren, da modularer Systemaufbau; die Aufrüstung älterer Datensammler ist möglich.

Die FTP-Lösung unter GPRS ist durch folgende Vor- und Nachteile gekennzeichnet:

Vorteile:

- Standardprotokolle sind verwendbar,
- Standard-FTP-Server kann verwendet werden,
- Kompatibilität zu unterschiedlicher Software durch Nutzung des ZRXP-Formats,
- kompaktes Datenformat spart Kosten.

Nachteil:

- FTP-Server erfordert Administrationsaufwand.

Alle drei Protokolle haben ihre Vor- und Nachteile. Allen ist gemeinsam, dass die Datenübertragung von der Messstelle initiiert wird (wie bei D-Kanal und SMS). Welche Lösung gewählt wird, hängt letztendlich von der Infrastruktur und der Verfügbarkeit der Übertragungsmöglichkeiten ab. Alle Anbieter von Datenfernübertragungssystemen bieten inzwischen die Gesamtheit der hier aufgeführten „Telefon"-Lösungen an. Im internationalen Kontext sind jedoch Ansätze wie der D-Kanal weitgehend unbekannt, wohingegen alle Lösungen auf der Basis von Internet eine weitere Verbreitung haben (Ott, Schramml, Kisters, Läufer, Comtex u. a.).

Die Nutzer dieser Technik haben grundsätzlich die Wahl zwischen zentraler und dezentraler Organisation der Kommunikation. *Dezentrale* Lösungen, bei denen in

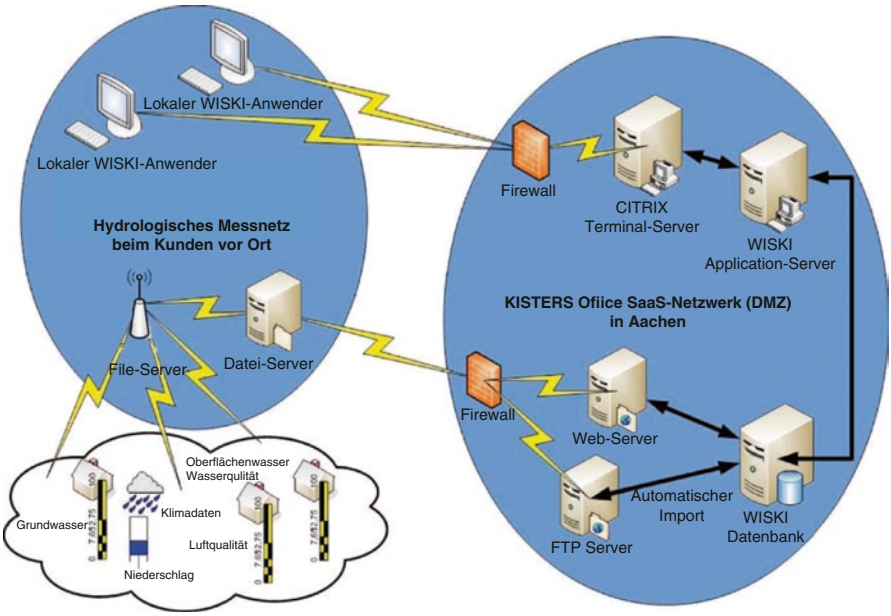


Abb. 6.13 Zentrale und dezentrale (lokale) Organisation von Datenfernübertragungssystemen (Kisters, WISKI as a service, Kisters, Internetadresse s. Literaturverzeichnis)

einem Messnetzzentrum vom Betreiber die Hardware (z. B. FTP-Server, Datenbank) und die zugehörige Software (z. B. WISKI) vorgehalten werden muss, sind bei umfangreichen Messnetzen sinnvoll. *Zentrale* Lösungen, bei denen die notwendige EDV-Technik in der Zentrale eines Anbieters und das Know-how des Serviceanbieters bei Datenabruf und -kontrolle genutzt werden, sind empfehlenswert, wenn ein Betreiber nur wenige Stationen bzw. diesen Dienst nur vorübergehend benötigt. Entsprechender Service wird heute von allen großen Anbietern von Datenfernübertragungssystemen angeboten.

In Abb. 6.13 sind beide Lösungswege am Beispiel der Fa. Kisters dargestellt.

Aus Sicht der kommunikationstechnologischen Entwicklung stellt GSM den Mobilfunkstandard der 2. Generation dar und wird zunehmend von UMTS (***U**niversal **M**obile **T**elecommunications **S**ystem*) dem Mobilfunkstandard der 3. Generation, der in Deutschland 2003 eingeführt wurde, abgelöst. Durch neue Funkzugriffstechnik sind damit deutlich höhere Datenübertragungsraten (bis zu 7,2 Mbit/s) als beim GSM-Standard (bis zu 220 kbit/s) möglich. Es ist daher nur eine Frage der Zeit, wann UMTS flächendeckend verfügbar ist und für die Datenfernübertragung eingesetzt wird (Wuschke 2003, Sauter 2008).

Eine weitere Möglichkeit zur Nutzung des öffentlichen Telefonnetzes zur Datenfernübertragung bietet das sog. Virtuelle Private Netzwerk (VPN) (Lienemann 2002, Lipp 2006). Die Technik kommt zunehmend in den gewässerkundlichen Messdiensten zum Einsatz (u. a. als Nachfolger des auslaufenden D-Kanals) und

soll daher hier zum Abschluss des Kapitels über die Datenfernübertragung im öffentlichen Wählnetz vorgestellt werden.

VPN stellt keinen Kommunikationsdienst im eigentlichen Sinne dar, sondern es handelt sich um ein Softwareprodukt, das verschiedene Provider mit unterschiedlichen Protokollstandards zur Verfügung stellen und mit dem verschiedene vorhandene Netzwerke über eine TCP/IP-basierte Verbindung mittels öffentlicher Leitungen miteinander verbunden werden. Datentechnisch gibt es verschiedene Arten der Zuordnung der Netzwerke zueinander. So kann ein VPN zwei Rechner (End-to-End-VPN), zwei Netzwerke (Site-to-Site-VPN) oder einen Rechner mit einem Netzwerk (End-to-Site-VPN) verbinden. Welche Art der Zuordnung der jeweilige Provider intern einsetzt, entzieht sich normalerweise dem Benutzer; lediglich die Art der Adressierung wird mitgeteilt. Beim Telekommunikationssystem des Ruhrverbands, über das auch zunehmend die hydrometrischen Daten fernübertragen werden, wird z. B. MPLS (Multiprotocol Label Switching) zum Verbindungsaufbau verwendet.

Da VPN ein reines Softwareprodukt ist, funktioniert es, ohne dass ein zusätzliches Kabel verlegt werden muss.

Sicherheitsrelevant ist, dass die über das Netzwerk mittels Punkt-zu-Punkt-Verbindung verschickten Datenpakete verschlüsselt werden können und dadurch abhör- und manipulationssicher sind.

Grundsätzlich arbeitet das System, sobald ein Rechner eine VPN-Verbindung aufgebaut hat, als wäre eine „virtuelle“ Standleitung vorhanden; dies macht eine Übertragung schnell und zuverlässig.

Das Messnetz des Ruhrverbands z. B. (vgl. das Subsystem an der Biggetalsperre in Abb. 6.10) mit über 80 Messwertgebern wurde innerhalb eines Jahres komplett auf VPN-Datenübertragung mit MPLS als Verbindungsaufbau im vorhandenen Festnetz umgestellt, arbeitet mit hoher Zuverlässigkeitsrate und hat sich inzwischen als Nachfolgetechnik für die D-Kanal-Kommunikation bewährt.

Zur Einordnung der vorgestellten Kommunikationsdienste im GSM-Netz wird auf Abb. 6.16 verwiesen.

6.2.3 Datenfernübertragung über Funk

Generell ist hierzu anzumerken, dass die Datenfernübertragung über Funk heute in allen Ländern, die ein funktionierendes Mobilfunknetz besitzen, mit dem flächendeckend GPRS-Anwendungen möglich sind, kaum noch eingesetzt wird. Ausnahmen bilden Kurzstrecken, bei denen einzelne Messstellen per Richtfunk eingebunden wurden (z. B. PNT-Systems 2009). Abbildung 6.14 zeigt schematisch den Aufbau einer Funkübertragung am Beispiel einer Wasserstandsmessung mit Schwimmer und angeschlossenem Winkelkodierer. Bei dieser klassischen Funkanwendung muss sowohl zum Senden als auch zum Empfangen jeweils eine Funkantenne mit zugehörigem Funkmodem vorhanden sein (Jöcker 2004).

Die Vorgehensweise ist ansonsten identisch mit der in Kap. 6.2.2.

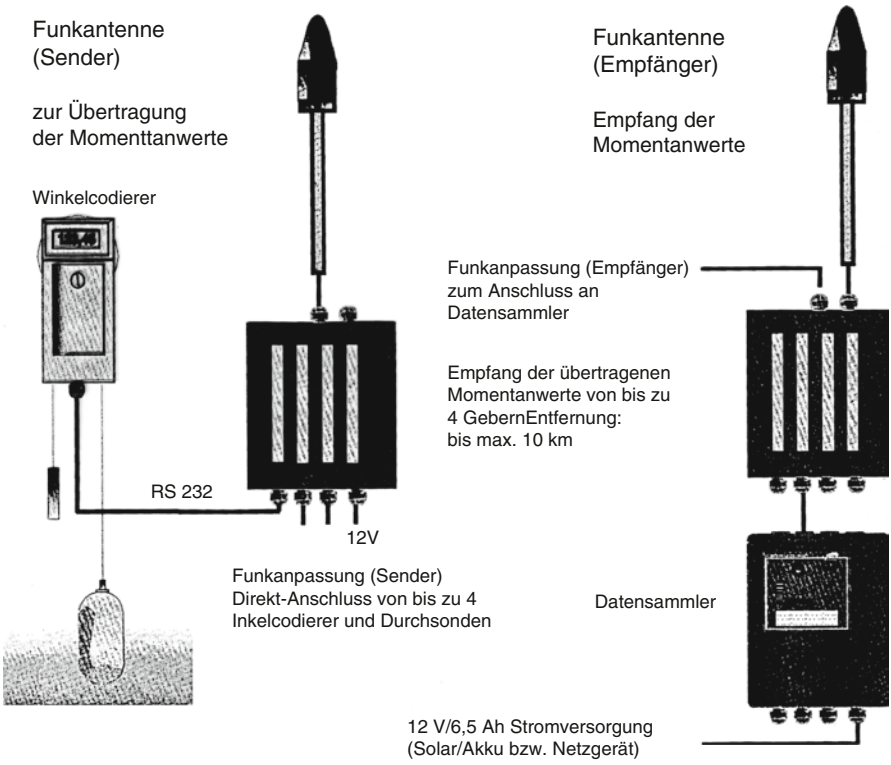


Abb. 6.14 Schematischer Aufbau einer Datenfernübertragung über Funk. (Ott Messtechnik)

6.2.4 Datenfernübertragung über Satelliten

Wenn die Infrastruktur „am Boden" nicht ausreichend vorhanden ist oder große räumliche Entfernungen zu überwinden sind, bieten sich vorhandene Satelliten als Datenübertragungsmedium an. Neben den Wettersatelliten METEOSAT/GOES, die von der Welt-Meteorologen-Organisation WMO betrieben werden und deren Nutzung in Kooperation mit dem örtlichen Wetterdienst kostenfrei ist, gibt es kommerzielle Satellitensysteme wie INMARSAT-C und ORBCOMM, die ebenfalls weltweit zu Datentransferzwecken, allerdings gegen entsprechende Gebühren, genutzt werden können (s. Abb. 6.16). Anhand von METEOSAT soll das Vorgehen bei der Satellitenkommunikation vorgestellt werden (Herschy 1982, 1999; Strangeways 1994, 1999; EUMETSAT 2009).

Die Wettersatelliten METEOSAT, GOES, GOMS und GMS sind geostationär und erfassen aus ca. 36.000 m Höhe die gesamte Erdoberfläche. Sie dienen der weltweiten Wetterforschung und Wettervorhersage, können aber auch zu Telekommunikationszwecken genutzt werden. Die Daten werden hierbei von einer Messstelle (Nr. 1 in Abb. 6.15) mit Hilfe einer **D**ata **C**ollection **P**latform (DCP) zum

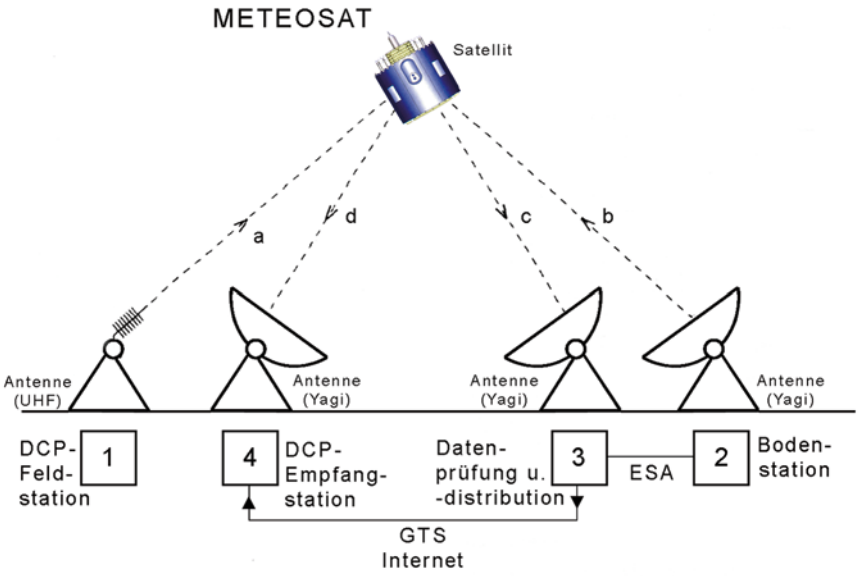


Abb. 6.15 Schema der Datenfernübertragung über METEOSAT-Satelliten

jeweiligen Satelliten in einem vorher festgelegten Zeitfenster gesandt (Pfad a in Abb. 6.15). Dieser sendet die Daten sofort weiter zur Bodenstation (2 in Abb. 6.15) der ESA (**E**uropean **S**pace **A**gency) und von dort zur ESA-Zentrale in Darmstadt (3 in Abb. 6.15). Dort werden die Daten einer Qualitätskontrolle unterzogen, archiviert und entweder über eine 2. Bodenstation mit Parabolantenne (Ø 1,5 m) über Pfad c/d per Satellit oder via Telefonnetz bzw. Internet an den Benutzer geschickt. Ähnlich funktioniert der Abruf über GOES-Satelliten.

Es sich um eine „simplex"-Kommunikation handelt, d. h. die Daten werden jeweils nur in einer Richtung transferiert. Der Übertragungszeitpunkt bzw. das Intervall der Datenübertragung wird dem Benutzer zugewiesen (EUMETSAT) i. d. R. alle 3 Stunden ein Zeitfenster (time slot) von 1 Minute Dauer. Im Prinzip läuft der Prozess automatisiert ab.

Datalogger mit DCP-Funktionen werden von den einschlägigen Geräte-Herstellern angeboten (z. B. HDR von Ott Messtechnik). Da die Übertragung bei Kooperation mit der WMO kostenlos erfolgt, handelt es sich um ein System mit günstigen Betriebskosten. Nachteilig ist, dass die Verfügbarkeit von Satelliten für Übertragungszwecke im Dauerbetrieb nicht immer gewährleistet ist und dass das dreistündige Zeitraster für die Echtzeitsteuerung von wasserwirtschaftlichen Systemen u. U. zu grob ist (Technisch wäre auch ein stündlicher Abrufrhythmus möglich).

Als Alternative zu METEOSAT stehen mit INMARSAT-C und ORDCOMM weitere Satelliten für Datenübertragungszwecke zur Verfügung. Insbesondere das Satelliten-System INMARSAT-C, das für die Weltschifffahrt eingerichtet wurde, ist

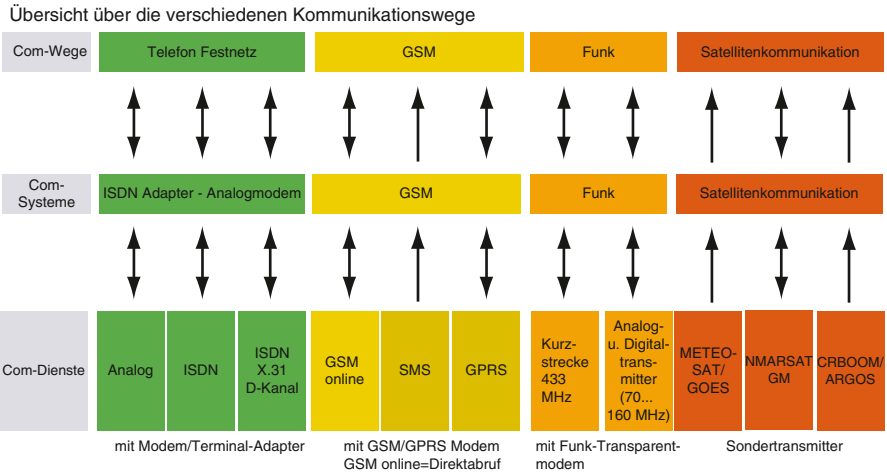


Abb. 6.16 Übersicht über Datenfernübertragungswege. (Ott Messtechnik, Übersicht Datenlogger)

mit einer Serie von verschiedenen eigenen Satelliten weltweit verfügbar. Da es sich um kommerzielle Systeme handelt, müssen Gebühren in Abhängigkeit des Datenvolumens entrichtet werden. Die Zentrale befindet sich in London.

Bei Vorhandensein von speziellen Inmarsat-C-Transceivern (Bauteile als Kombination aus Sendern und Empfängern) an der Bodenstation ist der Datenverkehr bidirektional möglich. Es sind im Gegensatz zu Meteosat keine großflächigen Parabolspiegelantennen erforderlich.

In Abb. 6.16 sind alle nichtkabelgebundenen „modernen“ Datenübertragungswege, -systeme und -dienste in einer Übersicht zusammengefasst.

Der Vollständigkeit halber soll zum Abschluss noch *Meteoburst*, ein Vorgänger der Satellitenkommunikation, genannt werden, der in den 1980er Jahren vor dem Einsatz der 1. Meteosatgeneration in den USA und in Entwicklungsländern häufig zum Einsatz kam. Hierbei werden Meteoriten, die in der Atmosphäre in ausreichender Anzahl vorhanden sind, als Reflektor für per Funk ausgesandte Informationen genutzt (Schilling 1992). In ISO 6419/1 (1992) wird diese Technik noch eingehend behandelt. Inzwischen wurde sie von der Satelliten-Kommunikation abgelöst.

6.2.5 Datenmanagementsysteme

Welches Datenübertragungssystem für die jeweilige Fragestellung am sinnvollsten ist, muss in jedem Einzelfall unter den Gesichtspunkten der vorhandenen Mess- und Speichertechnik an den Außenstationen, der Verfügbarkeit von Übertragungswegen, der Übertragungsgeschwindigkeit, der Betriebssicherheit und der Kosten entschieden werden. Eine wichtige Rolle sollte bei diesem Entscheidungsprozess auch die

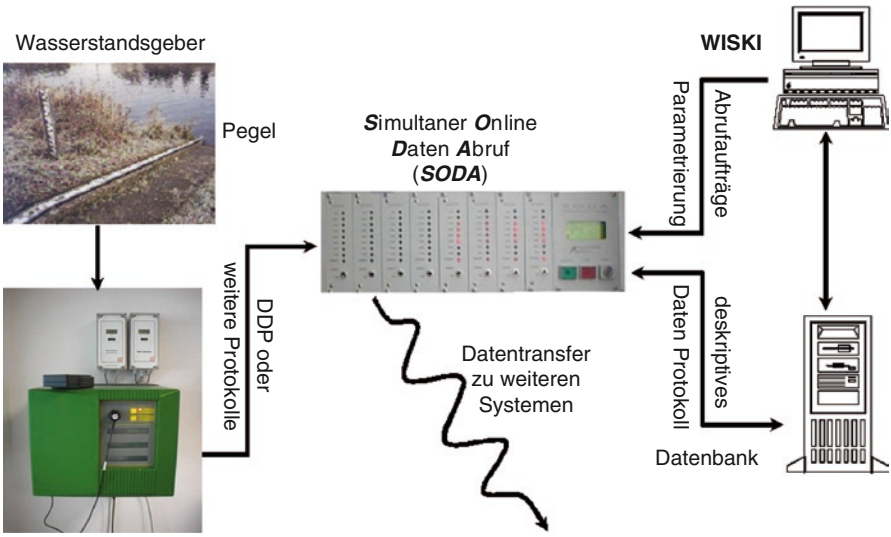


Abb. 6.17 Aufbau des Datenabrufs mit WISKI SODA. (Morgenschweis u. zur Strassen 2005)

Verfügbarkeit von Datenabruf- und Managementsystemen spielen, mit denen der tägliche Betrieb bewerkstelligt werden soll. Hier gibt es eine Reihe von Programmsystemen, wie z. B. Hydras 3 (Ott), Wiski (Wasserwirtschaftl. Informations**s**ystem Kister, Kisters), MAWIN 32 (Läufer-Fernwirktechnik), AQASYS (Schraml), Callisto (AquaPlan) ComWin (Sommer), Readwin 2000 (Endress + Hauser), die mehr oder weniger umfassend die Aufgaben vom Datenabruf bis hin zum Datenmanagement (einschl. primärstatistischer Auswertung, s. Kap. 7) erfüllen.

In den Abb. 6.9–6.12 waren schon Anwendungsbeispiele des Systems Hydras 3 zu sehen, Abb. 6.17 zeigt den Aufbau des Datenabrufs mit dem **S**imultanen **O**nline **D**aten **A**bruf-Tool von WISKI, das im Prinzip ein Multitaskingsystem mit Linux als Betriebssystem darstellt und in verschiedenen Ausbaustufen (SODA, SODA light) sehr leistungsfähig und zuverlässig arbeitet.

In Abb. 6.18 wird die Hauptfunktionalität des Abrufsystems Callisto von Aquaplan dargestellt, das hier in Verbindung zu dem etablierten Zeitreihenverwaltungssystem Aquasys zu sehen ist. Beide Systeme sind nicht nur im deutschsprachigen Raum im Einsatz.

Als weitere Software zum Datenabruf soll das System MAWIN 32, mit dem der Datenabruf und das Datenmanagement der intelligenten M1-Datensammler bewerkstelligt werden und das weit verbreitet im Einsatz ist, angeführt werden (s. Abb. 6.19).

Wie danach das Gesamt*datenmanagement* eines komplexen Messnetzes strukturiert sein kann, zeigt Abb. 6.20 anhand des aktuellen Systems der Wassermengenwirtschaft im Ruhreinzugsgebiet, die zugehörige Messnetzzentrale wird in Abb. 6.21 dargestellt.

Abb. 6.18 Datenabrufsystem Callisto. (AquaPlan)

Von der *Datenbasis* an den Außenstationen gelangen die Messdaten mittels Datenfernübertragung, Telekommunikation, Netzwerk und Intranet zur *Datenhaltung* (Datenbanken) und zur *Datenverarbeitung*. Von dort finden sie Eingang in weitergehenden Anwendungen in Modellen und Vorhersagen, um abschließend über Intra- und Internet den Mitarbeitern und der Fachöffentlichkeit zeitnah zur Verfügung gestellt zu werden.

Diese umfassende Darstellung enthält schon einige Elemente primärstatistischer Datenaufbereitung und soll daher als Übergang zu dem entsprechenden Kap. 7 verstanden werden.

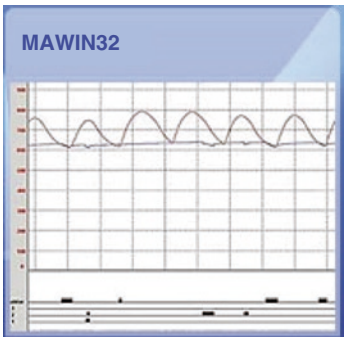


Abb. 6.19 Datenabrufsoftware MAWIN 32. (Läufer-Fernwirktechnik)

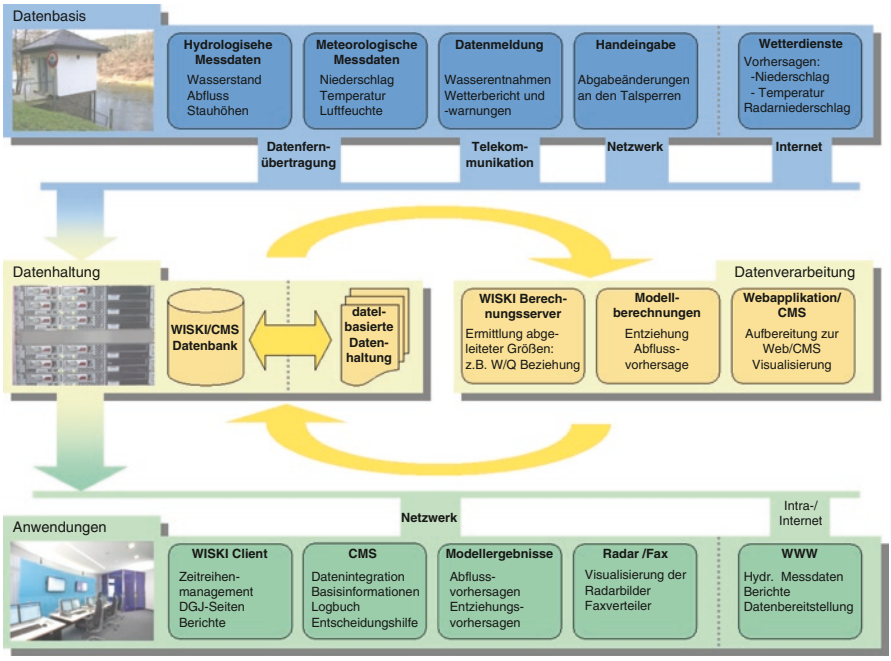


Abb. 6.20 Datenmanagementsystem im Wassermengenbereich des Ruhrverbands. (Ruhrverband 2009)

6.3 Zusammenfassende Wertung

Sowohl im Bereich der Datenerfassung und -speicherung vor Ort als auch in der Fernübertragung dieser Daten, sei es zur zentralen Datenkontrolle oder zur Datenweiterverarbeitung, gibt es heute auf Grund der allgemeinen Entwicklung

Abb. 6.21 Talsperrenleitzentrale des Ruhrverbands. (Ruhrverband, 2009)

auf dem IT-Markt Systeme, die zeitnah und zuverlässig Daten „just in time“ für die Echtzeitbewirtschaftung wasserwirtschaftlicher Systeme (z. B. Talsperren, Stauanlagenketten etc.) zur Verfügung stellen. Beide Hauptbereiche dieses Kapitels, die Datenerfassung und die Datenübertragung, spielen in Kap. 8 im Zusammenhang mit Konzepten zur Redundanz wasserwirtschaftlicher Daten eine wichtige Rolle.

Literatur

Dose, T.: Moderne Datenkommunikation. Seminarunterlagen OTT-Messtechnik: Kempten, 2009.

EUMETSAT: TD16 – Meteosat Data Collection and Retransmission Service. Darmstadt, 2009.

Herschy, R. W.: Towards a satellite-based hydrometric data collection system. IAHS Symposium, Exeter, IAHS- Publication No. 134, 1982.

Herschy, R. W. (Hrsg.): Hydrometry: Principles and Practices. Wiley: Chichester, 1999 (2. Aufl.).

ISO 6419/1: Liquid Flow Measurement in Open Channels: Hydrometric Data Transmission Systems. ISO: Genf, 1992.

Jöcker, P.: Computernetzwerke, LAN; WLAN, Internet. VDE-Verlag: Berlin und Offenbach, 2004.

Lecher, K. u. Kresser, W.: Wasserhaushalt, Gewässer, Hydrometrie. In: Lecher et al.: Taschenbuch der Wasserwirtschaft. Parey-Verlag: Hamburg, 2001.

Lienemann, G.: Virtuelle Private Netzwerke – Aufbau und Nutzen. VDE-Verlag: Berlin, 2002.

Lipp, M.: VPN-Virtuelle Private Netzwerke. Addison-Wesley: München, 2006.

Mehlig, B.: Hochwasserschutz in Nordhrein-Westfalen. LANUV NRW: Düsseldorf, 2002.

Morgenschweis, G.: Application of the Data Transfer Processor Technique to the operation of a reservoir subsystem in the Ruhr catchment area (West Germany). Proceedings of the WMO-Workshop on Telemetry and Data Transmission for Hydrology, Toulouse/France, 23–27 March 1987, S. 221–234.

Morgenschweis, G.: Sondermeßnetze zur Steuerung wasserwirtschaftlicher Systeme. Mitt. der Bundesanstalt für Gewässerkunde Nr.16, Koblenz, 1998, S. 87–94.

Morgenschweis, G. u. Dose, T.: On-line Data Acquisition for Real-Time River Basin Management. Keynote Paper on the European Geophysics Society (EGS) XXVII General Assembly, Nice, 2002.
Morgenschweis, G. u. Nusch, E. A.: Wassermengen- und Gewässergüte-Monitoring im Einzugsgebiet der Ruhr. 32. Internat. Wasserbau-Symposium Aachen 2002. Mitt. des Lehrstuhls und Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen Nr. 127, 2003, S. 107–134 und Wasser u. Boden (55), 2003, H. 5, S. 9–7.
Morgenschweis, G. u. zur Strassen, G.: Einsatz eines Decision Support System zur Echtzeitbewirtschaftung der Talsperren im Einzugsgebiet der Ruhr. Forum für Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, Hennef, 2005, H. 10.05, S. 47–55.
Ruhrverband: Jahresbericht Ruhrwassermenge 2008. Eigenverlag Ruhrverband: Essen, 2009, S. 32–35.
Sauter, M.: Grundkurs Mobile Kommunikationssysteme. Vieweg: Wiesbaden, 2008.
Schilling, D. L.: Meteo burst communications. Theory and practice. Wiley: Chichester, 1992.
Schraml, St. C.: Autarke Datenlogger und innovative Wege der Datenübertragung für dezentrale Stationen. Wasserwirtschaft (100), 2010, H. 1/2, S. 107–109.
Stewart, B. J.: Intercomparison of Principal Hydrometric Instruments. Third Phase: Data Telemetry and Transmission Systems. WMO Techn. Reports in Hydrology and Water Resources No. 66, Geneva, 1998.
Strangeways, I. C.: Satellite transmission of water resources data. Proceedings of the WMO Regional Workshop on Advances in Water Quality Monitoring. Vienna 1994.
Strangeways, I. C.: Transmission of Hydrometric Data by Satellite. In: Herschy, R. W. (Hrsg.): Hydrometry: Principles and Practices. Wiley: Chichester, 1999, (2. Aufl.).
WMO (World Meteorological Organisation): Intercomparison of Principal Hydrometric Instruments, third phase: Data Telemetry & Transmission Systems. Genf, 1996.
Wuschke, M.: UTMS. Paketvermittlung im Transportnetz, Protokollaspekte, Systemüberblick. Teubner-Verlag: Wiesbaden, 2003.

Firmeninformationen und -produkte

- **AquaPlan** GmbH, Goethestr. 5, 52064 Aachen (www.aquaplan.de)
  Produkt: Abrufsoftware *Callisto*
- **Endress + Hauser** Messtechnik GmbH + Co., Postfach 2222, D-79574 Weil am Rhein (www.de.endress.com)
  Produkte: Bildschirmschreiber *Ecograph, Memograph,* Datalogger *Minilog B,* Software *Readwin 2000*
- **Marsh-McBirney.** Europavertretung = **Flow-Tronic** Sanv, Rue J. H. Cool 19A, B-4840 Welkenraedt/Belgien (www.flow-tronic.com), Deutschlandvertretung = **GWU**-Umwelttechnik, Talstr. 3, 50374 Erftstadt (www.gwu-group.de)
  Produkt: *Datalogger 460*
- **Kisters** AG, Charlottenburger Allee 5, 52068 Aachen (www.kisters.com)
  Produkte: *WISKI, SODA, SODA light*
- **Läufer**-Fernwirktechnik GmbH, Langenberger Str. 592, 45277 Essen (www.laeufer-essen.de)
  Produkte: Drehmelder*, Hagenuk-Zeitmultiplex-System*, Datenstation *M1,* Abrufsoftware *MA-WIN 32*
- **Ott** Messtechnik GmbH & Co. KG, Ludwigstr. 16, D-87437 Kempten (www.ott-hydrometry.de)
  Produkte: *Horizontal- u. Vertikalschreiber, Trommel- u. Bandschreiber,* Datalogger *Hydrosens, Logosens u. Duosens,* Softwarepaket *„Hydras 3*“

- **Seba** Hydrometrie GmbH, Gewerbestr. 61a, D-87600 Kaufbeuren (www.seba.de)
  Produkte: *Horizontal- u. Vertikalschreiber, Trommel- und Bandschreiber, Datalogger VisLog u. MDS-5*
- **Schraml** GmbH, Herxheimer Str. 7, 83620 Vagen (www.schraml.de)
  Produkt: Prozessleit- und Fernwirksystem *AQASYS*
- **SOMMER** GmbH & Co KG., Straßenhäuser 27, A-6842 Koblach/Österreich (www.sommer.at)
  Produkte*:* Datalogger *MDL, PD-2,* Software zum Datenabruf *ComWin*

Kapitel 7
Primärstatistische Auswertung von Wasserstands- und Durchflussdaten

7.1 Einführung

In Anbetracht ihrer Bedeutung für Planung und Betrieb wasserwirtschaftlicher Anlagen müssen die gemessenen Wasserstände und Durchflüsse sorgfältig überprüft werden (Unbehauen 1974; Marsh 1978). Dies kann durch einfache Vollständigkeits- und Plausibilitätsprüfungen (s. Kap. 7.2), weitergehende Überprüfungen mit primärstatistischen Verfahren (s. Kap. 7.3) oder im Vorfeld von besonders bedeutsamen Auswertungen durch vertiefte statistische Untersuchungen mit Konsistenz- und Homogenitätsprüfungen, wie sie bei Zeitreihenanalysen verwendet werden, erfolgen.

Liegen die Daten als analoge Aufzeichnungen vor, müssen sie vor weiteren Auswertungen digitalisiert werden. Hierzu stehen heute Digitalisiertableaus zur Verfügung, mit denen die aufgezeichneten Ganglinien EDV-gestützt abgetastet und gespeichert werden können. Aber auch hier ist eine vorherige Überprüfung der Primärdaten zwingend. Das Gleiche gilt für digital erfasste Daten; auch diese bedürfen einer vorhergehenden Überprüfung per Sichtkontrolle (z. B. mit Hilfe ausgeplotteter Ganglinien) und einer Bereinigung offensichtlicher Messfehler. Solche Datenvorprüfungen sind zeit- und personalaufwändig und erfreuen sich i. Allg. nicht großer Beliebtheit beim Messpersonal. Diese Arbeit kann durch den Einsatz grafisch-interaktiver Software erleichtert werden (z. B. innerhalb der Software PADUA (ProAqua), AQUAZIS (AquaPlan) oder WISKI (Kisters)).

7.2 Erste Qualitätsüberprüfung von Messdaten

Als Erstes sind die analog oder digital vorliegenden Mess- oder Rohdaten auf *Vollständigkeit* zu überprüfen. Datenlücken durch Ausfall des Messgeräts oder durch unplausible Werte müssen mit geeigneten Verfahren, z. B. mit Hilfe von Regressions- und Korrelationsanalysen benachbarter Messstellen, geschlossen werden (Johann et al. 1997).

G. Morgenschweis, *Hydrometrie,*
DOI 10.1007/978-3-642-05390-0_7, © Springer-Verlag Berlin Heidelberg 2010

Im Winter müssen die Aufzeichnungen auf mögliche Auswirkungen von *Eis*, Randeis oder Sohleis, zugefrorenen Pegelschächten etc. überprüft werden.

Die Aufzeichnungen während *Hochwasserereignissen* sind besonders sorgfältig zu kontrollieren, da diesen Daten im Rahmen der Bemessung von Hochwasserschutzmaßnahmen eine besondere Bedeutung zukommt; die Ergebnisse sollten u. U. über die Aufnahme von Geschwemmsellinien mit Hilfe hydraulischer Berechnungen (slope-area-Methode, ISO 1070, 1997) oder mittels hydraulischer Modellrechnungen überprüft werden (s. Kap. 5.4).

Auftretende *Verkrautung* muss bei der Auswertung berücksichtigt werden; wegen der hierbei anzuwendenden Verfahren wird auf Kap. 5.4 verwiesen.

Zur Überprüfung der *Plausibilität* von Rohdaten ist eine regionale Analyse, bei der für den betrachteten Zeitraum die Aufzeichnungen benachbarter Messstellen (Oberwasser, Unterwasser, Nachbareinzugsgebiet) herangezogen oder – falls diese nicht verfügbar sind – eine synoptische Betrachtung, bei der die Niederschlags-, Lufttemperatur- und evtl. Grundwasserdaten für den betrachteten Zeitraum hinzugezogen werden, zu empfehlen. Boiten (2008) schlägt aufbauend auf Untersuchungen von Nedeco (1973) am Rio Magdalena in Kolumbien als weitere Plausibilitätskontrolle die Aufstellung von sog. Bezugskurven vor (s. Abb. 7.1). Unter der Voraussetzung, dass für mehrere aufeinanderfolgende Messstellen W-Q-Beziehungen aufgestellt worden sind, können diese in Bezug zueinander gebracht werden.

Unter der Annahme, dass zwischen A und B der Abfluss nicht durch Zuflüsse oder Entnahmen beeinflusst wird, lässt der Verlauf dieser Kurven zueinander einen Rückschluss auf die Plausibilität zu; dabei muss berücksichtigt werden, dass W-Q-Beziehungen zeitvariant sind und dass sie aus Einzelmessungen mit unterschiedlich starker Streuung gegenüber der Ausgleichskurve abgeleitet wurden.

Wegen Details der Kontrolle und Korrektur von Rohdaten wird auf die entsprechenden Richtlinien verwiesen (Pegelvorschrift 1978; LfU-Arbeitsanleitung Teil: „Aufbereitung von Wasserstandsdaten“ 2002).

Sind die Rohdaten auf diese Weise einer eingehenden Kontrolle unterzogen worden, können sie zur weitergehenden hydrologischen Auswertung freigegeben werden. Handelt es sich um Wasserstandsaufzeichnungen, so müssen diese in Durch-

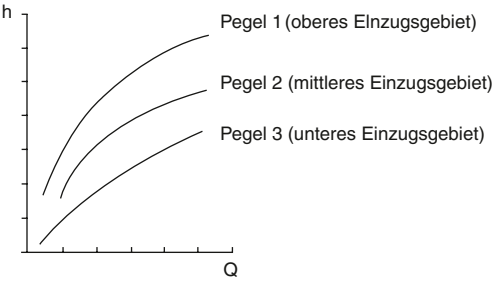


Abb. 7.1 Schematische Darstellung von Durchfluss-Bezugskurven für einen Pegel im oberen, mittleren und unteren Einzugsgebiet

flussdaten umgesetzt werden (s. Kap. 7.3), bei direkt aufgezeichneten Durchflussdaten (s. Kap. 5.5 bis 5.10) entfällt dieser Schritt.

Mehr Informationen hierzu sind in Schaffernak (1960), Wechmann (1964), Unbehauen (1974) und Herschy (2009) enthalten.

7.3 Umsetzung von Wasserstandsdaten in Durchflusswerte

Das am häufigsten verwendete Verfahren, die Durchflussdaten über W-Q-Beziehungen aus Wasserstandsdaten abzuleiten, ist in Kap. 5.4 eingehend behandelt worden (s. auch Abb. 5.51). Abbildung 7.2 fasst die Vorgehensweise vereinfachend zusammen.

Danach kann über eine vorher aufgestellte funktionale Beziehung zwischen Wasserstand und Durchfluss (s. Grafik links in Abb. 7.2) jeder Punkt der kontinuierlich aufgezeichneten Wasserstandsganglinie in einen Punkt der Durchflussganglinie umgesetzt werden. Was die Grenzen der Anwendung sowie Vor- und Nachteile dieser Vorgehensweise anbetrifft, wird auf Kap. 5.4 verwiesen. In welchem Zeitschritt die Durchflussganglinie (s. Darstellung rechts in Abb. 7.2) diskretisiert wird (Tages-, Stunden- oder Minutenwerte), hängt von der Fragestellung und Größe des Einzugsgebiets ab. Standardmäßig werden z. B. in den Gewässerkundlichen Jahrbüchern (Kap. 7.4) mittlere Tageswerte des Durchflusses veröffentlicht; bei den meisten Messstellen werden die Rohdaten in sehr viel höherer zeitlicher Auflösung erfasst (z. B. als 15-Minutenwerte, in besonderen Fällen 1-Minutenwerte), so dass abgeleitete Daten in Stunden- oder 15-Minuten-Zeitschritten heute durchaus verfügbar sind (s. Abb. 7.3a und b sowie Kap. 7.4).

In diesem Zusammenhang ist noch eine Anmerkung zur Prozedur der Mittelwertbildung erforderlich: Die in der Praxis häufig durchgeführte arithmetische Mittelung

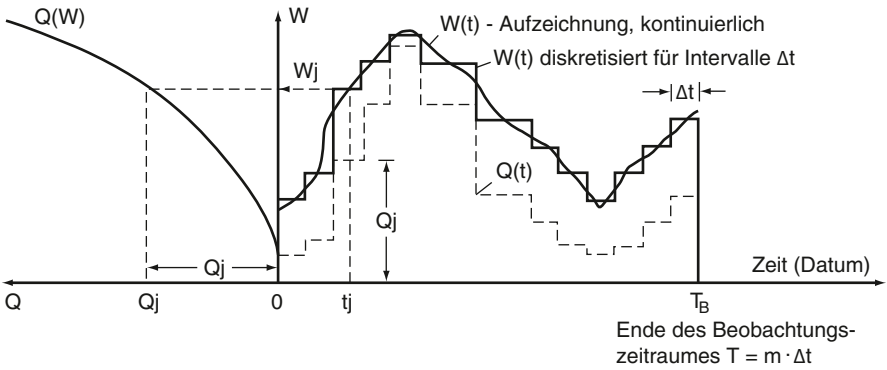


Abb. 7.2 Ermittlung einer Durchflussganglinie aus einer gemessenen Wasserstandsganglinie über eine Durchflusskurve. (Euler u. Knauf 1999)

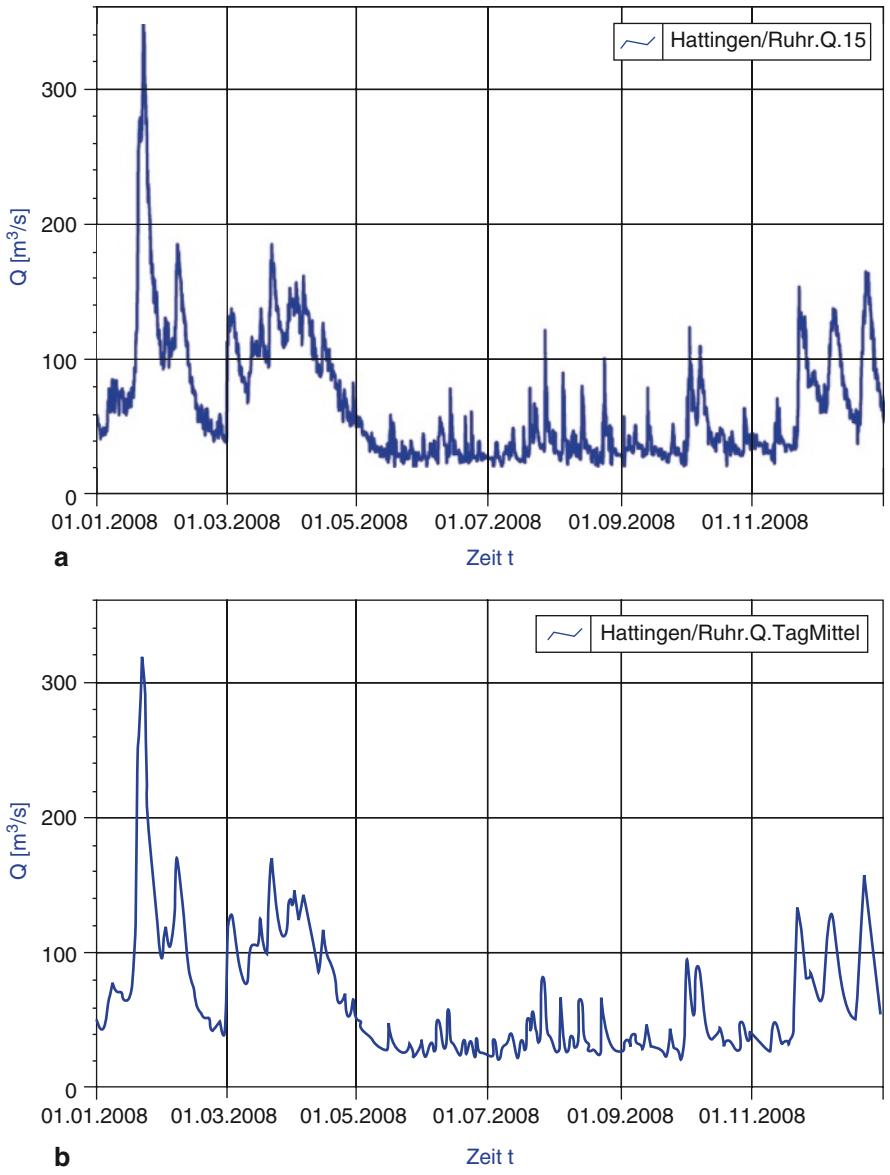


Abb. 7.3 Ganglinien des Durchflusses im Pegel Hattingen/Ruhr im Jahre 2008 basierend auf verschiedenen Mittelwerten **a** 15-Minuten-Werte, **b** Tageswerte. (Quelle: Ruhrverband Essen, Grafik erstellt mit Wiski, Vers. 6.3)

der registrierten Wasserstände über den festgelegten Zeitschritt (z. B. $\Delta t = 1$ Tag) und die Benutzung dieses Mittelwerts bei der Umsetzung über die Durchflusskurve in einen mittleren Durchfluss ist grundsätzlich falsch. Dadurch, dass W-Q-Beziehungen, wie in Kap. 5.4 ausführlich erläutert, deutlich nichtlinear sind (meist gehorchen sie der Potenzfunktion), muss für jeden einzelnen Rohwert nach Möglichkeit ein Durchflusswert abgeleitet werden und aus diesen je nach Diskretisierungsschritt der Mittelwert gebildet werden. Bei EDV-gestützter Auswertung werden die Berechnungen im Allgemeinen in dieser korrekten Weise durchgeführt.

7.4 Primärstatistische Auswertung von Wasserstands- und Durchflussdaten

Wie bei allen statistischen Auswertungen werden die abgeleiteten Daten zur Veranschaulichung zuerst grafisch dargestellt; dies kann sich von einfachen Ganglinien bis hin zu komplexeren Dauerlinien erstrecken.

7.4.1 Gang- und Summenlinien

Als *Ganglinie* wird allgemein die Darstellung hydrologischer Daten in der Reihenfolge ihres zeitlichen Auftretens (chronologische Abfolge) bezeichnet. In Abb. 7.3 sind die Durchflussganglinien der unteren Ruhr am Pegel Hattingen vom 1.1. bis 31.12.2008 zum einen auf der Basis von mittleren 15-Minuten-Werten (s. Abb. 7.3a) und zum anderen als mittlere Tageswerte (s. Abb. 7.3b) dargestellt. In Tab. 7.1a sind diese Tagesmittelwerte für 2008 als Teil einer Seite des Gewässerkundlichen Jahrbuchs (s. Kap. 7.4.2) tabellarisch zusammengestellt.

Der Vergleich beider Ganglinien verdeutlicht den dämpfenden Effekt von „längeren“ Mittelungszeitabschnitten (zwischen Stunden- und Tageswerten ist der Unterschied deutlich geringer).

Die Ganglinie ist Basis für viele wasserwirtschaftliche Untersuchungen und wird i. d. R. (im Gegensatz zu dem Beispiel in Abb. 7.3) für eine möglichst lange Zeitreihe aufgestellt. Der Flächeninhalt der Durchflussganglinie zwischen den Durchflussordinaten und der Zeitachse, begrenzt durch zwei Zeitpunkte t_1 und t_2, entspricht dem summierten Durchfluss bzw. der Durchflusssumme QS dieses Zeitraums:

$$QS = \int_{t_1}^{t_2} Q\, dt \quad bzw. \quad QS = \sum_{t_1}^{t_2} Q_i \cdot \Delta t \tag{7.1}$$

Tab. 7.1 Gewässerkundliche Jahrbuchseite 2008 des Pegels Hattingen/Ruhr

a Tägliche mittlere Durchflüsse sowie gewässerkundliche Hauptzahlen,

Abflüsse — Rheingebiet III — 2008

A_{Eo} : 4118 km²
PNP : NN + 60.37 m
Lage: 56.0 km oberhalb der Mündung, links

Q
m³/s

Pegel : Hattingen Nr.2769510000100
Gewässer : Ruhr
Gebiet : Ruhr

Tageswerte

Tag	2007 Nov	2007 Dez	2008 Jan	Feb	Mrz	Apr	Mai	Jun	Jul	Aug	Sep	Okt	Nov	Dez
1.	49.8	109	51.5	111	86.1	134	49.5	26.2	24.5	29.3	25.2	61.4	35.7	69.4
2.	45.6	131	44.9	119	122	145	51.5	23.0	23.6	26.1	31.7	93.9	36.7	62.6
3.	45.5	259	43.8	109	128	137	43.4	30.4	24.0	26.4	34.6	70.9	35.0	71.3
4.	46.6	296	43.5	104	128	126	42.7	28.1	34.7	65.6	35.7	61.5	34.5	64.0
5.	44.3	253	47.3	108	113	129	41.3	32.9	25.8	38.6	29.7	53.2	32.4	83.7
6.	52.1	226	66.1	126	105	141	36.4	27.5	20.8	27.7	39.5	86.0	32.5	112
7.	56.1	360	61.6	170	91.0	132	39.3	30.6	23.2	26.8	39.4	89.6	30.2	124
8.	75.0	424	77.6	163	84.2	127	34.5	48.4	30.0	35.8	32.4	75.4	30.0	129
9.	127	316	69.9	142	81.2	116	31.9	45.6	31.1	37.4	34.0	60.7	26.3	119
10.	241	272	73.1	129	76.3	112	31.1	36.2	30.1	31.0	28.6	49.7	36.5	109
11.	394	312	68.8	112	78.2	102	29.9	29.2	32.8	30.4	29.0	44.7	46.2	93.5
12.	472	305	72.9	97.0	95.2	91.8	28.6	32.2	39.1	31.6	39.4	38.0	47.5	80.8
13.	373	250	66.2	83.6	105	87.2	28.7	56.7	26.7	65.0	46.1	35.5	39.0	72.1
14.	320	204	62.9	77.3	106	99.1	28.6	34.0	24.1	39.6	32.3	37.8	37.3	66.2
15.	249	156	66.8	71.7	104	115	27.4	32.0	22.6	33.5	29.6	38.9	32.3	62.2
16.	202	138	66.1	61.4	107	103	46.5	28.3	27.7	32.9	31.7	43.4	34.2	56.2
17.	155	125	73.1	57.4	125	98.7	39.2	27.4	34.2	26.8	28.1	43.3	34.1	53.9
18.	143	116	87.5	56.6	107	92.3	31.6	24.0	28.7	27.8	31.2	34.9	31.4	52.9
19.	131	97.3	132	52.5	102	89.0	27.8	25.8	32.6	28.0	25.9	30.0	36.0	49.6
20.	113	87.8	251	51.0	98.6	83.5	27.3	34.3	51.3	25.8	28.9	34.9	35.2	65.2
21.	100	74.7	266	52.6	146	77.1	27.0	25.1	39.8	25.2	23.5	33.8	83.4	112
22.	90.2	65.3	318	47.3	169	66.9	24.1	29.0	56.2	28.1	24.8	34.7	132	138
23.	83.1	61.6	294	45.9	156	63.5	27.9	32.9	46.5	65.9	30.3	30.5	119	157
24.	80.1	57.7	236	41.3	137	65.6	25.2	25.9	34.8	49.0	42.6	30.3	117	146
25.	83.0	53.1	202	44.1	127	68.1	32.1	23.9	33.8	40.7	29.3	28.2	98.7	125
26.	95.2	55.9	168	45.4	120	57.4	31.4	35.3	42.8	35.8	30.6	27.6	81.3	107
27.	86.6	51.1	152	49.2	112	52.9	23.7	25.2	80.7	32.3	28.1	48.1	79.9	90.1
28.	80.3	49.1	142	42.3	112	55.1	24.7	26.8	48.3	30.5	22.7	45.5	84.2	81.4
29.	79.4	48.5	118	37.8	121	63.8	26.2	25.7	37.5	27.0	26.3	39.7	82.4	71.8
30.	88.9	49.2	106		137	52.1	23.8	25.7	40.5	27.4	32.5	34.5	73.9	64.3
31.		56.2	95.8		140		34.4		34.8	26.2		40.8		53.8

Hauptwerte

	2007 Nov	2007 Dez	2008 Jan	Feb	Mrz	Apr	Mai	Jun	Jul	Aug	Sep	Okt	Nov	Dez
Tag	5.	29.	4.	29.	10.	30.	27.	2.	6.	21.	28.	26.	9.	19.
NQ	44.3	48.5	43.5	37.8	76.3	52.1	23.7	23.0	20.8	25.2	22.7	27.6	26.3	49.6
MQ	140	163	117	83.0	114	96.1	32.8	30.9	34.9	34.7	31.5	47.7	55.2	88.5
HQ	489	478	355	183	182	159	57.0	75.9	119	98.1	77.7	121	151	162
Tag	11.	7.	22.	7.	22.	5.	16.	13.	26.	23.	12.	2.	21.	22.
h_N mm														
h_A mm	88	106	76	51	74	60	21	19	23	23	20	31	35	58
	1967/2007		1968/2008						41 Jahre					
Jahr	1971	1976	1972	1972	1972	1996	1974	1996	1996	1996	1973	1973	1971	1976
NQ	14.0	17.1	10.6	9.79	13.2	14.9	15.4	10.8	15.0	14.4	15.5	14.1	14.0	17.1
MNQ	30.7	38.5	46.3	46.6	42.3	38.9	25.4	23.9	23.6	22.8	22.8	25.6	30.7	38.4
MQ	72.8	104	126	106	107	77.4	47.3	41.5	41.8	39.3	41.6	51.8	73.1	103
MHQ	213	325	377	302	297	162	126	132	121	128	126	149	213	313
HQ	891	901	907	810	755	384	797	721	673	772	626	896	891	901
Jahr	1998	1993	1994	1980	1999	1986	1984	1984	1980	2007	1998	1998	1998	1993
	1967/2007		1968/2008						41 Jahre					
Mh_N mm														
Mh_A mm	46	68	82	65	69	49	31	26	27	26	26	34	46	67

Tab. 7.1 (Fortsetzung)

b Langzeitstatistische Daten

Hauptwerte

		Abflussjahr (*) 2008 Jahr	Datum	Winter	Sommer	Kalenderjahr 2008 Jahr	Datum
NQ	m³/s	20.8	am 06.07.2008	37.8	20.8	20.8	am 06.07.2008
MQ	m³/s	77.1		119	35.5	63.8	
HQ	m³/s	489	am 11.11.2007 bei W= 535 cm	489	121	355	am 22.01.2008 bei W= 481 cm
Nq	l/(s km²)	5.05		9.18	5.05	5.05	
Mq	l/(s km²)	18.7		28.9	8.61	15.5	
Hq	l/(s km²)	119		119	29.4	86.2	
h_N	mm						
h_A	mm	590		455	137	490	
		1968/2008 (*) 41 Jahre				1968/2008	
NQ	m³/s	9.79	am 01.02.1972	9.79	10.8	9.79	am 01.02.1972
MNQ	m³/s	18.7		23.9	19.2	18.8	
MQ	m³/s	71.3		99.1	43.9	71.2	
MHQ	m³/s	566		549	263	555	
HQ	m³/s	907	am 01.01.1994 bei W= 604 cm	907	896	907	am 01.01.1994 bei W= 604 cm
HQ_1	m³/s	445		393	110	445	
HQ_5	m³/s	772		714	281	772	
MNq	l/(s km²)	4.54		5.80	4.66	4.57	
Mq	l/(s km²)	17.3		24.1	10.7	17.3	
MHq	l/(s km²)	137		133	63.9	135	
		1968/2008 (*) 41 Jahre				1968/2008	
Mh_N	mm						
Mh_A	mm	546		378	169	547	

Extremwerte

	Niedrigwasser m³/s	l/(s km²)	Datum	Hochwasser m³/s	l/(s km²)	cm	Datum
1	9.79	2.38	01.02.1972	907	220	604	01.01.1994
2	10.8	2.62	17.06.1996	896	218	602	29.10.1998
3	14.1	3.42	05.10.1973	873	212	598	30.01.1995
4	15.2	3.69	18.11.1976	851	207	594	31.12.1986
5	15.4	3.74	13.05.1974	806	196	586	12.01.1993
6	15.8	3.84	06.05.1972	806	196	586	20.01.1986
7	16.4	3.98	31.05.1968	797	194	581	31.05.1984
8	16.6	4.03	23.08.1989	787	191	579	07.02.1984
9	17.1	4.15	03.08.1990	772	187	616	23.08.2007
10	17.4	4.23	13.08.1999	755	183	576	03.03.1999

Dauertabelle

Unterschreitungsdauer in Tagen	Unterschrittene Abflüsse m³/s Abflussjahr (*) 2008	Kalenderjahr 2008	1968/2008 41 Kalenderjahre Obere Hüllwerte	Mittlere Werte	Untere Hüllwerte
(365)	472	318			
364	424	294	868	574	139
363	394	266	804	483	137
362	373	251	751	426	132
361	360	236	735	384	130
360	320	202	694	353	130
359	318	170	679	330	127
358	316	169	622	310	123
357	312	168	597	295	118
356	305	163	584	284	116
350	253	145	451	232	104
340	170	134	292	185	85.1
330	143	127	241	157	64.5
320	134	119	204	137	54.2
300	118	106	166	109	45.1
270	95.8	83.6	136	80.4	33.8
240	77.1	66.8	111	63.0	28.0
210	61.4	53.8	89.5	50.9	25.0
183	49.5	45.6	78.0	42.4	23.0
150	42.3	38.0	65.6	35.1	21.3
130	37.4	34.9	60.5	31.9	20.8
120	34.9	34.3	56.7	30.5	20.6
110	34.2	32.9	54.0	29.2	20.3
100	32.5	32.2	51.5	28.0	20.2
90	31.7	31.2	48.8	27.0	20.0
80	30.5	30.4	47.6	26.0	19.4
70	29.6	29.6	44.5	25.1	18.8
60	28.7	28.6	40.2	24.2	18.3
50	27.9	27.8	37.4	23.4	17.7
40	27.3	27.0	35.2	22.6	16.5
30	26.2	26.2	33.9	21.7	15.7
25	25.9	25.9	32.9	21.2	15.2
20	25.7	25.7	32.2	20.8	14.4
15	24.7	24.7	30.7	20.2	14.1
10	24.0	24.0	30.1	19.4	13.6
9	23.9	23.9	30.0	19.2	13.6
8	23.8	23.8	29.6	19.0	13.6
7	23.7	23.7	29.4	18.7	13.4
6	23.6	23.6	29.3	18.3	13.4
5	23.5	23.5	29.2	17.9	13.2
4	23.2	23.2	29.1	17.5	13.0
3	23.0	23.0	28.9	16.9	12.2
2	22.7	22.7	28.6	16.0	11.6
1	22.6	22.6	28.2	14.6	10.6
0	20.8	20.8	27.4	9.79	9.79

(*) Abflussjahr: 1.11. des Vorjahres bis 31.10.

Pegel durch Talsperre beeinflusst.

Ruhrverband

In Abb. 7.2 wird dies anhand der diskretisierten Treppenkurve des Durchflusses verdeutlicht.

Abgesehen davon, dass man aus Ganglinien-Darstellungen die Verteilung von Niedrigwasser- und Hochwasserabflüssen leicht ablesen kann und auch Messlücken offenbar werden, sind nach Dyck et al. (1995) Ganglinien für die Lösung hydrologischer Aufgaben (z. B. für speicherwirtschaftliche Berechnungen) unzureichend. Daher müssen aus ihr weitere Zeitfunktionen abgeleitet werden.

Integriert man die Durchflussganglinie als Folge diskreter Werte fortschreitend über der Zeitachse, so entsteht die *Summenlinie* SL:

$$SL_i = \Delta t \cdot \sum_{t=0}^{n} Q_i. \tag{7.2}$$

Die Dimension von SL_i in Gl. (7.2) lautet dann [$\Delta t \cdot m^3/s$] und SL_i bezeichnet darin die Ordinate der Durchflusssummenlinie im i-ten Zeitintervall (s. auch Rechenbeispiel hierzu in Dyck et al. 1995). Da die Ordinate der Durchflusssummenlinie die Dimension [$\Delta t \cdot Q$] aufweist und die Abszisse der Zeit entspricht, sind die Ganglinie und die Summenlinie miteinander verknüpft, d. h. ein Wendepunkt in der Summenlinie entspricht einem Maximal- oder Minimalwert der Ganglinie und die Neigung einer geradlinigen Verbindung zwischen zwei Zeitpunkten t_1 und t_2 entspricht dem mittleren Durchfluss während dieser Zeitspanne. Bei der Speicherbewirtschaftung spielen die Summenlinien und die daraus abgeleiteten Summendifferenzlinien (entspricht der Differenz zum konstanten mittleren Durchfluss) eine wichtige Rolle (mehr dazu s. Dyck et al. 1995; Maniak 1997).

7.4.2 Dauerlinien

Sollen nun solche Datenreihen statistisch analysiert werden, so muss grundsätzlich bedacht werden, dass die gemessenen Werte immer nur eine begrenzte Auswahl (eine Stichprobe) aus der Menge aller möglichen Werte (der Grundgesamtheit) darstellen. Es muss also gewährleistet sein, dass die Datenreihen repräsentativ für die Grundgesamtheit sind und die anhand der Stichprobe gewonnenen Ergebnisse der statistischen Analyse auf die Grundgesamtheit übertragen werden können. Für diese Analyse werden die Beobachtungsdaten neu geordnet, in Tabellen und Grafiken dargestellt und statistische Kennzahlen, die die Stichprobe charakterisieren, berechnet (Dyck et al. 1995).

Als Grundlage für solche Analysen stehen z. B. die mittleren täglichen Durchflüsse, wie sie in Gewässerkundlichen Jahrbüchern für ausgewählte Pegel veröffentlicht werden, zur Verfügung. Tabelle 7.1 ist als Beispiel für eine solche Jahrbuchseite, für die bessere Lesbarkeit aufgeteilt in Teil a) und b), beigefügt. Es handelt sich um die Daten des Pegels Hattingen/Ruhr für das Abfluss- und Kalenderjahr 2008; diese Daten liegen der Ganglinie in Abb. 7.3b zugrunde.

In Teil a) von Tab. 7.1 sind mittlere tägliche Durchflüsse sowie die Gewässerkundlichen Hauptzahlen für 2008 aufgelistet, Teil b) enthält weitergehende langzeitstatistische Daten, auf die in Kap. 7.4.3 eingegangen wird.

Neben den Gewässerkundlichen Jahrbüchern wurden im Rahmen der Internationalen Hydrologischen Dekade (IHD 1965–1975) und des nachfolgenden Internationalen Hydrologischen Programms (IHP) besondere Jahrbücher weltweit herausgegeben, die die gleichen Informationen für ausgewählte Messstellen enthalten.

Diese Daten werden nun zur weitergehenden statistischen Analyse der Größe nach geordnet (d. h. die zeitliche Zuordnung spielt keine Rolle mehr) und deren Häufigkeit in vorgegebenen Klassen ausgezählt. Die Anzahl und Spannweite der Klassen ist in der Pegelvorschrift (1971) für gewässerkundliche Auswertungen festgelegt, damit entsprechende Untersuchungsergebnisse vergleichbar sind. Aus der resultierenden Häufigkeitsverteilung, die grafisch als Histogramm dargestellt wird, kann nun abgelesen werden, wie häufig ein bestimmter Durchfluss im untersuchten Zeitraum auftrat, bezogen auf Tab. 7.1a, z. B. wie häufig im Jahr 2008 ein Durchfluss von 472 m³/s auftrat (in diesem Fall: 1 x am 12. Nov. 2007).

Um darüber hinaus eine Aussage darüber treffen zu können, wie häufig ein bestimmter Wert über- oder unterschritten wird, werden die *Summenhäufigkeiten* gebildet, indem man die absoluten oder relativen (auf den Stichprobenumfang bezogenen) Häufigkeiten kumulativ, d. h. fortlaufend, addiert. Summiert man beim größten Wert beginnend abwärts, erhält man die Summenhäufigkeit der *Überschreitung*; beginnt man die Summierung mit dem kleinsten Wert ergibt dies die Summenhäufigkeit der *Unterschreitung*. In Teil b) von Tab. 7.1 sind die Summenhäufigkeiten der unterschrittenen Abflüsse und die zugehörigen Unterschreitungsdauern in Tagen für das jeweilige Abfluss- u. Kalenderjahr, hier 2008, und die langjährigen Mittelwerte (hier: 41 Jahre) sowie die zugehörigen oberen und unteren Hüllwerte eingetragen. Danach war im Abflussjahr 2008 ein Abfluss von 471 m³/s an 365 Tagen unterschritten oder, reziprok dazu, an nur einem Tag überschritten (Anmerkung: 2008 war ein Schaltjahr).

Die Dauerzahlen werden grafisch als *Dauerlinien* dargestellt. Abbildung 7.4 zeigt ein Beispiel aus einem Gewässerkundlichen Jahrbuch mit Über- und Unterschreitungstagen.

Aus der Dauerlinie kann unmittelbar abgelesen werden, wie oft ein bestimmter Wert über- oder unterschritten wurde. Außerdem kann daraus der niedrigste und höchste beobachtete Wert sowie der Median bei der Dauer von 182,5 Tagen abgegriffen werden.

Bei extremen Abflussschwankungen, z. B. bei Gewässern in Gebieten mit Trockenzeiten, kann eine logarithmische Ordinatenskalierung gewählt werden, um die Ablesegenauigkeit zu erhöhen.

Durch Division der von der Dauerlinie und der Abszissenachse eingeschlossenen Fläche durch die Länge des Abszissenabschnitts kann der jährliche Mittelwert *MQ* berechnet werden:

$$MQ = \frac{1}{365} \sum_{i=1}^{365} Q_i \cdot \Delta t \tag{7.3}$$

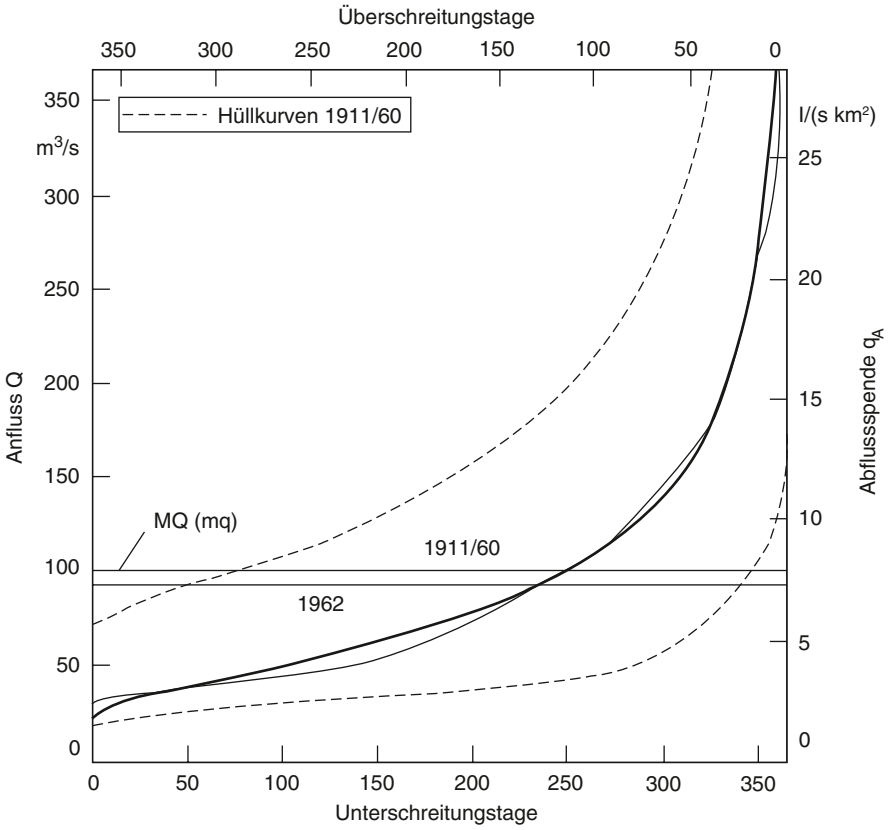


Abb. 7.4 Dauerlinien des Durchflusses (DGJ)

Dauerlinien sind eine wichtige Grundlage für die Planung von Wasserkraftanlagen; aus ihnen lassen sich der Ausbaudurchfluss bzw. Ausbaugrad ableiten.

Für Planungszwecke kann die Überschreitung von *trockenen und nassen Monaten* von Interesse sein. Hierfür können nach der gleichen Vorgehensweise auch Dauerlinien von trockenen und nassen Zeiträumen konstruiert werden, wenn genügend lange Zeitreihen (>50 Jahre) vorliegen. Abbildung 7.5 enthält ein Beispiel aus Jansen et al. (1979).

Aus Abb. 7.5 kann auch das Durchflussregime eines bestimmten Jahres oder Monats abgelesen werden.

7.4.3 Gewässerkundliche Hauptzahlen

In der Hydrologie sind eine Reihe von statistischen Kennwerten definiert, die neben den in Tab. 7.1b verzeichneten langzeitstatistischen Daten als Gewässerkundliche

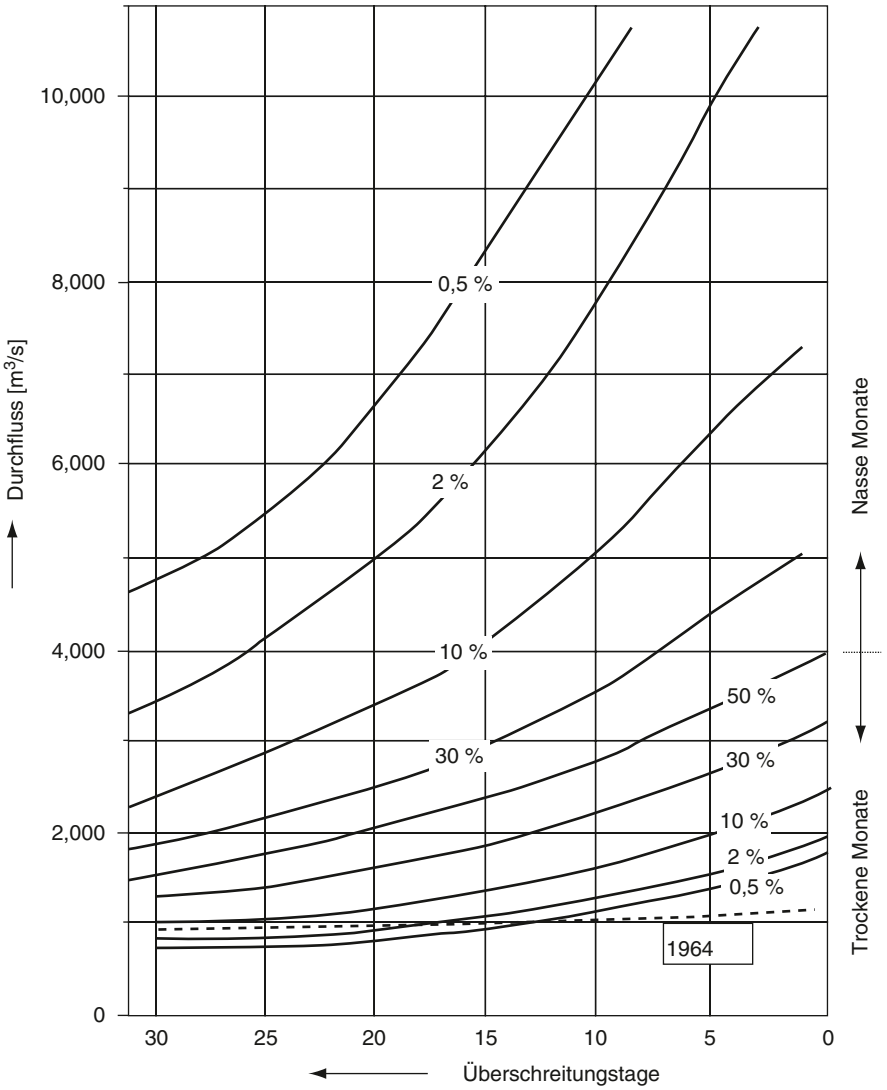


Abb. 7.5 Dauerlinien der Überschreitung von trockenen und nassen Monaten. (Nach Jansen et al. 1979)

Hauptzahlen in einer Haupttabelle (s. Tab. 7.3) zusammengefasst werden. Sie werden aus längeren Messreihen (>10 Jahre) ermittelt und sind in DIN 4049 (1994) und ISO 772 (2004) definiert. Tabelle 7.2 enthält einen Auszug mit der Definition der statistischen Größen aus dem Deutschen Gewässerkundlichen Jahrbuch (DGJ).

Hervorzuheben ist, dass aus Messgenauigkeitsgründen als HQ-Wert der höchste gemessene Wert verwendet wird, wohingegen beim NQ-Wert Tagesmittelwerte

Tab. 7.2 Definition der Gewässerkundlichen Hauptzahlen (Auszug aus DGJ)

MQ	=	mittlerer Abfluss	=	arithmetisches Mittel der Abflüsse im Zeitraum T (z. B. 1 Monat, 1 Jahr, m Jahre…)
HQ	=	Hochwasserabfluss	=	höchster in einem Zeitraum T beobachteter Abfluss, Maximum der Q-Ganglinie (i. d. R. höher als der höchste Tagesmittelwert)
NQ	=	Niedrigwasserabfluss	=	niedrigster in einem Zeitraum T beobachteter Abfluss (Tagesmittelwerte)
HHQ	=	höchster Hochwasserabfluss	=	höchster bisher überhaupt bekanntgewordener Abfluss an der Messstelle
NNQ	=	niedrigster Niedrigwasserabfluss	=	niedrigster bisher überhaupt bekanntgewordener Abfluss an der Messstelle
MHQ	=	mittlerer Hochwasserabfluss	=	arithmetisches Mittel der in einem längeren Zeitraum (m Jahre) beobachteten Höchstwerte (HQ)
MNQ	=	mittlerer Niedrigwasserabfluss	=	arithmetisches Mittel der NQ-Werte

Verwendung finden. Tabelle 7.3 enthält die Haupttabelle des Ruhrpegels Hattingen für die letzten 10 Jahre mit NQ-, MQ- und HQ-Werten.

7.4.4 Hydrologische Längsschnitte

In den Gewässerkundlichen Jahrbüchern (DGJ) werden Längsschnitte für charakteristische Wasserstände oder Durchflüsse veröffentlicht (Abb. 7.6), die einerseits den Prozess der Flussbettbildung spiegeln, andererseits zur Ableitung von Einzugsgebietscharakteristika im Rahmen der Abschätzung von Abflüssen aus Gerinnequerschnitten ohne Pegelbeobachtung verwendet werden (Regionalisierungsansätze).

7.5 Zusammenfassende Wertung und Ausblick

Die vorgestellte primärstatistische Auswertung von Wasserstands- und Durchflussdaten, bis hin zur Erstellung von Jahrbuchseiten, Hauptzahlen etc., ist heute standardmäßig Bestandteil in vielen Softwarepaketen zur Auswertung und Verwaltung wasserwirtschaftlicher Daten (z. B. Aquazis, Wiski 6.6); dies erleichtert die routinemäßige Durchführung erheblich. Dennoch reicht dies häufig nicht aus. Da auch Wasserstands- und Durchflussdaten von Änderungen des hydrologischen Regimes durch z. B. anthropogene Eingriffe, Naturkatastrophen oder Klimaänderung beeinflusst werden, sind die weitergehenden statistischen Verfahren der Zeitreihenanalyse wie Konsistenz- und Homogenitätsprüfungen sowie Trendanalysen etc. unbedingt vor modellmäßiger Nutzung dieser Daten durchzuführen. Hier wird auf Speziallitteratur verwiesen (Dyck et al. Teil 1 1980; Plate 1993; Luft et al. 2002).

Tab. 7.3 Haupttabelle des Pegels Hattingen/Ruhr für die Abflussjahre 1999–2008 (10 Jahre, Auszug aus 41-jähriger Messreihe) (Quelle: Ruhrverband)

Abflüsse — **Haupttabelle** — **Abflussjahre 1999-2008**

A_{E0} : 4118 km²
PNP : NN +60,37 m
Lage : 56,00 km links

Q
m³/s

Pegel : Hattingen
Gewässer : Ruhr
Messstellen-Nr. : 2769510000100
Betreiber : Ruhrverband

Monatswerte

Abfl.-Jahr	Nov	Dez	Jan	Feb	Mar	Apr	Mai	Jun	Jul	Aug	Sep	Okt	Wi	So	Jahr
Niedrigste Abflüsse															
1999	59,4	44,3	80,5	78,0	56,4	46,5	20,3	21,8	19,1	17,4	18,7	19,1	44,3	17,4	17,4
2000	19,8	47,4	46,5	114	101	25,7	20,7	19,9	20,0	20,8	22,3	24,4	19,8	19,9	19,8
2001	36,4	33,4	33,3	49,8	42,4	54,7	28,6	22,6	22,0	19,1	21,6	24,7	33,3	19,1	19,1
2002	26,6	49,3	39,3	93,0	58,4	35,7	22,6	21,8	27,4	29,2	23,8	21,2	26,6	21,2	21,2
2003	47,5	24,6	88,8	35,3	30,9	24,3	21,0	20,3	19,8	18,6	18,7	20,2	24,3	18,6	18,6
2004	22,5	24,8	50,5	46,6	34,8	32,0	22,3	18,9	20,5	19,6	22,9	25,8	22,5	18,9	18,9
2005	22,9	30,4	57,1	72,4	44,5	53,2	29,0	23,5	22,6	24,6	22,6	19,9	22,9	19,9	19,9
2006	26,1	38,0	31,8	33,7	48,6	55,2	32,9	26,7	21,3	26,7	24,3	21,0	26,1	21,0	21,0
2007	28,1	34,4	62,1	58,2	64,0	23,1	20,0	28,7	29,1	46,6	43,4	32,0	23,1	20,0	20,0
2008	44,3	48,5	43,5	37,8	76,3	52,1	23,7	23,0	20,8	25,2	22,7	27,6	37,8	20,8	20,8
Mittlere Abflüsse															
1999	228	96,5	140	156	175	95,9	31,6	28,1	24,0	24,1	22,0	27,5	148	26,2	86,8
2000	37,0	157	95,0	185	225	45,8	26,1	25,0	35,0	32,7	34,7	34,6	124	31,4	77,6
2001	47,2	56,9	101	111	115	100	48,4	32,4	28,1	25,2	71,1	44,8	88,3	41,6	64,7
2002	80,2	131	173	262	131	47,3	77,4	29,4	48,3	61,4	30,3	63,2	136	51,9	93,7
2003	145	77,0	209	81,1	73,2	30,0	27,4	27,4	28,3	22,5	25,9	43,9	103	29,3	65,8
2004	31,0	85,3	149	132	67,0	56,8	63,3	28,3	35,4	36,1	54,4	33,6	86,8	41,9	64,2
2005	123	65,9	150	185	109	81,7	59,0	33,6	32,9	47,4	29,0	30,9	118	38,9	78,2
2006	33,0	100	55,1	102	127	126	82,3	64,7	29,6	43,3	41,5	29,1	90,5	48,4	69,3
2007	62,2	61,7	170	105	145	36,6	51,8	59,4	63,0	213	81,6	66,6	97,2	89,3	93,2
2008	140	163	117	83,0	114	96,2	32,8	30,9	34,9	34,7	31,5	47,6	119	35,5	77,1
Höchste Abflüsse															
1999	891	163	254	384	755	209	57,7	58,8	44,6	66,6	69,5	78,7	891	78,7	891
2000	88,1	395	384	460	528	101	48,7	61,5	102	105	88,1	93,6	528	105	528
2001	65,1	123	353	302	336	182	110	76,6	68,6	50,5	205	110	353	205	353
2002	236	270	626	714	516	103	255	79,8	126	157	98,8	208	714	255	714
2003	327	600	630	181	166	57,5	49,5	70,4	110	62,3	74,7	131	630	131	630
2004	54,4	345	351	297	187	136	281	79,8	123	103	182	64,0	351	281	351
2005	548	159	645	572	286	213	109	140	90,7	132	95,1	106	645	140	645
2006	65,1	187	103	250	373	382	302	181	102	98,1	183	62,3	382	302	382
2007	131	117	559	271	379	91,7	100	132	144	772	226	209	559	772	772
2008	489	478	355	183	182	159	57,0	75,9	119	98,1	77,7	121	489	121	489

10-Jahresreihe 1999/2008

Jahr	2000	2003	2006	2006	2003	2007	2007	2004	1999	1999	1999+	1999	2000	1999	1999
NQ	19,8	24,6	31,8	33,7	30,9	23,1	20,0	18,9	19,1	17,4	18,7	19,1	19,8	17,4	17,4
MNQ	33,4	37,5	53,3	61,9	55,7	40,3	24,1	22,7	22,2	24,8	24,1	23,6	28,1	19,7	19,7
MQ	92,6	99,4	136	140	128	71,6	50,0	35,9	36,0	54,0	42,2	42,2	111	43,4	77,1
MHQ	289	284	426	361	371	163	137	95,6	103	164	130	118	554	239	576
HQ	891	600	645	714	755	382	302	181	144	772	226	209	891	772	891
Jahr	1999	2003	2005	2002	1999	2006	2006	2006	2007	2007	2007	2007	1999	2007	1999

Bemerkungen: + Wert ist noch in weiteren Jahren aufgetreten
Pegel durch Talsperre beeinflusst.

Nach Pegelvorschrift 6.1 Abs 4 sind für die weiteren Berechnungen alle Nachkommastellen berücksichtigt worden.

Bearbeitet 20.01.2010
Ausgedruckt 20.01.2010

K WISKI V 6.6

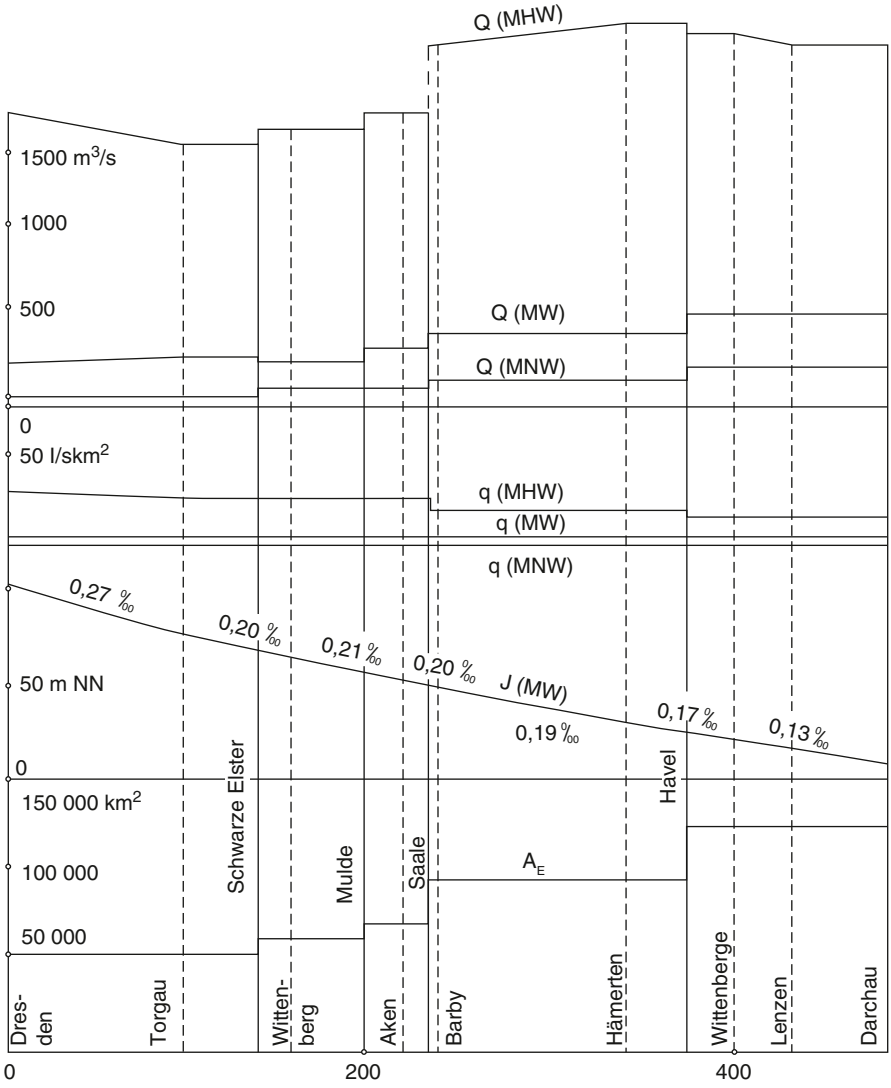


Abb. 7.6 Hydrologischer Längsschnitt der Elbe. (Dyck et al. 1995)

Literatur

Boiten, W.: Hydrometry. CRC Press/Balkena: London, 2008 (3. Aufl.).
DGJ (Deutsches Gewässerkundl. Jahrbuch): Flussgebiet … z. B. Hess. Landesamt für Umwelt, Wiesbaden 20….
DIN 4049: Teil 3: Begriffe zur quantitativen Hydrologie. Beuth Verlag: Berlin, 1994.

Dyck, S. (Hrsg.): Angewandte Hydrologie. Teil 1: Berechnung und Regelung des Durchflusses der Flüsse. Ernst-Verlag: Berlin, München, 1980 (3. Aufl.).
Dyck, S. u. Peschke, G.: Grundlagen der Hydrologie. Verlag für Bauwesen: Berlin, 1995 (3. Aufl.).
Euler, G. u. Knauf, D.: Ingenieurhydrologie und Wasserwirtschaft. In: Schröder, W.: Grundlagen des Wasserbaus. Werner Verlag: Düsseldorf, 1999 (4. Aufl.).
Herschy, R. W.: Streamflow measurement. Taylor & Francis: Abingdon, 2009 (3. Aufl.).
Unbehauen, W.: Hydrologie der Oberflächengewässer. Gewinnung und Auswertung gewässerkundl. Messdaten. Bayer. Landesamt für Wasserwirtschaft: München, 1974.
IHP (Internationales Hydrologisches Programm, Hrsg.): Jahrbuch Bundesrepublik Deutschland. IHP-BfG: Koblenz, Jahr.
ISO 772: Hydrometric determinations. – Vocabulary and symbols. ISO: Genf, 2004.
Jansen, P. Ph., van Bendegom, L., van den Berg, J., de Vries, M. u. Zanen, A.: Principles of River Engineering; Pitman: London, 1979; Delft University Press, 1994.
Johann, G., Papdakis, I. u. Pfister, A.: Use of historical rainfall series for hydrological modelling. Proceedings 3rd International Workshop on Rainfall in Urban Areas. Pontresina, 1997, S. 53–60.
LfU (Landesamt für Umweltschutz Baden-Württemberg, Hrsg.): Arbeitsanleitung Pegel- und Datendienst. Aufbereitung von Wasserstandsdaten. Karlsruhe, 2002.
Luft, G., Straub, H. u. Vieser, H.: Trends der mittleren und extremen Abflüsse in Baden-Württemberg. Hydrologie u. Wasserbewirtschaftung (46) 2002, H. 5, S. 208–219.
Maniak, U.: Hydrologie und Wasserwirtschaft. Eine Einführung für Ingenieure. Springer: Berlin, 1997 (4. Aufl.).
Marsh, T. J.: The acquisition and processing of river flow data. In: Herschy, R. W. (Hrsg.): Hydrometry, Principles and Practices. Wiley: Chichester, 1978, S. 399–427.
Nedeco: Rio Magdalena & Canal del Dique. Survey Project. Nedeco, 1973.
Plate, E. J.: Statistik und angewandte Wahrscheinlichkeitslehre für Bauingenieure. Ernst-Verlag: Berlin, 1993.
Schaffernak, F.: Hydrographie. Wien: Julius Springer-Verlag: 1935: Unveränderter Nachdruck. Akademische Druck- und Verlagsanstalt: Graz, 1960.
Wechmann, A.: Hydrologie. R. Oldenbourg: München, 1964.

Firmeninformationen und -produkte

- **AquaPlan** GmbH, Goethestr. 5, 52064 Aachen (www.aquaplan.de)
  Produkt: Zeitreiheninformationssystem *Aquazis*
- **Kisters** AG, Charlottenburger Allee 5, 52068 Aachen (www.kisters.com)
  Produkte: Datenmanagementsystem *WISKI, Vers. 6.6*
- **ProAqua GmbH**, Turpinstr. 19, 52066 Aachen (www.proaqua.de)
  Produkt: Software *PADUA Vers. 6.0*

Kapitel 8
Messnetze zur Durchflusserfassung

8.1 Aufgabe und historische Entwicklung

Hydrometrische Messnetze haben die Aufgabe, mit Hilfe hydrologischer Daten Informationen über die Wasserressourcen eines Einzugsgebiets für

- die praktische Wasserbewirtschaftung (Planung, Bemessung und Steuerung von Wasserversorgungssystemen, Wasser- und Umweltschutz etc.) und
- die hydrologische Forschung (Wasserhaushaltsstudien, mathematische Einzugsgebiets-Modelle, Ermittlung des Einflusses anthropogener Maßnahmen, gewässerökologische Fragestellungen etc.)

zur Verfügung zu stellen.

Wie in Kap. 1.3 dargestellt, wurden die ersten Messungen des Wasserstands schon rd. 600 Jahre v. Chr. am Nil durchgeführt. In europäischen Gewässern begannen die ältesten Überlieferungen von Wasserständen durch Hochwassermarken, die von den Anwohnern großer Flüsse schon seit dem Mittelalter angebracht wurden. In Deutschland begannen die ersten regelmäßigen Wasserstandsbeobachtungen ab 1727 an der Elbe bei Magdeburg, 1766 bzw. 1770 folgten Düsseldorf und Köln am Rhein. Abflussmessungen wurden erst seit 1793 vereinzelt am Rhein durchgeführt. D. h., dass die Kenntnis der Abflussverhältnisse lange auf Wasserstandsmessungen basierte. Regelmäßige gewässerkundliche Messdienste wurden an Rhein und Seine am Ende des 18. Jahrhundert begonnen. Das heißt, die hydrometrischen (und meteorologischen) Beobachtungsnetze sind im Laufe von Jahrhunderten historisch gewachsen bis hin zu heutigen integrierten Messnetzen mit elektronischer Datenerfassung, -fernübertragung und Datenbank-basierter Weiterverarbeitung, wie in Kap. 6 eingehend behandelt.

Hydrologische Systeme sind dreidimensional und ihre Daten durch räumliche und zeitliche Variabilität charakterisiert. Das Abflussverhalten eines Einzugsgebiets z. B. wird einerseits stark von zeitinvarianten Einzugsgebietscharakteristika wie dem geologischen Aufbau des Untergrunds, der Geländeneigung und Topographie, den Grundwasserverhältnissen, dem Infiltrationsvermögen der Böden etc. geprägt; andererseits spielen die zeitvarianten Variablen wie Wasserstand und Durchfluss eine dominierende Rolle. Das gilt gleichermaßen für Niederschlag, Verdunstung, Bodenfeuchte sowie Güteparameter wie pH-Wert oder Sauerstoffgehalt.

G. Morgenschweis, *Hydrometrie,*
DOI 10.1007/978-3-642-05390-0_8, © Springer-Verlag Berlin Heidelberg 2010

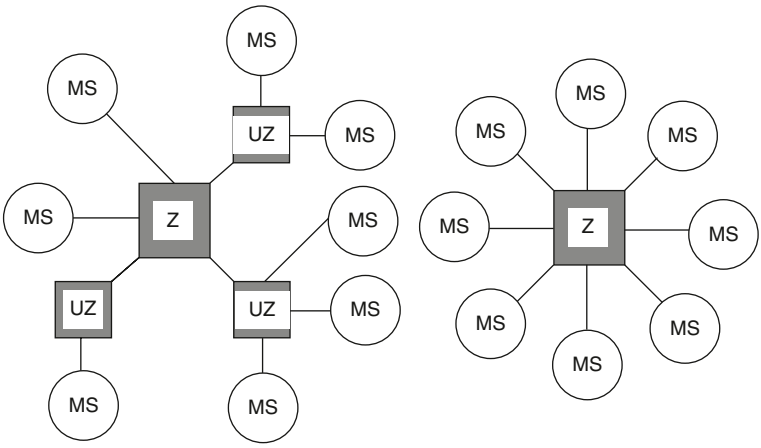


Abb. 8.1 Mono- und multizentrale Messnetze

Alle diese hydrologischen Variablen werden in einem Messnetz an verschiedenen Punkten mit unterschiedlicher Häufigkeit messtechnisch erfasst. Wie ein solches Beobachtungsnetz aufgebaut ist, hängt vom jeweiligen Einzugsgebiet und von der Aufgabenstellung, für die die daraus abgeleiteten Informationen genutzt werden sollen, ab. Da dies von Land zu Land sehr verschieden ist, ist es schwierig, international einheitliche Richtlinien für den Entwurf eines hydrologischen Messnetzes zu formulieren (WMO 1972, 1974, 1996; Askew 1989; Moss 1982; Moss et al. 1982; Moss et al. 1995; Stewart 1998a, b). Einige verallgemeinerbare Regeln sollen im Folgenden dennoch angegeben werden und sei es als grobe Richtschnur für den Praktiker.

Messnetze können grundsätzlich konzipiert werden mit einer Zentrale (Z), in der alle Informationen von einer Vielzahl von Messstellen (MS) auflaufen (Abb. 8.1, rechte Darstellung); bei räumlich ausgedehnten und integrativen Systemen, bei denen verschiedene fachliche Komponenten (z. B. Wassermenge, Wassergüte) abgedeckt werden müssen, setzt sich ein Netz häufig aus einem Zentrum (Z) mit zugeordneten Unterzentren (UZ), die die Daten vor Ort sammeln, zusammen (Abb. 8.1, links). Typische Messnetze mit Unterzentren sind Systeme mit verschiedenen Talsperren, bei denen die jeweiligen lokalen Talsperrenverwaltungen als Unterzentren fungieren. Abbildung 6.9 in Kap. 6.2.2 ist ein typisches Beispiel hierfür.

Der Aufbau eines Messnetzes wird maßgeblich von der für die jeweilige Fragestellung erforderlichen Messnetzdichte (s. Kap. 8.2) und der erforderlichen Länge der Beobachtungsreihen (s. Kap. 8.3) geprägt; aufbauend darauf lassen sich verschiedene Kategorien von Messnetzen festlegen (s. Kap. 8.4), die wiederum bei der Optimierung eines Netzes (s. Kap. 8.5) eine Rolle spielen. Überlagert wird das Ganze von Überlegungen zur Redundanz von Messnetzen (s. Kap. 8.6) im Rahmen der Qualitätssicherung.

8.2 Erforderliche Messnetzdichte

Als Netz- oder Stationsdichte wird allgemein die Anzahl an Messstationen pro km² Einzugsgebietsfläche definiert, wobei dies für Durchflussmessstellen ebenso gilt wie für Regenmesser.

Die Dichte eines Messnetzes selbst ist abhängig von der räumlichen Variabilität der Messgröße; die zeitliche Auflösung der Registrierung oder Häufigkeit der Messung wird dagegen vom zeitlichen Veränderungsverhalten der Messgröße bestimmt.

Boiten (2008) gibt zur Verdeutlichung drei Beispiele von hydrologischen Variablen:

1. Niederschlag und Verdunstung variieren naturgemäß in Raum und Zeit; die Streuung ist beim Niederschlag stark, bei der Verdunstung eher schwach. Daher wird man für beide Parameter eine unterschiedliche zeitliche Auflösung der Aufzeichnungen wählen.
2. Schwankungen der Grundwasseroberflächen werden beeinflusst von Niederschlag, Verdunstung, Bodenart und Infiltrationskapazität.
3. Die Schwankung des Abflusses aus verschiedenen Einzugsgebieten wird geprägt von der Größenordnung des Basisabflusses und der Speicherkapazität in der Fläche, die ihrerseits abhängig ist von Boden, Vegetation, Hangneigung, Versiegelung sowie vom Niederschlag und seiner Verteilung.

Um einen einigermaßen zuverlässigen Einblick in das Abflussverhalten eines Flussgebiets zu erhalten, lassen sich aus obigen Zusammenhängen folgende zwei allgemeine Regeln ableiten:

- die Anzahl der Messstellen sollte proportional zur räumlichen Variation und
- die zeitliche Auflösung (Häufigkeit) der Beobachtung sollte abhängig von der zeitlichen Variation des Durchflusses sein (Boiten 2008).

Die Mindestzahl von hydrometrischen Stationen, die nach WMO (1974) benötigt wird, um den regionalen Wasserhaushalt eines Einzugsgebiets erfassen zu können, ist in Tab. 8.1 für verschiedene Landschaftsräume zusammengestellt. Danach reichen z. B. für die repräsentative Erfassung der Wasserhaushaltsgröße Abfluss in einem 20.000 km² großen Einzugsgebiet in einer ariden Klimazone 1 bis 4 Pegel aus, wo-

Tab. 8.1 Minimale Anzahl von Durchflussmessstellen pro km² Einzugsgebietsfläche. (Nach Maniak 1997)

Landschaftstypen	Fläche (km²) pro Durchflussmessstelle
1. Flachland in gemäßigten mediterranen und tropischen Zonen	1.000–2.500
2. Bergland in gemäßigten mediterranen und tropischen Zonen	300–1.000
3. Kleine gebirgige Inseln mit sehr unregelmäßiger Niederschlagsverteilung	140–300
4. Aride und polare Klimazonen	5.000–20.000

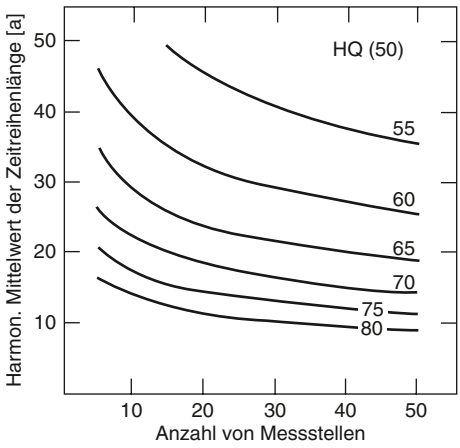


Abb. 8.2 Prozentuale Genauigkeit des 50-jährlichen Hochwassers in Abhängigkeit der Anzahl der Messstellen und der Beobachtungsläufe. (Nach Tasker and Moss 1979)

gegen in einem tropischen Bergland bei gleicher Einzugsgebietsgröße 20 bis 60 Stationen erforderlich sind, um die raum-zeitliche Variabilität des Abflusses zu erfassen.

Die Stationsdichte z. B. im 4.488 km² großen Ruhreinzugsgebiet liegt mit insgesamt 90 Durchflussmessstellen (Wasserverband und Landeswasserverwaltung) bei 1 Messstelle pro rd. 50 km² und ist damit deutlich höher als der Bundesdurchschnitt (rd. 140 km²/Station). Dies liegt darin begründet, dass in diesem Flussgebiet ein komplexes überregionales Wasserwirtschaftssystem im Echtzeitbetrieb mit Hilfe dieser Daten gesteuert wird (Morgenschweis 1995, 1998).

Für die Bemessung wasserwirtschaftlicher Maßnahmen ist diese Messstellendichte unzureichend. Statistische Untersuchungen von Tasker and Moss (1979) im Zusammenhang mit Hochwasserberechnungen zeigen die erreichbare Genauigkeit in Abhängigkeit der Anzahl der Messstellen und der Länge der zur Verfügung stehenden Beobachtungsreihen (Abb. 8.2). Abbildung 8.2 zeigt auch beispielhaft die Möglichkeiten zur Verbesserung der Jährlichkeitsanalyse.

In Regionen mit unzureichender Messnetzdichte müssen vor der Projektierung von Baumaßnahmen Sondermessnetze eingerichtet werden. Dabei ist zu beachten, dass ein Messnetz umso dichter sein muss, je kleiner ein Einzugsgebiet und je feiner der Zeitschritt der Messdaten Δt ist, was sich häufig gegenseitig bedingt.

Zur minimalen Messnetzdichte bei der Erfassung weiterer hydrologischer Variablen wie Niederschlag, Verdunstung u. ä. wird auf Herschy and Fairbridge (1998) verwiesen.

8.3 Erforderliche Beobachtungslänge

Die erforderliche Länge einer Messreihe richtet sich ebenso wie die Messdichte nach der Messgröße und der Region. Die nachfolgenden Werte vermitteln daher allenfalls Anhaltswerte über die Beobachtungsdauern, damit Mittelwerte und Häu-

figkeitsverteilungen bei den weitergehenden statistischen Auswertungen der Wasserstands- und Durchflussdaten (s. Kap. 7.4) zuverlässig ermittelt werden.

Minimale Beobachtungsdauern lassen sich nach WMO (1974) durch Vorgabe des Standardfehlers s ableiten nach

$$s = \frac{c_v}{\sqrt{Q}} \leq 0{,}25 \tag{8.1}$$

mit

$c_v = \frac{s}{\bar{x}}$ *mit* $\bar{x} \pm 0$
c_v = Variationskoeffizient
s = Standardabweichung
$\bar{x}$ = arithmetischer Mittelwert.

Daraus ergeben sich folgende minimale Beobachtungsdauern für verschiedene Abflussbereiche:

MQ = mittlerer Durchfluss N < 20 a
MQ (Mo) = mittlerer monatlicher Durchflüsse N > 25 a
HQ (50) = 50-jährlicher Hochwasserscheiteldurchfluss N < 50 a
NQ (7) = 7-tägiges Niedrigwasser N > 25 a.

Zu Hauptzahlen und ihrer Definition wird auf Kap. 7.4.3 verwiesen.

Die angegebenen Werte sind nur Anhaltswerte, sie können von Einzugsgebiet zu Einzugsgebiet schwanken Rosenberg (1979) hat im Rahmen des 1. Hydrologischen Atlas der Bundesrepublik Deutschland dies anhand von über das Gesamtgebiet der BRD verteilten Pegeln statistisch nachgewiesen.

Für die Bemessung und Projektierung von Hochwasserschutzanlagen sowie für vertiefte Überprüfungen der Sicherheit von Stauanlagen werden mit Hilfe weitergehender statistischer Analysen über wahrscheinlichkeitstheoretische Berechnungen 100- und 1.000- bzw. bei großen Talsperren nach DIN 19700-11 (2004) 10.000-jährliche Hochwasserwerte gefordert. Nach statistischen Überlegungen sollte die Extrapolation von gemessenen Zeitreihen maximal das Dreifache der Beobachtungsdauer betragen; da die längsten Messreihen beim Abfluss aber nur 150 Jahre betragen, diese zudem äußerst selten verfügbar und dann häufig auch durch Veränderungen im Einzugsgebiet und in der Messtechnik im Laufe eines so langen Zeitraums inkonsistent sind, reichen diese i. d. R. für solche Berechnungen nicht aus und es muss auf synthetisch erzeugte lange Reihen zurückgegriffen werden (mehr hierzu s. u. a. Maniak 1997; Morgenschweis et al. 2006; Schwanenberg et al. 2010).

8.4 Kategorien von Beobachtungsnetzen

Da die Einrichtung und der Betrieb von hydrometrischen Stationen sehr kosten- und personalintensiv und die Anforderungen an die damit zu gewinnenden Informationen sehr unterschiedlich sind, werden Messnetze in der internationalen Praxis in bestimmte Kategorien eingeteilt:

- *Hauptstationen* sind für Langzeitmessungen ausgelegt und so ausgewählt, dass sie Basisinformationen über das Abflussverhalten eines Landschaftsraums liefern und so für allgemeine Planungszwecke eine wichtige Rolle spielen. Die Daten der Hauptstationen werden i. Allg. in den Gewässerkundlichen (beim Niederschlag in den Meteorologischen) Jahrbüchern (DGJ) veröffentlicht.
- *Nebenstationen* oder Stationen zweiter Ordnung werden für einen begrenzten Zeitraum oder für spezielle Fragestellungen (z. B. Planung eines Flusswasserkraftwerks oder einer Stauanlage) betrieben.
- *Sonderstationen* oder Sondermessnetze werden für den operationellen Betrieb wasserwirtschaftlicher Systeme mit spezifischen Anforderungen (z. B. Hochwasservorhersage, Wasserversorgung, Bewässerung, Stadtentwässerung, wissenschaftliche Prozessstudien) benötigt (Morgenschweis 1998). Bei Sondermessnetzen können die Anforderungen an die Messsysteme bzgl. zeitlicher Auflösung, zeitnaher Verfügbarkeit und Zuverlässigkeit höher sein als bei Basisnetzwerken mit Hauptstationen. Das gilt gleichermaßen für wissenschaftliche Untersuchungen, bei denen Messungen häufig in Kampagnen mit zeitlicher Begrenzung durchgeführt werden.

Entscheidend bei einem Messnetz ist – unabhängig von der Kategorie – ob die gelieferten Informationen für die jeweilige Fragestellung ausreichen. Wird dies noch kombiniert mit den dazu erforderlichen Kosten für die Erstinstallation und den Betrieb sowie die Datenauswertung, dann geht es um die Optimierung von Messnetzen.

8.5 Optimierung von Messnetzen

Bei der Optimierung eines Messnetzes sollte generell der gesamte „Entstehungszyklus“ von Messdaten von der Messtechnik vor Ort mit ihren Primärinvestitionskosten, dem Unterhalt und Betrieb der Messstellen, der Datenauslese bzw. Datenfernübertragung, der Datenaufbereitung, -kontrolle und -korrektur bis hin zur angemessenen Datenspeicherung (Datenbanken, Gis-basierte Metadaten etc.) beinhaltet sein. Bei der Konzeption eines solchen Messnetzes ist es sinnvoll, von einer integrierten Wasserbewirtschaftung, d. h. einschließlich Wassermenge, Gewässergüte und Gewässerökologie, auszugehen.

Das Optimierungsziel ist, ausreichend Informationen über ein Wassersystem mit minimalem finanziellen Einsatz zu erhalten. Was als „minimal“ anzusehen ist, muss vorab vom Nutzer der Informationen festgelegt werden.

Zum Entwurf und zur Optimierung von Messnetzen wurden eine Reihe von Methoden wie die Karasev-Methode in der UdSSR (Karasev 1972), die Square Grid-Methode in Kanada, das NARI – (Network Assessment for Regional Information)-Modell von Moss et al. (1982) sowie das NAUGLS- (Network Assessment Using Generalized Least Squares-) Modell des US Geological Survey und zuletzt das HYNET-Verfahren (Stewart 1998a, b) entwickelt. In Europa haben sich diese Verfahren in der Praxis wenig durchgesetzt.

Im Gegensatz dazu hat van der Made (1991) aufbauend auf einer detaillierten wissenschaftlichen Analyse der Entwurfs- und Betriebskriterien eines Flussmessnetzwerks (van der Made 1988) eine praxisnahe Kosten-Nutzen-Analyse für den Entwurf hydrometrischer Messnetze entwickelt, die hier kurz vorgestellt werden soll. Dabei werden systematisch die Auswirkungen verschiedener Kriterien wie Minimalisierung der Gesamtkosten und geforderte Messgenauigkeit auf das Verhalten des Standardfehlers untersucht. Abbildung 8.3 fasst die Ergebnisse anhand eines Beispiel-Messnetzes mit einer hohen Korrelationslänge von D = 100 km („Korrelationslänge" ist danach ein Maß für den Abstand der Stationen voneinander bzw. den Aufbau der Korrelation bezogen auf den Abstand; ein großer Wert impliziert eine starke Korrelation der Wasserstände entlang der Gewässerstrecke) und einer Gesamtstandardabweichung des Wasserstands y von $\sigma_y = 1$ m. Der optimale Stationsabstand (y-Achse) ergibt sich danach aus dem Kosten-Nutzen-Koeffizienten α und dem Standardmessfehler ε.

Berechnungsbeispiel: Die jährlichen Kosten C_s einer Messstelle betragen 20.000 € und der Einheitsinformationsverlust C_i wird auf 20 € (pro mm Standardfehler und pro km Flusslänge oder einfach pro m²) geschätzt; dies ergibt einen Kosten-Nutzen-Koeffizienten $\alpha = C_s / C_i = 1.000$ m². Bei einem Standardfehler $\varepsilon = 5$ cm kann in Abb. 8.3 eine optimale Stationsdichte von 18 km abgelesen werden (nach van der Made 1991).

In der Praxis wird man zuerst die Standardabweichung der Wasserstandsmessung σ_y und die Korrelationslänge D über statistische Auswertungen von Messdaten in

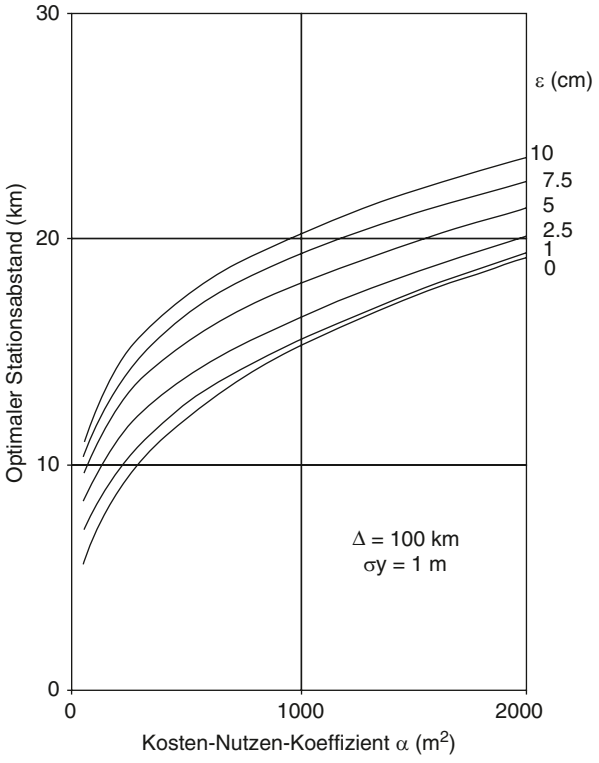


Abb. 8.3 Optimaler Stationsabstand in Abhängigkeit des Kosten-Nutzen-Koeffizients α. (van der Made 1991)

Raum und Zeit ermitteln. Der Standardfehler der Wasserstandsmessung ε kann für die verschiedenen Messverfahren aus Kap. 3.5.9 oder aus van der Made (1981) entnommen werden. Durch Iterationsrechnungen kann dann eine Kurve wie in Abb. 8.3 konstruiert werden.

Für die Ermittlung von α werden die jährlichen Kosten einer Messstelle (Erstellungs-, Unterhaltungs- und Betriebskosen zzgl. Kosten für Datenübertragung, -verarbeitung, -kontrolle, -speicherung und -veröffentlichung) ermittelt.

Schwierig ist die Abschätzung des Einheitsinformationsverlustwerts, für den im Berechnungsbeispiel ein mittlerer Wert von 20 € angenommen wurde. Bei Daten, die für den Echtzeit-Betrieb z. B. von Speichersystemen eingesetzt werden, lässt sich der Nutzen im Vergleich zum operationellen Betrieb ohne diese Informationen abschätzen (Morgenschweis 1998).

Neben der Optimierung eines Messnetzes im Bezug auf die erforderliche Messdichte stellt die Verfügbarkeit und Sicherheit von Daten, d. h. die Zuverlässigkeit von Informationen, ein zunehmend wichtiges Kriterium dar. Diese Überlegungen führen zu *Redundanz*konzepten sowohl für die einzelne Messstelle, aber noch mehr für das gesamte Messnetz vom lokalen Messwertgeber bis hin zur Datenfernübertragung. Im „Handbuch Moderne Pegel“ der WSV (2007) hat man sich im Zusammenhang mit der Modernisierung des Messstellennetzes eingehend mit dieser Fragestellung auseinandergesetzt; die wesentlichen Gedanken sollen in Kap. 8.6 einfließen.

8.6 Redundanz von Wasserstands- und Durchflussmessnetzen

Zur Redundanz von z. B. Wasserstandsmessnetzen kommt man über grundlegende Gedanken zur Qualitätssicherung hydrometrischer Daten. Redundanz wird in der Technik allgemein definiert als „das zusätzliche Vorhandensein funktional gleicher oder vergleichbarer Ressourcen eines technischen Systems, wenn diese bei einem störungsfreien Betrieb nicht benötigt werden“. Überträgt man dies auf Messnetze, so geht es darum, Systeme mehrfach parallel auszulegen, damit beim Ausfall des einen das andere diese Funktion übernehmen kann. Man spricht in diesem Fall auch von einer funktionalen Redundanz.

Dabei spielen bei Messnetzen zwei Begriffe eine Schlüsselrolle:

- Datenverfügbarkeit und
- Datensicherheit.

8.6.1 Datenverfügbarkeit

Unter der Datenverfügbarkeit R versteht man allgemein in der Messtechnik das Verhältnis aus der Zeit, in der eine Anlage, z. B. ein Pegel, gearbeitet hat und der Gesamtbetriebszeit, während der sie hätte funktionieren sollen

$$R = \frac{\sum Betriebszeiten - \sum Ausfallzeiten}{Betriebszeiten} \tag{8.2}$$

oder

$$R = \frac{MTBF}{MTBF + MTTR} \tag{8.3}$$

mit:

MTBF = „Mean Time Between Failures“, dies ist das mittlere Zeitintervall, während dessen die Messstelle (zwischen zwei Ausfällen) funktioniert.

MTTR = „Mean Time To Repair“, dies ist das mittlere Zeitintervall für Fehlerlokalisierung und Reparaturen.

Bei *Anlagenketten* verhalten sich diese Verfügbarkeiten nach folgenden Regeln:

Bei parallelgeschalteter Redundanz entspricht die Datenverfügbarkeit R_p:

$$R_p = 1 - \prod_{i=1}^{n} (1 - R_i). \tag{8.4}$$

Berechnungsbeispiel: Zwei redundante Messstellen mit der jeweiligen Verfügbarkeit $R_i = 0{,}989$ (4 Tage Ausfall im Jahr) haben eine kombinierte Verfügbarkeit von $R_P = 0{,}999879$ entsprechend einem Pegel mit einer Ausfallzeit von 1 h/a.

$R_P = 1 - [(1 - 0{,}989) \times (1 - 0{,}989)] = 0{,}999879$. Daraus folgt

$R = [(365 \times 24) - 1]/365 \times 24 = 0{,}99989$,

d.h. die Datenverfügbarkeit R beträgt 1.

Bei in Reihe geschalteten Messketten entspricht die Datenverfügbarkeit R_r

$$R_r = \prod_{i=1}^{n} R_i. \tag{8.5}$$

Berechnungsbeispiel: Pegel: $R = 0{,}9972$; DFÜ: $R = 0{,}9999$; Server bzw. Client: $R = 0{,}999$

$$R_r = 0{,}9972 \times 0{,}9999 \times 0{,}999 \times 0{,}9999 \times 0{,}999 = 0{,}995$$

Die Gesamtverfügbarkeit der Informationskette ergibt sich danach zu: $R_{gesamt} = 0{,}995$, d. h. ein Pegel mit einer Ausfallzeit von 24 h/a wird durch die Messkette (Pegel – DFÜ – Server – DFÜ – Client) zu einem Gesamtsystem mit einer Ausfallzeit von ca. 48 h/a.

Die Beispiele sind WSV (2007) entnommen.

Mit Hilfe der Gl. (8.3) und (8.5) lässt sich aus der geforderten maximalen, tolerierbaren Ausfallzeit bzw. den zugehörigen Verfügbarkeiten R_P und dem verlangten *MTBF*-Wert die Wiederherstellungszeit von redundanten Systemen berechnen (s. WSW 2007).

Tab. 8.2 Maximal tolerierbare Ausfallzeit pro Tag sowie Jahresverfügbarkeit einer Pegelanlage. (WSV 2007)

BETRIEBSART	Maximale tolerierbare Ausfallzeit pro Tag (TTR) sowie *Jahresverfügbarkeit R_J* einer Pegelanlage				
	Beweissicherungspegel	hydrologische Pegel	Wasserstandsnachrichtenpegel	Hochwassermeldepegel	OW-Betriebspegel, ASR
Hochwasser	24 h R_J=0,978	24 h R_J=0,978	24 h R_J=0,978	1 h R_J=0,999	1 h R_J=0,999
Bereitschaft	24 h R_J=0,978	24 h R_J=0,978	24 h R_J=0,978	8 h R_J=0,993	1 h R_J=0,999
Normal	24 h R_J=0,978	24 h R_J=0,978	24 h R_J=0,978	24 h R_J=0,978	1 h R_J=0,999
	P E G E L				

Die maximal tolerierbare Ausfallzeit einer Pegelanlage pro Tag (*TTR*) ist in Tab. 8.2 in Abhängigkeit von der Pegelkategorie (Beweissicherungspegel, hydrologischer Pegel, Wasserstandsnachrichtenpegel, Hochwassermeldepegel, Betriebspegel) und der Betriebsart (Normal, Bereitschaft, Hochwasser) zusammengestellt. Die Einteilungen beziehen sich auf das Messnetz der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung. Die darin angegebene Jahresverfügbarkeit R_J wurde unter der Annahme berechnet, dass ein Ausfall des Pegels acht Mal pro Jahr noch tolerierbar ist.!

Danach darf ein Hochwassermeldepegel während eines Hochwassers maximal 1 h pro Tag ausfallen.

Tabelle 8.3 enthält ein Berechnungsbeispiel für die Umrechnung von maximal tolerierbaren Ausfallzeiten (Spalte 1) von Pegeln in Wiederherstellungszeiten (Spalte 3) bei redundanter Pegelausstattung und angenommener Zeitspanne zwischen Ausfällen (Spalte 4).

Aus dem Berechnungsbeispiel in Tab. 8.3 lässt sich entnehmen, dass z. B. für einen Hochwasserpegel mit einer maximal tolerierbaren Ausfallzeit von 1 h bei einer redundant ausgestatteten Messstelle und einem angenommenen Zeitraum zwischen 2 Ausfällen von 833 Tagen oder 20.000 h die Wiederherstellungszeit immerhin 6 Tage beträgt.

8.6.2 Messunsicherheit

Die Messunsicherheit u ist nach DIN 1319-1 (1995) ein Kennwert, der aus den Messungen gewonnen wird und zusammen mit dem Messergebnis zur Kennzeichnung eines Wertebereiches für den wahren Wert der Messgröße dient ($X = M \pm u$).

Die Messunsicherheit u_{gesamt} kann bei einer genügenden Anzahl von Messwerten (DIN 55350-13 1987) mit Hilfe der empirischen Wiederholstandardabweichung

Tab. 8.3 Umrechnung von geforderter maximal tolerierbarer Ausfallzeit (1) der Pegel in Wiederherstellungszeiten (3) bei redundanter Pegelausführung und angenommener MTBF (4). (Nach WSV 2007)

Geforderte MTTR (h)	Verfügbarkeit R	MTTR (in Tage) bei redundanter Ausführung des Pegels	Angenommene MTBF (h)
(1)	(2)	(3)	(4)
1	0,999950	6	20.000
2	0,999900	8	20.000
3	0,999850	10	20.000
4	0,999800	12	20.000
5	0,999750	13	20.000
8	0,999600	17	20.000
10	0,999500	19	20.000
12	0,999400	21	20.000
13	0,999350	22	20.000
24	0,998801	30	20.000
48	0,997606	43	20.000

MTTR Mean Time To Repair, *MTBF* Mean Time Between Failures

$s_{empirisch}$ (auch Standardmessunsicherheit oder Standardfehler des arithmetischen Mittelwerts) ausgedrückt werden. Dabei ist s_n die Standardabweichung der Einzelmessung der gesamten Messkette und n die Anzahl der Messungen:

$$u_{gesamt} \approx s_{empirisch} = \frac{s_n}{\sqrt{n}} = \frac{1}{\sqrt{n}} \sqrt{\left[\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{n} (x_i - M)^2 \right]}. \tag{8.6}$$

Berechnungsbeispiel: Bei einem Zeitintervall von 15-Minuten, bei dem ein arithmetischer Mittelwert aus 15 Einzelmessungen im Einminutentakt bestimmt wird, ergibt sich die Messunsicherheit $u_{gesamt,\ 15\ Minuten}$ bei einer vorgegebenen Standardabweichung für den Einminutenwert von $s_n = 10$ cm für die gesamte Informationskette zu:

$$u_{gesamt,\ 15\ Minuten} = 10/\sqrt{15} = 2{,}58 \text{ cm}.$$

Die Messunsicherheiten der einzelnen Messwertgeber zur kontinuierlichen Erfassung des Wasserstands bzw. Durchflusses können aus Kap. 3 bzw. Kap. 5 entnommen werden. Das Gleiche gilt für die übrigen Systemkomponenten wie Datensammler (s. Kap. 3.5.8 und 6.1.2) und Datenfernübertragung (s. Kap. 6.2).

8.6.3 Redundanz-Kategorien für Pegelmessnetze

Aufbauend auf diesen Forderungen lassen sich verschiedene Redundanzkonzepte für Pegelmessnetze ableiten.

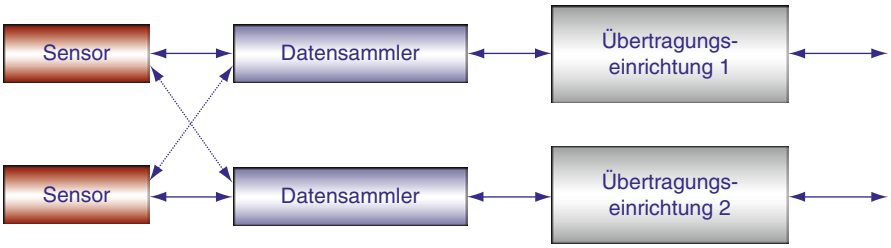


Abb. 8.4 Redundantes Pegelsystem mit hoher Datensicherheit und hoher Datenverfügbarkeit. (WSV 2007)

Um Redundanz zu erreichen, kann nach dem Vorschlag der WSV (2007) je nach Aufgabenstellung und Bedeutung eines Pegels eine hohe Datensicherheit kombiniert mit einer hohen Verfügbarkeit gefordert werden (s. Abb. 8.4).

Dabei wird neben dem Einbau von zwei nach physikalisch unterschiedlichen Messprinzipien arbeitenden Sensoren die hohe Datensicherheit durch Installation von zwei Datensammlern und die hohe Datenverfügbarkeit durch zwei Übertragungseinrichtungen erreicht.

Wie aus Abb. 8.4 zu ersehen, besteht dieses System aus zwei Datensammlern mit zwei gemeinsam verwendeten Sensoren und zwei gemeinsam verwendeten Übertragungseinrichtungen. Durch die gemeinsame Nutzung erhöht sich die Flexibilität. So kann bei Ausfall z. B. eines Datensammlers der noch intakte Datensammler die Messwerte beider Sensoren verarbeiten. Durch die gestrichelt dargestellte Möglichkeit des Austauschs wird das System jedoch anfälliger, z. B. bei Überspannung durch Blitz. Abhilfe kann die strikte galvanische Trennung der Gerätekomponenten bieten, z. B. durch Verwendung von Lichtwellenleiterkabel oder Funk.

Bei den Fernübertragungseinrichtungen sollten unterschiedliche Übertragungswege, z. B. kabelgebundenes Festnetz (ISDN, VPN) und Funknetz (GSM) oder Satellitenkommunikation, gewählt werden.

Da es sich um „kalte“ Redundanz handelt, d. h. es sind im System mehrere Funktionen parallel vorhanden, aber nur eine arbeitet, sollte der 2. Übertragungsweg mindestens einmal täglich auf Funktion geprüft werden und die verschiedenen übertragenen Messreihen können dabei verglichen werden.

Bei dem zweiten Redundanzkonzept in Abb. 8.5 wird „nur“ eine normale Datenverfügbarkeit erreicht, da lediglich eine Übertragungsrichtung vorhanden ist.

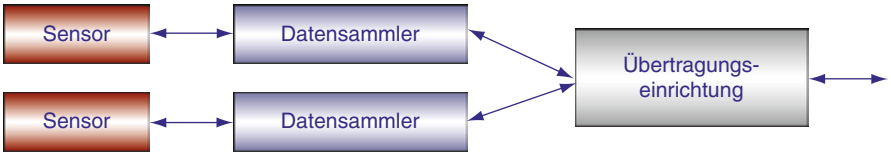


Abb. 8.5 Teilredundantes Pegelsystem mit hoher Datensicherheit und normaler Verfügbarkeit. (WSV 2007)

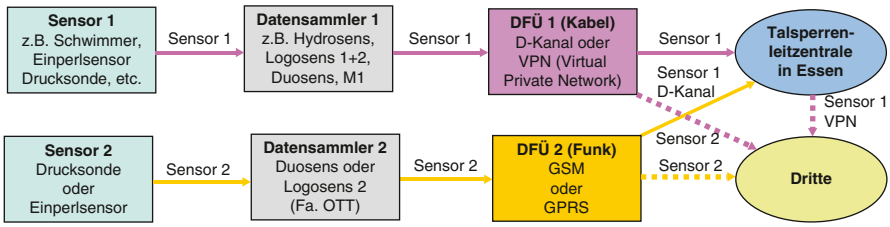


Abb. 8.6 Redundanzkonzept eines Informationssystems zur Steuerung eines Talsperrensystems (Ruhrverband Essen)

Ob die Kostenersparnis bei Lösung 2 durch Wegfall eines Übertragungswegs so entscheidend ist, muss von der jeweiligen Aufgabenstellung abhängig gemacht werden.

Es sind eine Reihe von Kombinationen von Konzept 1 und 2 möglich. In Abb. 8.6 ist beispielhaft das aktuelle Redundanzkonzept des Ruhrverbands dargestellt, wobei hier auch die eingesetzte Technik konkret benannt wird.

Um eine hohe Datensicherheit kombiniert mit hoher Verfügbarkeit zu erreichen, sind analog zu Abb. 8.4 alle drei Systemkomponenten doppelt ausgestattet, jedoch gibt es eine entscheidende Modifikation gegenüber dem vollredundanten Konzept. Bei Ausfall eines Sensors kann der Austausch erst am Ende der Messkette, d. h. nach der DFÜ, erfolgen. Dies hat zur Konsequenz, dass beide Datenreihen durchgängig auf beiden Wegen übertragen werden. Dies bedeutet, dass permanent mehrere Zeitreihen in der Messnetzzentrale auflaufen. Der Datenaustausch mit Dritten, das sind Mitgliedsunternehmen im Verbandsgebiet, die Landeswasserverwaltung (LANUV), die Bundesanstalt für Gewässerkunde, der Rijkswaterstaat in den Niederlanden etc., kann bei dieser Konzeption jedoch nur über die Messnetzzentrale und nicht im Direktzugriff erfolgen. Bei solchen Konzepten wird grundsätzlich einem Erfassungs- und Übertragungsweg, hier dem Weg 1, die höchste Priorität (Master) zugesprochen und der 2. Weg nur bei Ausfall einer Komponente eingesetzt (Slave); es handelt sich also um ein Konzept, das zwischen „kalter“ und „heißer“ Redundanz angesiedelt ist. Zur „heißen“ Redundanz, bei der alle Wege gleichzeitig betrieben werden, ist anzumerken, dass dabei die Wahrscheinlichkeit für den gleichzeitigen Ausfall von zwei Geräten gegen null strebt.

Welches der Konzepte eingesetzt wird, hängt einerseits von den vorhandenen Installationen, der technischen Entwicklung in der IT-Branche und andererseits nicht zuletzt von der Qualifikation und dem Engagement des Mitarbeiterstabs ab. Für die Messnetze des Bundes und der Länder wurden insbesondere nach dem Elbehochwasser 2002 ähnlich aufgebaute Redundanz- und Extremhochwasserkonzepte entwickelt (BfG 2002; Mehlig et al. 2002).

Abschließend sollen anhand einer Zusammenstellung die allgemeinen Anforderungen an Technik und Konfiguration von Messnetzen zusammengefasst werden.

Anforderungen an die Technik:

- Primär- und Sekundärsensor sollen auf unterschiedlichen physikalischen Messprinzipien beruhen, um evtl. systeminhärente Fehler erkennen zu können.

- Als Haupt- und Redundanzdatensammler sollten möglichst keine identischen Gerätetypen verwendet werden.
- Möglichst zwei unabhängige Daten-Übertragungsverfahren sollten verwendet werden.
- Mehrfachversorgung der Energie (Netz, Akku) ist wünschenswert.
- Je nach Überflutungsrisiko (Extremhochwasser) ist eine räumliche Trennung von Primär- und Redundanzanlage zu erwägen.
- Gemeinsame Daten- und Energieversorgungsleitungen sind auszuschließen, damit z. B. bei Blitzschlag nicht beide Systeme beschädigt werden. Bei nicht kabelgebundener Datenverbindung zwischen Sensoren und Datensammler (z. B. mittels Lichtwellenleiter oder Funk) spricht nichts gegen eine gemeinsame Verwendung beider Sensoren.

Anforderungen an die Konfiguration:

- Möglichst integrierte Systemlösungen sollten zum Einsatz kommen.
- Es sollen Systeme eingesetzt werden, die, soweit möglich, auf der Basis gängiger Industriestandards bei der Kommunikation arbeiten sowie mit möglichst großer Marktbreite und -erfahrung die hydrologischen Standardanforderungen erfüllen.
- Sämtliche Lösungen müssen kompatible Übertragungsprotokolle besitzen.

Diese Auflistung entspricht einem Auszug aus WSV (2007).

8.7 Zusammenfassende Wertung

Hydrometrische Messnetze erfüllen dann die ihnen gestellte Aufgabe, wenn sie nicht nur Daten, sondern auch umfassende Informationen über die Gesamtheit der Wasserressourcen eines Flussgebiets für Planung und/oder Betrieb wasserwirtschaftlicher Systeme liefern. Da die Einrichtung und Unterhaltung eines Messnetzes personal- und kostenintensiv ist, ist es zwingend, sich über die minimal erforderliche Messnetzdichte und die minimale Länge von Beobachtungsreihen klar zu werden und ein Messnetz zu optimieren. Hierfür gibt es Richtwerte und Analysemethoden. All diese Überlegungen sollten in ein Redundanzkonzept münden. Beispiele hierfür wurden vorgestellt. Die gesamte Betrachtung kann demnach in die übergeordneten Bemühungen zur Qualitätssicherung hydrometrischer Daten eingeordnet werden.

Literatur

Askew, A. J.: Network Design. Internat. Inst. for Hydraulic & Environmental Engineering (IHE): Geneva/Delft, 1989.

BfG (Bundesanstalt für Gewässerkunde): Hintergrundbericht zum Elbehochwasser. Koblenz, 2002 (www.bafg.de/html/projekte/hydro/engel/elbe2002.pdf).

Boiten, W.: Hydrometry. CRC Press/Balkena: London, 2008 (3. Aufl.).
DIN 1319-1: Grundlagen der Messtechnik – Teil 1: Grundbegriffe. Beuth Verlag: Berlin, 1995.
DIN 19700: Stauanlagen – Teil 11: Talsperren. Beuth Verlag: Berlin, 2004.
DIN 55350-13: Begriffe der Qualitätssicherung und Statistik; Begriffe zur Genauigkeit von Ermittlungsverfahren und Ermittlungsergebnissen. Beuth Verlag: Berlin, 1987.
Herschy, R. W. u. Fairbridge, R. W.: Density for a Minimum Network of Hydrological Stations. Encyclopedia of Hydrology and Water Resources. Kluwer Academic: Dordrecht, 1998.
Karasev, I. F.: Physical and Statistical Method for Network Design. Casebook on Hydrological Network Design Practice. WMO no. 324, III-1.1, Geneva, 1972.
Liebscher, H. J. u. Keller, R.: Kap. 5: Abfluss. In: Keller, R. (Hrsg.): Textband zum Hydrologischen Atlas der Bundesrepublik Deutschland. Deutsche Forschungsgemeinschaft: Bonn, 1979, S. 90–159.
van der Made, J. W.: Analysis of Some Criteria for Design and Operation of Surface Water Gauging Networks. Rijkswaterstaat Communications no. 47, The Hague, 1988.
van der Made, J. W.: Determination of the accuracy of water level observations. In: Cole, J. A. (Hrsg.) Advances in Hydrometry. IAHS Publication no. 34, 1981.
van der Made, J. W.: Kosten-Nutzen-Analyse für den Entwurf hydrometrischer Netzwerke. Int. Kommission für die Hydrologie des Rheingebietes. Bericht Nr. II-5, Lelystad, 1991.
Maniak, U.: Hydrologie und Wasserwirtschaft. Eine Einführung für Ingenieure. Springer: Berlin, 1997 (4. Aufl.).
Mehlig, B., Brinkmann, M., Ezelius, G., Lotter, R., Oermann, U., Richter, P. u. Stoffels, H.: Nachhaltiger Hochwasserschutz in Nordrhein-Westfalen. Jahresbericht 2002 des Landesumweltamtes NRW, Düsseldorf, 2002, S. 31–45.
Morgenschweis, G.: Messnetze an der Ruhr zur Steuerung der Wasserquantität. 19. Aachener Werkstattgespräch zum Thema „Umweltüberwachung im Spannungsfeld“ in Essen am 16.–17.11.1995.
Morgenschweis, G.: Sondermeßnetze zur Steuerung wasserwirtschaftlicher Systeme. (Vortrag auf Tagung „Zukunft der Hydrologie in Deutschland“ v. 19.–21.1.1998 in Koblenz). Veröffentlichung in: Mitt. der Bundesanstalt für Gewässerkunde Nr. 16, Koblenz, 1998, S. 87–94.
Morgenschweis, G., zur Strassen, G. u. Schwanenberg, D.: Langzeitbewirtschaftungsanalyse für das Talsperrensystem im Einzugsgebiet der Ruhr. Ruhrwassermenge 2005, Ruhrverband: Essen, 2006, S. 37–50.
Moss, M. E.: Concepts and Techniques in Hydrological Network Design. World Meteorolgical Organisation (WMO), Operational Report 19, Geneva, 1982.
Moss, M. E, Gilroy, E. J. u. Karlinger, M. R.: Design of Surface-water Data Networks for Regional Information. US Geol. Survey Paper 2178, Washington DC, 1982.
Moss, M. E. u. Tasker, G. D.: Hynet – An Intercomparison of Hydrologic Network-design Technologies. WMO Techn. Reports in Hydrology and Water Resources no. 50, Geneva, 1995.
Rosenberg, M.: Kap. 5.4: Homogenität, Konsistenz und Variabilität der Abflussbeobachtungsreihen. In: Keller, R. (Hrsg.): Textband zum Hydrologischen Atlas der Bundesrepublik Deutschland. Deutsche Forschungsgemeinschaft: Bonn, 1979, S. 92–96.
Schwanenberg, D., Morgenschweis, G. u. Beersma, J.: Long-term capacity and failure analysis of the Ruhr reservoir system. Journal of River Basin Management, 2010 (submitted).
Stewart, B. J.: Integrated Hydrological Networks. WMO Techn. Reports in Hydrology and Water Resources no. 60, Geneva, 1998a.
Stewart, B. J.: An Intercomparison of Hydrological Network Design Technologies – HYNET. WMO Techn. Reports in Hydrology and Water Resources no. 62, Geneva, 1998b.
Tasker, G. D. u. Moss, M. E.: Analysis of Arizona flood data network for regional information. Water Resources Research (15) 1979, H. 6, S. 1791–1796.
WMO: Casebook on Hydrological Network Design Practice. WMO no. 324, Geneva, 1972.
WMO: Guide to Hydrological Practices. Geneva, 1974 (3. Aufl.).
WMO: The Adequacy of Hydrological Networks: A Global Assessment. World Meteorological Organisation: Geneva, 1996.
WSV (Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes, Hrsg.): Handbuch Moderne Pegel: Qualitätszirkel Gewässerkunde der WSV. Bonn, 2007. Koblenz, 2007.

Kapitel 9
Organisation von hydrologischen Messdiensten

9.1 Aufgaben und Organisationsformen

Die Messung, Sammlung, Aufbereitung und Veröffentlichung hydrologischer Daten erfolgt durch die gewässerkundlichen Dienste der Landeswasserverwaltungen, der Wasserverbände und Organisationen, die für die Wasserwirtschaft eines Flussgebietes verantwortlich sind. Auch wenn die Organisationsstrukturen von Land zu Land verschieden sind – in den USA z. B. obliegt das Pegel- und Durchflussmesswesen dem US Geological Survey (USGS), in vielen europäischen und außereuropäischen Staaten ist die Durchflusserfassung neben der Erfassung von Wasserhaltshaltsgrößen wie Niederschlag und Verdunstung der Meteorologie zugeordnet, in Deutschland sind gewässerkundliche Dienste auf Länderebene staatlich oder halbstaatlich/privat eingerichtet – so sind sie alle im Grundsatz zuständig für

- die Messnetzkonzeption und das Festlegen der Messstandorte,
- den Bau, Betrieb und die Unterhaltung von Messstellen,
- die Durchführung und Auswertung von Wasserstands- und Durchflussmessungen,
- die Datenverarbeitung und -archivierung sowie für
- die Qualitätssicherung der Informationen.

Für viele dieser Aufgabenbereiche gibt es Arbeitsanleitungen (z. B. LfU 2002) und Vorschriften (z. B. Pegelvorschrift Anl. D 1991), in denen Details der Bearbeitung festgelegt sind, um eine überregionale Standardisierung zu erreichen.

Daneben sind diese Organisationen verantwortlich für das Messpersonal und seine Qualifikation (Kap. 9.2), die Geräteausstattung (Kap. 9.3) und die Sicherheit des eingesetzten Personals (Kap. 9.5).

Am Beispiel der Messung und Aufbereitung von Wasserstandsdaten und Durchflussmessungen soll die Fülle der Aspekte und Teilaufgaben, die von einem gewässerkundlichen Dienst abgedeckt werden müssen, vorgestellt werden (Tab. 9.1 und 9.2 stellen vereinfachte Auszüge aus LfU (2002) dar).

Aus den Tab. 9.1 und 9.2 ist zu entnehmen, dass neben der eigentlichen Durchführung von Messungen die Überprüfung, Plausibilitätskontrolle und evtl. Korrektur der Messdaten einen Großteil der Tätigkeiten ausmacht. Neben dem eigent-

G. Morgenschweis, *Hydrometrie,*
DOI 10.1007/978-3-642-05390-0_9, © Springer-Verlag Berlin Heidelberg 2010

Tab. 9.1 Teilaufgaben und Tätigkeiten bei der Messung und Aufbereitung von Wasserstandsdaten (vereinfacht nach LfU 2002)

Aufgaben und Tätigkeiten	Zeitraster
Messen der Wasserstände am Pegel	Kontinuierlich
Kontrolle der Pegelaufzeichnungen vor Ort	Wöchentlich
Prüfen von Wasserstandsganglinien auf Vollständigkeit und Plausibilität	Täglich
Überprüfen von Wasserstandsganglinien zur Qualitätssicherung	Wöchentlich
Korrigieren von Wasserstandsganglinien	Monatlich
Erheben, Aufbereiten und Eingeben von Scheitelwerten	Jährlich
Aufbereiten und Digitalisieren von Analog-Aufzeichnungen	Monatlich
Ermitteln der Unsicherheit der Wasserstandsdaten im Rahmen der Qualitätssicherung	Jährlich
Archivieren von Pegelaufzeichnungen und digitalen Daten	Jährlich

Tab. 9.2 Teilaufgaben und Tätigkeiten bei der Messung und Aufbereitung von Durchflussungen (vereinfacht nach LfU 2002)

Aufgaben und Tätigkeiten
Messen der Durchflüsse
Auswerten der Durchflussmessungen
Prüfen und ggf. Bestätigen der Messergebnisse, bei unplausiblen Ergebnissen: Überprüfung der Auswertung bzw. Wiederholung der Messung
Importieren der bestätigten Messungen in Datenbank und Exportieren an Dritte
Erstellen von Vorgaben für die Notwendigkeit von Messungen im NQ-, MQ- und HQ-Bereich
Schlussprüfung im Rahmen der Qualitätssicherung, Ermitteln der Unsicherheit der Durchflussdaten
Pflegen der Messgerätekenn- und -kalibrierdaten
Pflegen der Auswertesoftware

lichen Messpersonal sind hierfür weitere qualifizierte und engagierte Mitarbeiter erforderlich.

9.2 Personelle Anforderungen

Die Genauigkeit und Zuverlässigkeit von Wasserstands- und Durchflussmesswerten hängt nach Hayes (1978) von der eingesetzten Messtechnik, daneben aber auch maßgeblich von der Erfahrung und fachlichen Qualifikation des Personals ab. Hayes fordert daher, dass hydrometrisches Personal, er benutzt hierfür den Begriff „hydrographer“,

- ein gutes physikalisches Verständnis für die ablaufenden Prozesse besitzt,
- einen guten Einblick in den Sinn und Zweck von Messungen hat,

- gute technische Kenntnisse der eingesetzten Messgeräte besitzt und
- deren Möglichkeiten und Grenzen einschätzen kann.

Nur wenn diese Anforderungen erfüllt sind, können gute und zuverlässige Messdaten erfasst werden (Boiten 2008).

Da die eingesetzte Messtechnik ständigen Veränderungen durch die technische Weiterentwicklung ausgesetzt ist und eine gewisse Fluktuation des Messpersonals unvermeidlich ist, sollten regelmäßig Fortbildungsmöglichkeiten für die im Gelände messenden und die Daten weiterverarbeitenden MitarbeiterInnen angeboten werden. Wie es inzwischen mit dem Ausbildungsberuf des Mechatronikers eine für mechanische und elektronische Messsysteme gleichermaßen geeignete Ausbildung gibt, wäre eine Ausbildung zum Techniker für Durchflussmessung (Hydrographer) wünschenswert.

In der Pegelvorschrift Anl. B (1978) wird ein *Pegelbeobachter* ausdrücklich gefordert. In der Vergangenheit wurden hierzu häufig ortsansässige Landwirte oder Handwerker gewonnen, die je nach vertraglicher Regelung ein bis zwei Mal pro Woche die Pegelstelle sowie die zugehörigen Aufzeichnungsgeräte kontrollierten. Im Zusammenhang mit der Ausweitung der Datenfernübertragung und der redundanten Ausstattung der Messstellen vor Ort wurde der Kontrollrhythmus zunehmend ausgedünnt. So wird im „Handbuch Moderne Pegel“ (WSV 2007) vorgeschlagen, bei redundanten Pegeln mit Fernkontrolle die Pegelbeobachtertätigkeit auf ein Mal pro Monat zu reduzieren. Da gleichzeitig die bisherige analoge Registrierung auf Bandschreibern ersatzlos gestrichen wird und somit die Daten vor Ort lediglich in digitaler Form erfasst werden, muss aber die Kontrolle der fernübertragenen Daten zeitnah durchgeführt werden, um den derzeitigen Qualitätsstandard aufrecht zu erhalten. Dies bindet Personal in der Messnetzzentrale, hat aber den entscheidenden Vorteil, dass Geräte- und Datenausfälle erheblich zeitnaher bemerkt werden.

Gegen Pegelbeobachter spricht auch, dass die modernen Datenerfassungssysteme an den Pegelstellen sowohl bezüglich Sensorik als auch Datensammlung und Fernübertragung technisch so anspruchsvoll geworden sind, dass ein „ungeschulter“ bzw. technisch nicht bewanderter Beobachter dem oft nicht mehr gewachsen ist; umgekehrt ist ein entsprechend qualifizierter freier Mitarbeiter kaum bereit, solche Tätigkeiten bei dem heute gezahlten Entgelt zu übernehmen. Daher war es schon in der jüngeren Vergangenheit außerordentlich schwierig, unter diesen Rahmenbedingungen geeignete Pegelbeobachter zu finden.

9.3 Messgeräteausrüstung

Je nach Aufgabenbereich und Größenordnung der zu messenden Gerinne kann die gesamte Palette der in Kap. 3 vorgestellten Wasserstandsmessgeräte und der in Kap. 4 und 5 vorgestellten Durchflussmesssysteme zum Einsatz kommen. Neben den eigentlichen Messgeräten muss die Organisation eines gewässerkundlichen Dienstes auch die adäquaten Arbeits- und Transporteinrichtungen zur Verfügung stellen. So benötigen z. B. die mobilen ADCP- Geräte zur Messung einen entspre-

Abb. 9.1 ADCP-Messboot mit Trailer. (Foto: Ruhrverband)

Abb. 9.2 ADCP- Messboot beim Einsatz im Rhein. (Foto: C. Koziol)

chenden Geräteträger oder, falls keine Brücke oder Seilkrananlage an der Messstelle zur Verfügung steht, ein Messboot, das zum Transport von Messstelle zu Messstelle wiederum einen Trailer braucht (vgl. Abb. 9.1).

Bei größeren Gewässern, für die ADCP-Geräte ursprünglich entwickelt worden sind, werden spezielle Messboote, wie in Abb. 9.2 beim Einsatz auf dem Rhein dargestellt, erforderlich.

Sehr hilfreich bei der täglichen Messarbeit in weitläufigen Einzugsgebieten sind Messwagen wie im Abb. 9.3 dargestellt, mit denen zum einen die Messstellen angefahren und zum anderen Messgeräte und Ersatzteile für Reparatur- und Wartungsarbeiten transportiert werden können. Bei schwierigen Geländeverhältnissen ist der Einsatz von Allrad-Fahrzeugen empfehlenswert.

9.4 Messwertprotokolle

Für die wesentlichen Arten von hydrologischen Messungen enthalten die Pegelvorschrift Anl. B (1978) oder die Arbeitsanleitungen der Wasserwirtschaftsverwaltungen Formulare zum handschriftlichen Eintragen der Messdaten. Die Verwendung

Abb. 9.3 Messwagen im praktischen Einsatz

solcher handschriftlicher Protokolle dürfte jedoch heute in der Praxis die Ausnahme sein; die meisten neueren Messsysteme wie z. B. ADCP (s. Kap. 4.6.2), MID (s. Kap. 4.5.5) oder ADC (s. Kap. 4.5.6), werden entweder mit einem Laptop als Steuer- und Registriergerät oder einem auf das Messgerät abgestimmten Palm-Rechner betrieben. Selbst für traditionelle Messgeräte, wie den hydrometrischen Flügel, werden heute Adapter angeboten, mit deren Hilfe die Messdaten digital erfasst und in einem mobilen Rechner abgelegt werden können (s. Kap. 4.5.4).

9.5 Sicherheitsaspekte

Da es sich sowohl bei Installations- und Wartungsarbeiten als auch bei mobilen Durchflussmessungen um Arbeiten an und im Wasser handelt, müssen besondere Sicherheitsaspekte, die in den entsprechenden Unfallverhütungsvorschriften (UVV) beschrieben sind, beachtet werden. So ist z. B. vorgeschrieben, Informationstafeln mit Arbeitssicherheitshinweisen und Kontaktadressen von lokalen Ärzten und Rettungsdiensten in jedem Pegelhaus aufzuhängen (Abb. 9.4).

In der britischen Norm BS 3680 3Q (1993) sind diese Sicherheitsaspekte sehr detailliert und allgemeingültig zusammengestellt.

9.6 Zusammenfassende Wertung

Eine gute Organisation ist beim Betrieb gewässerkundlicher Messnetze wesentliche Voraussetzung für zuverlässige und qualitativ hochwertige Wasserstands- und Durchflussdaten. Die Ausführungen über die Entwicklung der Messsensorik, der Datenspeicherung und -fernübertragung müssen sich ebenso wie die Konzepte zur

Abb. 9.4 Arbeitssicherheitstafel in einem Pegelhaus. (Foto: Ruhrverband Essen)

Redundanz in der Organisationsform und der zugehörigen personellen Ausstattung widerspiegeln.

Es ist jedoch nach Ansicht des Autors nicht damit getan, die vorhandenen Messnetze zunehmend bis hin zur Mehrfachredundanz technisch aufzurüsten, um damit Personal einzusparen. Diese Kalkulation kann nicht aufgehen, da einerseits bei redundanten Systemen mit Fernabfrage erhöhte zeitnahe Datenkontrolle der Messwerte notwendig ist und andererseits die Ansprüche an die zeitliche Auflösung und zeitnahe Verfügbarkeit von Messdaten zunehmend größer werden. M. E. besteht daher die Gefahr, dass trotz der aufgezeigten positiven Entwicklung im Bereich der Wasserstands- und Durchflussmesstechnik der bisher hohe Qualitätsstandard von Wasserstands- und Durchflussdaten in Zukunft nicht mehr gesichert ist. Konnte eine Verschlechterung insgesamt in den letzten Jahren durch verstärkten Einsatz von Elektronik sowohl bei der Erfassung als auch bei der Auswertung mehr oder weniger neutralisiert werden, so ist heute schon m. E. eine Abnahme der Datensicherheit und -qualität zu erkennen (mehr hierzu s. Morgenschweis 2010).

Literatur

Boiten, W.: Hydrometry. CRC Press/Balkena: London, 2008 (3. Aufl.).

BS 3680 Part 3Q: Guide for Safe Practice in Stream Gauging. HMSO: London, 1993.

Hayes, F. Ch.: Guidance for Hydrographic & Hydrometric Surveys. Delft Hydraulics: Delft, 1978, Publication no. 200.

LfU (Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg): Arbeitsanleitung Pegel- und Datendienst. LfU: Karlsruhe, 2002.

Morgenschweis, G.: Gedanken zur Entwicklung des Pegelwesens und der Durchflussmesstechnik in den letzten 100 Jahren. Wasserwirtschaft (100) 2010, H. ½, S. 48–54.

Pegelvorschrift, Anlage B: Anweisung für das Beobachten und Warten der Pegel. Hrsg. Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) und Bundesminister für Verkehr (BMV). Parey-Verlag: Hamburg, 1978.

Pegelvorschrift, Anlage D: Richtlinie für das Messen und Ermitteln von Abflüssen und Durchflüssen. Hrsg. Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) und Bundesminister für Verkehr (BMV). Parey-Verlag: Hamburg, 1991.

WSV (Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes): Handbuch Moderne Pegel: Qualitätszirkel Gewässerkunde. Koblenz, 2007.

Sachverzeichnis

A
Abfluss 9
Abflussbeiwert 314, 320, 333, 340, 347, 367
Abflusskurve 377
ADCP 219
ADCP-Lotrechtenverfahren 246
ADCP-Moving Boat-Verfahren 222
  Auflistung der Messgeräte 252
  Kalibrierung 241
  Messprinzip 220
  technische Ausstattung 221
ADCP-Lotrechtenverfahren
  Anwendungsbereich 251
  Auswertung stationärer Messungen 250
  Kalibrierung und Unsicherheiten 251
  Messgeräte 247
  Messverfahren 247
  Stationäre Messung 248
ADCP-Moving Boat-Verfahren
  Auswerteprogramme 230
  Bootsgeschwindigkeit 224
  Durchflussermittlung 224
  Extrapolationsverfahren 228
  Geräteträger 239
  Geschwindigkeitsverteilung 230
  Mess- und Randbereiche 227
  Software AGILA 232
  Software LOG_aFlow 237
  Software VISEA 236
  Unsicherheiten 242
  Vor- und Nachteile 245
Auflösungsvermögen, hydraulisches 317
Ausflussöffnungen 365
Abflussbeiwert 367
  bewegliche Wehre und Schütze 366
  kreisförmige scharfkantige 366
  rechteckige scharfkantige 366

B
Beobachtungslänge, erforderliche 556
breitkroniges Wehr

C
Cipoletti-Wehr 319
crump weir 331, 342
cut-throat Flume 350

D
Datenauswertung, primärstatistische 537
  Digitalisierung 537
  Durchfluss-Bezugskurven 538
  Durchflussganglinie 539
  Haupttabelle 541
  hydrologischer Längsschnitt 548
  Plausibilitätskontrolle 538
  Summenlinien 549
  Wasserstandsganglinie 539
Datenerfassung 513
  analog-mechanisch 513
  elektronisch 513
Datenfernübertragung (DFÜ) 516
  D-Kanal 520
  Festnetz-Nutzung 519
  GPRS (General Package Radio Service 523
  INMARSAT-C und ORBCOMM 527
  Meteoburst 529
  METEOSAT/GOES 527
  Mobilfunknetz-Nutzung (GSM) 522
  über Funk 526
  über Kabelwege 516
  über öffentliches Telefonnetz 518
  über Satellit 527
  VPN 526
Datenmanagement 529

G. Morgenschweis, Hydrometrie,
DOI 10.1007/978-3-642-05390-0_1, © Springer-Verlag Berlin Heidelberg 2010

Dauerlinie des Durchflusses 544
Dauerlinien 544
D-Kanal 520
Dreieckwehr 319
  Abflussbeiwert 320
  breitkronig 331
  Durchflussgleichung 320
  scharfkantiges 320
  zweidimensionales Dachprofil 341
Drucksondenpegel
  Drucksensoren 61
  Kalibrierung 63
  Messprinzip 59
  Messunsicherheit 64
  Messverfahren 62
  Technische Daten 63
Durchfluss 1, 9, 13
Durchfluss-Bezugskurven 538
Durchflussermittlung an Staustufen 488
  Bootsgassen 489
  Fischauf- und –abstiegshilfen 489, 494
  Turbinendurchfluss 489
  Wehrdurchfluss 489, 494
Durchflussganglinie 539
Durchflusskurve 347, 377
  Aufstellung 381, 385
    numerisch-hydraulisch 385
    rechnerisch-statistisch 381
    grafisch 379
    mit hydraulischen Modellversuchen 389
  Durchflusstabelle 396
  Extrapolation mit hydraulischen Größen 391
    mit numerisch-hydraulischen Modellen 394
    über doppelt-logarithmische Verlängerung 389
    über Geschwindigkeitsflächen 390
  Gültigkeitszeitraum 395
  Korrektur des Hysterese-Effekts 407
  Korrektur nach ΔW-Verfahren 406
  Korrektur nach η-Verfahren 404
  Korrekturen bei Eis 407
  Korrekturen bei Verkrautung 404
  Prinzip 377
  Sensitivität 397
  Unsicherheiten 399
Durchflussmessbauwerke 311
  Auswahl von 374
  hydraulische Funktion 312
  Kalibrierung 368
  Normen, nationale, internationale 376
  Typisierung 317
  Unsicherheiten 370
Durchflussmessstelle
  Ausstattung 305
  Messquerschnitt 304
  Standortwahl 304
Durchflussmessung
  ADCP 219
  Grundgleichungen 107
  hydrometrischer Flügel 127
  Integrationsmessung Laser-Doppler-Strömungsmesser 177
  magnetisch-induktive Strömungssonde (MID) 137
  Methoden 109
  mit aufsteigenden Luftblasen 286
  mobile Venturikanäle 282
  Pendeldurchflussmesser 164
  Pitot- und Prandtl-Staurohre 168
  Punktmessung der Fließgeschwindigkeit 183
  Querschnittsgeschwindigkeitsmessung 217
  Schwimmermessung 158
  Thermische Strömungssonde 174
  Tracerverfahren 253
  Ultraschall-Doppler-Strömungssonde 143
  volumetrische 111
Durchflussmessung mit aufsteigenden Luftblasen
  Anwendungsbereich 292
  Aufstiegsgeschwindigkeit 290
  mathematisch-theoretische Ableitung 288
  Messprinzip 286
  Messunsicherheit 293
Durchflussmessung, kontinuierliche Methoden 310

E
Empirische Fließformeln 19
  Chézy 19
  Gauckler, Manning und Strickler 21
Echolot-Prinzip 65

F
Fischabstiegsanlagen 496
Fischaufstiegsanlagen 495
  technischer Fischpass 495
  Umgehungsgerinne 496
Fischverträglichkeit von Durchflussmesseinrichtungen 496

G
Geführte Mikrowellen 80
  Einsatzbereich 81

Messprinzip 80
Messunsicherheit 82
Geschwindigkeitsbeiwert 20
Geschwindigkeitsflächenmethode 197
Bezugswasserstand 205
Gesamtdurchfluss 197, 202
Gesamtdurchfluss nach graphischem Verfahren 202
Gesamtdurchfluss nach rechnerischem Verfahren 204
Messunsicherheit 208, 209
mittlere Lotrechtengeschwindigkeit 197
mittlere Lotrechtengeschwindigkeit
nach Ablaufmessung oder Integrationsverfahren 201
nach graphischem Verfahren 198
nach numerisch-rechnergestützter Auswertung 200
nach rechnerischem Verfahren 199
Unsicherheiten 208
Gewässerkundliche Hauptzahlen 546
Gewässerkundliche Jahrbücher 539
Grenzwertpegel 37

H
H-Flumes 357
Dimensionierung 360
Durchflussberechnung 359
Durchflusstabellen 361
hybride Durchflussmessmethodik 485
hydraulisches Auflösungsvermögen 317
hydrologische Messdienste
„hydrographer“, 570
Messwagen 573
Messwertprotokolle 572
Pegelbeobachter 571
personelle Anforderungen 570
Sicherheitsaspekte 573
Hydrometrie 1
Hydrometrischer Flügel 129
Becherrad-Flügel 129
Befestigung 133
Flügelgleichung 130
Kalibrierung 134
Messinstrumente, Ausrüstung 130
Woltman-Flügel 128
Hysterese-Schleife 408

I
Integrationsmessung
Moving Boat-Methode 273
Einsatzbereich, Grenzen 276
Mehrschichtmessung 276
Horizontale Integrationsmethode 273

K
Kabellose Ultraschall-Laufzeitmessanlagen 423
Khafagi-Venturi 348
Korrelationsverfahren 147

L
Laser-Doppler-Strömungsmesser
Anwendungsbereich 179
Messprinzip 177
Messunsicherheit 181

M
magnetisch-induktive kontinuierliche Durchflussmessung 439
Messprinzip 440
Messung mit Feldspulen 446
Messung mit Punktelektroden 444
Messnetze 553
Aufgabe 553
erforderliche Messnetzdichte 555
historische Entwicklung 553
Kategorien 557
Kosten-Nutzen-Analyse 559
mono- und multizentrale 554
Optimierung 558
Messschirme
Anwendung 219
Prinzip 218
MID-Strömungssonde 137
Einsatzbereich, Grenzen 139
Kalibrierung 140
Messinstrumente 137
Messprinzip 136
Messunsicherheit 140
Mikrowellen-Radar
Messprinzip 72
Radartypen 73
Mobile Durchflussmessung
mobile Überfallwehre 285
mobile Venturikanäle 282

O
Oberflächengeschwindigkeitsmessung 473, 480, 484
Orifice 366

P
Palmer-Bowlus-Rinne 349
Parshall-Gerinne 349
Pegel 26

Ausstattung 27
Drucksonden- 59
Grenzwert- 37
Hochwassermarkier- 38
Kompakteinperl- 58
Latten- 28
Markier- 40
mechanischer Schwimmer- 41
nichtregistrierende 28
Pneumatik- oder Einperl- 52
Radar 72
Scheitel- oder Grenzwert- 37
Schräglatten- 30
selbstregistrierende 36
Senkrecht-Latten- 30
Staffel- 30
Standortwahl 26
Stauhöhen- 32
Stech- oder Abstich- 34
Treppen- 30
Ultraschall-Echolot- 65
Pegelbeobachter 571
Pegelhaus 36, 305
mit Digitalanzeige 307
mit Graffiti 308
Pegellatten 31
Pegelnullpunkt 25
Pegelvorschrift 35
Pendeldurchflussmesser 162
Messprinzip 161
Tauchstab nach Jens 163
Pitot- und Prandtl-Staurohre
Anwendungsbereich 170
Messgeräte 169
Physikalische Grundlagen 166
Plausibilitätskontrolle 538
Pneumatikpegel 52
diskontinuierliche Einperlung 58
Kompakteinperlpegel 58
kontinuierliche Einperlung 53
Messgenauigkeit 56
Prinzipieller Aufbau 53
Vor- und Nachteile 59
Poncelet-Wehr 319
proportionales Wehr 320
Puls-Dopplerverfahren 145
Pulsradar 74
Antennen 75
Frequenzbereich 75
Installation 76
Messunsicherheit 79
Puls-Laufzeitverfahren 74
Punktmessung der Fließgeschwindigkeit
an Gestängen 183
an Seilkrananlagen 183
an Seilkrananlagen, Abdriftfehler 191
bei geschlossener Eisdecke 195
bei Verkrautung 195
bei Hochwasser 194
vom Boot 193
Punktmessverfahren 118
Abgekürzte Verfahren 123
Einpunktmessung 124
Geschwindigkeitsverteilung im
Gewässer 118
Integrations- oder Ablaufmessung 124
Kalibrierung 125
Lage und Anzahl von Messpunkten 122
Vielpunktmessung 122

Q
Qualitätsüberprüfung von Messdaten 537

R
Radar-Doppler-Verfahren 475
Radar-erflächengeschwindigkeitsmessung 473
Radar-Doppler-Verfahren 475
Radarsensoren 478
Randbedingungen 477
Messprinzip 469
messtechnische Umsetzung 472
Rauigkeitsbeiwerte 21
Rechteckwehr 319
breitkronig 332
mit Kontraktion 323
ohne Kontraktion 323
Poncelet-Wehr 319
scharfkantiges 323
Überfallkante 324
Redundanz 560
Anforderungen 565
Datensicherheit 560
Datenverfügbarkeit 560
Jahresverfügbarkeit 562
Kategorien 563
Konzepte 564
maximal tolerierbare Ausfallzeit 562
Messunsicherheit 562
Rehbock-Wehr 319
Reynoldsche Zahl 15
Rückstaubeiwert 316

S
Schwimmermessung 158
Auswertung 159
Laufzeit 156
Messprinzip 156

Schwimmertypen 157
Unsicherheit 160
Schwimmerpegel 41
Eisbildung 51
Gegengewicht 49
Messprinzip 41
Messunsicherheit 51
Schwimmerdurchmesser 44
Schwimmerform 48
Schwimmerschacht 44
Schwimmerseil 49
Verbindungsrohr 47
Versandung 51
Sekundärströmung 17
Sohlschwellen
Abflussbeiwerte 340
dreieckige 338
Durchflussgleichungen 340
Strömungsarten 14
gleichförmige 16
instationäre 15
laminare 14
schießend 16
stationäre 15
strömend 16
turbulente 14
Summenlinien 541
Sutro-Wehr 320

T
Thermische Strömungssonden 171
Hitzdrahtmethode
Kalibrierung 173
Messgeräte 172
Messprinzip 171
Messunsicherheit 173
Thomson-Wehr 319
Tracermethode mit konstanter Einspeisung 262
Durchführung der Messung 263
Messprinzip 262
Messunsicherheit 265
Tracer 264
Tracermethode mit Momentaninjektion
Anwendungsgebiete 271
Fließzeit 269
FLO-TRACER 270
Messprinzip 266
Messunsicherheit 272
Wiederfindungsrate 268
Tracerverfahren
Durchführung 260
Fluoreszenzfarbstoffe 255
Integrationsmethode 260
Messprinzip 253
Methode mit konstanter Einspeisung 260
Methode mit Momentaninjektion, Integrationsmethode 266
Salze und chemische Tracer 255
Tracerarten, -eigenschaften, -wahl 254
Überfallbeiwert 315, 333, 347

U
Ultraschall, kontinuierlich 410
Ultraschall-Dopplermessung 411
Ultraschall-Laufzeitmessung 411
Ultraschall-Doppler-Strömungssonde
Dopplerprinzip, Dopplereffekt 143
Korrelationsverfahren 146
Messprinzip 145
Portable Strömungs-Profiler 155
Portable Strömungssonden 150
Ultraschall-Puls-Dopplerverfahren 145
Ultraschall-Doppler-Verfahren 431
Durchflussberechnung 436
Installation 435
Messprinzip 431
Messstellen-Evaluierung 434
Messtechnik 431
Messung horizontal 434
„Side Looking"-Ultraschall-Doppler-Anlagen 437
Ultraschall-Dopplersensoren 435
Ultraschall-Echolotpegel 65
Echolot-Prinzip 65
Messunsicherheit 68
mit erhöhtem Genauigkeitsanspruch 69
Ultraschall-Laufzeit-Verfahren 411
Acoustic Flowmeter Wireless 424
akustische Wandler 421
Anlagen-Konfigurationen 418
Durchflussberechnung 426
Einpfadanlage 418
Grundgleichungen 416
Kabellose Messanlage 423
Kalibrierung 427
Kreuzpfadanlage 418
Mehrebenenanlage 420
Messprinzip 411
Messtechnik 415
Reflektoranlage 419
Responderanlage 419
Restriktionen 412
Unsicherheiten 428

V
Venturi-Gerinne 344
Abflussbeiwert 347
Bauformen 345
Durchflussgleichung 352
Durchflusskurven 355
klassisches 344
konstruktive Gestaltung 346
kurzer Venturikanal 350, 354
Kurzhals-Flume 350
Prinzip 345
Überfallbeiwert 347
Verkrautung 404
Virtuelles Privates Netzwerk (VPN) 525
Visuelle Durchflussmessung 466
digitale Abdrift-Erfassung 469
Luftblasen 468
Messprinzip 467
messtechnische Umsetzung 468
Volumetrische Durchflussmessung
Danaide 115
Kippgefäße 114
Messbecken 113
Messgefäße 112

W
Wasser, physikalische Eigenschaften 11
Dichte 11
Kompressibilität 12
Oberflächenspannung 12
Viskosität 12
Volumenelastizität 12
Wärmeausdehnung 12
Wasserkreislauf 9
Wasserspiegelgefällsmessung 451
constant-fall-Methode 454
erweiterte Durchflusskurve 461
instationäre Durchflüsse 455
Kalibrierung 460
Messprinzip 453
messtechnische Umsetzung 458
normal-fall-Methode 454
stage-fall-discharge-Methode 454
stationärer Durchfluss 454
theoretische Grundlagen 456
Unsicherheit 464
Wasserstand 1, 9, 25
analog-mechanische Aufzeichnung 87
Aufzeichnung und Speicherung 86
Definition 26
Wasserstand-Durchfluss-Beziehung 377
Wasserstandserfassung
Bandschreiber 89
Bildschirmschreiber 91
Datensammler, Datalogger 94
Drehwinkelgeber 94
elektronische Datenerfassung 90
Potentiometer 93
Horizontal-Trommelschreiber 86
Wasserstandsganglinie 539
Wasserstandsmessung 25
Kriterien zur Verfahrenswahl 102
Messunsicherheit verschiedener Verfahren 95
mit Fernerkundung 84
mit Laser 82
über „stehende Wellen“ 84
Unsicherheit Einperlpegel 99, 100
Unsicherheit Extremwertregistrierpegel 101
Unsicherheit Schwimmerschreibpegel 96
Winkelkodierer 91
Zufällige Abweichungen 96
Wehre
breitkronige 331
Dreieckwehr 319
gegliederte Messwehre 328
kreisförmige 320
Rechteckwehr 319
scharfkantige 317
trapezförmige 319
Wehrschwellen
Dachprofil-Wehre (2-dimensionale Dreieckwehre) 338
rechteckige 338
schmalkronig 337
η- oder ETA-Verfahren 404