

Ulrich Maniak

Hydrologie und Wasserwirtschaft

Eine Einführung für Ingenieure

6., neu bearbeitete Auflage

 Springer

Hydrologie und Wasserwirtschaft

Ulrich Maniak

Hydrologie und Wasserwirtschaft

Eine Einführung für Ingenieure

6., neu bearbeitete Auflage



Springer

Professor a.D. Dr.-Ing. Ulrich Maniak
TU Braunschweig
Leichtweiß-Institut für Wasserbau
Beethovenstr. 51 A
38106 Braunschweig
Deutschland
u.maniak@tu-bs.de

ISBN 978-3-642-05395-5 e-ISBN 978-3-642-05396-2
DOI 10.1007/978-3-642-05396-2
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 zur 6. Auflage

Die 6. Auflage wurde aktualisiert, fachlich erweitert und um die neuere einschlägige Literatur ergänzt; diese möge zum vertieften Studium auf diesen Gebieten anregen. Das Buch soll dem Einstieg in hydrologische Ansätze und anwendungsorientierte Methoden in der Wasserbewirtschaftung und im Gewässerschutz sowie ihrer rechnerischen Behandlung dienen. Das Buch entstand aus dem Lehrstoff, der den Studierenden des Bauingenieurwesens und in mehreren Kursen für Hydrologie und Wasserbewirtschaftung des Masterstudium im Umweltingenieurwesen an der TU Braunschweig angeboten wird. Aus dem breiten Aufgabenspektrum der Praxis werden einige typische Fragestellungen herausgegriffen und ihre Lösung auch im Zahlenbeispiel aufgezeigt. Damit wird gleichzeitig die Benutzung des Buches zum Selbststudium erleichtert.

Zur Lösung der immer komplexer werdenden hydrologischen und wasserwirtschaftlichen Aufgaben sind heute viele Rechenprogramme verfügbar. Im Hinblick auf die rasche Entwicklung der immer umfangreicheren Programme wurden in den Text keine speziellen Programme aufgenommen; es wurden jedoch Hinweise auf Fundstellen für Programme gegeben, ohne dass aber ihre Eignung bewertet wird. Vielmehr sollen anhand der Ansätze und Methoden die Vereinfachungen der Abläufe in der Natur verdeutlicht und die Einschränkungen bei der Modellanwendung aufgezeigt werden. Damit wird auch der Ermessensspielraum deutlich, da diese Gesichtspunkte bei der ausschließlichen Benutzung von Programmen fehlen würden.

Braunschweig, im März 2010

Ulrich Maniak

Vorwort zur 1. Auflage

Die zunehmende Nutzung des natürlichen Wasserdargebots stellt die Wasserwirtschaft vor Aufgaben, deren Lösung eine ganzheitliche Betrachtung erfordert. Als Folge davon hat in den letzten Jahrzehnten die Hydrologie als ihre wichtigste interdisziplinäre wissenschaftliche Grundlage eine stürmische Entwicklung genommen. Im Rahmen eines Buches von beschränktem Umfang ist es daher nicht möglich, eine umfassende Einführung in das gesamte Gebiet von Hydrologie und Wasserwirtschaft zu geben. Aus der Fülle des Stoffes mußte eine Auswahl getroffen und einige wichtige Teilgebiete ganz oder teilweise ausgelassen werden. Im vorliegenden Buch werden hauptsächlich die oberirdischen Wasservorräte, ihre quantitative Erfassung und Nutzung behandelt. Grundwasser und Fragen der Wassergüte werden weitgehend ausgeklammert.

Das Buch ist als Einführung in einige grundlegende hydrologische Berechnungsverfahren und wasserwirtschaftliche Bemessungsmethoden gedacht. Es richtet sich hauptsächlich an Studierende des Bauingenieurwesens und kann anderen

Disziplinen als Hilfsmittel bei der rechnerischen Behandlung von hydrologischen Problemen dienen. Bei Grundkenntnissen in der Statistik können die Abschnitte 4.1 und 5.1 überschlagen werden. Der Ingenieur muß sich beim Bau im und am Gewässer und bei der Regulierung des Gebietswasserhaushaltes mit hydrologischen und wasserwirtschaftlichen Problemen der quantitativen Wasserwirtschaft auseinandersetzen. Dabei kommt dem Wärmehaushalt eine zunehmende Bedeutung zu und in einigen Regionen auch den Feststoffen. Da eine Reihe von Verfahren auf die verfügbaren Messdaten zugeschnitten sind, wird auf die Messung nebst Fehlern und auf die Datenaufbereitung kurz eingegangen.

Die Gliederung des Stoffs erfolgte im Hinblick auf einige häufig auftretende wasserwirtschaftliche Aufgaben. Dies führt bei der Analyse und Synthese von hydrologischen Prozessen zu gewissen Überschneidungen. Zur Verdeutlichung des Untersuchungsablaufs und zum Selbststudium sollen einige besonders gekennzeichnete Beispiele dienen. Die Literaturquellen mögen zum vertiefenden Studium anregen. Allerdings ist der Umfang der hydrologischen Literatur so stark angewachsen, daß eine richtige Auswahl fast unmöglich ist.

In der Hydrologie sind oft nicht so genaue Analysen wie in der Mechanik möglich. Der damit verbundene Ermessensspielraum und der scheinbare Mangel an Genauigkeit bei der Problemlösung lassen aber dennoch Vergleiche mit anderen Bemessungsmethoden im Ingenieurwesen zu, bei denen die Unwägbarkeiten der Bemessung in Sicherheitsfaktoren bei Annahmen über Belastungen oder Materialeigenschaften enthalten sind. In der Hydrologie überwogen früher deskriptive Verfahren, verbunden mit empirischen Formeln. Aber auch die heute bevorzugten mathematischen Modelle werden in ihrer Anwendung durch regional gültige Parameter begrenzt. Im Rahmen dieser Einführung können jedoch nicht die Werte der Parameter für verschiedene Klimaregionen abgegeben werden. Anhand von Zahlenbeispielen, die bevorzugt aus dem mitteleuropäischen Raum ausgewählt wurden, wird die Größenordnung von einigen hydrologischen Variablen aufgezeigt.

Das Buch ist aus meiner Lehr- und Forschungstätigkeit an der Technischen Universität Braunschweig hervorgegangen. Eingeflossen sind die Arbeiten von Mitarbeitern des Leichtweiß-Institutes für Wasserbau, Abteilung Hydrologie und Wasserwirtschaft, denen mein besonderer Dank gilt. Für die kritische Durchsicht von Teilen des Manuskripts danke ich Herrn Dr. rer. nat. H. Schrödter, dem langjährigen Leiter der Zentralen Agrarmeteorologischen Forschungsstelle des Deutschen Wetterdienstes und Herrn Dipl.-Ing. F.W. Renz, Ruhrtalsperrenverein, Abteilung Wasserwirtschaft. An dieser Stelle soll auch allen Personen und Institutionen, die mir verschiedene Unterlagen zur Verfügung gestellt haben, gedankt werden. Frau F. Markmann und Herrn K. Diederichs-Späh sei für ihre Mithilfe bei der Herstellung der Druckvorlage gedankt. Der Verlag hat durch die gewährte gute Zusammenarbeit die Fertigstellung des Manuskripts beträchtlich erleichtert.

Verzeichnis häufig verwendeter Abkürzungen

Zeichen	Einheit ^{*)}	Benennung
a_d	mm/ ^o Cd	Grad-Tag-Faktor
a_r	%	Albedo
A	mm	Abflusshöhe
A	m ⁻² s ⁻¹	Diffusionskoeffizient
A_o	mm	Höhe des oberirdischen Abflusses
A_u	mm	Höhe des unterirdischen Abflusses
A_{Eo}	km ²	oberirdisches Einzugsgebiet
α	%	Signifikanzniveau oder Signifikanzzahl
B_o	–	Bowen-Verhältnis
c	Jg ⁻¹ K ⁻¹	spezifische Wärme von Wasser
c_p	Jg ⁻¹ K ⁻¹	spezifische Wärme der Luft bei konstantem Druck (= 1005 J kg ⁻¹ K ⁻¹)
c_{pf}	–	Korrekturfaktor für Verdunstungskessel für Pflanzenwasserbedarf
C_s	–	Schiefekoeffizient
C_{vx}	–	Variationskoeffizient von x
C_B	–	Überfallbeiwert breitreitiges Wehr
C_D	–	Überfallbeiwert Dreieckwehr
C_O	g/l	natürlicher Salzgehalt
CN	–	Gebietskenngröße des SCS-Verfahrens
C_R	–	Überfallbeiwert Rechteckwehr
C_S	gm ⁻³	Schwebstoffkonzentration
C_{VEN}	–	Kontraktionsbeiwert Venturigerinne
χ^2	–	Testgröße des Chi-Quadrat-Tests
d	mbar	Sättigungsdefizit
D	–	Modalwert
D	h, min	Dauer, Niederschlagsdauer
D_{gr}	m	Grenzkorndurchmesser
ΔS	mm, m ³	Rücklage, Speicherzuwachs
ε	–	Emissionskoeffizient (Emissivität)
e_a	mbar	aktuelle Feuchte
e_{aL}	mbar	aktueller Dampfdruck der Luft
e_s	mbar	Sättigungsdampfdruck
e_{sW}	mbar	Sättigungsdampfdruck bei der Temperatur des Wassers

E	mm/ Δt	Evaporation, Verdunstungshöhe
E_p	mm/ Δt	potentielle Evaporation
ET	mm/ Δt	Evapotranspiration
ET_a	mm/ Δt	reale (aktuelle) Evapotranspiration
ET_0	mm/ Δt	potentielle Evapotranspirationshöhe
f	mm/h	Infiltrationsrate
f_i	–	relative Häufigkeit
$f(x)$	–	Dichtefunktion von x
F	–	Freiheitsgrad
F	mm	kumulierte Infiltrationshöhe
Fr	–	Froude'sche Zahl; $Fr = v/(gh)^{1/2}$
f_H	mm/mb	Verdunstungsfaktor nach Haude
γ	mb $^{\circ}C^{-1}$	Psychrometerkonstante (= 0,65 h Pa $\cdot K^{-1}$)
h	m	Wassertiefe, Überfallhöhe
H	m	Wasserstand
H_B	Wm $^{-2}$	Bodenwärmestromdichte
H_K	Jcm $^{-2}h^{-1}$	Wärmestromdichte aus Konvektion
H_L	J	Enthalpie
H_T	Wm $^{-2}$	im Wasserkörper gespeicherte Wärme
H_V	Jcm $^{-2}h^{-1}$	Wärmestromdichte aus Verdunstung
η	–	Wirkungsgrad
i_R	mm/h	Regenintensität
I	mm/h	Regenintensität
I_o	Wm $^{-2}$	Solarkonstante
I_w	mm/ Δt	Intensität des abflusswirksamen Niederschlags pro Berechnungsintervall Δt
I_v	mm/ Δt	Verlust pro Berechnungsintervall Δt
J_R	‰	Reibungsgefälle
J_S	‰	Sohlgefälle
J_w	‰	Wasserspiegelgefälle
k_{fg}	mmh $^{-1}$	gesättigte Leitfähigkeit
k_p	–	Korrekturfaktor für die Landverdunstungspfanne
k_{st}	m $^{1/3}s^{-1}$	Rauhigkeitsbeiwert nach Strickler
k_w	–	Korrekturfaktor für die Floßverdunstungspfanne
k_{Ch}	m $^{1/3}s^{-1}$	Rauhigkeitsbeiwert nach Chezy
$k(T;C_s)$	–	standardisierte Variable der Verteilungsfunktion
K	h	Speicherkonstante
L	m, km	Fließstrecke, Flusslänge
L_v	Jg $^{-1}$	latente Verdampfungswärme von Wasser
LAI	m $^2m^{-2}$	Blattflächenindex
m	–	Rangzahl, Ordnungszahl
m_F	tkm $^{-2}$	Feststoffabtrag
m_G	kgs $^{-1}m^{-1}$	Geschiebetrieb pro m Flussbreite
m_S	kgs $^{-1}$	Schwebstofftransport

MQ	m^3/s	Mittelwasser (weitere Definitionen s. Tab. 3.2)
μ		Mittel der Grundgesamtheit (Erwartungswert von x)
N	mm	mittlere Niederschlagshöhe, Gebietsniederschlagshöhe
N	–	Stichprobenumfang
ν	m^2s^{-1}	kinematische Zähigkeit von Wasser
p	mbar, hPa	Luftdruck
P_u	%	Unterschreitungswahrscheinlichkeit
$P_{\bar{u}}$	%	Überschreitungswahrscheinlichkeit
$P(x)$	–	Verteilungsfunktion von x
$\tilde{P}(x)$	–	empirische Wahrscheinlichkeit von x
$P(A)$	%	Wahrscheinlichkeit von A
P_H	%	hydrologische Sicherheit
ψ	–	Abflussbeiwert
q	l/skm^2	Abflussspende
Q	m^3/s	Durchfluss, Abfluss
Q_s	m^3/s	Schwellenwert
Q_A	m^3/s	Abfluss, Abgabe
Q_A	m^3/s	Ausbauabfluss
Q_B	m^3/s	Basisabfluss
QZ	m^3/s	Zufluss
Q_I	l/s	Injektionsrate
r_k	–	Autokorrelationskoeffizient der Zeitverschiebung
ρ_s	kgm^{-3}	Dichte von Schnee
s_n/s_N	–	aktuelle Sonnenscheindauer/Dauer des Tageslichts je Tag
r_w	Jg^{-1}	latente Verdampfungswärme von Eis
r_{xy}	–	Korrelationskoeffizient zwischen x und y
r_L	%	relative Luftfeuchte
$r(T_n;n)$	l/sha	Regenspende
R_x		Spannweite, Variationsbreite von x
R	m	hydraulischer Radius
R_a	Wm^{-2}	extraterrestrische Strahlung
R_A	$\text{Jcm}^{-2}\text{min}^{-1}$	langwellige Ausstrahlung der Erdoberfläche
R_G	$\text{Jcm}^{-2}\text{min}^{-1}$	Gegenstrahlung
R_H	$\text{Jcm}^{-2}\text{min}^{-1}$	Himmelstrahlung
R_I	$\text{Jcm}^{-2}\text{min}^{-1}$	Sonnenstrahlung
R_S^*	$\text{Jcm}^{-2}\text{min}^{-1}$	Globalstrahlung
R_{SB}	$\text{Jcm}^{-2}\text{min}^{-1}$	Strahlungssaldo, Strahlungsbilanz
ρ	gcm^{-3}	Dichte von Wasser
$1/\rho$	m^3/kg	spezifisches Volumen
$\rho(x)$	–	Korrelationskoeffizient der Grundgesamtheit
$s(t)$	m^3mm^{-1}	Werte der S-Kurve
s_x		Standardabweichung der Stichprobe
S	m^3	Speichergröße, Speichereinhalt

SDL	–	Summendifferenzenlinie
S _I	mm	Interzeptionsspeicher
σ	Wm ⁻² K ⁻⁴	Stephan-Boltzmann-Konstante (= 5,67·10 ⁻⁸ Wm ⁻² K ⁻⁴)
σ _x	–	Standardabweichung der Grundgesamtheit
t(α,F)	–	Abszissenwert der t-Verteilung
t _c	h	Konzentrationszeit
T _d	°C	Taupunkt
T _n	a	Wiederholungszeitspanne, Wiederkehrzeit
T _F	°C	Gewässertemperatur
T _G	°C	Gleichgewichtstemperatur
T _K	°C	Kühlwassertemperatur
T _L	°C	Lufttemperatur
T _W	°C	Wassertemperatur
τ	Nm ⁻²	Schubspannung
u(Δt;t)	m ³ /mm, 1/h	Ordinaten der Übertragungsfunktion
Ü	hm ³	Überlauf bei Speichern
u _z	m/s	Windgeschwindigkeit in z Meter Höhe
v	ms ⁻¹	Fließgeschwindigkeit
V	mm	Verdunstung
VN	mm	Vorregenindex
w	–	Bewölkungsgrad
w	–	Wassergehalt
W	–	rechnerische Lebensdauer eines Bauwerks
W _E	MW	elektrische Nutzleistung
W _i	kW	Leistung Laufkraftwerk
$\bar{x}$	–	arithmetisches Mittel der Werte x
x _g	–	geometrisches Mittel der Werte x
X	–	Anpassungsparameter des Muskingum-Verfahren
y _T	–	reduzierte Variable nach Gumbel
Z _o	mm	Höhe des oberirdischen Zuflusses
Z _u	mm	Höhe des unterirdischen Zuflusses

*) Umrechnung s. Tab. 2.1.

Inhaltsverzeichnis

1	Einführung in die Hydrologie und Wasserwirtschaft	1
1.1	Begriffe der Hydrologie	1
1.2	Wasserkreislauf und Wasserbilanz	1
1.3	Wasserwirtschaft, Flussgebietsmanagement	6
1.4	Beispiele für die Wasserbewirtschaftung	8
1.4.1	Wasserwirtschaft im Ruhreinzugsgebiet	8
1.4.2	Hochwasserschutz durch Hochwasserrückhaltebecken	10
1.4.3	Überleitung von Wasser mit einem Schifffahrtskanal	13
1.4.4	Wasserkraftnutzung eines Flusses	15
2	Der Wasserhaushalt und Beobachtung einzelner Komponenten	17
2.1	Niederschlag	17
2.1.1	Erscheinungsformen	17
2.1.2	Niederschlagsmessung	19
2.2	Verdunstung	22
2.2.1	Begriffe	22
2.2.2	Messverfahren	26
2.2.3	Berechnung der Verdunstung aus meteorologischen Beobachtungen	35
2.2.3.1	Energiebilanzverfahren	35
2.2.3.2	Anwendung des Strahlungskonzeptes	47
2.2.3.3	Anwendung des aerodynamischen Konzepts	48
2.2.3.4	Kombinierte Methode von aerodynamischem Konzept und Energiebilanz	51
2.3	Abfluss	56
2.3.1	Wasserstand	56
2.3.2	Direkte Abflussmessung mit Messwehren und Messgerinnen	59
2.3.3	Ermittlung des Abflusses über Fließgeschwindigkeit und Durchflussfläche	63
2.3.4	Aufstellung und Kontrolle der Abflusskurven	69
2.4	Beobachtungsnetze	75

3	Aufbereitung und erste Auswertung der hydrologischen Beobachtungen	79
3.1	Datenarten und Datenbanken	79
3.2	Erste Auswertung von Wasserstands- und Abflussdaten	86
3.2.1	Mittel- und Hauptwerte	86
3.2.2	Gang- und Summenlinie	89
3.2.3	Dauerlinien	93
3.3	Erste Auswertung von Niederschlagsbeobachtungen	98
3.3.1	Auswertung punktförmiger Messungen	98
3.3.2	Methoden zur Ermittlung von Gebietsniederschlägen	101
3.4	Überprüfung der Homogenität	107
4	Anpassung von Verteilungsfunktionen an hydrologische Daten zur Ermittlung von Bemessungswerten	109
4.1	Grundlegende Konzepte für hydrologische Zufallsvariablen	109
4.1.1	Hydrologische Zufallsvariable und Wahrscheinlichkeit	109
4.1.2	Statistische Eigenschaften der Zufallsvariablen	113
4.1.2.1	Kenngößen für das zentrale Verhalten	113
4.1.2.2	Kenngößen für die Streuung	117
4.1.2.3	Kenngößen für die Symmetrie	119
4.1.2.4	Weitere Kenngößen bei vereinigten Zufallsvariablen	120
4.1.3	Diskrete Verteilungsfunktionen und Risiko	120
4.1.4	Normalverteilung und logarithmische Normalverteilung	126
4.1.5	Empirische Wahrscheinlichkeiten	132
4.2	Ermittlung von Hochwasser bestimmter Häufigkeit	135
4.2.1	Typen und Merkmale von Hochwasser	135
4.2.2	Jährliche und partielle Serien	138
4.2.3	Verteilungsfunktionen für Hochwasser	141
4.2.3.1	Anpassung von Verteilungsfunktionen an Hochwasserdaten	141
4.2.3.2	Pearson-Typ-III-Verteilung und Standardverfahren zur Berechnung von Hochwasserhäufigkeiten	143
4.2.3.3	Extremwert-Typ-I-Verteilung	149
4.2.4	Anpassungstests für Verteilungsfunktionen	156
4.2.4.1	Chi-Quadrat-Test	156
4.2.4.2	Kolmogorov-Smirnov-Test (K-S-Test)	159
4.2.5	Konfidenzintervalle für Verteilungsfunktionen	161
4.2.6	Ausreißertest für Extremwerte	164
4.2.7	Abschätzung regional gültiger Hochwasserscheitelabflüsse auf statistischer Grundlage	167
4.3	Niedrigwasser	172
4.3.1	Entstehungsursachen und kennzeichnende Größen	172
4.3.2	Datenkollektive für Niedrigwasseranalysen	175
4.3.3	Anpassung von Verteilungsfunktionen an Niedrigwassermerkmale	178

4.3.3.1	Einseitig begrenzte Verteilungsfunktionen und freie Anpassung	178
4.3.3.2	Extremwert-Typ-III-Verteilung	180
4.3.3.3	Vergleich von Verteilungen bei Niedrigwasseruntersuchungen	189
4.3.4	Zweidimensionale Wahrscheinlichkeitsuntersuchungen	192
4.3.5	Maßgebliche Trockenperioden für die Speicherwirtschaft	195
5	Abhängigkeiten von Zufallsvariablen in Zeitreihenmodelle	199
5.1	Anwendung von Regressionen	199
5.1.1	Mathematische Grundlagen und einfache lineare Regression	199
5.1.2	Lineare Mehrfachregression	203
5.1.3	Nichtlineare Regressionen	211
5.1.4	Konfidenzintervalle von Regressionen	218
5.2	Anwendung der Korrelationsrechnungen	220
5.2.1	Korrelationskoeffizienten und ihre Bewertung	220
5.2.2	Scheinkorrelationen	226
5.2.3	Autokorrelation und Kreuzkorrelation	232
5.3	Einführung in die Zeitreihenanalyse und einfache stochastische Zeitreihenmodelle	238
5.3.1	Überblick über mathematische Modelle und Zeitreihenanalyse	238
5.3.2	Weitere Techniken der Zeitreihenanalyse	244
5.3.3	Selbsterklärende Zeitreihenmodelle	248
5.3.4	Autoregressionsmodell zur Simulation monatlicher Abflüsse	253
6	Niederschlag-Abfluss-Modelle für Hochwasserabläufe	261
6.1	Systemanalytische Behandlung von Abflussprozessen	261
6.1.1	Modellkonzepte für Niederschlag-Abflussprozesse	261
6.1.2	Grundlagen für lineare zeitinvariante Modelle	263
6.1.3	Lineare Speicher	266
6.1.4	Lineare Speicherkaskaden (Serienspeicher)	271
6.2	Niederschlag-Abfluss-Modelle für Hochwasserwellen aus Einzugsgebieten	279
6.2.1	Datenumfang für Niederschlag-Abflussanalysen	279
6.2.2	Gebietsniederschläge von Hochwasserereignissen	280
6.2.3	Abflusswirksamer Niederschlag (Abflussbildung)	284
6.2.3.1	Ansätze für Interzeption und Muldenrückhalt	284
6.2.3.2	Grundlagen und Zusammenhänge der Infiltrationsansätze	289
6.2.3.3	Verlustraten- und Abflussbeiwertansätze bei einfachen Abflussmodellen	296
6.2.3.4	Koaxiale graphische Darstellung zur Vorhersage des Gesamtabflussbeiwerts	298
6.2.3.5	Ermittlung des Gesamtabflussbeiwerts aus Gebietsgrößen	300
6.2.4	Ermittlung der Übertragungsfunktion	307

6.2.4.1	Einheitsganglinienverfahren	307
6.2.4.2	Translationsmodelle und charakteristische Fließzeiten	313
6.2.4.3	Kombinierte Translations- und Speichermodelle	320
6.3	Ablauf von Hochwasserwellen in Gewässern	327
6.3.1	Grundlagen der hydraulischen Verfahren	327
6.3.2	Überblick über hydrologische Verfahren	335
6.3.3	Hochwasserwellen in Speichern	336
6.3.3.1	Iterationslösung	336
6.3.3.2	Verfahren nach Puls	338
6.3.4	Hochwasserwellen in Flussabschnitten	342
6.3.4.1	Muskingumverfahren	342
6.3.4.2	Kalinin-Miljukov-Verfahren	350
6.4	Flussgebietsmodelle	357
7	Bemessungsverfahren und Betriebspläne von Talsperren und Hochwasserrückhaltebecken	361
7.1	Begriffe der Speicherwirtschaft	361
7.1.1	Aufgaben und Speicherarten	361
7.1.2	Einteilung des Speicherraums und Speicherkenngrößen	363
7.2	Nutzräume von Talsperren	366
7.2.1	Wasserwirtschaftsplan auf der Grundlage der Summenlinie	366
7.2.2	Summendifferenzlinie und Speicherwirkungslinie	373
7.2.3	Bemessungsverfahren auf der Grundlage von Simulationen	381
7.2.4	Bemessungsverfahren auf wahrscheinlichkeitstheoretischer Grundlage von Zuflüssen und Speicherfüllungen	383
7.2.5	Grundzüge des Betriebsplans für den Nutzraum	389
7.3	Bemessung und Betrieb von Hochwasserrückhalteräumen	402
7.3.1	Bemessungsgrundlagen für den Hochwasserrückhalteraum	402
7.3.2	Betriebspläne für Hochwasserrückhaltebecken	406
7.4	Auslegung von Hochwasserentlastungsanlagen	413
7.5	Freibord und Freiraum	415
7.6	Verfahren auf stochastischer Grundlage	419
8	Wärmebelastung von Gewässern	421
8.1	Wärmehaushalt von Gewässern	421
8.2	Wärmequellen und -senken	427
8.3	Nutzung der Gewässer für Kühlzwecke	433
8.3.1	Wärmeableitung in Kraftwerken und zulässige Gewässerbeanspruchung	433
8.3.2	Berechnung des Temperaturverlaufs in einem Gewässer	440
8.3.3	Wärmelastplan	446

9	Schnee und Eis	451
9.1	Schneeverhältnisse und Schneebeobachtungen	451
9.2	Physikalische Grundlagen des Schneeschmelzprozesses	456
9.3	Ermittlung des Abflusses aus Schneeschmelze	461
9.4	Eisbildung in Gewässern	471
9.5	Beispiele für die Eisverhältnisse und ihre Auswirkungen	476
10	Feststoffe	479
10.1	Begriffe und Abgrenzung von Schwebstoff und Geschiebe	479
10.2	Schwebstofffrachten von Flüssen	483
10.3	Geschiebefracht in Flüssen	488
10.4	Feststofftransport aus Einzugsgebieten	496
10.5	Feststoffe in Speichern	508
10.5.1	Rückhaltewirkung von Speichern	508
10.5.2	Abschätzung der Abnahme des Speicherinhalts	512
11	Gewässergüte stehender und fließender Gewässer und Gewässerschutz	519
11.1	Stehende Gewässer	519
11.1.1	Einige Unterschiede von natürlichen Seen, Fließgewässern und Talsperren	519
11.1.2	Physikalische Eigenschaften von stehenden Gewässern	523
11.1.2.1	Lichtverhältnisse und Kompensationsebene	523
11.1.2.2	Jahreszeitliche Temperatur, Schichtungen und Zirkulationen	525
11.1.3	Produktionsbestimmende Faktoren und Stoffkreisläufe	534
11.1.3.1	Lebensräume in Seen und Stoffhaushalt	534
11.1.3.2	Sauerstoffhaushalt	549
11.1.3.3	Stickstoffkreislauf	552
11.1.3.4	Phosphorkreislauf	554
11.1.4	Eutrophierung stehender Gewässer	564
11.1.4.1	Nährstoffquellen der Stickstoff- und Phosphorverbindungen	564
11.1.4.2	Trophiegrad und Nutzung von Seen	570
11.1.4.3	Mathematische Modelle für die Wassergüte	580
11.1.4.4	Statistische Eutrophierungsmodelle	590
11.1.4.5	Rehabilitation eutropher Stillgewässer	600
11.2	Fließende Gewässer	604
11.2.1	Abbauvorgänge und Sauerstoffhaushalt	604
11.2.1.1	Biologische Selbstreinigung	604
11.2.1.2	Größen des Sauerstoffhaushalts und Erscheinungsformen	607
11.2.1.3	Ein- und zweiparametrische Modelle für den Sauerstoffhaushalt	612
11.2.1.4	Erweitertes Modell für den Sauerstoffgehalt	621

11.2.2	Transport- und Transformationsprozesse	627
11.2.2.1	Mehrparametrische Gütemodelle zur Beschreibung von Transport- und Transformationsprozessen in Flüssen	627
11.2.2.2	Dispersion und advektiver Transport bei Transportprozessen in Flüssen	628
11.2.3	Bewertung der Gewässergüte	635
11.2.3.1	Bioindikatoren und Bewertung der organischen Belastung – Saprobienindex	635
11.2.3.2	Bewertung anhand der Fischfauna und der Wasserpflanzen	644
 Literaturverzeichnis		 647
Sachverzeichnis		681

1 Einführung Hydrologie und Wasserwirtschaft

1.1 Begriffe der Hydrologie

Die Hydrologie ist die Wissenschaft vom Wasser, seinen Erscheinungsformen über, auf und unter der Landoberfläche und seinen Eigenschaften sowie seinen natürlichen Zusammenhängen. Wasser ist dabei die Sammelbezeichnung für alle in der Natur vorkommenden Arten von Wasser einschließlich aller darin gelösten, emulgierten und suspendierten Stoffe. Entsprechend dem internationalen Sprachgebrauch bezieht sich die Hydrologie auf das Wasser des Festlands und grenzt sich dadurch zur Ozeanographie ab.

Im Hinblick auf bestimmte Erscheinungen im Wasserkreislauf wird auch eine Einteilung vorgenommen in Hydrometeorologie als Wissenschaft von den Erscheinungsformen des Wassers in der Lufthülle, Flussskunde (Potamologie) als Hydrologie der Fließgewässer, Seenkunde (Limnologie), Grundwasserkunde (Hydrogeologie) als Hydrologie des unterirdischen Wassers sowie Gletscherkunde (Glaziologie). Als Hydrographie wird die beschreibende Hydrologie bezeichnet und unter Hydrometrie wird das Messen von hydrologischen Größen, die hauptsächlich die Oberflächengewässer betreffen, zusammengefasst. Eine andere Art der Einteilung nach Systemhydrologie (theoretische Hydrologie) und physikalischer Hydrologie, die zum Verstehen und Erfassen des Wasserkreislaufs mit physikalischen Methoden dient, unterstreicht stärker die methodischen Ansätze.

Die Ingenieurhydrologie behandelt hydrologische Verfahren, die in der Wasserwirtschaft zum Entwurf, Bau und Betrieb von wasserbaulichen Anlagen und für wasserwirtschaftliche Aufgaben zur Vorhersage, Erschließung und Bewirtschaftung des natürlichen Wasserdargebots benötigt werden.

1.2 Wasserkreislauf und Wasserbilanz

Der Begriff Wasserkreislauf taucht im 17. Jahrhundert auf; er bedeutet den Transport und die Speicherung von Wasser auf globaler oder regionaler Ebene. Der Wasserkreislauf, der durch die Sonnenenergie und die Schwerkraft in Bewegung gehalten wird, beschreibt die ständige Veränderung des Aggregatzustandes und die Ortsveränderung des Wassers. Idealisiert durchläuft das Wasser den Wasserkreislauf wie folgt (Bild 1.1): Das Wasser verdunstet von den Ozeanen und den Festlandflächen. Der Wasserdampf gelangt in die Atmosphäre, kondensiert und

Tabelle 1.1. Wasservolumen der Erde und mittlere Verweilzeiten in Jahren bzw. Tagen nach [1.2]

Teil der Atmosphäre	Wasser- volumen 10^3 km^3	%	Wasserbilanzgröße nach (Gl. 1.1) $10^3 \text{ km}^3/\text{a}$		mittlere Verweildauer Jahr bzw. Tag	
Gesamtwasser- menge der Erde	1386657	100	V	= 577	2400	a
Meere	1338000	96,5	V	= 505	2650	a
gefrorenes Wasser	24400	1,743	A	= 2,9	8400	a
Gebirgsgletscher	41	0,003	A	= 0,0256	1600	a
nichtaktives Grundwasser	20000	1,44				
aktives Grundwasser	4000	0,29	A	= 14	286	a
Seen	176	0,013	V+ Δ S	= 18	10	a
Bodenwasser	65	0,005	V+ Δ S	= 85	280	d
Flüsse	2,1	0,0002	A	= 41,5	19	d
Atmosphäre	13	0,001	N	= 577	8	d
biol. Wasser	1,1	0,0001	V	= 57	7	d

fällt als Niederschlag auf die Erdoberfläche zurück. Der Anteil, der auf das Festland fällt, verdunstet oder gelangt teilweise als ober- bzw. unterirdischer Abfluss wieder zum Meer zurück. Der Niederschlag, der auf die Weltmeere fällt, verdunstet oder wird von einem Meeresteil in den anderen verfrachtet. Die Wassershülle der Erde (Hydrosphäre) wird hauptsächlich durch die Meere gebildet, in denen sich 96,5 % oder $1338 \cdot 10^6 \text{ km}^3$ der Gesamtwassermenge der Erde befinden. Die Süßwasservorräte betragen etwa 3 %; davon sind 68,7 % als Eis in der Antarktis und Arktis gebunden. Der Rest verteilt sich mit mehr als 40 % auf das unterirdische Wasser und nur 0,3 % sind Oberflächenwasser (Tab. 1.1). Als Trinkwasser sind mengenmäßig weniger als 25% des Süßwassers verfügbar; allerdings fließen hiervon drei Viertel in die Landwirtschaft. Dem Wasserkreislauf der Erde entspricht ein Volumen, das umgerechnet einer Wasserschicht von 1130 mm/a Höhe gleicht. Diese Schichthöhe weist jedoch für einzelne Kontinente oder Regionen große Unterschiede auf [1,3, 1.4].

Die Zeit für die Erneuerung des Wassers in den einzelnen Phasen des Kreislaufs ist sehr unterschiedlich. Im globalen Maßstab muss der gesamte Niederschlag auf die Erdoberfläche im Durchschnitt alle 8 Tage erneuert werden, da der Wassergehalt der Lufthülle nur 12900 km^3 oder 25 mm beträgt. Der globale Mittelwert von 25 mm Wasserdampf nimmt auf der Nordhalbkugel mit der geographischen Breite ab und beträgt als jährlicher Mittelwert am Nordpol 5 mm, bei 60° 10 mm, bei 45° 20 mm und am Äquator 45 mm, so dass sich daraus auch unter Berücksichtigung der innerjährlichen Schwankungen unterschiedliche Verweildauern ergeben. Eine mittlere Verweilzeit von 19 Tagen wird für den Festlandabfluss erhalten, wenn der jährliche Abfluss durch den Wasserinhalt der Flüsse dividiert wird. Die Verweilzeiten von Bodenwasser liegen bei 280 Tagen, wohingegen das biologisch gebundene Wasser eine Verweilzeit im Stundenbereich aufweist.

Zur weltweiten Erforschung der Wasservorräte diente die Internationale Hydrologische Dekade (IHD) von 1965/74, die durch das Internationale Hydrologische Programm (IHP) weitergeführt wird.

Die Abschätzung der nutzbaren globalen Süßwasserressourcen hängt stark von den benutzten Beobachtungsdaten ab, da die Netzdichte und Länge der Beobachtungen auf Kontinenten, wie z.B. Europa bzw. Nordamerika, hoch und auf anderen, wie z.B. Afrika oder Südamerika, gering ist. Daher schwanken die Ergebnisse zwischen 37700 und 44540 km³/a [1.5], wozu noch 2100 bis 2310 km³/a für die Antarktis zu addieren sind (Tab.1.2) .

Aufnahme und Abgabe des Wassers in einem Flussgebiet und einer Zeitspanne von 1 Jahr wird durch den jährlichen Wasserhaushalt beschrieben und bilanziert. Für die Wasserbilanz des Gebietes lässt sich folgende Wasserhaushaltsgleichung für ein bestimmtes Zeitintervall Δt aufstellen:

$$N = A + V \pm \Delta S \quad (1.1)$$

N : Mittlere Niederschlagshöhe des Einzugsgebiets in mm,

A : Mittlere Abflusshöhe in mm,

V : Verdunstungshöhe in mm,

ΔS : Rücklage (=Speicherung) oder Verbrauch von Wasser im Einzugsgebiet in mm.

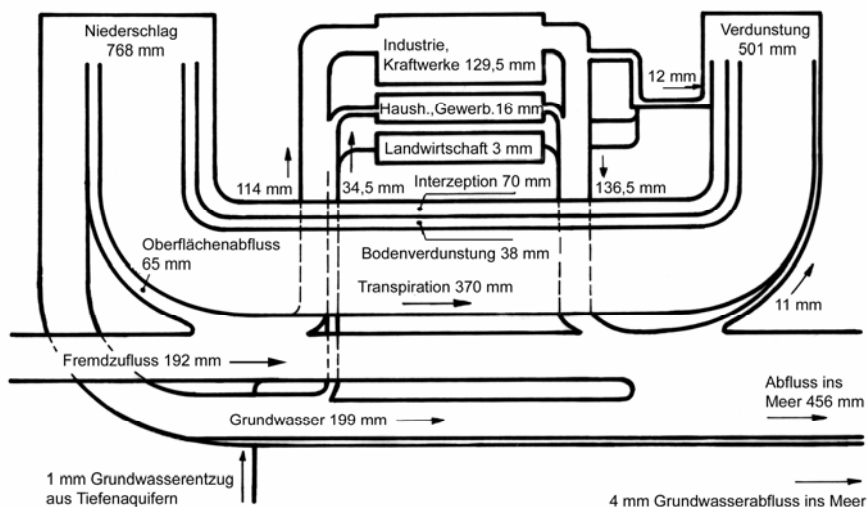


Abb. 1.1. Vereinfachtes Thema für das Gebiet der Bundesrepublik Deutschland (Mittel 1930/69); Wasserbedarf und -verbrauch für die Jahre 1987 bzw. 1990 [1.19]

Die Wasserbilanz für Deutschland ergibt im Mittel der Jahresreihe 1931/60: Niederschlag 768 mm, Verdunstung $V = 501$ mm, Gesamtabfluss zum Meer 459 mm, davon 192 mm Fremdwasserzuzfluss (Bild 1.1).

Bei Verwendung von (Gl. 1.1) wird als Zeitspanne meist von dem hydrologischen Jahr ausgegangen. Das hydrologische Jahr beginnt im Allgemeinen mit der

jährlichen Phase des Wasserüberschusses. In Mitteleuropa beginnt das hydrologische Jahr am 1.11. und wird nach dem jeweils darauf folgenden Jahr benannt. Das Speicherglied ΔS in der Wasserhaushaltsgleichung spielt in der Regel eine Rolle, wenn kürzere Zeitspannen als ein Jahr oder kleinere Einzugsgebiete untersucht werden, da dann ΔS nicht Null ist. Für kleinere Regionen muss außerdem die laterale Transportkomponente in und aus dem Bilanzraum erfasst werden. Wasserhaushaltsuntersuchungen werden für wasserwirtschaftliche Planungen benötigt. Diese Untersuchungen umfassen nicht nur einzelne Flussgebiete. Oft werden Wasserkreisläufe für Regionen ermittelt. Die regionalen Wasserkreisläufe können zu überregionalen und globalen zusammengefasst werden.

In Verbindung mit der Bevölkerung lässt sich anhand des natürlichen, jährlich erneuerbaren Wasserdargebots das Wasserpotential berechnen. Als Wasserpotential wird das mittlere nutzbare Wasservolumen bezeichnet, das auf jeden Einwohner E der im Gebiet lebenden Bevölkerung im Jahr entfällt. Die erneuerbaren natürlichen Wasserressourcen umfassen Oberflächen- und Grundwasser (sog. blue water) und den Niederschlag, der von der Vegetation aufgenommen wird (sog. green water). In Tab. 1.2. sind die jährlich erneuerbaren Wasserressourcen aus nutzbarem Oberflächen- und Grundwasserabfluss aufgeführt. Ohne das Polareis beträgt der Abfluss 43764 km^3 (Tab. 1.2). Im Vergleich zum Mittel der Kontinente sind in einzelnen Ländern oft nur geringere Mengen nutzbar. Wasserknappheit besteht bei einem Potential von 1000 bis $1700 \text{ m}^3/(\text{aE})$, Wassermangel bei 500 bis $1000 \text{ m}^3/(\text{aE})$. In 80 Länder liegt der Wert unter $500 \text{ m}^3/(\text{aE})$; weitere Angaben zum Wasserhaushalt einzelner Staaten enthält z.B. [1.5, 1.6].

Tabelle 1.2. Jährlich erneuerbare Süßwasserressourcen (ober- u. unterird. Abfluss) der Kontinente nach [1.5] und verfügbare Wassermengen pro Einwohner E in $10^3 \text{ m}^3/(\text{aE})$

Kontinent mit Inseln	Abfluß km^3	Nieder- schlag km^3	Nutz- Anteil %	Fläche 10^3 km^2	Bevölke- rung 2000 Mio. E	Abfluss pro E $10^3 \text{ m}^3/\text{a}$
Europa	6874	12548	15,2	23000	728	25,9
(Deutschland)	154	250	0,3	357	82	1,9
Naher Osten	491	1378	1,1	6348	257	1,9
Afrika	3950	20415	9,0	30044	793	5,0
Nordamerika	7500	14890	17,0	22650	484	27,0
Südamerika	12380	28640	28,3	17850	346	35,8
S. u. O. Asien	11720	24017	26,8	21207	3340	3,5
Zentralasien	289	1270	0,6	4465	79	3,7
Ozeanien	911	4772	2,1	8087	26	34,7
Σ Welt:	43764	107924	100	133795	6042	7,2

Das verfügbare Wasserpotential sinkt durch den zunehmenden Wasserverbrauch. Seit 1900 ist global der Wassergebrauch (= Wasserverbrauch) um das Zehnfache gestiegen und speziell für die Industrie um mehr als das Zwanzigfache. Weltweit wird das bereits genutzte Volumen auf etwa 4000 km^3 geschätzt. Mit dem Wassergebrauch, besonders durch die Bewässerung, ist auch ein unersetzbarer Wasserverlust verbunden. Weltweit nahm die Bewässerungsfläche von 40 Mio. ha im

Jahr 1900 auf 100 Mio. ha im Jahr 1950 zu und macht heute ein Fünftel des beackerbaren Landes aus (Tab. 1.3).

Zur Erhöhung der Versorgungssicherheit existierten im Jahr 2000 global mehr als eine Million Speicher mit einem gesamten Volumen von 6200 km^3 und einer Wasseroberfläche 400000 km^2 , was etwa einem Drittel der Oberfläche aller natürlicher Seen entspricht. Das Volumen aller Seen ist etwa 25-mal größer als alle Talsperreninhalte. 97% des gesamten Talsperreninhalts entfällt auf 45000 größere Speicher mit Stauhöhen $>15 \text{ m}$ und oder Inhalten größer als 3 hm^3 . Große Talsperren zur Wasserkrafterzeugung befinden sich in Ländern mit Wasserüberschuss, z.B. Russland und Kanada, wohingegen großer Wasserbedarf in Ländern mit großer Bevölkerung und Bewässerwirtschaft entsteht. Der Inhalt des Bodensees von 49 Mio. m^3 entspricht weniger als 1 % des weltweit vorhandenen Stauraums. Das gesamte Fassungsvermögen von 200 deutschen Talsperren mit Stauhöhe über 10 m beträgt $2,56 \text{ km}^3$ bei einer Gesamtfläche von 210 km^2 . Die größte deutsche Talsperre bezüglich des Volumens ist die Bleilochtalsperre/Saale mit 215 hm^3 .

Je 30 % des Gesamtstauraumes befindet sich in Nordamerika bzw. Asien; Europa bzw. Südamerika haben nur einen Anteil von je 10 % am weltweiten Stauraum [1.18]. Durch die Speicher wird global eine 25%-ige Vergrößerung des sicher verfügbaren Abflusses erreicht. Andererseits ist mit den Speichern und Bewässerungsflächen ein irreversibler Wasserverlust von 1800 km^3 infolge von Verdunstung verbunden. Durch den Speicherbau sind global die natürlichen Lebensbedingungen einer Fläche von rd. 700000 km^2 Größe verändert worden.

Tabelle 1.3. Wassernutzung der Erde in km^3/a als Entnahme durch verschiedene Nutzer; Werte in Klammern: nicht wieder ersetzbare Wasserverluste nach [1.17]

Nutzer	1900	1940	1960	1980	1990	2000
Wasserversorgung	16 (4)	36 (9)	82 (20)	200 (41)	300 (52)	441 (65)
Industrie	37 (4)	124 (10)	330 (25)	710 (62)	973 (89)	1280 (117)
Landwirtschaft	525 (409)	893 (679)	1550 (1180)	2290 (1730)	2680 (2050)	3250 (2500)
Speicher	0 (0)	4 (4)	23 (23)	120 (120)	170 (170)	220 (220)
Summe	579 (417)	1060 (700)	1990 (1250)	3320 (1950)	4120 (2360)	5190 (2900)

Die Wassernutzung ist regional sehr unterschiedlich. 1950 lebte ein Drittel der Weltbevölkerung in Städten. Seit 1985 stieg dieser Anteil von 734 auf 1083 Millionen Menschen und heute wohnen mehr als die Hälfte der Weltbevölkerung in Städten von mehr als 100000 Einwohnern. In hoch industrialisierten Ländern steigt dieser Anteil sogar auf 75 %. 1985 wurden etwa 270 städtische Bereiche mit mehr als 1 Mio. Einwohner und 35 städtische Bereiche mit mehr als 5 Mio. Einwohner weltweit gezählt. Damit werden sich der künftige Wasserbedarf und damit auch der Abwasseranfall auf wenige Stellen konzentrieren. Die ungleichmäßige

regionale Wasserverteilung führt weltweit zu einem zunehmenden Wassertransfer. Der globale Wassertransfer betrug 22 km^3 im Jahre 1900; 1960 waren davon 109 km^3 Wasser betroffen und 1985 364 km^3 ; nach 2010 wird mit einem Transfer von 760 bis 1155 km^3 gerechnet, der als Überleitungsmenge genutzt wird. Länder mit großem Wassertransfer sind Kanada, USA, Indien und die GUS [1.14].

Mit dem Wasserkreislauf ist der Stoffkreislauf verbunden, der in der Regel keinen Gleichgewichtszustand aufweist. So sind für die Fragen der Wasserqualität die Kreisläufe von Stickstoff, Phosphor und Kalium und ihre Beeinflussung durch den Menschen von Bedeutung. Benutzung und Verbrauch von Wasser bedürfen einer gesetzlichen Erlaubnis, die im Wasserhaushaltsgesetz festgelegt sind.

1.3 Wasserwirtschaft, Flussgebietsmanagement

Der Begriff *Wasserwirtschaft* entstand im 18. Jahrhundert im Zusammenhang mit der Bereitstellung von Wasser zum Betreiben von Bergwerken gebraucht. Wasserwirtschaft im heutigen Sinn ist die zielbewusste Ordnung aller menschlichen Einwirkungen auf das ober- und unterirdische Wasser. Sie gleicht die Spannungen zwischen dem natürlichen Wasserhaushalt und dem ständig wachsenden Ansprüchen des Menschen an das Wasser aus. Die Wasserwirtschaft schließt Aspekte der Wassergüte und Ökologie ein. Dies sollte stets beachtet werden, auch wenn im folgenden Fragen der Wassermengenwirtschaft vorrangig behandelt werden.

Der ganzheitlichen Betrachtung, die in der Wasserwirtschaft geboten ist, trägt die europäische Rahmenrichtlinie für die Wasserpolitik Rechnung, mit der den europäischen hoch entwickelten Staaten und ihrer Bevölkerung in eindringlicher Weise der Wert und die Bedeutung des Wasserschatzes stärker als bisher ins Bewusstsein gebracht wird [1.20]. Gewässer sind Bestandteile des Naturhaushaltes und als Lebensraum für Fauna und Flora zu sichern, d.h. die Erhaltung bzw. Verbesserung ihrer ökologischen Funktion, ihres Wasserrückhaltevermögens oder ihrer Bedeutung für das Landschaftsbild. Gewässer unterliegen zahlreichen Nutzungen, die im Gegensatz zu ihrer Natürlichkeit stehen.

Leitbilder für die Gewässerentwicklung sind seit 2000 in dieser europäischen Wasserrahmenrichtlinie, die stärker ausgerichtet ist auf einen ökologisch orientierten, ganzheitlichen Gewässerschutz, vorgegeben. Das Leitbild definiert den Zustand eines Gewässers anhand des heutigen Naturpotentials des Gewässerökosystems und des Kenntnisstandes über dessen natürliche Funktion. Es beschreibt kein konkretes Sanierungsziel sondern dient vorwiegend als Grundlage zur Bewertung des Gewässerökosystems. Es kann theoretisch als Sanierungsziel verstanden werden, wenn keine sozioökonomischen Beschränkungen bestünden. Die Gewässerziele im urbanen Raum werden daher anders formuliert als für einen Fluss in der freien Landschaft. Die Wasserrahmenrichtlinie fordert erhebliche Aufwendungen, um die nachteiligen Wirkungen von Nutzungen so gering zu halten, dass die natürlichen Grundfunktionen des Gewässers noch stattfinden können.

Entsprechend des ganzheitlichen Ansatzes, Gewässer von der Quelle bis zur Mündung zu bewirtschaften, fordert die Richtlinie einen das gesamte Flussgebiet

umfassenden ganzheitlichen Bewirtschaftungsplan aufzustellen. Ein umfassender ökologischer Ansatz ist Richtschnur der Gewässerbewirtschaftung und hat als Ziel eine gute Gewässerqualität. Die Öffentlichkeit wird bei der Aufstellung von Bewirtschaftungsplänen zwecks Erhöhung der Transparenz bei den Umsetzungsmaßnahmen einbezogen [1.2.1].

Wasserwirtschaftliche Maßnahmen erstrecken sich auf die gesicherte und nachhaltige Nutzung des natürlichen Wasserdargebots zur Wasserversorgung, Bewässerung, Wasserkrafterzeugung und Niedrigwasseraufhöhung. Aufgaben zur Schadensverhütung bestehen beim Hochwasserschutz oder bei der Überbrückung von Wasserklemmen in Trockenperioden. Eine weitere Aufgabe ist die Nutzung des Wassers als Transportmittel für die Schifffahrt. Die Größenordnung des Nutz- und Schutzbedürfnisses hängt von der Bevölkerungszahl und dem Entwicklungsstand ab, wobei in diesem Produkt die Ansprüche an den Lebensstandard und die Effizienz infolge technischer Entwicklung enthalten sind. Diese Ansprüche, in denen sich die Sensibilität und das Sicherheitsdenken äußern, sind quantitativ umzusetzen, z.B. in Wassermengen. Der bestmögliche Ausgleich zwischen den Nutzungsansprüchen und seiner Befriedigung aus dem natürlichen Wasserdargebot ist daher Ziel einer nachhaltigen Ressourcenbewirtschaftung.

Die Realisierung verschiedener wasserwirtschaftlicher Ziele kommt infolge der Vielschichtigkeit der Eingriffe in den Wasserhaushalt und der natürlichen Eigenarten der Landschaft in einer Vielfalt von wasserbaulichen Lösungen zum Ausdruck, so dass die nachstehenden Beispiele wasserwirtschaftlicher Maßnahmen nur einen auf die Wassermenge begrenzten Aspekt wiedergeben können.

Das *Flussgebietsmanagement* soll anthropogene Einflüsse auf das Gewässer, deren Ursachen in der Fläche des Einzugsgebietes liegen, bereits dort beheben. Es erfordert die ganzheitlichen, einzugsgebietsbezogenen Betrachtungen zur nachhaltigen Bewirtschaftung der Ressourcen Wasser und Boden mit allen technischen, sozioökonomischen und ökologischen Aspekten. Dieser interdisziplinäre Ansatz integriert Aufgaben aus der Raumplanung, der Gewässerbewirtschaftung und dem Gewässerschutz und verbindet Bauleitpläne, Landschaftspläne und wasserwirtschaftliche Fachpläne (z.B. Gewässerentwicklungspläne). Die ganzheitliche Betrachtung aller Faktoren, die den Zustand des Gewässers beeinflussen oder seinen Zustand anzeigen, erfordert Analysen der natürlichen Ressourcen im sozioökonomischen Kontext, (z.B. Untersuchungen zum Abflussregime und zur Gewässergüte, zur Flora und Fauna, zur Strukturgüte des Flusses und der Talaue), sowie die effektive Bewertung von Planungsalternativen technischer und nicht technischer Maßnahmen einer nachhaltigen Wasserbewirtschaftung als Entscheidungshilfe.

Alle Akteure, die an der Wasserressource interessiert sind und daran teilhaben, werden im Rahmen eines öffentlichen Verfahrens einbezogen, um einen optimalen Einsatz aller Kräfte und finanziellen Mittel zu gewährleisten. Das Flussgebietsmanagement ist ein geeignetes Werkzeug um die Anforderungen der Wasserrahmenrichtlinie umzusetzen. Damit soll ein Gleichgewicht zwischen Ökologie und Ökonomie hergestellt werden, um die Qualität der Umwelt zu sichern und zu verbessern. Da das integrierte Flussgebietsmanagement auf komplexe Entscheidungen im Flussgebiet fokussiert ist und bedient es sich der Systeme zur Unterstützung von Entscheidungen (DSS = decision support system).

Die Leitlinien für das Flussgebietsmanagement gehen von folgenden Maximen aus:

a.) Die Nutzung des Wassers sollte sich an seinem Regenerationsvermögen orientieren unter Beachtung eines ausreichend großen Bestandes für das Ökosystem. Der Rückbau von Anlagen muss prinzipiell möglich sein (Reversibilitätsprinzip).

b.) Die Inanspruchnahme des Wassers als Senke für Stoffe und Abwärme darf seine Selbstreinigungskraft nicht übersteigen (Quellenreduktionsprinzip).

c.) Die Inanspruchnahme des Wassers durch eine Region darf die Nachhaltigkeit in anderen Regionen nicht gefährden, d.h. ortsnahe Gewinnung durch dezentrale Versorgungsstruktur und Fernwasserversorgung nur dort, wo Alternativen fehlen (Regionalitätsprinzip).

d.) Falls die erneuerbare Ressource Wasser Inanspruch genommen wird, sollen im gleichen Zuge nicht-erneuerbare Ressourcen (z.B. Energie aus fossilen Energieträgern zum Pumpen von Bewässerungswasser) nicht oder wenig in Anspruch genommen werden (Ressourcenminimierungsprinzip).

e.) Die Einbindung der Öffentlichkeit im Rahmen von Wasserrechtsverfahren und freiwillige Vereinbarungen mit Dritten (Kooperations- und Partizipationsprinzip).

f.) Die sachgerechte Zuweisung von Kosten und Verantwortung; nutzerbezogener (z.B. Trinkwasser) und verursacherbezogener (z.B. Abwasser) Abgaben (Verursacherprinzip).

1.4 Beispiele für die Wasserbewirtschaftung

1.4.1 Wasserwirtschaft im Ruhreinzugsgebiet

Rund 10 % des Wasserbedarfs der Bundesrepublik wird aus der Ruhr (Einzugsgebietsgröße $A_{E0} = 4488 \text{ km}^2$) gedeckt (Bild 1.2). Um diese Wassermengen bereitzustellen, betreibt der Ruhrtalesperrenverein ein System von Talsperren mit insgesamt 471 hm^3 Stauraum. In Trockenzeiten kann die natürliche Wasserführung an der Ruhrmündung bis auf weniger als $5 \text{ m}^3/\text{s}$ zurückgehen, wohingegen sie bei Hochwasser $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ übersteigen kann. Der mittlere Abfluss beträgt rd. $80 \text{ m}^3/\text{s}$. Zur Trinkwassernutzung wird das Wasser nicht aus der fließenden Welle sondern zum überwiegenden Teil als Grundwasser im Flusstal gewonnen, wobei das Grundwasser durch Flusswasser über Versickerungsbecken angereichert wird. Infolge der kurzen Verweilzeit des Wassers im Talschotter von ein bis zwei Tagen werden nur Teile des Tagesbedarfs erfasst. Das Flusssystem muss daher aus Gründen der Mengenbereitstellung auch in extremen Trockenzeiten stets genügend Wasser in ausreichender Qualität aufweisen. Dieser Ausgleich zwischen wasserreichen und wasserarmen Zeiten wird durch Talsperren vorgenommen, deren Bau und Betrieb dem Ruhrverband (RV) obliegt, der auch die Gewässergüte besorgt.

Die Abhängigkeit der Wasserführung vom Talsperrenbetrieb wird in trockenen und nassen Jahren besonders deutlich (Bild 1.3). Die Zuschüsse aus den Talsperren werden bis zu acht Monaten in Trockenjahren gegeben. Die örtliche Wasserführung der Ruhr wird bei Niedrigwasser durch die Abgabe aus den Stauräumen und die Wasserwerksentnahmen besonders stark beeinflusst. Im Verlauf der Ruhr steigt der Anteil des gereinigten Abwassers bis auf 35 % an der Mündung. Daneben geht der Ruhr Wasser durch Überpumpen in benachbarte Abflussgebiete oder durch Verdunstung verloren. Dies sind im Jahresmittel von 1987–1990 $10 \text{ m}^3/\text{s}$. An heißen Sommertagen werden gelegentlich 18 bis $20 \text{ m}^3/\text{s}$ Entziehung ermittelt [1.7]. Die Wasserentnahme ist abhängig von dem wirtschaftlichen Geschehen in der versorgten Region. Die Entziehung im Ruhrgebiet betrug von der Jahrhundert



Abb. 1.2. Wasserlieferung über die Flussgebietsgrenzen der Ruhr; Betriebsanlagen des Ruhrtalsperrenvereins und des Ruhrverbandes nach [1.7]

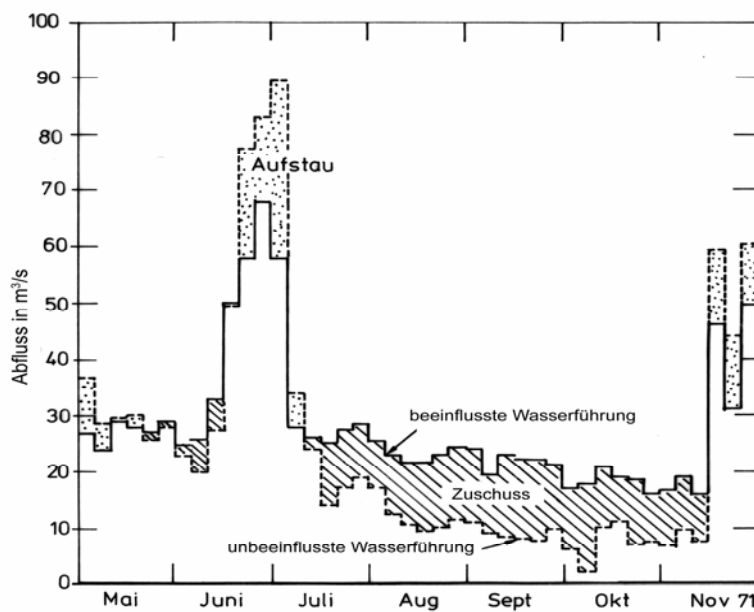


Abb. 1.3. Wasserführung der Ruhr am Pegel Hattingen von Mai bis Oktober 1971 [1.8]

wende bis zum Jahr 1976 1,6 % pro Jahr. Die Wasserentnahme beträgt $690 \text{ hm}^3/\text{a}$, wovon mehr als $200 \text{ hm}^3/\text{a}$ dem Ruhreinzugsgebiet entzogen wurden. Von den Entnahmen fällt auf die Kühlwassernutzung und die Nutzung als Brauchwasser etwas mehr als die Hälfte. Der überwiegende Anteil des Wasserentzugs dient zur Versorgung der nördlich angrenzenden Gebiete von Emscher und Lippe (Bild 1.2).

Die Ruhrtalsperren haben primär die Aufgabe, die mittelbare Wasserversorgung durch Gewährleistung von Mindestabflüssen sicherzustellen. Nach dem Ruhrverbandsgesetz von 1990 ist der Abfluss in der Ruhr so zu regeln, dass das täglich fortschreitende arithmetische Mittel aus fünf aufeinander folgende Tageswerten des Abflusses an der Ruhrmündung einen Wert von $15 \text{ m}^3/\text{s}$ nicht unterschreitet und der niedrigste Tageswert $13 \text{ m}^3/\text{s}$ nicht unterschreitet. Zusätzlich müssen an einem zweiten Kontrollpegel ähnliche Werte berücksichtigt werden. So erfolgt immer ein Ersatz der Entziehung. Mit dem Zuschusswasser aus der 1906 gebauten Möhnetalsperre können sämtliche Wasserwerke entlang der mittleren und unteren Ruhr beliefert werden. Die Sorpetalsperre und die Hennetalsperre bilden mit der Möhnetalsperre die Nordgruppe des Systems. Zur Südgruppe gehören die Versetalsperre und die Biggetalsperre, die ihr Zuschusswasser in die Lenne geben und damit für die Entnahmen aus der unteren Ruhr von besonderer Bedeutung sind. Alle Speicher bilden ein System, durch das die Wasserführung der Ruhr und ihrer Nebenflüsse gezielt beeinflusst werden kann. Dies ist erforderlich, um der städtebaulichen und industriellen Entwicklung schwerpunktmäßig folgen zu können.

Der Umfang der steuernden Eingriffe in den natürlichen Wasserkreislauf wird durch Vergleich des bisher beobachteten geringsten Abflusses von 1316 hm^3 im Jahre 1964 mit der im Durchschnitt der Jahre 1987–1990 vorhandenen Entnahme von 690 hm^3 deutlich.

Wichtiger für die Ruhrwasserwirtschaft ist jedoch der in dieser Summe enthaltene Anteil der Entziehung, die etwa 210 hm^3 oder 16 % des geringsten beobachteten Abflusses beträgt. Für den Ausgleich zwischen den Zeiten mit hohem und niedrigem Abfluss steht ein nutzbarer Stauraum von 470 hm^3 zur Verfügung. Oberhalb der Sperrbauwerke liegen 23 % des gesamten Niederschlagsgebiets der Ruhr.

Mit dem vorhandenen Stauraum und dem den Talsperren im Verlauf der Zuschussperiode zufließenden Wasserdargebot ist es möglich, nicht nur in extremen Trockenjahren die Entziehung voll zu decken, sondern auch an den kritischen Punkten des Ruhrflusssystems eine vorgegebene Mindestwasserführung aufrecht zu erhalten. Im Trockenjahr 1976 wurden allerdings die Leistungsgrenzen des heutigen Systems sichtbar, die vorher nur theoretisch nachzuweisen waren [1.8–1.10].

1.4.2 Hochwasserschutz durch Hochwasserrückhaltebecken

Beim Ausbau oberirdischer Gewässer wurden vielfach die natürlichen Rückhalteräume in der Talauflage verkleinert, um die Landwirtschaft gegen Sommerhochwasser und Siedlungsgebiete gegen noch größere Hochwasser zu schützen. Dies führte zu einer Abflussverschärfung mit größeren Hochwasserspitzen in den unterliegenden Gebieten. Die Verrohrung von Vorflutern in Siedlungsgebieten, die aus hygienischen Gründen oder zur Schaffung von Flächen für den Straßenverkehr erforderlich wird, ist meist auf die Belange der Stadtentwässerung ausgelegt und wird nicht für den maßgeblichen Hochwasserabfluss bemessen. Beim naturnahen Wasserbau im Sinne des Naturschutzes ist das Gewässer möglichst in seinem ursprünglichen Zustand zu belassen. Es ist dann nicht in der Lage, das Bemessungshochwasser schadlos abzuführen. In allen angeführten Fällen ist die Anlage von Hochwasserrückhaltebecken eine wasserbauliche Lösung, die seit etwa dreißig Jahren verstärkt beim Hochwasserschutz verfolgt wird. Bislang wurde eine Vielzahl von Rückhaltebecken fertig gestellt, deren Inhalte bis $>30 \text{ hm}^3$ betragen. Auch der Abflussverschärfung durch den Bau

von Schnellstraßen oder im Reb Gelände wird durch die Anlage von Hochwasserrückhaltebecken begegnet. Als Regenrückhaltebecken sind sie heute auch ein Bestandteil der Kanalisation. Hochwasserrückhaltebecken sind Ausbaumaßnahmen, bei denen durch Anlage von Rückhalteraum Hochwasser vorübergehend zurückgehalten und der Abfluss vermindert wird.

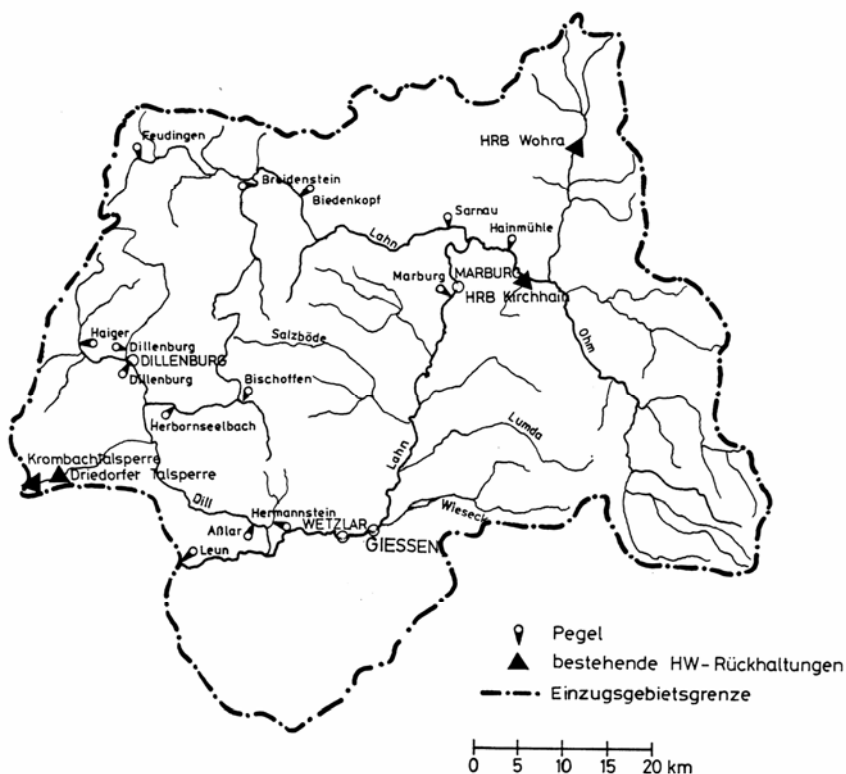


Abb. 1.4. Übersichtsplan des Lahngebietes bis zum Pegel Leun mit Hochwasserrückhaltebecken

Zum Hochwasserschutz der Ortschaften an der Lahn wurde 1952 mit dem Bau des ersten größeren Hochwasserrückhaltebeckens bei Kirchhain begonnen. Das Rückhaltebecken liegt kurz oberhalb der Mündung der Ohm in die Lahn und schließt ein Einzugsgebiet von 887 km² ab. Das Rückhaltebecken hat 14,9 hm³ Inhalt bei einer maximalen Einstauhöhe von 6 m und einer überstauten Fläche von 900 ha. Infolge der landwirtschaftlichen Nutzung ist der Einstau auf das Winterhalbjahr beschränkt. Die Ohm wurde auf 19,5 km Länge, wovon 7,5 km im Rückhaltebecken liegen, auf Sommerhochwasser (80 l/skm²) ausgebaut. Der Ausbaubfluss steigt von 33 m³/s oberhalb des Rückhaltebeckens auf 75 m³/s unterhalb des Rückhaltebeckens an. Das Auslaufbauwerk ist auf ein Bemessungshochwasser von 490 m³/s ausgelegt.

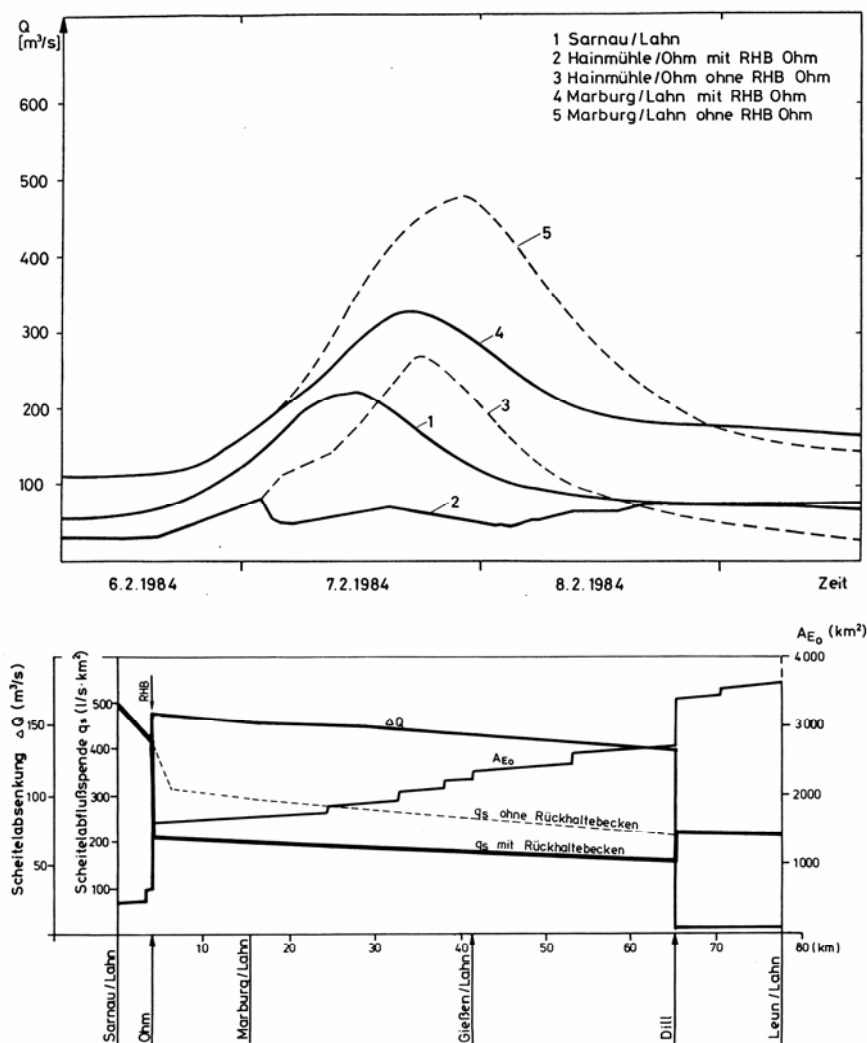


Abb. 1.5. Verformung der Ganglinie (oberes Bild) sowie Abminderungsbetrag ΔQ in m³/s des Scheitelabflusses bzw. Verringerung der Scheitelabflussspende längs der Lahn durch Hochwasserrückhaltebecken beim Hochwasser vom Februar 1984

Neben diesen Rückhaltebecken sind weitere Hochwasserschutzmaßnahmen im Einzugsgebiet der Lahn vorgesehen (Bild 1.4). Die Wirkung des Hochwasserrückhaltens Kirchhains und des Rückhaltebeckens Wohra, das bei einer maximalen Einstauhöhe von 6,5 m und einer überstauten Fläche von 59 ha einen Inhalt von 1,6 hm³ aufweist, auf die Lahn ist be-

trächtlich, wie anhand des Hochwassers vom Februar 1984 mit einem Flussgebietsmodell nachgewiesen wurde (Bild 1.5).

Das extreme Ereignis führte an der Lahn zu Wiederkehrzeiten von rd. 100 Jahren, die in einigen Nebenläufen noch übertroffen wurden [1.11]. Durch den Hochwasserrückhalt im Ohmgebiet (Pegel Hainmühle: $A_{E_0} = 916 \text{ km}^2$; $MQ = 7,3 \text{ m}^3/\text{s}$) wurde der Scheitelabfluss der Lahn in Marburg ($A_{E_0} = 1667 \text{ km}^2$; $MQ = 16,3 \text{ m}^3/\text{s}$) von $460 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $318 \text{ m}^3/\text{s}$ gedrosselt (Bild 1.5). Nach flussabwärts nimmt die Wirkung ab und geht bei der Einmündung der Dill (Pegel Aßlar: $A_{E_0} = 693 \text{ km}^2$; $MQ = 9,1 \text{ m}^3/\text{s}$) so stark zurück, dass der Scheitelabfluss von $780 \text{ m}^3/\text{s}$ am Pegel Leun ($A_{E_0} = 3594 \text{ km}^2$; $MQ = 31 \text{ m}^3/\text{s}$) um weniger als 5 % abgemindert wird, jedoch wird die Hochwasserdauer verkürzt.

Seit 2007 ist die EU-Richtlinie für Hochwasser in Kraft getreten. Damit soll das Hochwasserrisiko in drei Stufen verringert werden: durch Abschätzung des Hochwasserrisikos in den Flussgebieten, Entwicklung von Hochwassergefahrenkarten sowie Maßnahmen zur Verringerung der Überschwemmungshäufigkeit in gefährdeten Gebieten. Für das Lahnggebiet liegen dazu ein Retentionskataster und Hochwassergefahrenkarten vor [1.22].

1.4.3 Überleitung von Wasser mit einem Schifffahrtskanal

Durch die Überleitung von Altmühl- und Donauwasser in das Regnitz-Main-Gebiet erfolgt ein Wassertransfer vom Stromgebiet der Donau in das des Rheins [1.12] (Bild 1.6). Der überregionale Wasserausgleich dient zur Verbesserung des natürlichen Wasserangebots in den dicht besiedelten Gebieten von Regnitz und Main, die infolge der hydrologischen Gegebenheiten ein geringes nutzbares Wasserpotential aufweisen. Zur Verbesserung der wasserwirtschaftlichen Gegebenheiten im Regnitz-Main-Gebiet soll die Trinkwasserversorgung auf einen überörtlichen Verbund ausgerichtet und der Gewässerzustand saniert werden. Der Bedarf an Betriebs- und Kühlwasser ist durch Verbesserungen der Abflussmengen und -güte sicherzustellen. Sodann soll der wachsenden Nachfrage nach wasserbezogenen Erholungsmöglichkeiten im Umland des Verdichtungsraums Nürnberg Rechnung getragen werden. Gleichzeitig wird mit dem Projekt eine wichtige Schifffahrtsstraße verwirklicht, die den verkehrsmäßigen Anschluss der Donau an den Rhein ermöglicht. Durch die Überleitung soll ein begrenzter Wasserausgleich geschaffen werden. Das mittlere Niedrigwasser der Regnitz am Pegel Neumühle soll von $3 \text{ m}^3/\text{s}$ so vergrößert werden, dass in der Regnitz unterhalb von Nürnberg ein Mindestabfluss von $27 \text{ m}^3/\text{s}$ gewährleistet ist. Damit kann der mittlere Niedrigwasserabfluss des Mains bei Schweinfurt um mehr als die Hälfte vergrößert werden. Dazu müssen im Donaugebiet im mittleren Jahr 155 hm^3 und 350 hm^3 im Trockenjahr entnommen werden. Um in der Donau unterhalb von Kelheim Beeinträchtigungen zu vermeiden, wird an der Donau zu Niedrigwasserzeiten, in der Regel unter $140 \text{ m}^3/\text{s}$, kein Zusatzwasser für das Regnitzgebiet entnommen. In diesen Fällen soll der Wasserzuschuss durch den Brombachspeicher erfolgen. Die Auswirkung der Maßnahmen wurde mit einem mathematischen Modell simuliert und optimiert [1.13] (Bild 1.7).

Das technische Konzept der Wasserüberleitung besteht aus der Kanalüberleitung. Der Kanal überquert die Wasserscheide Donau-Rhein auf der Südrampe mit fünf Stufen, die einen Höhenunterschied von 68 m von der Donau bis zur Scheitelhaltung aufweisen. Der Abstieg zum Main erfolgt in elf Stufen mit einem Höhenunterschied von 175 m. Das Zusatzwasser für das Regnitz-Main-Gebiet wird über eine Pumpenkette gefördert, mit der auch das Schleusungswasser ergänzt wird. Bei niedrigen Donauabflüssen oder außergewöhnlichen Wassergütesituationen in der Donau wird die Entnahme eingestellt und Zuschusswasser aus dem Speichersystem eingespeist, dessen Kernstück der Brombachspeicher ist. In der 144 hm^3 großen Talsperre wird bis zu $70 \text{ m}^3/\text{s}$ Hochwasser der Altmühl mit einem rd. 9 km langen Überleitungskanal in einer Größenordnung von 25 hm^3 gespeichert.

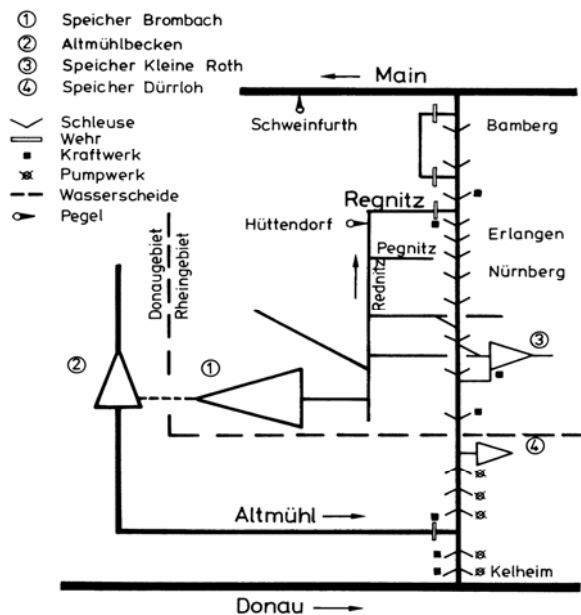


Abb. 1.6. Struktur des Überleitungssystems Donau – Main

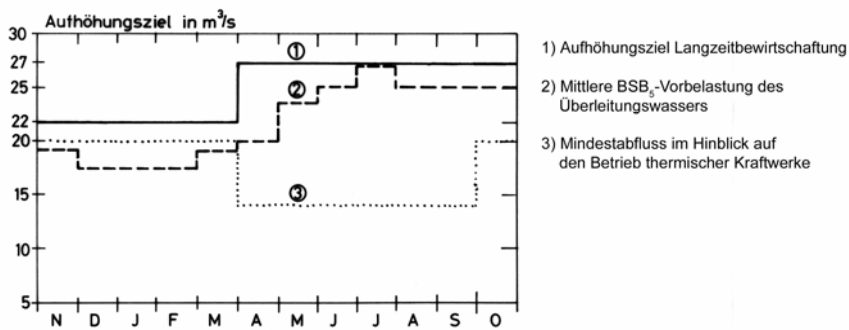


Abb. 1.7. Anforderungsprofil der Gewässergüte- und Energiewirtschaft an das Aufhöhungsziel der Regnitz am Steuerpegel Hüttendorf [1.13].

1.4.4 Wasserkraftnutzung eines Flusses

Der Inn als wasserreichster alpiner Nebenfluss der Donau ist auf der rd. 200 km langen Flussstrecke zwischen Kufstein und Passau wasserkraftmäßig ausgebaut (Bild 1.8). Die Gesamtfallhöhe beträgt rd. 170 m und wird in einer geschlossenen Kette von 15 Kraftwerken

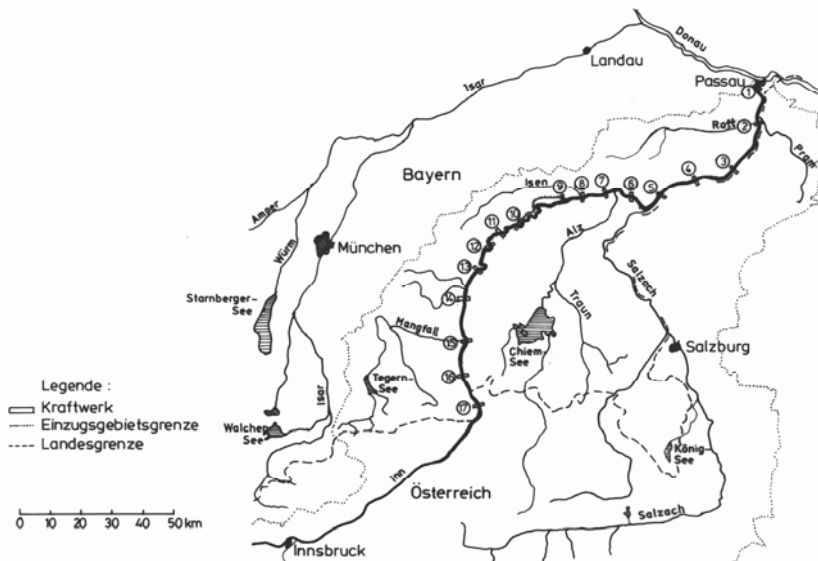


Abb. 1.8. Übersichtsplan über den Ausbau der Innstrecke von Kufstein bis Passau

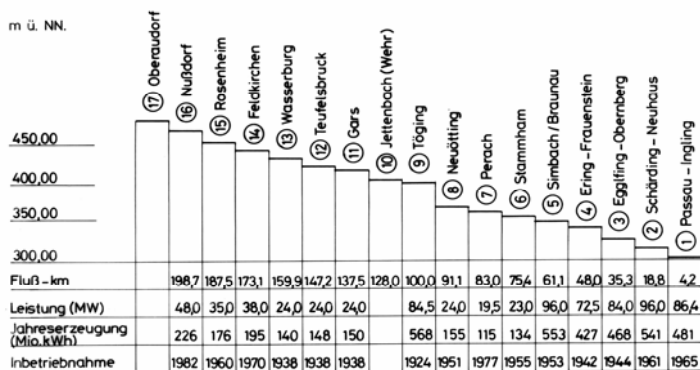


Abb. 1.9. Längsschnitt durch die Kraftwerkskette am Inn [1.15]

genutzt (Bild 1.9). Bis auf das Kanalkraftwerk Töging handelt es sich bei den Laufwasserkraftwerken um einen modernen Typ von Niederdruckanlagen mit einer Ausbauleistung von insgesamt 779 MW und 4477 Mio. kWh/Jahr elektrischer Jahresarbeit [1.15, 1.16]. Auf

dem Bereich, in dem der Inn Grenzfluss ist, wird die Wasserkraft zwischen Bayern und Österreich gemeinsam genutzt.

Die Fallhöhen schwanken zwischen 6 und 11 m, der Ausbauabfluss an den oberen Kraftwerken bis zur Salzachmündung ($A_{E0} = 15700 \text{ km}^2$; $MQ = 380 \text{ m}^3/\text{s}$) schwankt zwischen 450 bis $580 \text{ m}^3/\text{s}$ und wird an 115 bzw. 60 Tagen überschritten. Unterhalb der Salzachmündung steigt der Ausbauabfluss auf $1000 \text{ m}^3/\text{s}$, und die Überschreitungsdauer liegt bei 78 bis 89 Tagen (Pegel Passau: $A_{E0} = 26000 \text{ km}^2$; $MQ = 740 \text{ m}^3/\text{s}$). Als höchstes Hochwasser wird für den oberen Flussabschnitt von 2000 bis $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ ausgegangen. Dieser Wert steigt unterhalb der Salzachmündung auf $6200 \text{ m}^3/\text{s}$ an.

Vor der Begradigung des Inns, die um die Jahrhundertwende aus Gründen des Hochwasserschutzes durchgeführt wurde, befand sich der Inn in einem weitläufig mäandrierenden Flussgerinne mit großflächigen Anlandungszonen. Inzwischen ist die hochwasserfreiegelegte Talaue besiedelt und landwirtschaftlich genutzt, so dass für die zur Stauhaltung erforderlichen Dämme hauptsächlich nur die Trassen der bestehenden Hochwasserdämme entlang des begradigten Gerinnes verbleiben. Mit dem Bau der neueren Innstauufen erfolgte eine Annäherung der ökologischen und biotop-bezogenen Parameter an das frühere Flussgerinne.

Weitere Beispiele für die Nutzung von Wasserkraft in Flüssen in Verbindung mit der Binnenschifffahrt werden im Rhein, in der Donau, Weser, Mosel und im Main angetroffen. Insgesamt beträgt die Zahl der Laufwasserkraftwerke in Deutschland, die öffentlichen Stromversorgern gehören, 592 mit einer gesamten installierten Leistung von 2633 MW, davon weisen nur 31 Kraftwerke eine installierte Leistung von mehr als 20 MW auf. In 60 Speicherkraftwerken sind 247 MW installiert und in 23 Pumpspeicherkraftwerken weitere 5516 MW. Insgesamt werden nur 4 % des Stroms in Deutschland aus Wasserkraft erzeugt. Die Wasserkraft zählt zu den regenerativen Energien. Durch das Fehlen von CO_2 -Emissionen weisen Wasserkraftanlagen eine positive Bilanz bei den Emissionen auf.

2 Der Wasserhaushalt und Beobachtung einzelner Komponenten

2.1 Niederschlag

2.1.1 Erscheinungsformen

Zum Niederschlag zählen alle Kondensationsprodukte, die aus der Atmosphäre zum Boden gelangen. Niederschläge entstehen, wenn feuchte Luft unter ihren Taupunkt abkühlt und anschließend Kondensation einsetzt. In Mitteleuropa enthalten die unteren 2 km der Lufthülle etwa die Hälfte des atmosphärischen Wassers, was im Mittel einer Niederschlagssumme von 20 mm entspricht. Die Kondensation des Wasserdampfes in der Atmosphäre führt zur Bildung von Wolken durch Hebung der Luftmassen. Die mit der Hebung verbundene Abkühlung von rd. 1 K pro 100 Höhenmeter (trockenadiabatischer Temperaturgradient) führt zu einer Verringerung der Dampfspannung und Zunahme des relativen Feuchtegehalts. Der adiabatische Gradient feuchter Luft ist geringer; überschläglich kann er mit $\leq 6,5 \text{ }^\circ\text{C}\cdot\text{km}^{-1}$ angenommen werden. In der Kondensationshöhe hat die relative Luftfeuchtigkeit 100 %. Werden gleichzeitig Kondensationskerne, z.B. kleine Staubpartikel, in der Luft angetroffen, kann es durch Zusammenlagerung von Wassermolekülen zur Bildung von Dunsttröpfchen kommen. Zur Entstehung eines Regentropfens ist die Zusammenlagerung von etwa einer Million Wolkentröpfchen erforderlich. Beim Absinken der Regentropfen in eine Wolke vergrößern sie sich durch Anlagerung anderer Wasserteilchen, zerplatzen oder fallen durch die Wolke als Sprüh- oder Nieselregen mit Tropfendurchmesser von $< 0,5 \text{ mm}$ Durchmesser. Die Grundlagen des Niederschlagsprozesses sind in [2.1] behandelt.

Große Regenintensitäten treten auf, wenn es zum Eiskristallprozess kommt, unterkühlte Wolkentröpfchen sich an Eiskristalle anlagern und Graupelkörner bilden. Fällt das Graupelkorn unter das Null-Grad-Niveau, kommt es zum Abschmelzen und es fällt Regen mit großen Tropfen von 1 bis 6 mm Durchmesser und einer Fallgeschwindigkeit von $\geq 6 \text{ m/s}$. Werden die gefrorenen Eiströpfchen durch starken Aufwind in Gewitterwolken wiederholt hoch getragen, bevor sie zur Erde gelangen, entsteht Hagel mit Eiskugeln von 5 bis 50 mm Durchmesser.

Die zur Wolken- und Niederschlagsbildung erforderlichen Hebungsvorgänge können durch Aufgleiten von feucht milder Meeresluft über trockenkalte Festlandsluft verursacht werden. Bei den dadurch hervorgerufenen advektiven Niederschlägen ist die horizontale Luftbewegung größer als die vertikale. Advektive Niederschläge bilden großflächige Niederschlagsgebiete mit geringen bis mäßigen

Intensitäten aber lang anhaltender Dauer (Dauerregen, Landregen), die bei niedriger Lufttemperatur zu lang anhaltenden Schneefälle führen. 12-stündige Sommerregen weisen oft ellipsenförmige Niederschlagsgebiete auf; die große Halbachse ist im Mittel 1000 km lang und das Verhältnis von großer und kleiner Halbachse beträgt 3:1. Große Niederschlagshöhen treten bei Vb Zyklonen auf [2.2, 2.3].

Die Hebung kann auch durch orographische Hindernisse erzwungen werden und führt zur Stau- und Fönerscheinung, verbunden mit erhöhten Niederschlägen auf der Luvseite und verminderte im Regenschatten. Industrielle oder städtische Ballungsgebiete können infolge von verstärkten Emissionen niederschlagsverstärkende Effekte in Lee aufweisen.

Die Hebungsvorgänge können durch Aufsteigen von Luft hervorgerufen werden, die sich am Boden über das Kondensationsniveau hinaus erwärmt hat. Sie führt zu *konvektiven* Niederschlägen. Dabei ist die Vertikalbewegung der Luftmassen größer als die horizontale und es werden feuchte, labil geschichtete Luftmassen umgelagert, oft in Verbindung mit Gewitter und Hagel. Konvektive Niederschläge führen als starke Schauer zu hohen Intensitäten und Regensummen. Sie sind auf kleine, scharf abgegrenzte Niederschlagsgebiete und kürzere Regendauern beschränkt. Die einzelne Schauerzelle hat eine Lebensdauer von ca. 25 bis 120 Minuten und bedeckt eine Grundfläche von 30 bis > 500 km². Die Niederschlagsverteilung ist unregelmäßig.

Bei starken Schauern schwankt die Regenintensität oft zwischen 10 und 50 mmh⁻¹, wohingegen bei lang andauernden Niederschlägen die Intensität häufig unter 2 bis 3 mmh⁻¹ liegt. Die Regenintensität nimmt mit zunehmender Dauer allgemein stark ab und sinkt für einen 100-Minuten-Regen etwa auf ein Drittel der Intensität eines Regens von 10 Minuten Dauer. *Starkregen* zeichnen sich durch hohe Intensitäten aus, die vorgegebene Grenzwerte überschreiten. Die Grenzen können statistisch so definiert werden, dass 5 bis 10 Regenereignisse pro Jahr als Starkregen erhalten werden. Von den an die Intensität gebundenen Unterscheidungskriterien [2.4] wird das von Wussow häufig angewendet. Danach wird als Starkregen ein Regen bezeichnet, dessen Niederschlagshöhe N in mm und Regendauer D in min folgende Mindestbedingung erfüllt:

$$N \geq [5D - (D/24)^2]^{1/2} \text{ d.h. z.B. } \geq 5 \text{ mm/5min bzw. } \geq 17 \text{ mm/h} \quad (2.1)$$

Zum Niederschlag werden Tau, Nebel und Reif gerechnet, die bis zu 30 mm Niederschlagshöhe im Jahr ausmachen können. Die Wassertropfchen bei Tau lagern sich als Folge der direkten Kondensation aus der anliegenden klaren Luftschicht auf den durch nächtliche Ausstrahlung abgekühlten horizontalen Flächen ab.

Für die Aufstellung von Gebietsbilanzen ist daneben noch die Interzeption von Bedeutung. Als *Interzeption* bezeichnet man den Vorgang, bei dem der auf die vegetationsbedeckte Erdoberfläche fallende Niederschlag (Freilandniederschlag) von der Vegetationsdecke aufgefangen wird, so dass der nicht durchfallende Niederschlag verdunstet oder von der Pflanze aufgenommen wird. Die Vernachlässigung der Interzeption bei der Bildung von Wasserbilanzen kann zu größeren Fehlern führen, insbesondere, wenn es sich um Niederschlagsereignisse mit kleineren Niederschlagshöhen handelt.

2.1.2 Niederschlagsmessung

Die Bedeutung der Niederschlagsbeobachtung für die Landwirtschaft wurde in Ländern, für die das Ausmaß der Regenzeiten eine lebenswichtige Grundlage darstellt, bereits früh erkannt. Regenbeobachtungen sind daher aus Indien seit 400 v.Chr. bekannt. Ähnliches wird 200 v.Chr. aus Palästina berichtet. Nachweislich wurden in China seit 1247 Regennmesser verwendet, die im Prinzip den heutigen Auffanggefäßen entsprechen. In Korea wurden 1441 zylindrische Regennmesser von 15 cm Durchmesser und 30 cm Gefäßhöhe eingeführt, die bis 1907 verwendet wurden. Die ältesten regelmäßigen Beobachtungen in Deutschland wurden um 1750 am Hohenpeißenberg begonnen [2.5, 2.6, 2.69]. Die Methodik der Niederschlagsmessung ist seit Beginn prinzipiell unverändert geblieben. Erst nach 2000 Jahren wurde 1662 der erste Regenschreiber eingesetzt. Infolge der verhältnismäßig einfachen Messtechnik liegen Niederschlagsaufzeichnungen für längere Beobachtungsperioden und dichtere Messnetze vor als Abflussaufzeichnungen.

Zur Niederschlagsbeobachtung dienen Regennmesser (Pluviometer) verschiedener Bauart. Bei allen Typen handelt es sich um ein offenes Gefäß mit bekannter horizontaler Auffangfläche. Als Niederschlagshöhe wird diejenige Wasserschicht bezeichnet, die auf die Horizontalprojektion der Erdoberfläche fällt. Die Niederschlagsmessung wird durch das Messgerät selbst und durch die Aufstellungsbedingungen beeinflusst. Um den Einfluss der Umgebung klein zu halten, wird der Regennmesser so aufgestellt, dass der Regen am Messplatz nicht durch Bäume oder Gebäude beeinträchtigt wird. Dazu muss die zwei- bis vierfache Höhe (entsprechend einem Winkel von ca. 30°) des Hindernisses als horizontale Mindestentfernung zwischen Regennmesser und Hindernis eingehalten werden (Bild 2.1). Durch die Aufstellung des Regennmessers über dem Boden erfolgt eine Störung der Luftbestromung, die zu einer Beschleunigung der Windgeschwindigkeit über dem Auffangtrichter und damit zum Verdriften von kleinen Regentropfen führen kann, so dass zu wenig Niederschlag angezeigt werden kann.

Regennmesser sind kreisrunde zylindrische Gefäße mit unterschiedlicher Größe der Auffangfläche, die in einer festen Höhe über der Erdoberfläche angeordnet werden. Innerhalb der einzelnen meteorologischen Netze werden einheitliche Regennmessertypen aus Gründen der Vergleichbarkeit verwendet. Die Auffangfläche schwankt meist zwischen 127 und 500 cm² und muss auf $\leq 0,5\%$ genau bestimmt sein. Ihre Höhe über Gelände befindet sich zwischen 30 cm und 200 cm. So wurde in Deutschland von Hellmann ein Regennmesser mit 200 cm² Auffangfläche, die 1 m über Erdoberfläche angeordnet ist, vom Deutschen Wetterdienst (DWD) eingeführt. Der Rand des Auffanggefäßes weist eine scharfe Schneide mit vertikaler Innenseite auf. Die vertikale Innenseite, die sich zu einem Ablauftrichter verjüngt, ist so lang, dass schräg auftreffender Niederschlag stets einen spitzen Einfallswinkel mit der Gefäßwand bildet und nicht herauspritzt.

Das in das Auffanggefäß fallende Regenwasser wird in eine Sammelkanne geleitet und zu festen Terminen in einen Messzylinder gegossen und gemessen, dessen Teilung die Niederschlagshöhe auf 0,1 mm genau abzulesen gestattet. Beim DWD erfolgt die Standardmessung seit dem 1.1.1979 um 7³⁰ MEZ (früher um 7⁰⁰

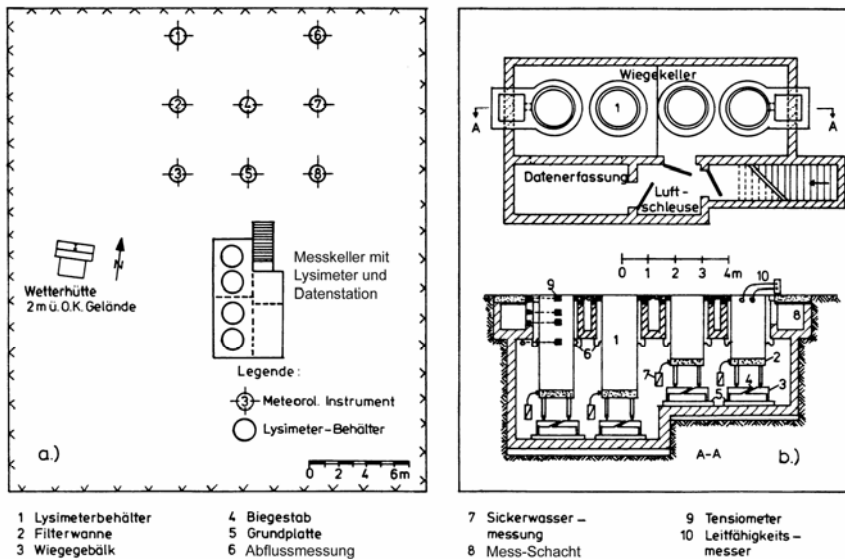


Abb. 2.1. Beispiel für eine hydrologische Station mit wägbarem Lysimeter. Im Lageplan (a) sind (1) Windrichtung, (4) bzw. (6) Windgeschwindigkeit in 2 bzw. 10 m Höhe, (2) bzw. (5) Regenschreiber in 1 bzw. 0 m Höhe über OK Gelände, (3) Regenmesser in 1 m Höhe, (7) Psychrometer und Bodentemperatur, (8) Strahlungsbilanz und Globalstrahlung. (b) Schnitte durch Lysimeter nach [2.7]

MOZ). Seit dem 1.1.1971 werden die Messungen als tägliche Niederschlagssumme des Vortages angegeben, wohingegen sie vorher dem Messtag zugeschrieben wurden. Zurzeit werden in Deutschland etwa 6500 Niederschlagsstationen betrieben, davon ca. 4500 durch den DWD.

Bei wöchentlichen und monatlichen Ablesungen, die in schwerzugänglichen gebirgigen Gebieten anfallen, werden Gebirgsregenmesser bzw. Totalisatoren mit $\geq 500 \text{ cm}^2$ Auffangfläche und 1 mm Ablesegenauigkeit eingesetzt. Zur Verhinderung der Verdunstung wird in die Totalisatoren etwas Öl eingefüllt. Die Totalisatoren erhalten im Winter einen Salzzusatz, der den Schnee zum Schmelzen bringt.

Zur Messung des Intensitätsverlaufs dienen Regenschreiber (Pluviograph), die nach dem Schwimmerprinzip oder nach dem Prinzip einer Kippwaage arbeiten. Daneben werden auch Regenschreiber eingesetzt, die auf der Basis der Zählung von Tropfen genormter Größe arbeiten (Ombrometer) [2.8]. Bei dem Regenschreiber nach dem Schwimmerprinzip wird der aufgefangene Regen in ein Schwimmergefäß geleitet und hebt einen Schwimmer, der mit dem Schreibarm fest verbunden ist. Der Schreiber zeichnet die Niederschlagssumme entsprechend dem Steigen des Wassers im Schwimmergefäß auf ein Registrierpapier, das auf einer uhrwerkgetriebenen Schreibtrommel mit Tages- oder Wochenumlauf angeklemt ist. Seitlich am Schwimmer ist ein Heberrohr so angeordnet, dass jeweils nach 10 mm Regen das Schwimmergefäß selbsttätig in die Sammelkanne entleert

wird und der Schreibarm wieder auf die Nullmarke der Registrierung zurückfällt. Bei diesem Vorgang wird die Niederschlagssumme als sägezahnartige Summenlinie erhalten. Während der Entleerung des Gefäßes, die nicht länger als 15 Sekunden dauert, wird der einfallende Regen nicht registriert. Durch Beheizung des Gerätes lassen sich die Registrierungen im Winter fortsetzen. Die Registrierung erfolgt auf Streifen im Wochen- oder Monatsumlauf, z.B. mit 2, 3 oder 30 mm/h Papiervorschub oder auf Datenträger.

Bei dem Messprinzip der Kippwaage wird der Regen aus dem Auffanggefäß über eine Kippwaage geleitet, die nach jeder Vollfüllung umkippt und in die Sammelkanne entleert. Die Vollfüllung einer Waagschale entspricht z.B. 0,1 mm Niederschlagshöhe. Zahl und Zeitpunkt der Wippen werden registriert und entsprechen der Niederschlagsmenge und -dauer.

Die Messung von Schnee mit dem Regenmesser ist fehlerempfindlicher als die Regenmessung. Tägliche Schneemessungen mit Regenmessern können bis zu 50 % geringere Werte liefern. Für Schneemessung wird daher in das Auffanggefäß ein Schneekreuz eingesetzt, welches das Herauswehen des Schnees verhindern soll. Wird der Schnee durch Beheizen des Regenmessers getaut, treten relativ hohe Verdunstungsverluste auf. Der Schnee wird nach Schneehöhe und Wassergehalt angegeben, die in 24 Stunden anfallen.

Bei der herkömmlichen Niederschlagsmessung treten systematische Messfehler auf. Aufzuzählen sind hier Windeinfluss, Haftwasser an der Auffangfläche, Verdunstung aus der Sammelkanne und Aufstellungsfehler [2.9]. Das Herauswehen von Regen ist abhängig von der Windexposition, der Fehleranteil beträgt für den Windeinfluss bei Regen ca. 5 %, kann aber auf 9 bis 15 % anwachsen; für Benetzungsverluste werden 2 bis 5 % angegeben, die jedoch bei starker Sonneneinstrahlung bis auf 10 % ansteigen können. Für den Fehleranteil durch Verdunstungsverluste aus der Sammelkanne können weitere 1–3 % angenommen werden. Dazu kommen Fehler, die durch unbeabsichtigte Neigung der Auffangfläche, Form und Farbe des Regenmessers und die Ablesegenauigkeit bedingt sind. Infolge der Messfehler können bei Einzugsgebieten Korrekturen des gemessenen Niederschlages von 10 bis 25 % beim Jahresmittel und 10 bis 40 % beim Monatsmittel auftreten, wobei die größeren Werte bei hohen Anteilen an Schneemessungen zu verzeichnen sind. Durch Windschirme oder Verlegung des Regenmessers in Bodenhöhe können die aufstellungsbedingten systematischen Fehler verringert werden. Weitere Fehlerquellen bei Regenschreibern sind von der Bauart abhängig. Da Regenschreiber störanfälliger sind, werden Regenschreiber und Regenmesser stets parallel beobachtet und die Beobachtung am Regenschreiber an die des Regenmessers angeglichen [2.10, 2.11].

Anhand der punktförmigen Niederschlagsmessungen können Rückschlüsse auf die räumliche Verteilung des Niederschlages bei einem dichten Netz von Bodenstationen gezogen werden, da die räumliche Schwankungen in der gleichen Größenordnung liegen wie die zeitlichen. Das Wetterradar wird zur Bestimmung der flächenhaften Niederschlagsverteilung eingesetzt, wobei die Reichweite der Geräte zwischen 40 und 230 km liegt. Damit werden auch Lage und Zugrichtungen von Schauern bestimmt. Die hydrologische Reichweite des Radars ist definiert als maximale Reichweite, innerhalb der die Beziehung zwischen Intensität des Radar-

echos und Niederschlagsintensität annähernd konstant ist. Innerhalb dieser Reichweite kann das zur Abregnung gelangte Niederschlagsvolumen abgeschätzt werden. Die eingesetzten Radargeräte unterscheiden sich u. a. durch die Wellenlänge. Zum Einsatz gelangen X-Band Geräte mit 5,8 bis 2,8 cm Wellenlänge, C-Band mit 7,7 bis 4,8 cm und S-Band mit 19 bis 5,7 cm Wellenlänge [2.12]. Durch den Niederschlag und die Absorption der Atmosphäre wird der Radarstrahl abgeschwächt; dieser Effekt wird mit abnehmender Wellenlänge immer größer. Leichter Regen oder Schnee wird von langen Wellenlängen nicht registriert, dagegen von kurzen. Der DW besitzt ein flächendeckendes Radarnetz für Deutschland.

In der Radar-Niederschlagsbeziehung (Radargleichung) ist die empfangene Energie ausgedrückt als Funktion der ausgestrahlten Energie und einer äquivalenten Rückstrahlfläche [2.13, 2.14]. Außerdem gehen noch gerätespezifische Größen ein. Die das Radarecho gebenden Niederschlagsteilchen werden durch die äquivalente Rückstrahlfläche ausgedrückt, wobei der Durchmesser der Regentropfen mit der 6. Potenz eingeht. Das Radarecho Z steht zur Niederschlagsintensität i_R in Beziehung durch $Z = a i_R^b$, wobei die Konstante $1,5 < b < 1,6$ nur einen geringen Streubereich aufweist im Vergleich zu a , die bei Nieselregen 140, bei Gewitter $a = 500$ und ein Mittel $a = 200$ beträgt. Außerdem werden bei Reichweiten über den Wolken die Tropfengrößen nicht erfasst, die tatsächlich auf die Erde fallen. Mit wachsender Reichweite wird der Radarstrahl weiter und die Streuung größer. Ein Schauer, der in 64 km Entfernung vom Gerätestandort voll erfasst wird, weist in einer Entfernung von 160 km nur noch $1/8$ der Reflexion auf und erfordert daher eine Korrektur. Das Radarbild wird digital erfasst und ausgewertet. Das Wetterradar wird in Verbindung mit Flussgebietsmodellen zur kurzfristigen Hochwasservorhersage eingesetzt, wohingegen die Langfristvorhersage auf atmosphärische Modelle (Wettervorhersage) zurückgreift [2.15, 2.16]. Mit Hilfe von Wettersatelliten lassen sich große Regengebiete und Schneebedeckungen erfassen.

2.2 Verdunstung

2.2.1 Begriffe

An der Wasseroberfläche oder einem benetzten Blatt findet ein Austausch an Wassermolekülen zwischen Wasser und Atmosphäre statt. Wenn mehr Wassermoleküle das Wasser verlassen und damit den Wasserdampfgehalt in der Atmosphäre ansteigen lassen, handelt es sich um Verdunstung, wobei durch den Verbrauch an kinetischer Energie die Temperatur der Flüssigkeit abnimmt (Verdunstungskälte). Bewegen sich umgekehrt mehr Moleküle von der Luft in das Wasser, erfolgt Kondensation. *Evaporation* ist die Verdunstung von freien Wasserflächen (Seeverdunstung) oder unbewachsenen Erdoberflächen (Bodenverdunstung). Der Übergang von der flüssigen Phase in den gasförmigen Zustand erfolgt unterhalb des Siedepunktes durch physikalische Prozesse. *Evaporation* findet überall und bei jeder Temperatur statt, sofern Wasser in irgendeiner Form vorhanden ist und die Luft nicht mit Wasserdampf gesättigt ist.

Der latente Wärmestrom LE der Verdunstung ist eine Energieflussdichte in Wm^{-2} ; ihm entspricht der Wasserdampfstrom der Verdunstung in $\text{kgm}^{-2}\text{s}^{-1}$. Beide Ströme sind durch den Energiebedarf verknüpft, der zur Umwandlung von 1 kg Wasser in Wasserdampf erforderlich ist. Dieser Bedarf ist die temperaturabhängige spezifische Verdampfungswärme $L^* = (2,498 - 0,00242 \text{ T}) \cdot 10^6 \text{ J/kg}$. Die spezielle Verdunstungswärme L_v ist die Wärmemenge, die für die Verdunstungshöhe von 1 mm $\triangleq 1 \text{ kg/m}^2$ erforderlich ist; sie beträgt $L_v = L^* \cdot \rho_w$ und hat für $T_c = 20^\circ\text{C}$ einen Wert von $L = 245 \text{ J/cm}^2/\text{mm} \triangleq 2,45 \cdot 10^6 \text{ Ws/m}^2/\text{mm} \triangleq 681 \text{ Wh/m}^2/\text{mm}$.

Für eine mittlere tägliche Energieflussdichte LE kann die tägliche Verdunstungshöhe in mm errechnet werden, wenn $L = 28,9 - 0,028 \text{ T Wm}^{-2}/(\text{mm/d})$ eingesetzt wird. Es gilt: $E(\text{mm}) = LE/L \text{ (Wm}^{-2} \text{ bzw. Jcm}^{-2}\text{)}$.

Die potentielle Wasserdampfaufnahme der Luft nimmt mit steigender Temperatur zu. Für eine bestimmte Temperatur und einen bestimmten Luftdruck erreicht sie eine maximale Feuchte e_s ausgedrückt in hPa oder in Gramm Wasser pro Kubikmeter Luft (Tab. 2.1). Die relative Luftfeuchte r_L ist das Verhältnis von aktueller Luftfeuchte e_a zu maximal möglicher e_s :

$$r_L = 100e_a / e_s \text{ in \%}. \quad (2.2)$$

Als Sättigungsdefizit d wird die Differenz

$$d = e_s - e_a \text{ bzw. } d = e_s(1 - r_L / 100) \text{ in mbar oder hPa} \quad (2.3)$$

bezeichnet. Die Temperatur, bei welcher Sättigung für einen gegebenen Luftdruck p erreicht wird, ist als Taupunkt bekannt (Tab. 2.1). Wenn in der Luft ein Sättigungsdefizit vorhanden ist, kommt es zur Evaporation, die mit wachsendem d zunimmt. Nach dem 1802 von Dalton aufgestellten Grundsätzen, die 1804 von Söndner durch Einbeziehung des Luftdrucks ergänzt wurden, gilt für die Verdunstung E, wobei ein empirischer Koeffizient k eingeführt wird:

$$E = f(u)(e_s - e_a) \approx (kd) / p \text{ in mm}/\Delta t. \quad (2.4)$$

Die Evaporation E hängt bei freien Wasserflächen von einer Reihe von meteorologischen Faktoren ab, wie Strahlung, Temperatur der Luft und der verdunstenden Fläche und Windgeschwindigkeit an der Oberfläche sowie Differenz zwischen Sättigungsdampfdruck der Luft entlang der Grenzschicht und tatsächlichem Dampfdruck. Daneben beeinflussen Größe und Form der Wasserfläche, Topographie und Vegetation der Umgebung sowie die im Wasser gelösten Salze und aquatische Biomasse die Evaporation. Bei der Evaporation einer unbewachsenen Bodenoberfläche treten der Bodenwassergehalt, der Flurabstand der Grundwasseroberfläche, die bodenphysikalischen und bodenchemischen Eigenschaften sowie die Exposition an die Stelle der Merkmale der Wasserfläche.

Tabelle 2.1. Physikalische Kenngrößen und Umrechnungsfaktoren

a) Physikalische Größen von Wasser nach [2.18]

T	e_s	f_A	c_w	L_v	s	$s/(s+\gamma)$
-20	1,2540	1,0733	4354	2,549	0,1081	0,146
-10	2,8627	2,1383	4271	2,525	0,2262	0,261
0	6,1078	4,8450	4218	2,501	0,4438	0,405
5	8,7192	6,7917	4202	2,489	0,6082	0,483
10	12,272	9,3906	4192	2,477	0,8222	0,558
15	17,044	12,816	4186	2,466	1,098	0,627
20	23,373	17,275	4182	2,453	1,448	0,689
25	31,671	23,016	4180	2,442	1,888	0,743
30	42,430	30,326	4178	2,430	2,435	0,789
35	56,236	39,541	4178	2,418	3,110	0,827
40	73,777	51,406	4178	2,406	3,933	0,854

b) Umrechnung von Energieäquivalenten ($1 \text{ J} = W_s = 1 \text{ Nm} = 0,10197 \text{ kpm}$;
1 kg SKE (Steinkohleeinheit) = $7000 \text{ kcal} = 29,308 \cdot 10^6 \text{ J} = 8,14 \text{ kWh}$)

	Joule	kcal	kWh
1 Joule	1	$2,39 \cdot 10^{-4}$	$2,78 \cdot 10^{-7}$
1 kcal	4186,8	1	$1,163 \cdot 10^{-3}$
1 kWh	$3,60 \cdot 10^6$	859845	1

c) Umrechnung in Wasseräquivalente für $T_w = 20^\circ \text{C}$

$1 \text{ Jcm}^{-2}\text{min}^{-1}$	= 14,2	mmd^{-1}
1 Wm^{-2}	= 28,3	mmd^{-1}
1 mm	= 245	Jcm^{-2}
$1 \text{ cal}^{-2}\text{d}^{-1}$	= 59	mmd^{-1}

d) Umrechnung von Wärmestromdichten

1	$\text{calcm}^{-2}\text{min}^{-1}$	4,1868	$\text{Jcm}^{-2}\text{min}^{-1}$	697,8	Wm^{-2}
1	$\text{calcm}^{-2}\text{h}^{-1}$	4,1868	$\text{Jcm}^{-2}\text{h}^{-1}$	11,63	Wm^{-2}
1	$\text{kcalcm}^{-2}\text{d}^{-1}$	4,1868	$\text{kJm}^{-2}\text{d}^{-1}$	0,04846	Wm^{-2}
1,433	$\text{calcm}^{-2}\text{min}^{-1}$	6,0	$\text{Jcm}^{-2}\text{min}^{-1}$	1	kWm^{-2}
2,0636	$\text{kcalm}^{-2}\text{d}^{-1}$	60	$\text{Jm}^{-2}\text{min}^{-1}$	1	Wm^{-2}
0,239	calcm^{-2}	1,0	Jcm^{-2}	$2,78 \cdot 10^{-4}$	Whcm^{-2}
86,1	calcm^{-2}	360	Jcm^{-2}	1	kWhm^{-2}

T : Temperatur in $^\circ \text{C}$,

e_s : Sättigungsdampfdruck der Luft bei der Temperatur T in hPa;
 (1 mbar = $760/1013 = 0,75006 \text{ mm Hg}$, 1 bar = $10^5 \text{ Pa} = 1 \text{ hPa}$, 1 Pa = 1 N/m^2),
 $e_s = 6,11 \cdot \exp[17,62T/(243,12+T)]$ in hPa für $T > 0^\circ \text{C}$ über Wasser [2.71],
 $e_s = 6,11 \cdot \exp[22,46T/(272,62+T)]$ für $T < 0^\circ \text{C}$ über Eis,

- $e_s \approx 6,107 \cdot 10^{7,5T/(238+T)}$ in mbar (früher verwendete Näherung nach Campbell) T in °C; $-5^\circ \leq T \leq 45^\circ \text{C}$, Ablesbeispiele: Gegeben $T = 7^\circ \text{C}$, gesucht gesättigter Wasserdampfdruck in mm Hg: (Geradlinig interpoliert) $10,14 \text{ hPa} \cdot 0,752 = 7,67 \text{ mm Hg}$. Gegeben: Gesättigter Wasserdampfdruck $42,43 \text{ hPa}$; gesucht Taupunkttemperatur: $T = T_d = 30^\circ \text{C}$ oder $T_D = 243,12[(\ln e_a - 1,81)/(19,43 - \ln e_a)]$ für $T > 0^\circ \text{C}$ und e_a in hPa,
- f_A : absolute Feuchtigkeit der Luft in g/m^3 bei Sättigung. Bei ungesättigtem Wasserdampf ist die absolute Feuchtigkeit $f_{AU} = f_A r_L / 100$ mit r_L als Relative Luftfeuchtigkeit in %,
- c_w : spezifische Wärme in $\text{J kg}^{-1} \text{K}^{-1}$; $c_p = 1005 \text{ J kg}^{-1} \text{K}^{-1}$ für trockene Luft,
- L_v : spezifische Verdampfungswärme von Wasser in 10^6 J kg^{-1} ; Näherung: $L_v \approx 2500,78 - 2,37(T - 273) \text{ kJ kg}^{-1}$,
- s : $s = de_s/dT$: Anstieg der Sättigungsdampfdruckkurve in hPa/K ;
 $s = e_s[4284/(243,12 + T)^2]$ über Wasser,
 $s = e_s[6123/(272,62 + T)^2]$ über Eis,
- $s/(s + \gamma)$: Werte bezogen auf $p = 1000 \text{ mbar}$; $\gamma = \text{Psychrometerkonstante} = 0,65 \text{ hPa K}^{-1}$, ($\gamma = 0,67 \text{ mbar}$ für $p = 1013 \text{ mbar}$), $\gamma = c_p p / (0,622 L_v)$, Näherung $s/(s + \gamma) \approx 2,3[(T + 22)/(T + 123)]$.

Die *potentielle Evaporation* E_p ist definiert als Wasserdampfmenge, die unter den gegebenen meteorologischen Randbedingungen von Wasseroberflächen oder von einer feuchten, vegetationsfreien Bodenoberfläche in die Atmosphäre maximal transferiert werden kann bei unbegrenzten Wassernachschub. Sie wird als Rechengröße aus meteorologischen Messwerten bestimmt. Der Verdunstungsanspruch beruht allein auf dem Sättigungsdefizit. Der Verdunstung von einer freien Wasseroberfläche kommt eine besondere Bedeutung zu, da sie mit Evaporimetern verhältnismäßig einfach gemessen werden kann und ein von der WMO initiiertes globales Messsystem von Evaporimetern besteht.

Mit *Transpiration* wird die physikalisch regulierte Abgabe von Wasserdampf durch die Pflanzen bezeichnet. Sie erfolgt fast ausschließlich aus den selbst regulierbaren Spaltöffnungen der Blätter (Stomata). Die Transpiration hängt von pflanzenspezifischen Größen ab wie von der aktiven Pflanzenoberfläche, der Anzahl, Verteilung, Öffnungsweite und Regulationsmechanismen der Stomata, dem Artenspektrum, der Tiefe der aktiven Wurzelzone und der Länge der Vegetationsperiode. Die Bestimmung der Transpiration als Einzelgröße erfolgt kleinstmaßstäblich an einzelnen Pflanzen (botanische Methode). Die Anwendung der botanischen Methode ist auf Flächengrößen bis 100 m^2 beschränkt. Die zeitliche Auflösung reicht vom Minutenbereich bis zu einem Tag. Die exakte Bestimmung der Transpiration für Wasserbilanzen ist von geringem Interesse, da sie in Einzugsgebieten mit Evaporation als Evapotranspiration auftritt.

Aus Evaporation und Transpiration setzt sich die insgesamt transferierte Wasserdampfmenge von einer pflanzenbedeckten Erdoberfläche, die *Evapotranspiration* ET , zusammen. Die Evapotranspiration weist einen jahreszeitlichen Gang auf. Während der Wachstumsruhe überwiegt der Anteil der Evaporation. In Abhängigkeit vom Standort und von der Jahreszeit kann die Evapotranspiration unterschiedliche Werte bis hin zu einem Maximalwert annehmen. Als *potentielle Evapotranspiration* (Referenzevapotranspiration oder maximale Evapotranspiration)

ET_0 in $\text{mm}/\Delta t$ wird diejenige Wasserdampfmenge bezeichnet, die von einer ganz oder teilweise mit Vegetation bedeckten, unter optimaler Wasser- und Nährstoffversorgung stehenden Fläche bei ungehindertem Wassernachschub unter den gegebenen meteorologischen, vegetationsspezifischen und pflanzenbaulichen Randbedingungen pro Zeiteinheit maximal in die Atmosphäre transferierbar ist. ET_0 ist der Höchstwert, den eine bewachsene Landfläche an einem bestimmten Ort zu einer bestimmten Zeit annehmen kann und welcher in erster Linie von der Strahlungsbilanz an der verdunstenden Oberfläche und dem Energietransport der Atmosphäre abhängt. Die ET_0 eines über das gesamte Jahr einheitlichen Grasbestandes von 12 cm Höhe und fehlendem Wasserstress ist die *Gras-Referenzverdunstung*. Sie gilt international als Standard und kann für mehr als 3200 Orte der Erde abgerufen werden ([ftp.fao.org](ftp://ftp.fao.org))

Die *reale (aktuelle) Evapotranspiration* (tatsächliche Verdunstung) ET_a in $\text{mm}/\Delta t$ entspricht der tatsächlichen Verdunstung eines Standortes bei der jeweils gegebenen Wasserverfügbarkeit und den gegebenen meteorologischen Bedingungen. Die reale Evapotranspiration ist z.B. in ariden Gebieten beträchtlich kleiner als die potentielle. Zwischen potentieller und aktueller Evapotranspiration bestehen Rückkoppelungen.

Obwohl die potentielle Evapotranspiration als hypothetische Landverdunstung kein physikalisch reales Äquivalent hat, ist sie von großer praktischer Bedeutung für die Bewässerungswirtschaft und die Klimatologie. In der Bewässerungswirtschaft wird ET_0 als Größe des maximal möglichen Wasserverbrauchs am Standort benötigt, um die Transpiration der Pflanzen durch entsprechende Wassergaben auf einem optimalen Stand zu halten und damit gesicherte Voraussetzungen für die pflanzliche Produktion zu schaffen. Sie dient als wichtige Hilfsgröße bei der Ermittlung der aktuellen Evapotranspiration und des optimalen Verhältnisses zwischen dem Einsatz von Bewässerungswasser und dem Pflanzenertrag. In der Klimatologie wird sie zusammen mit dem Niederschlag zur Kennzeichnung und Typisierung des Landschaftsklimas benutzt. Die Differenzhöhe von Niederschlag und potentieller Evapotranspiration an einem Ort über eine vorgegebene Zeitspanne, z.B. 1 Jahr, ist die *klimatische Wasserbilanz*, und auf ihrer Grundlage können z.B. typische Vegetationsformen einer Landschaft erklärt werden.

2.2.2 Messverfahren

Da eine direkte Messung der Evaporation oder der Evapotranspiration von großen Land- oder Wasserflächen nicht möglich ist, wurden zahlreiche Verfahren entwickelt, die auf der Grundlage der Wasser- oder Energiebilanz oder eines aerodynamischen Konzepts eine Abschätzung der punktuellen Verdunstung ermöglichen. Bei Methoden, denen die Wasserbilanz eines kleinen abgegrenzten Gebietes zugrunde liegt, wird die Verdunstung aus der Differenz der Messbaren Einnahme- und Ausgabegrößen der Wasserbilanzgleichung bestimmt. Die Jahreswerte der aktuellen Verdunstung eines größeren Flussgebietes können zutreffend als Restglied der Wasserbilanzgleichung abgeschätzt werden unter der Voraussetzung, dass die Rücklagen am Anfang und am Ende des Jahres ungefähr gleich sind (Methode der

Wasserhaushaltsbilanz). Bei kleineren Zeitspannen kann jedoch ein erheblicher Fehler auftreten, insbesondere, wenn die Verdunstung nur einen geringen Prozentanteil des Niederschlags ausmacht. Die Verdunstungsbeobachtungen sind in hohem Maße vom Standort abhängig, so dass für einzugsgebietsspezifische Größen mehrere Stationen heranzuziehen sind, wenn es sich um eine mit landwirtschaftlicher Nutzung durchsetzte natürliche Landschaft oder um ein reines Ackerbau- oder Waldgebiet handelt. Diese einzugsgebietsspezifischen Größen können bei geplanter Änderung der Vegetationsart nur in gewissem Umfang modifiziert werden. Ist z.B. in einem ariden Gebiet eine Kultivierung von Ödland durch Bewässerung vorgesehen, versagt die Methode der Wasserbilanz, da auf die vergrößerte Verdunstung anhand vorliegender Beobachtungen nicht geschlossen werden kann.

Sind die Randbedingungen für die Anwendung der Wasserbilanzgleichung nicht erfüllt, muss die Verdunstung mit einem Ansatz berechnet werden, der mehr oder minder vollständig den physikalischen Prozess der Verdunstung beschreibt. Die anzuwendenden Verfahren zur Ermittlung der Verdunstung sind abhängig vom geforderten Zeit- und Flächenmaßstab und richten sich nach dem verfügbaren Beobachtungsmaterial (Tab. 2.2). Für Wasserbilanzen bei Prozessstudien und Untersuchungen an Standorten oder abgegrenzten kleinen Gebieten wie Hydrotopen kommen Verdunstungsmittelungen nach der botanischen Methode, Messungen mit Lysimetern, Verdunstungskesseln oder Bodenfeuchtebestimmungen in Betracht. Für größere Gebiete mit einheitlicher Vegetation eignen sich Verfahren nach der Energiebilanzmethode und Wasserdampfstrommethoden, die den Wechsel von Temperatur und Luftfeuchte mit Luftturbulenzen in Korrelation setzen (Turbulenz-Korrelationsmethode, Eddy-Flux) [2.19].

Messeinrichtungen, die mit dem Prinzip Wasserbilanz in Beziehung gebracht werden können, wie Lysimeter, Verdunstungskessel oder Evaporimeter und Atomometer sind in die Gruppe der direkten Messverfahren einzuordnen. Als Ver-

Tabelle 2.2. Bereiche von Raum- und Zeitmaßstäben für einige Methoden zur Ermittlung der Verdunstung

Methode	Raummaßstab	zeitliche Auflösung
Botanische Methode	Blatt oder Einzelpflanze, Pflanzengruppe ($< 100 \text{ m}^2$)	Minuten bis Tag
Neutronensonde	Parzelle (Bestandsmaßstab)	Minuten bis Tag
Bodenfeuchte (Bohrstock)	Parzelle, Standort ($< 1 \text{ km}^2$)	Woche bis Jahr
Verdunstungskessel	Standort (Hektar)	Tag bis Jahr
Versickerungsmesser	Standort ($< \text{km}^2$)	Tag bis Jahr
Wägbares Lysimeter	Standort, homogenes Gebiet ($< 1 \text{ km}^2$)	Stunde bis Jahr
Nicht wägbares Lysimeter	Standort, homogenes Gebiet ($< 1 \text{ km}^2$)	langjährige Jahresmittel
Aerodynamische Methode (Penman)	homogenes Gebiet ($< 10 \text{ km}^2$),	Tag bis Monat
Energiebilanzmethode	homogenes Gebiet ($< 10 \text{ km}^2$), Einzugsgebiete	Tag bis Dekade
Wasserbilanz (-haushalt)	Einzugsgebiet, Region ($< 10 \text{ km}^2$)	Monat bis Jahre

dunstungskörper definierter Größe dienen kleine Bodenkörper, Wasserkörper oder eine feuchte poröse Oberfläche, mit der die natürliche Verdunstung simuliert wird. Die Verdunstung des Modellkörpers wird als Restglied der Wasserbilanzgleichung erhalten, wobei alle anderen Komponenten direkt gemessen werden. Diese Messungen werden als direkte Messverfahren bezeichnet. Zu den indirekten Verfahren werden häufig Methoden gezählt, bei welchen die Verdunstung anhand von meteorologischen Größen wie Strahlung, Luft- und Wasseroberflächentemperatur, Luftfeuchte und Wind berechnet werden.

Bei allen Wasserhaushaltsuntersuchungen ist die möglichst exakte Bestimmung des Verdunstungsstroms unverzichtbar. In der Bilanzgleichung stellt jedoch die Verdunstung das am schwierigsten zu messende und unsicherste Glied dar. Für die direkten und indirekten Verfahren gilt, dass steigende Anforderungen an die Qualität und Zuverlässigkeit der Ergebnisse einen überproportional steigenden Aufwand hinsichtlich der notwendigen instrumentellen Ausstattung und damit auch der Kosten erfordern. Aus der Vielzahl der bisher entwickelten Methoden sollen einige Mess- und Berechnungsverfahren genannt werden.

Auf der Grundlage der Wasserbilanz kann mit *Lysimetern* die reale Evapotranspiration gemessen werden. Ein Lysimeter besteht aus einem oben offenen, mit

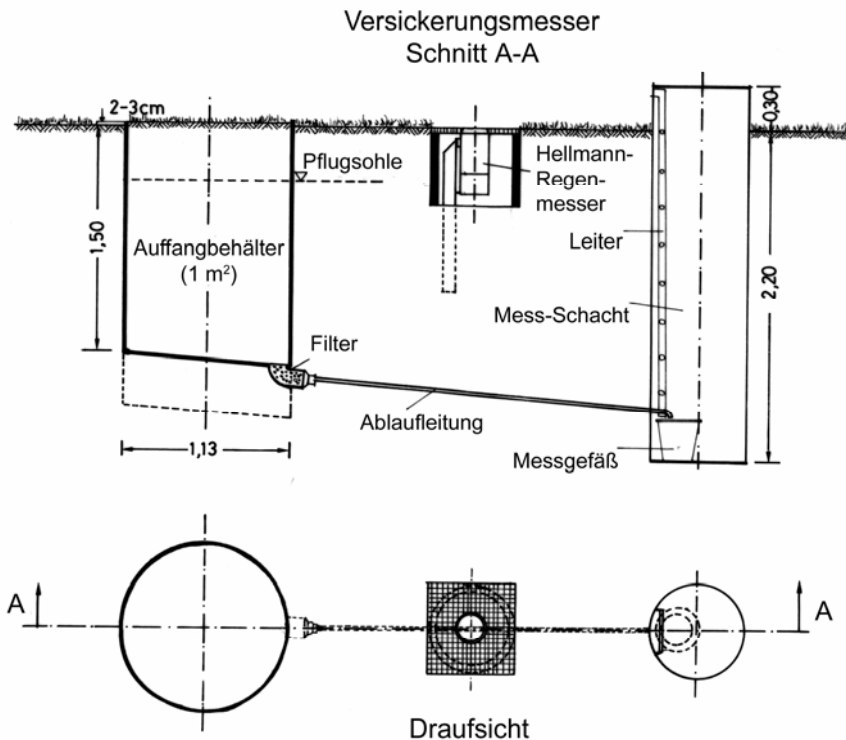


Abb. 2.2. Nicht wägbares Lysimeter (Versickerungsmesser) nach Friedrich Franzen für Grünlandstandorte (gestrichelt: Ackerstandorte)

Erdboden gefüllten Behälter, einer Auffang- und Messvorrichtung für das am Behälterboden austretende Wasser und ist gegebenenfalls mit einer Wiegevorrichtung für die Gewichtsveränderung des Bodenkörpers ausgestattet [2.20] (Bild 2.1, 2.2).

Auf der Bodenoberfläche des Lysimeters wird eine Vegetation, die typisch für den Standort ist und in der Umgebung des Lysimeters, mindestens aber in 50 bis 100 m Umkreis, vorherrscht, angelegt mit dem Ziel, die Beziehungen Boden-Wasser-Pflanze unter möglichst natürlichen Bedingungen zu beobachten. Wie bei den anderen Verdunstungsmessgeräten haben die Messergebnisse an Lysimetern punktuellen Charakter und können auf ein Gebiet von wenigen Quadratkilometern Größe übertragen werden, wenn die naturräumlichen Bedingungen am Messstandort weitgehend den Verhältnissen im Untersuchungsgebiet entsprechen. Lysimeter sind als ortsfeste Anlagen für Langzeituntersuchungen besonders geeignet und ermöglichen die Messung der Verdunstung verschiedener Vegetationsdecken.

Lysimeter, deren Prinzip bereits 1688 von de LaHire angewendet wurde, werden zur Erfassung des Wasserumsatzes bzw. der vertikalen Wasserbewegung in der oberen, ungesättigten Bodenzone in ebenen Standorten eingesetzt. Mit Grundwasserlysimetern kann zusätzlich der gesättigte Bereich erfasst werden. Der Schwerpunkt der Lysimeterbeobachtungen liegt auf der Gewichtsbestimmung der Komponenten der Bodenwasserhaushaltsgleichung in Verbindung mit der Verlagerung und Auswaschung gelöster Stoffe in der ungesättigten und gesättigten Bodenzone. Dazu werden alle Zu- und Abflüsse und die Bodenspeicherung gemessen. In der Umgebung der Lysimeteranlage werden peripher die meteorologischen Größen wie Niederschlag, Temperatur, Luftfeuchte, Wind und Strahlung gemessen (Bild 2.1, 2.2).

Ein Lysimeter liefert repräsentative Ergebnisse, wenn Durchsickerung und Verteilung der Bodenwasserspannung der des ursprünglich vorhandenen Bodenprofils angepasst sind. Mit einem Bodenmonolithen, der als ungestörte Bodenprobe im Großmaßstab angesehen werden kann, sind die genannten Voraussetzungen relativ leicht zu erfüllen. Ab einer bestimmten Lysimetergröße, bei Unterdrucklysimetern oder bei nicht bindigen Bodenarten muss zwangsläufig mit künstlich gefüllten Behältern gearbeitet werden, deren lagenweise eingebauter Boden der Schichtenfolge des natürlichen Bodens der Umgebung entsprechen muss. Infiltrationsverläufe können nur in Verbindung mit Bodenfeuchtemessungen im Lysimetergefäß oder seiner Nachbarschaft untersucht werden.

Entsprechend ihrer Betriebsweise werden wägbare, hydraulische und volumetrische Lysimeter oder Bodenevaporimeter unterschieden. Bei wägbaren Lysimetern werden meist mechanische Waagen verwendet; bei hydraulischen erfolgt die Gewichtsermittlung nach dem hydrostatischen Prinzip über den Auftrieb und bei den volumetrischen wird die Evaporation aufgrund der ein- und austretenden Wassermenge gemessen. Wägbare Lysimeter ermöglichen eine höhere zeitliche Auflösung der Wasserhaushaltsbilanz, die bis in den Minutenbereich reicht, so dass der Tagesgang der Evapotranspiration gemessen werden kann. Bei nicht wägbaren Lysimetern kommt als kleinster Zeitschritt ein Tag in Betracht, wenn nicht die Durchsickerungsgeschwindigkeit im Lysimetergefäß einen anderen Maßstab festlegt. Diese einfacheren Lysimetertypen werden bevorzugt, wenn Evapotranspi-

rationsdaten für größere Zeitabschnitte, z.B. als 10-Tages- oder Monatssummen, benötigt werden. Eine Standardisierung der Lysimeter auf nationaler Ebene wird angestrebt [2.20]; eine internationale Übersicht enthält [2.21][2.70].

Das *Perkolationslysimeter* ohne Grundwasser (Versickerungsmesser) ist ein nicht wägbares Lysimeter, dessen Auffanggefäß aus einem kreisförmigen Zylinder von 1,5 m Tiefe mit einer Oberfläche von 1 m² besteht. Sie eignen sich zur Bestimmung langjähriger Mittel der Verdunstung. Das am Boden des Behälters austretende Sickerwasser wird gemessen bzw. kontinuierlich registriert [2.22] (Bild 2.2). Die Veränderung der Wasserspeicherung im Boden wird durch Bodenfeuchtemessungen bestimmt. Lysimeter mit Oberflächen von ~ 0,25 m² können zu Messfehlern von 10 bis 20 % führen. Bei nicht wägbaren Großlysimetern mit 4 m² Oberfläche geht der Fehler auf ~ 5 % zurück [2.21]. Für die Untersuchung des Einflusses von Wald auf die Grundwasserneubildung kommen bei sandigen Böden Auffangflächen von ≥ 100 m² und Tiefen von 2,5 bis 3,5 m in Betracht. Diese Großlysimeter oder Versickerungsbecken werden im Allgemeinen aus wasserdichten Betonwannen ausgeführt und mit lagenweise eingebautem Boden gefüllt [2.23]. Bei Waldlysimetern bzw. Waldbeständen werden meteorologische Beobachtungen in mehreren Ebenen erforderlich, um den Energiestrom zu erfassen [2.24] (Bild 2.3). Bei hohen Grundwasserständen werden Perkolationslysimeter eingesetzt, die zusätzlich den Grundwasserstand im Lysimeterbehälter konstant halten oder den natürlichen Verhältnissen der Umgebung anpassen.

Bei *wägbaren Lysimetern* stehen die in der Regel mit einem Bodenmonolithen gefüllten Behälter in einem Schacht frei beweglich auf einer Wiegevorrichtung

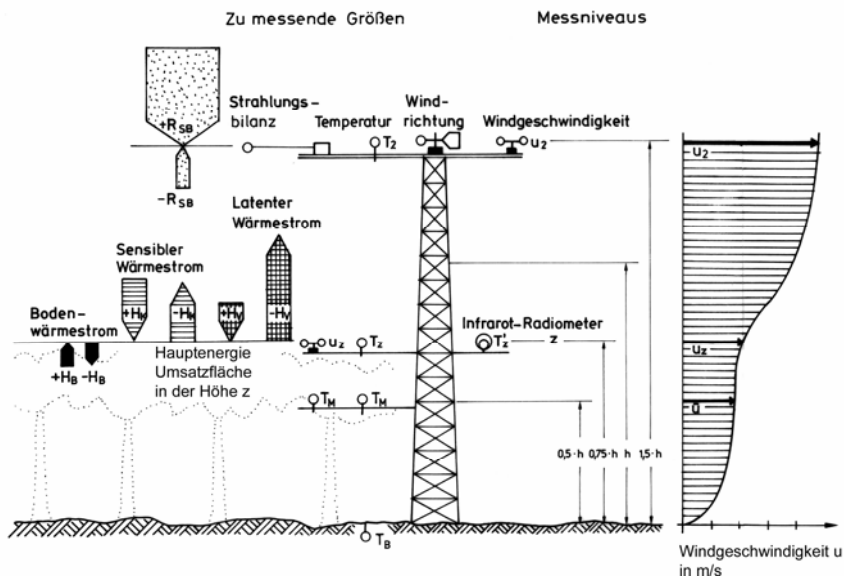


Abb. 2.3. Vertikale Energieumsätze, Erfassung der lateralen Energieadvektion bei Waldlysimetern (Bestandshöhe h) nach [2.24]

mit einer Messgenauigkeit, die der Höhe einer Wasserschicht von 0,03 bis 0,05 mm entspricht. Die Wägung und kontinuierliche Registrierung der Gewichtsänderungen erfolgt heute elektronisch in einem temperierten Lysimeterkeller (Bild 2.1). Daneben gibt es noch wägbare Lysimeter mit Grundwasser und mit einem Unterdrucksystem [2.25]. Bei gleichzeitiger, kontinuierlicher Messung des Niederschlags in Erdbodenhöhe, des Sickerwassers und des bei Starkregen anfallenden Oberflächenabflusses wird die tatsächliche Evapotranspiration ET_a im Zeitintervall Δt ($\Delta t < 2$ h) direkt bestimmt zu:

$$ET_a = N - I_G - A_0 - \Delta S_B \quad \text{in mm}/\Delta t \quad (2.5)$$

A_0 : Oberflächenabfluss,

I_G : Sickerwasserabfluss (= Grundwasserneubildungsrate),

ΔS_B : Gewichtsveränderung (= Änderung des Wasservorrates im Boden).

Messergebnisse von wägbaren Lysimetern bilden eine wichtige Grundlage von mikroklimatischen Studien und dienen als Referenzwerte für Verdunstungswerte, die anhand meteorologischer Beobachtungen berechnet werden.

Obgleich *Verdunstungskessel* (Evaporimeter) als Messgeräte für die reale Evaporation mit eingeschränkter Übertragbarkeit belegt werden müssen, sind sie z.B. in der Bewässerungswirtschaft weit verbreitet, da sie den Verdunstungsvorgang einer Wasserfläche auf einfache Art simulieren. Das Messprinzip des Verdunstungskessels wurde erstmals 1687 von Halley zur Ermittlung der täglichen Verdunstung angewendet. Verdunstungskessel sind flache mit Wasser gefüllte, pfannenartige Behälter mit runder oder quadratischer Oberfläche. Der Wasserverlust durch Verdunstung wird volumenmäßig durch in bestimmten Zeitabständen durchgeführte Messungen des Wasserstands im Kessel erfasst. Der Wasserstand in dem offenen Kessel darf nur wenige Zentimeter schwanken, so dass gegebenenfalls Wasser nachgefüllt werden muss.

Bei freistehenden Verdunstungspfannen wird die eingestrahlte und die durch Advektion zugeführte Energie von den Gefäßwänden aufgenommen und weitergeleitet. Bei den frei aufgestellten Verdunstungskesseln werden in der Regel etwas höhere Verdunstungswerte gemessen als bei eingebetteten Verdunstungstanks, die in aerodynamischer und auch energetischer Hinsicht den realen Gegebenheiten besser entsprechen. Als physikalische Erscheinung ist die Evaporation von einem Verdunstungskessel unterschiedlich von der Evapotranspiration einer Vegetationsdecke. Dennoch ergeben sich für längere Zeitspannen brauchbare Korrelationen zwischen Messwerten des Verdunstungstanks und der Evapotranspiration der Umgebung.

Unter den verschiedenen Verdunstungskesseln wurden hauptsächlich an drei Typen längere Vergleichsmessungen auf internationaler Ebene durchgeführt: die amerikanische Class-A-Pan, die von der ICID als Referenzgerät benutzt wurde, der sowjetische GGI-3000 Verdunstungskessel und der 20 m²-Tank, die der WMO und der IAHS als Referenzgeräte dienen (Tab. 2.3). Für diese Geräte, im Besonderen für die Class-A-Pan, liegen viele Referenzwerte vor [2.26, 2.27]. Im Vergleich zum 20 m²-Tank liefert die Class-A-Pan Verdunstungswerte, die bis zu 18 % hö-

her liegen; sie entsprechen etwa den Messwerten, die mit dem GGI-3000 Verdunstungskessel erhalten werden.

In Verbindung mit den Beobachtungen der Verdunstung eines Verdunstungskessels, welche der Änderung des Wasserspiegels in dem Kessel abzüglich des gefallenen Niederschlags gleichgesetzt wird, müssen Niederschlag und Wind in Höhe des Wasserspiegels des Kessels sowie die Luft- und Wassertemperatur und die Luftfeuchte mit einem Hydrothermograph oder einem Psychrometer gemessen werden (Bild 2.4). Für die Aufstellung und den Betrieb von Verdunstungskesseln bestehen Richtlinien [2.26, 2.28].

Eine lineare Regression zwischen der Referenzevapotranspiration ET_0 und der Verdunstungshöhe des Landverdunstungskessels E_{pl} anhand der Beobachtungen lautet:

$$ET_0 = k_p E_{pl} \quad \text{in mmd}^{-1}. \quad (2.6)$$

Die Abminderungskoeffizienten k_p liegen für die Class-A-Pan tabelliert vor [2.26, 2.29]. Die Größe des Wertes k_p richtet sich nach der Aufstellung des Verdunstungskessels im offenen Gelände oder im Pflanzenbestand, wobei die Ausdehnung der Vegetation in Stufen 0, 10, 100 und 1000 m berücksichtigt wird. Der Wert von k_p hängt außerdem von der relativen Luftfeuchtigkeit ab, für welche die Stufen $< 40 \%$, 40 bis 70% und $> 70 \%$ angegeben werden. Die aus diesen Randbedingungen empirisch gewonnenen Werte für k_p schwanken zwischen $\sim 0,4$ und $\sim 0,8$. Die Koeffizienten liegen im Mittel bei $0,65$, wenn der Verdunstungskessel von grünen Pflanzen umgeben ist und erhöhen sich auf $0,8$ bei umgebender Brache. Bei starken Windeinflüssen (< 5 m/s) sinken die Koeffizienten auf $0,5$ bzw. $0,65$ ab.

Die Messwerte der Class-A-Pan können durch Einführung eines von Standortmerkmalen abhängigen Korrekturfaktors c_{pf} zur Ermittlung des Pflanzenwasserbedarfs herangezogen werden:

$$ETP = c_{pf} k_p E_{pl} \quad \text{in mmd}^{-1}. \quad (2.7)$$

Durch den Faktor c_{pf} werden die Pflanzenart und die umgebenden Pflanzenkulturen berücksichtigt und zusätzlich die klimatischen Verhältnisse, z.B. trockene Ge-

Tabelle 2.3. Abmessungen einiger Verdunstungskessel

Gerätetyp	Oberfläche in m ² und Form	Gefäßtiefe in m und Gestalt	Höhe des Wasserspiegels über Erdboden	Herkunfts- land
20 m ² -Kessel	20,00 kreisrund	2,00 zylindrisch	erdbodengleich	GUS
GGI-3000	0,3 kreisrund	0,685 zylindrisch, Boden konisch	erdbodengleich	GUS
BPI-Plan	2,63 kreisrund	0,61 zylindrisch	erdbodengleich	UK
Class-A-Plan	1,14 kreisrund	0,254 zylindrisch	0,35m über Erdboden auf Lattenrost	USA
Colorado-	0,84	0,46	erdbodengleich	USA
Sunken-Pan	quadratisch	kubisch		

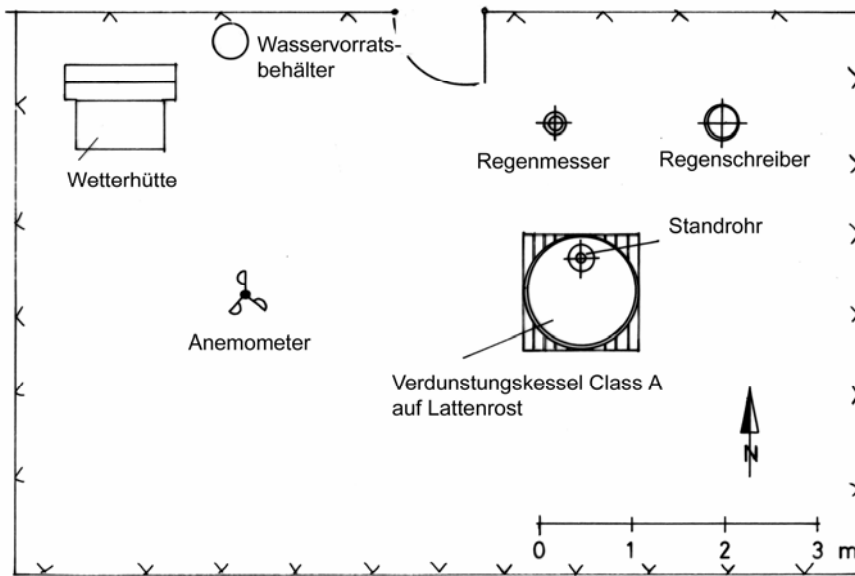


Abb. 2.4. Mindestausstattung und -abmessung einer Messstation mit einem Verdunstungskessel (Class-A-Pan) für einen Grünland-Standort

biete, heiße Gebiete mit starkem Wind oder feucht-warme, schwach windige Gebiete. Bei den in [2.26] aufgeführten acht Kombinationsmöglichkeiten schwankt der Faktor c_{pf} zwischen 0,8 und 1,3.

Die Verdunstung einer Seeoberfläche kann mit einem Verdunstungskessel, der auf einem Floß montiert wird, gemessen werden, andere Messverfahren siehe [2.20]. Allerdings sind ganzjährige Beobachtungen bei Eisdecken nicht möglich. Für die Beziehung zwischen der Evapotranspiration einer auf einem Floß montierten Class-A-Pan und der tatsächlichen Evaporation einer freien Seefläche E_s in gilt:

$$E_s = k_w E_{pw} [e_{sW} - e_{aL}] / (e_{sP} - e_{aL}) \quad \text{in mmd}^{-1} \quad (2.8)$$

E_{pw} : Evaporation der Floßverdunstungspfanne in mm/d,

k_w : Koeffizient, vom Kesseltyp und von der Klimaregion abhängig z.B. $k = 0,7$ für Lake Hefner (Kalifornien) und Verwendung der Tagesmittel von e ; $k_w = 0,8$ für humide und $k_w = 0,6$ für aride Zonen,

e_{sW} : Sättigungsdampfdruck bei der Oberflächentemperatur des Sees (Grenzschicht Luft-Wasser im See),

e_{sP} : Sättigungsdampfdruck bei der Oberflächentemperatur des Wassers im Verdunstungskessel (Grenzschicht Luft-Wasser im Verdunstungskessel),

e_{aL} : aktueller Dampfdruck der Luft in 2m Höhe über der Wasseroberfläche.

Anhand der Verdunstung eines kleinen Probekörpers soll bei *Atmometern* und *Evaporimetern* kleinstmaßstäblich ein Ausschnitt aus der verdunstenden Erdober-

fläche simuliert werden. Die kreisrunden Verdunstungsoberflächen, die nur wenige Zentimeter Durchmesser aufweisen, sind frei aufgehängt und können von allen Seiten von der Luft bestrichen werden. Unter dem Begriff Atmometer werden Messgeräte zusammengefasst, bei denen die Verdunstung von einer wassergesättigten, porösen Papieroberfläche (Piche- bzw. Livingstone-Evaporimeter) gemessen wird. Bei Evaporimetern dient als Probekörper ein feuchter poröser Keramikkörper (Leslie- oder Bellani-Atmometer).

Das Atmometer, das 1872 von Piche beschrieben wurde, besteht aus einem 23 oder 33 cm langen, einseitig geschlossenen Glasröhrchen mit einem Innendurchmesser von 1 cm, das mit destilliertem Wasser gefüllt wird. Eine Filterpapierscheibe von 7 bzw. 13 cm² Oberfläche wird mit einer Klemmvorrichtung gegen die Öffnung des Rohres gedrückt, welches in 1,2 m Höhe in einer Wetterhütte so aufgehängt wird, dass sich das Filterpapier am unteren Ende befindet. Das Wasservolumen, das vom feuchten Papier verdunstet, lässt sich an der Skalenteilung des Rohres ablesen oder wird von einem Schreibgerät registriert (Piche Atmograph nach Klausning). Für einen empirischen Umrechnungsfaktor von $f = 0,4$ erhält man die potentielle Evapotranspiration durch Multiplikation des Messwertes, der an einem Piche Atmometer mit einer Oberfläche von 13 cm² in cm³/d abgelesen wird, mit (0,79-0,4). Die Messungen mit dem Piche-Evaporimeter können benutzt werden, um den zweiten Term in der Penman-Formel (Gl.(2.41)) abzuschätzen [2.31].

Die Verdunstungsscheibe nach Czeratzki ist ein Evaporimeter mit poröser Tonzelle (Keramikplatte). Dieses Messprinzip wurde von Leslie bzw. Bellani erstmals verwendet [2.32]. Das Evaporimeter, dessen Oberseite gedichtet ist und dessen Unterseite die verdunstende Fläche bildet, besteht aus einer keramischen Scheibe von 200 cm² Fläche und entspricht der Auffangfläche eines Standardregensmessers. Die Scheibe ist mit einem Schlauch an ein wassergefülltes Messgefäß angeschlossen. Das im Messzylinder befindliche destillierte Wasser wird durch die Kapillarkraft der Keramikporen hoch gesaugt und verdunstet an der freien Unterseite der Scheibe. Die Verdunstung kann am Wasserstand des Messzylinders abgelesen werden. Das Gerät wird mit der Verdunstungsfläche nach unten unter einem Schutzdach im Bestand aufgestellt. Es liefert in vielen Fällen mit einem Abminderungsfaktor von 0,75 ein gutes Maß für die monatliche Evapotranspirationsrate. Allerdings müssen Evaporimeterwerte, die einen Betrag von 6–7 mm d⁻¹ übersteigen sollten, auf diesen reduziert werden, da die in unseren Breiten für den Verdunstungsvorgang verfügbare Energie eine höhere Verdunstung nicht zulässt.

Die Wildsche Waage kann ebenfalls in die Atmographen einreihet werden. Dieses 1874 entwickelte registrierende Verdunstungsmessgerät besteht im Prinzip aus einer Briefwaage, die eine 2,5 cm tiefe mit Wasser gefüllte Metallschale mit 250 cm² Verdunstungsoberfläche trägt. Über einen Schreibhebel wird die Gewichtsänderung durch Verdunstung kontinuierlich auf einer uhrwerkgetriebenen Registriertrommel aufgezeichnet. Die Aufstellung erfolgt üblicherweise 1,2 m über dem Boden in einer Wetterhütte.

Bei der Beurteilung der mit Atmometern erzielten Messergebnisse ist zu beachten, dass die Evapotranspiration neben Pflanzenparametern vom Sättigungsdefizit der Luft, von den turbulenten Transportvorgängen über und in der Vegetation und

von der Strahlung, Konvektion und dem Bodenwärmestrom abhängt. Diese meteorologischen Einflüsse wirken kontinuierlich, die der Pflanzen nur während des Tages. Infolge ihrer verschiedenen Verdunstungsflächen und Aufstellungsarten reagieren die Atmometer unterschiedlich stark auf den Wind. Die Beobachtungen von Atmometermessungen, die nur den relativen Verlauf der potentiellen Verdunstung wiedergeben, müssen z.B. über Korrelationen mit Lysimetermessungen angepasst werden. Die Einsatzmöglichkeit dieser Geräte ist beschränkt, da die absoluten Werte der Messungen mit verschiedenen Atmometern untereinander nicht vergleichbar bzw. übertragbar sind. Da Evaporimeter mit ständig feucht gehaltenen Oberflächen arbeiten, können die Messwerte durch Wind sowie durch Staub- oder Sandablagerungen auf den Verdunstungsscheiben stark beeinflusst werden. Der Vorteil der Atmometer liegt in der einfachen Handhabung, der unkomplizierten Messung und den geringen Anschaffungskosten, die eine hohe Stationsdichte ermöglichen.

2.2.3 Berechnung der Verdunstung aus meteorologischen Beobachtungen

2.2.3.1 Energiebilanzverfahren

Es wurde eine Reihe von Ansätzen entwickelt, um die Verdunstung aus einigen üblicherweise vorgenommenen meteorologischen Beobachtungen abzuleiten [2.26, 2.31, 2.33]. So bestehen mehr als dreißig Berechnungsverfahren für die potentielle Verdunstung, die alle von der Temperatur und einigen anderen einfach zu messenden meteorologischen Größen wie Luftfeuchte, Sonnenscheindauer, Strahlung und Wind ausgehen [2.26]. Im Gegensatz dazu vermittelt die Energiebilanzmethode einen detaillierten Einblick in den hydrologischen Prozess, erfordert jedoch Messwerte des Wärmeeintrags. Von den nicht einfach zu messenden Komponenten der Wärmebilanzgleichung lassen sich die meisten auf $\pm 10\%$ genau bestimmen, wenn die erforderlichen meteorologischen Parameter bekannt sind.

In der Atmosphäre kann auf verschiedene Weise Wärme übertragen werden. Das an der Erdoberfläche verdunstende Wasser entzieht dem Boden Wärme. Diese kommt der Luft, wenn in der höheren Atmosphäre der Wasserdampf kondensiert, oben wieder zugute, so dass in diesem Fall ein Wärmetransport durch Aggregatzustandsänderung des Wassers stattfindet. Die Verdunstungswärme, die für 1 g Wasser bei 0 °C benötigt wird, beträgt 2501 J/g (Tab. 2.1). Das Verdunstungsäquivalent von 1 mm Wasser entspricht 245 J cm^{-2} . Für 1 mm d^{-1} Verdunstungshöhe werden $L = 28,9 - 0,028 \cdot T \text{ W m}^{-2}$ als Energie benötigt. Die Verdunstungsgröße ist negativ und wird nur positiv bei Tau oder Reif, wenn Kondensations- bzw. Sublimationswärme frei wird.

Die wichtigste Strahlung ist die Wärmestrahlung als Teilbereich der elektromagnetischen Strahlung für den Wellenbereich von 0,2 bis 3,0 μm ($1 \mu\text{m} = 1 \cdot 10^{-6} \text{ m}$). Die Atmosphäre reflektiert, zerstreut und absorbiert einen Teil der Sonnenstrahlung. Der reflektierte Teil an der Gesamtstrahlung, der sofort in den Weltraum zurückgestrahlt wird, macht 42 % aus. Die mittlere extraterrestrische Son-

nenstrahlung beträgt $1,37 \text{ kWm}^{-2}$ bzw. $1,98 \text{ calcm}^{-2}\text{min}^{-1}$ bei senkrechtem Einfall (Solarkonstante I_0). Ein schwarzer Körper sendet nach dem Gesetz von Stefan-Boltzmann eine Strahlung aus, deren über alle Wellenlängen aufsummierte Intensität $R = \sigma T^4$ ist, wobei T in K gemessen wird und die Konstante $\sigma = 5,67032 \cdot 10^{-8} \text{ Wm}^{-2}\text{K}^{-4}$ beträgt. So beträgt die Strahlung eines schwarzen Körpers bei 20°C Oberflächentemperatur 419 Wm^{-2} . Zur Erhaltung des gegenwärtigen Wärmezustands muss die Sonnen- und Erdstrahlung gleich groß sein, jedoch ist ihre Wellenlänge verschieden. Nach dem Wienschen Verschiebungsgesetz ist $T \cdot \lambda_{\max} = \text{const} = 2,898 \cdot 10^{-3} \text{ mK}$, wenn T in K angegeben wird und $\lambda_{\max}$ die Wellenlänge ist, bei der die Strahlungsintensität am größten ist. Die Wellenlänge $\lambda_{\max}$ von dem Strahlungsmaximum der Sonne liegt bei $0,47 \mu\text{m}$. Infolge der geringeren Erdtemperatur von 287 K liegt das Strahlungsmaximum bei $10,0 \mu\text{m}$. Diese beiden verschiedenen Strahlungsströme werden als kurzwellige und langwellige Strahlung bezeichnet [2.34].

Beim globalen Wärmehaushalt der Erde wird die nicht reflektierte kurzwellige Strahlung im Wesentlichen von der Atmosphäre durchgelassen und erwärmt die Erdoberfläche, die entsprechend ihrer Eigentemperatur eine langwellige Strahlung aussendet. Diese wird zum größten Teil in den unteren Schichten der Atmosphäre absorbiert, vor allem durch die beiden in den jeweiligen Wellenbereichen gut absorbierenden Gase Wasserdampf und Kohlendioxid. Dadurch werden die Luftschichten erwärmt und senden entsprechend ihrer Eigentemperatur langwellige Wärmestrahlung nach allen Richtungen aus. Der nach unten gerichtete Anteil kommt als Gegenstrahlung zur Erde zurück. Durch die Gegenstrahlung übt die Atmosphäre für die Erde einen wirksamen Wärmeschutz aus, der auch als Glashauswirkung bezeichnet wird, da bei einem Glashaus die kurzwellige Sonnenstrahlung hindurch gelassen wird, wohingegen die langwellige Wärmestrahlung durch das Glasdach nicht entweichen kann. Infolge dieser Glashauswirkung beträgt die mittlere Temperatur der bodennahen Luftschicht der gesamten Erde 14°C und ist nicht negativ, wie anhand der Strahlungsbilanz ohne diesen Effekt zu erwarten wäre.

Von der ankommenden kurzwelligen Strahlung werden an der Obergrenze der Atmosphäre 42% reflektiert [2.34]. Die restlichen 58% gehen als langwellige Gegenstrahlung wieder in den Weltraum zurück, davon 8% von der Erde direkt und 50% von dem Wasserdampf der oberen Luftschichten. Für das System Erde-Atmosphäre besteht einmal an der Obergrenze der Atmosphäre und zum anderen zwischen Lufthülle und Erdoberfläche ein ausgeglichener Wärmehaushalt. Von den 58% der nicht reflektierten Sonnenstrahlung werden 15% durch die Wolken der unteren Atmosphäre und das Ozon der oberen Atmosphäre absorbiert. 43% erreichen den Erdboden, davon 27% direkt und 16% als diffuse Himmelsstrahlung. Diese beiden Anteile dienen zur Erwärmung der Erde. Von 120 langwelligen Energieanteilen, die von der Erde ausgehen, kommen 100 Anteile zurück, meist durch Gegenstrahlung, so dass diesen 143 Energieanteilen auf der Einnahmeseite 143 Anteile gegenüberstehen, davon 120 als langwellige Erdstrahlung und 23 Anteile, die auf der Erdoberfläche als Verdunstung verloren gehen und in der Atmosphäre als Kondensationswärme wieder frei werden.

Die aktuelle Verdunstung wird durch den Wasserhaushalt, die Strahlung und aerodynamische Transportprozesse gesteuert und erfordert die Messung zahlreicher Komponenten. Die Energie der Strahlung wird mit kalorimetrischen Methoden gemessen. Dabei wird die Energie der elektromagnetischen Wellen durch Absorption an der Oberfläche eines Messkörpers möglichst vollständig in Wärme umgesetzt. Der Wärmegewinn wird meist durch Temperaturmessung bestimmt und ergibt das Maß für die Energie der Strahlung. Die direkte Sonnenstrahlung kann mit Pyreheliometer oder Aktinometer, deren Messwertfühler im Allgemeinen senkrecht zur Strahlung exponiert werden, mit einer Genauigkeit von 3 % gemessen werden. Die kurzwellige Globalstrahlung als Summe aus Himmelsstrahlung und direkter Sonnenstrahlung wird mit Pyranometer beobachtet. Bei den Geräten wird ein kalorimetrisches Messprinzip angewendet. Die Geräte bestehen aus zwei benachbarten Flächenelementen, von denen das eine möglichst gut absorbiert (schwarz) und das andere möglichst gut reflektiert (weiß), so dass sich zwischen ihnen eine Temperaturdifferenz ausbildet, die als Maß für die einfallende Strahlung benutzt wird. Durch eine gläserne Abdeckhaube wird die langwellige Strahlung ausgefiltert. Die gesamte Strahlung kann mit Radiometern gemessen werden. Daneben gibt es auch Geräte zum Messen der Strahlungsbilanz mit einer Genauigkeit von $\sim 5\%$. Beim Messen der Strahlungsbilanz kann eine Trennung der beiden Strahlungskomponenten nur vorgenommen werden, wenn die Globalstrahlung gesondert gemessen wird. Die Sonnenscheindauer oberhalb einer Strahlungsintensität von $0,8$ bis $1,7 \text{ Jcm}^{-2}\text{min}^{-1}$ lässt sich mit dem Sonnenscheinschreiber nach Campbell-Stokes verhältnismäßig einfach bestimmen, so dass Messungen der Sonnenscheindauer für viele Orte der Erde vorliegen. Die Lufttemperatur und ggf. die Wasseroberflächentemperatur werden beide mit $0,3\text{-K}$ registriert und die Feuchte oder der Dampfdruck werden mit Psychrometern auf 2% genau gemessen. Einzelheiten der Instrumente zur Messung der Strahlung und der übrigen Klimagrößen sind in Handbüchern aufgeführt [2.35, 2.36].

Der Einfluss der Sonne auf den Wärmehaushalt wird ausgedrückt durch die Strahlungsbilanz R_{SB} (Strahlungssaldo oder Nettostrahlung) als Summe der kurz- und langwelligen Strahlung (s. Bild 2.5):

$$R_{\text{SB}} = R_{\text{I}} + R_{\text{H}} + R_{\text{G}} - R_{\text{R}} - R_{\text{A}} \quad \text{in } \text{Wm}^{-2} \quad \text{oder} \quad \text{cal/cm}^2 \text{ min} \quad (2.9)$$

R_{SB} : Strahlungssaldo aus kurz- und langwelliger Strahlung in Wm^{-2} ,

R_{I} : direkte kurzwellige Sonnenstrahlung auf die Horizontalebene, tagsüber zeitweise vorhanden (Wellenlänge $0,3$ bis $4 \cdot 10^{-6} \text{ m}$),

R_{H} : ungerichtete kurzwellige Himmelsstrahlung (diffuse Himmelsstrahlung), tagsüber immer vorhanden; $R_{\text{I}} + R_{\text{H}} = R_{\text{S}}$ = Globalstrahlung,

R_{R} : Reflexionsstrahlung,

R_{G} : atmosphärische Gegenstrahlung als langwellige Temperaturstrahlung von 4 bis $100 \cdot 10^{-6} \text{ m}$ Wellenlänge, immer vorhanden,

R_{A} : Ausstrahlung der Erdoberfläche als langwellige Temperaturstrahlung.

Die Größenordnung und Richtung der Strahlungskomponenten gehen aus Bild 2.5 hervor. Gleichung (2.9) kann auch zusammengefasst werden zu:

$$R_{SB} = (1 - a_r)R_S + \varepsilon R_G - R_A \quad (2.9a)$$

wobei $\varepsilon = R_G/R_A$ die Emissivität der Oberfläche bedeutet, mit $a_r = R_R/R_S$ das Reflexionsvermögen (*Albedo*) als Quotient der reflektierten zur einfallenden Strahlung ($a_r < 1$) und als Absorptionsvermögen wird der Wert $(1 - a_r)$ bezeichnet. Die Albedowerte hängen von der Erdoberfläche ab (Tab. 2.4). Bei Wasserflächen werden sie im Wesentlichen durch Sonnenhöhe und Bewölkung beeinflusst. Ein flacher Einfallswinkel erhöht den Wert a_r [2.37, 2.70].

Die Globalstrahlung gibt den gesamten solaren Strahlungsfluss zur Erde an und stellt den wichtigsten positiven Anteil an der Wärmebilanz der Erdoberfläche dar (Tab. 2.5). In mittleren Breiten kann die Globalstrahlung bei wolkenlosem Himmel und hoch stehender Sonne Werte bis $5,4 \text{ Jcm}^{-2}\text{min}^{-1}$ bzw. rd. 900 Wm^{-2} annehmen, wobei R_H etwa 15 % ausmacht.

Vergleichsweise werden zur Sommersonnenwende $7,33 \text{ Jcm}^{-2}\text{min}^{-1}$ oder 1220 Wm^{-2} an extraterrestrischer Strahlung empfangen, so dass etwa ein Viertel durch die Atmosphäre verloren geht. Nachts sind R_I und R_H praktisch gleich Null. Bei bedecktem Himmel ist $R_S = R_H$ und weist Werte bis $3,35 \text{ Jcm}^{-2}\text{min}^{-1}$ im Hochsommer auf.

Bei Eintritt in die Atmosphäre treffen auf ein um 50° zur Sonne geneigtes Flächenelement im Mittel 544 Wm^{-2} auf. Als direkte Strahlung erreichen den Erdboden 320 Wm^{-2} im Mittel, als diffuse Strahlung 58 Wm^{-2} .

Wird nicht über die gesamte Sonnenscheindauer gemittelt, sondern zur Mittagszeit gemessen, ergeben sich 405 bzw. 73 Wm^{-2} als Jahresmittelwerte. Die Messungen an einem Sommertag ergeben Werte, die etwa um das Doppelte höher liegen. Anhand von langjährigen Beobachtungen kann für das Gebiet der Bundesrepublik Deutschland (50° Nord) ein Globalstrahlungsfluss von 114 Wm^{-2} angenommen werden, der als Mittelwert über ein Jahr gilt unter Einbeziehung der Nächte und Wolkenbedeckung. Die mittlere eingestrahlte Energie beträgt danach $24 \cdot 65 \cdot 114 \approx 1000 \text{ kWh/m}^2$.

Tabelle 2.4. Albedowerte a_r (reflektierte Strahlung in Prozent der Einstrahlung) nach [2.34]

Oberfläche	Albedo a_r in [-]
klare Gewässer*:	
April–August	0,06
September	0,07
Febr., Okt.	0,09
Nov., Jan.	0,11
Dezember	0,12
dunkle Ackerböden (gepflügt)	0,05...0,15
Gras, Kartoffeln, Rüben, Stoppeln	0,15...0,25
Nadelwald	0,10...0,15
Laubwald (Sommer)	0,10...0,20
Altschnee (schmutzig)	0,40...0,70
Neuschnee (trocken)	0,75...0,95

* Verschmutzte Gewässer 0,02 bis 0,03 größer als klare Gewässer.

Tabelle 2.5. Extraterrestrische Strahlung R_a in mmd^{-1} (Verdunstungsäquivalent $1\text{mm} = 245 \text{Jcm}^{-2} = 28,36 \text{Wm}^{-2}$) nach [2.26] (Geo. Br. = geographische Breite)

Geo. Br.	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
54°Nord	2,7	5,1	8,6	12,0	15,5	17,0	16,3	13,7	10,2	6,5	3,5	2,2
52°	3,3	5,6	9,0	12,3	15,7	17,0	16,3	13,9	10,6	7,0	4,0	2,7
50°	3,8	6,1	9,4	12,7	15,8	17,1	16,4	14,1	10,9	7,4	4,5	3,2
48°	4,3	6,6	9,8	13,0	15,9	17,2	16,5	14,3	11,2	7,8	5,0	3,7
46°	4,9	7,1	10,2	13,3	16,0	17,2	16,6	14,5	11,5	8,3	5,5	4,3
44°	5,3	7,6	10,6	13,7	16,1	17,2	16,6	14,7	11,9	8,7	6,0	4,7
42°	5,9	8,1	11,0	14,0	16,2	17,3	16,7	15,0	12,2	9,1	6,5	5,2
40°	6,4	8,6	11,4	14,3	16,4	17,3	16,7	15,2	12,5	9,6	7,0	5,7
38°	6,9	9,0	11,8	14,5	16,4	17,2	16,7	15,3	12,8	10,0	7,5	6,1
36°	7,4	9,4	12,1	14,7	16,4	17,2	16,7	15,4	13,1	10,6	8,0	6,6
34°	7,9	9,8	12,4	14,8	16,5	17,1	16,8	15,5	13,4	10,8	8,5	7,2
32°	8,3	10,2	12,8	15,0	16,5	17,0	16,8	15,6	13,6	11,2	9,0	7,8
30°	8,8	10,7	13,1	15,2	16,5	17,0	16,8	15,7	13,9	11,6	9,5	8,3
28°	9,3	11,1	13,4	15,3	16,5	16,8	16,7	15,7	14,1	12,0	9,9	8,8
26°	9,8	11,5	13,7	15,3	16,4	16,7	16,6	15,7	14,3	12,3	10,3	9,3
24°	10,2	11,9	13,9	15,4	16,4	16,6	16,5	15,8	14,5	12,6	10,7	9,7
22°	10,7	12,3	14,2	15,5	16,3	16,4	16,4	15,8	14,6	13,0	11,1	10,2
20°	11,2	12,7	14,4	15,6	16,3	16,4	16,3	15,9	14,8	13,3	11,6	10,7
18°	11,6	13,0	14,6	15,6	16,1	16,1	16,1	15,8	14,9	13,6	12,0	11,1
16°	12,0	13,3	14,7	15,6	16,0	15,9	15,9	15,7	15,0	13,9	12,4	11,6
14°	12,4	13,6	14,9	15,7	15,8	15,7	15,7	15,7	15,1	14,1	12,8	12,0
12°	12,8	13,9	15,1	15,7	15,7	15,5	15,5	15,6	15,2	14,4	13,3	12,5
10°	13,2	14,2	15,3	15,7	15,5	15,3	15,3	15,5	15,3	14,7	13,6	12,9
8°	13,6	14,5	15,3	15,6	15,3	15,0	15,1	15,4	15,3	14,8	13,9	13,3
6°	13,9	14,8	15,4	15,4	15,1	14,7	14,9	15,2	15,3	15,0	14,2	13,7
4°	14,3	15,0	15,5	15,5	14,9	14,4	14,6	15,1	15,3	15,1	14,5	14,1
2°	14,7	15,3	15,6	15,3	14,6	14,2	14,3	14,9	15,3	15,3	14,8	14,4
0°	15,0	15,5	15,7	15,3	14,4	13,9	14,1	14,8	15,3	15,4	15,1	14,8
2°	15,3	15,7	15,7	15,1	14,1	13,5	13,7	14,5	15,2	15,5	15,3	15,1
4°	15,5	15,8	15,6	14,9	13,8	13,2	13,4	14,3	15,1	15,6	15,5	15,4
6°	15,8	16,0	15,6	14,7	13,4	12,8	13,1	14,0	15,0	15,7	15,8	15,7
8°	16,1	16,1	15,5	14,4	13,1	12,4	12,7	13,7	14,9	15,8	16,0	16,0
10°	16,4	16,3	15,5	14,2	12,8	12,0	12,4	13,5	14,8	15,9	16,2	16,2
12°	16,6	16,3	15,4	14,0	12,5	11,6	12,0	13,2	14,7	15,8	16,4	16,5
14°	16,7	16,4	15,3	13,7	12,1	11,2	11,6	12,9	14,5	15,8	16,5	16,6
16°	16,9	16,4	15,2	13,5	11,7	10,8	11,2	12,6	14,3	15,8	16,7	16,8
18°	17,1	16,5	15,1	13,2	11,4	10,4	10,8	12,3	14,1	15,8	16,8	17,1
20°	17,3	16,5	15,0	13,0	11,0	10,0	10,4	12,0	13,9	15,8	17,0	17,4
22°	17,4	16,5	14,8	12,6	10,6	9,6	10,0	11,6	13,7	15,7	17,0	17,5
24°	17,5	16,5	14,6	12,3	10,2	9,1	9,5	11,2	13,4	15,6	17,1	17,7
26°	17,6	16,4	14,4	12,0	9,7	8,7	9,1	10,9	13,2	15,5	17,2	17,8
28°	17,7	16,4	14,3	11,6	9,3	8,2	8,6	10,4	13,0	15,4	17,2	17,9
30°	17,8	16,4	14,0	11,3	8,9	7,8	8,1	10,1	12,7	15,3	17,3	18,1
32°	17,8	16,2	13,8	10,9	8,5	7,3	7,7	9,6	12,4	15,1	17,2	18,1
34°	17,8	16,1	13,5	10,5	8,0	6,8	7,2	9,2	12,0	14,9	17,1	18,2
36°	17,9	16,0	13,2	10,1	7,5	6,3	6,8	8,8	11,7	14,6	17,0	18,2
38°	17,9	15,8	12,8	9,6	7,1	5,8	6,3	8,3	11,4	14,4	17,0	18,3
40°	17,9	15,7	12,5	9,2	6,6	5,3	5,9	7,9	11,0	14,2	16,9	18,3
42°	17,8	15,5	12,2	8,8	6,1	4,9	5,4	7,4	10,6	14,0	16,8	18,3
44°	17,8	15,3	11,9	8,4	5,7	4,4	4,9	6,9	10,2	13,7	16,7	18,3
46°	17,7	15,1	11,5	7,9	5,2	4,0	4,4	6,5	9,7	13,4	16,7	18,3
48°	17,6	14,9	11,2	7,5	4,7	3,5	4,0	6,0	9,3	13,2	16,6	18,2
50°Süd	17,5	14,7	10,9	7,0	4,2	3,1	3,5	5,5	8,9	12,9	16,5	18,2

Die Globalstrahlung ist bei klarem Himmel etwa direkt proportional zu der extraterrestrischen Strahlung ($\approx$ Rayleigh-Strahlung), die nur von der geographischen Breite und der Jahreszeit abhängt. Der Abminderungskoeffizient von ihr zur Rayleigh-Strahlung wird im Mittel mit 0,8 angesetzt. Die auf eine horizontale Fläche auftreffende direkte Sonnenstrahlung R_I lässt sich aus der Solarkonstanten I_0 und der Sonnenhöhe φ' zu $R_I = I_0 \sin \varphi'$ berechnen und liegt tabelliert vor (Tab. 2.5). Dies ist jedoch auf die wenigen wolkenlosen Tage beschränkt, die im Mittel 15 Tage pro Jahr ausmachen. Die Globalstrahlung R_S kann beim Fehlen von Messungen aus der extraterrestrischen Strahlung R_a und dem Verhältnis von beobachteter s_N und astronomisch maximal möglicher Sonnenscheindauer s_N ausgedrückt werden:

$$R_S = [a + b(s_N / s_N)]R_a \quad \text{in Wm}^{-2} \quad (2.10)$$

R_a : extraterrestrische Strahlung nach Tab. 2.5; Tageswerte angenähert:

$R_a = 245 (9,9 + 7,08 \cdot \sin \xi + 0,18(\varphi - 51)(\sin \xi - 1))$ in $\text{J} \cdot \text{cm}^{-2}$ mit $\xi = 0,0172 \text{ JT} - 1,39$ und $\text{JT} = 1, \dots, 365$ (Jahrestage)

s_N/s_N : Verhältnis von tatsächlicher (s_N) zu astronomisch möglicher täglicher Sonnenscheindauer (s_N) (Tab. 2.6); $s_N \approx 12,3 + \sin \xi [4,3 + (\varphi - 51)/6]$,

a : Koeffizient, von der geographischen Breite φ abhängig, z.B.

$a = 0,29 \cos \varphi$, ($0,18 \leq a \leq 0,25$); für Deutschland $a = 0,19$,

b : Koeffizient, ($0,5 < b < 0,6$); für Deutschland $b = 0,55$.

Bei gemessener Globalstrahlung und bekanntem a und b kann Gl. 2.10 benutzt werden um die tägliche Sonnenscheindauer abzuschätzen. Der langwellige Strahlungssaldo $R_{N1} = R_G - R_A$, der auch als effektive Strahlung, Wärmestrahlungsbilanz oder Temperaturstrahlung bezeichnet wird, ergibt sich aus der Differenz der aufwärtsgerichteten Ausstrahlung der Erdoberfläche R_A und der ihr entgegenwirkenden Eigenstrahlung der Atmosphäre (Gegenstrahlung) R_G . Die langwellige Ausstrahlung R_A berechnet sich als Temperaturstrahlung nach Stefan-Boltzmann:

$$R_A = \varepsilon \sigma T_A^4 \quad \text{in Wm}^{-2} \quad (2.11)$$

ε : Emissionsfaktor, z.B. $0,95 \leq \varepsilon_W \leq 0,97$ für Wasser,

T_A : absolute Temperatur der Erdoberfläche in K,

σ : Stefan-Boltzmann Konstante

$\sigma = 5,67 \cdot 10^{-8} \text{ Wm}^{-2} \text{K}^{-4} \triangleq 8,26 \cdot 10^{-11} \text{ calcm}^{-2} \text{min}^{-1} \text{K}^{-4} \triangleq 0,4918 \cdot 10^{-6} \text{ Jcm}^{-2} \text{K}^{-4}$

Die langwellige Gegenstrahlung R_G erfolgt durch die Rückstrahlung der Atmosphäre infolge des Wasserdampfs und der Kohlensäure aus Höhen bis zu mehreren Hundert Metern. Da der vertikale Verlauf von Luftfeuchte und Temperatur mit Radiosondenaufstiegen vereinzelt gemessen wird, werden zur Berechnung von R_G empirische Ansätze verwendet, die für wolkenlosen Himmel von dem Stefan-Boltzmann Ansatz $R_G = \varepsilon_A \cdot \sigma \cdot T^4$ ausgehen, wobei ε_A die Emissivität der Atmosphäre ist. Wird der CO_2 -Gehalt der Atmosphäre als konstant und der Wasserdampf als veränderliche Größe angesehen, berechnet sich die Gegenstrahlung als Temperaturstrahlung, die um einen Term für den Dampfdruck erweitert wird, z.B. in der Formel nach Angström [2.31].

$$R_{G0} = \sigma(T + 273,15)^4 (b_1 - b_2 10^{-b_3 \cdot e_{aL}}) \quad (2.12)$$

Mit Zahlenwerten für die Konstanten b_1 , b_2 und b_3 lautet der Ansatz für wolkenlosen Himmel:

$$R_{G0} = 0,4918 \cdot 10^{-6} (T + 273,15)^4 (0,82 - 0,25 \cdot 10^{-0,0945 \cdot e_{aL}}) \text{ in Jcm}^{-2} \quad (2.13)$$

σ : Stefan-Boltzmann-Konstante $\sigma = 5,67 \cdot 10^{-8} \text{ Wm}^{-2}\text{K}^{-4} \triangleq 0,4918 \cdot 10^{-6} \cdot \text{Jcm}^{-2}$,

ρ : Dampfdichte in Gramm Wasser pro m^3 über der Wasseroberfläche.

Durch die Schwankungen im vertikalen Verlauf der Wasserdampfdichte unterscheiden sich die Werte der Gegenstrahlung bei großen Feuchten bis 27 %. Bei wolkenlosem Himmel ist die Wärmestrahlungsbilanz etwa 0,4mal so groß wie die Gegenstrahlung. Die Gegenstrahlung nimmt vom Zenit (90°) zum Horizont (0°) hin zu, da die Strahlung, je flacher sie einfällt, aus einer umso niedrigeren und meist wärmeren, wasserdampfreicheren Luftschicht kommt. Andererseits ist das Strahlungsaufnahme- und -abgabevermögen z.B. von einer Wasserfläche in der Senkrechten am größten, so dass von 90° bis 20° über dem Horizont mehr als 90% des Strahlungsaustausches erfolgen. Für noch flachere Winkel nimmt der Strahlungsaustausch sehr schnell ab. In steilen Tälern wird daher der Strahlungsaustausch abgeschirmt. Für den Stechlinsee wird R_{Go} wie folgt angegeben [2.70]:

$$R_{G0} \approx 0,4918 \cdot 10^{-6} (0,47 + 0,147 \cdot e_{aL}^{0,3}) (T_L + 273,15)^4 \text{ in Jcm}^{-1} \quad (2.13a)$$

e_{aL} : Wasserdampfdruck der Luft in hPa,

T_L : Lufttemperatur in °C.

Tabelle 2.6. Mittlere astronomisch mögliche (maximale) Sonnenscheindauer s_N in Stunden pro Tag in Abhängigkeit von Jahreszeit und geographischer Breite nach [2.35] (Werte bezogen auf Monatsmitte)

[illegible]

Die Gegenstrahlung wird durch Wolken beträchtlich erhöht, so dass Gl. 2.13a bei Bewölkung in Abhängigkeit zum Bedeckungsgrad w erweitert wird:

$$R_G = R_{G0}(1 + bw^d) \quad (2.14)$$

wobei b ein Faktor ist, der von der Wolkenart abhängt [2.31, 2.70], und w der Bewölkungsgrad, der in Prozent angegeben wird und aus Witterungsberichten entnommen werden kann. Für Wasserflächen im Sommer gilt $0,16 < b < 0,22$, für die Wintermonate $0,29 < b < 0,35$ und $d = 1$. So wird für Karlsruhe ein mittlerer Wert von $w = 0,64$ und $b = 0,17$ angegeben. Nach Gl.(2.14) entspricht dies einer Erhöhung von 7 % für R_{G0} , wenn für $d = 2$ gewählt wird.

In den Wärme- oder Wasserhaushaltsgleichungen kommt die Verdunstung als Energiemenge oder als Wasservolumen vor. Die Energiebilanz wird für eine Bezugsfläche vorgenommen, z.B. die Erd- oder die Pflanzenoberfläche. Der Energiegewinn für die Erdoberfläche wird positiv, die Verluste werden negativ bezeichnet. Unter Vernachlässigung des horizontalen Gradienten der Energie (laterale Advektion), der Photosynthese und gegebenenfalls der Schmelzwärme kann die Wärmehaushaltsgleichung (Energiebilanzgleichung) der Erdoberfläche für ein Zeitintervall Δt angegeben werden zu:

$$R_{SB} - H_B - H_K - H_V \approx 0 \quad \text{in W/m}^2 \quad (2.15)$$

R_{SB} : Strahlungsbilanz (Strahlungssaldo, Nettostrahlung),

H_B : Bodenwärmestrom (in den Boden gerichtet),

H_K : Strom fühlbarer Wärme in die Luft; Austausch fühlbarer Wärme durch Konvektion zwischen Erd- / Wasseroberfläche und Luft (Konvektionsw rmestrom),

H_V : Verdunstungswärmestrom $H_V = L_v E$, wobei L_v die latente Verdunstungswärme in kJ kg^{-1} und E den Wasserdampffluss (Evaporationsrate) in $\text{kg m}^{-2} \text{s}^{-1}$ bedeuten.

Wenn R_{SB} , H_V und H_B durch Messungen bestimmt sind, lässt sich die reale Evapotranspiration als Restglied aus der Energiebilanz bestimmen. Die Anwendung der Energiebilanzmethode auf größere Teileinzugsgebiete setzt einheitliche und ebene Landflächen voraus, wenn die Verdunstungswerte in einer zeitlichen Aufl -

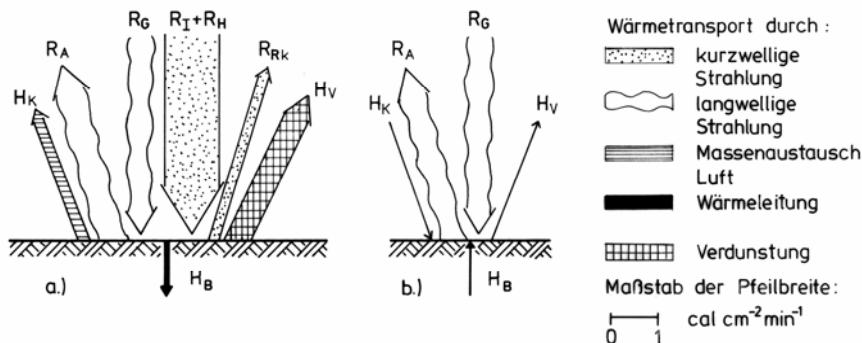


Abb. 2.5. Teilbeträge der Strahlungsbilanz und übrige Größen des Energiehaushalts an einem heiteren Sommertag; **a)** Tag 12–13^{  }, **b)** Nacht 0–1^{  } nach [2.34]

sung von Stunden erhalten werden sollen. Die Energiebilanz wird punktuell auf gestellt und muss auf das umgebende Einzugsgebiet übertragen werden. In einem Einzugsgebiet mit größeren Hangneigungen ist R_I mit dem Sinus des Winkels zwischen Hang und Sonnenrichtung abzumindern, desgleichen R_H , die mit dem Neigungswinkel des Geländes α zu $R_H \cdot \cos^2(\alpha/2)$ multipliziert wird [2.38]. Die Energiebilanzmethode wird auch verwendet zur Ermittlung der Verdunstung von größeren Wasserflächen.

Die Bedeutung der einzelnen Größen des Wärmeumsatzes in der Bilanz eines einzelnen Jahres kommt darin zum Ausdruck, dass die Größe von R_{SB} etwa dem Wert von H_V entspricht, z.B. $83,8 \text{ kJcm}^{-2}\text{a}^{-1}$ für die Station Potsdam [2.34]. Die Größe von R_B liegt bei $-0,76 \text{ Jcm}^{-2}$ oder $0,9 \%$ und die Größe von H_K ist mit nur $1,9 \%$ am Gesamtumsatz beteiligt. Daneben weist der Tagesgang der Komponenten auch von der Vegetation abhängige Unterschiede auf (Bild 2.6).

Der Tagesgang der Wärmehaushaltskomponenten im mitteleuropäischen Raum zeigt kleine Wärmeumsätze in der Nacht bzw. im Winter und zu 12^{oo} symmetrische Gänge während eines klaren Tages (Bild 2.5). Tagsüber wird die Strahlungsbilanz zur Erwärmung des Bodens (R_B), der Luft (H_K) und zur Verdunstung (H_V) verbraucht. Die Größen sind entsprechend ihrem Vorzeichen aufgetragen. Vor allem im Sommer wird die Wärme größtenteils zur Verdunstung verbraucht, wie aus der Größe und Richtung der Teilbeträge des Strahlungshaushalts zu den Faktoren des Wärmehaushalts hervorgeht (Bild 2.6). Die kurzwellige Strahlung ist intensiv, aber nur kurzfristig tagsüber wirksam. In der Nacht beherrscht die langwellige Strahlung den gesamten Wärmeumsatz. Die Wärmeausstrahlung der Erdoberfläche wird weitgehend durch die Gegenstrahlung kompensiert.

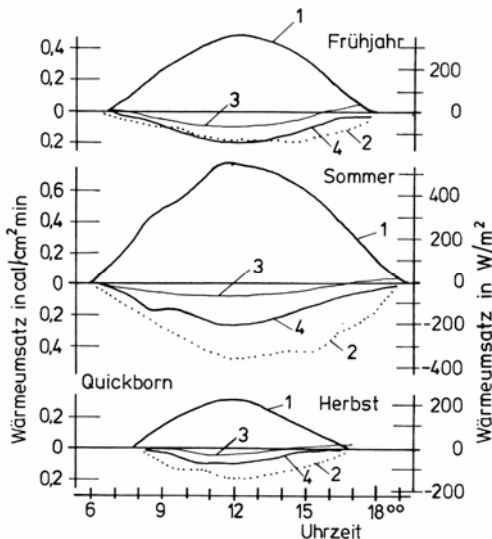


Abb. 2.6. Täglicher Energieumsatz an einem klaren, windschwachen Tag für die Station Quickborn/Holstein zu verschiedenen Jahreszeiten nach [2.34]: (1) Strahlungsbilanz, (2) Verdunstung H_V , (3) Bodenwärmestrom H_B , (4) Konvektionswärme H_K

Der Wärmefluss infolge Konvektion kann proportional zum vertikalen Temperaturgradienten angenommen werden. Der atmosphärische Transportmechanismus von fühlbarer Wärme ist vergleichbar mit dem des Wasserdampfes, da für eine bestimmte Höhe $z \cdot \rho \cdot H_K = -A_T d(c_p \rho T)/dz$ gesetzt werden kann, wobei ρ bzw. T die Dichte bzw. Temperatur und c_p die spezifische Wärme bei konstantem Luftdruck p sind [2.2]. Die Größe A_T ist umgekehrt proportional zur Wärmeübergangszahl und stellt den turbulenten Austauschkoeffizienten dar. Es ist zweckmäßig, die Größe H_K in Gl.(2.15) zusammen mit H_V zu betrachten. Das *Bowen-Verhältnis* B_o ist das Verhältnis zwischen der durch Konvektion und Verdunstung verbrauchten Wärmemenge:

$$B_o = H_K / H_V. \quad (2.16)$$

Werden die beiden anderen Größen des Wärmehaushalts R_{SB} und H_B unmittelbar bestimmt, ist auch die Summe der Größen $(H_K + H_V) = -(R_{SB} + H_B)$ bekannt. Der Bodenwärmestrom $H_B = c_b dT_B/dz$, der bei Zunahme der Bodentemperatur T_B der Tiefe z gegen die Oberfläche fließt, ist dem Temperaturgefälle dT_B/dz in K/cm proportional, wobei der Proportionalitätsfaktor c_b die Temperaturleitfähigkeit in $Jcm^{-1}s^{-1}grd^{-1}$ ist. Für nassen Sand beträgt $c_b = 2,5 Wm^{-1}K^{-1}$.

Für den Strom fühlbarer Wärme H_K bzw. für den latenten Wärmestrom H_V kann gesetzt werden, wobei A_T bzw. A_q die Diffusionskoeffizienten darstellen:

$$H_K = -c_p A_T dT/dz \text{ in } Jcm^{-2} min^{-1}, \quad (2.17)$$

$$H_V = -L_v A_q dq/dz = L_v E$$

- T : potentielle Temperatur in K,
 L_v : spezifische Verdampfungswärme von Wasser in Jkg⁻¹;
 Näherung: $L_v \approx 2500,8 - 2,37 (T_W - 273)$,
 q : spezifische Feuchte der Luft in g Wasserdampf pro kg Luft; $q = 622e_a/p$,
 c_p : spezifische Wärme der Luft; $c_p = 1005 Jkg^{-1}K^{-1}$,
 A_T, A_q : Austauschkoeffizienten in $kgm^{-1}s^{-1}$,
 dq/dz : Gradient der spezifischen Feuchte über z , positiv für die Abnahme mit der Höhe z ,
 E : Verdunstung $kgm^{-2}s^{-1}$.

Die spezifische Feuchte q ist das Verhältnis von Dichte des Wasserdampfes ρ_w zur Dichte der feuchten Luft ρ_L , also $q = \rho_w/(\rho_L + \rho_w)$. Das Molverhältnis von trockener Luft (28,97 gmol⁻¹) und Wasserdampf (18,01 gmol⁻¹) beträgt 0,622, desgleichen auch die Gaskonstanten R_L/R_w .

$$q = [(R_L / R_w) e_a] / [p + e_a (R_L / R_w - 1)] = \quad (2.18)$$

$$[0,622e_a / (p - 0,378e_a)] = [0,622e_a / p] \text{ in } kg/m^3.$$

Außerdem ist $e_a \ll p$, so dass der zweite Term im Nenner von Gl. 2.18 meist vernachlässigt wird.

Das Bowen-Verhältnis wird aus Messungen der Lufttemperatur und -feuchte in zwei verschiedenen Niveaus über der Bilanzfläche, z.B. der Pflanzendecke bestimmt. Damit kann für das Bowen-Verhältnis gesetzt werden, wenn für die turbu-

lenten Diffusionskoeffizienten für latente und fühlbare Wärme $A_T = A_q$ angenommen wird und die potentielle Temperatur durch die Lufttemperatur sowie q durch e_a ersetzt werden:

$$B_o = \frac{H_K}{H_V} = \frac{c_p (dT/dz)}{L_v (dq/dz)} = \frac{c_p p (dT/dz)}{0,622 L_v (de_a/dz)} = \frac{0,61p}{1000} \cdot \Delta T / \Delta e. \quad (2.19)$$

ΔT : $T_W - T_L$ in °C, Wasser bzw. Lufttemperatur,

Δe : $e_w - e_a$ in hPa; Sättigungsdampfdruck bei Wassertemperatur bzw. aktuelle Luftfeuchte.

Unter Berücksichtigung von $(H_V + H_K) = -(R_{SB} + R_B)$ und $B_o = H_K/H_V$ berechnet sich die Verdunstung nach der *Energiebilanzmethode* (Gl.(2.12)) vereinfacht wie folgt:

$$H_V = -(R_{SB} + H_B) / (1 + B_o) = EL_V \quad \text{bzw.} \quad H_K = B_o H_V \quad \text{in Wm}^{-2}. \quad (2.20)$$

Der Verdunstungswärmestrom lässt sich durch Ersetzen von q durch e nach Gl.(2.18) ausdrücken:

$$H_V = -[R_{SB} + H_B] / [1 + \gamma(\Delta T / \Delta E)] \quad (2.21)$$

γ : Psychrometerkonstante; $g = c_p p / 0,622 L_v$, für 20 °C und $p = 1013$ mbar bzw. 1000 hPa ist $\gamma = 0,67$ mbar/K bzw. $\gamma = 0,655$ hPa/K und $\gamma = 0,576$ hPa/K bei Eis.

Mit Hilfe der Psychrometer- und Dampfdruckgleichung lässt sich Gl. (2.21) umformen

$$ET_a = \frac{1}{L_v} (R_{SB} + H_B) \left(1 - \frac{\gamma}{s + \gamma} \frac{\Delta T_{tr}}{\Delta T_{fe}} \right), \quad (2.22)$$

wobei mit s der Anstieg der Dampfdruckkurve (Tab. 2.1) und mit T_{tr} bzw. T_{fe} die Ablesungen am feuchten und trockenen Thermometer in verschiedenen Höhen bedeuten.

Die Anwendung der Energiebilanz auf einen *Wasserkörper* des Volumens V und der Temperatur T_W führt zu folgendem Ansatz für die Zeitspanne Δt :

$$H_T = R_S - R_{Sr} + R_L - R_{Lr} - R_A - H_V - H_K + H_Z + H_B \quad (2.23)$$

H_T : Änderung der im Wasser gespeicherten Energie, $H_T = c_p V \Delta T_W$ mit ΔT_W als Temperaturänderung im Intervall Δt ,

R_S, R_{Sr} : einfallende bzw. reflektierte Sonnenstrahlung,

R_L, R_{Lr} : von der Atmosphäre einfallende bzw. vom Wasser reflektierte langwellige Strahlung,

R_A : langwellige, vom Wasser ausgesandte Strahlung,

H_V : Verdunstungswärmestrom,

H_K : Strom fühlbarer Wärme,

H_Z : Wärme infolge Advektion, z.B. Zufluss, Regen,

H_B : Bodenwärmestrom; $H_B = 0$ für Wassertiefen > 50 m, weitere Werte in [2.36].

Die Größe von R_{Lr} kann mit $0,03 R_L$ angenommen werden, wenn nur R_L gemessen wird. R_{Lr} entspricht Gl. (2.11) und kann mit $R_{Lr} = 0,97 \sigma T^4$ in $\text{Jcm}^{-2}\text{d}^{-1}$ angenom-

men werden, wobei die Stefan-Boltzmann-Konstante $\sigma = 4,918 \cdot 10^{-7} \text{ Jcm}^{-2}\text{K}^{-4}$ und T die Temperatur in K sind [2.39, 2.40].

Die Änderung der Wärmespeicherung in Wasserkörpern muss in verschiedenen Wassertiefen getrennt ermittelt werden, wenn eine Wasserschichtung besteht wie bei tiefen Talsperren im Sommer. Die gesamte Wärmemenge des Wasservolumens ergibt sich aus dem Produkt der Temperatur und der zugehörigen Wasserschicht, die nach der Speicherinhaltslinie in ein Volumen umgewandelt wird. Dies setzt eine Temperaturmessung mit einer Genauigkeit von $0,1^\circ\text{C}$ voraus. Die fühlbare Wärme wird über das Bowen-Verhältnis nach Gl.(2.19) bestimmt, da H_K nur schwierig direkt ermittelt werden kann.

$$B_o = \frac{H_K}{H_V} = \frac{p\gamma(T_W - T_L)}{1000(e_s - e_a)} = \frac{0,61p \cdot (T_W - T_L)}{1000 \cdot (e_s - e_a)}, \quad (2.24)$$

λ : Psychrometerkonstante, $\lambda = 0,65 \text{ hPa/K}$,
 T_W : Oberflächentemperatur des Wassers in $^\circ\text{C}$,
 T_L : Lufttemperatur in $^\circ\text{C}$,
 p : Luftdruck in hPa,
 e_s : Sättigungsdampfdruck in mbar bei Wassertemperatur,
 e_a : Dampfdruck der Luft in hPa.

Für die Berechnung kann gesetzt werden:

$$H_V = \rho_w L_V E; \quad H_K = B_o H_V \quad \text{und} \quad H_T = \rho_w c_w E(T_L - T_W) \quad \text{bzw.} \quad (2.25)$$

$$H_V + H_K + H_T = \rho_w L_V E + \rho_w B_o L_V E + \rho_w c_w E(T_W - T_G)$$

E : Evaporationsrate in $\text{gcm}^{-2}\text{d}^{-1}$ bzw. cmd^{-1} ,
 ρ_w : Dichte des verdunsteten Wassers in g/m^3 ,
 L_V : latente Verdunstungswärme in Jcm^{-2} (wird anhand der gemittelten Wassertemperatur in Seemitte bestimmt); $L_V \approx 2,47 \cdot 10^6 \text{ Jkg}^{-1}$,
 c_w : spezifische Wärme von Wasser in $\text{Jkg}^{-1}\text{K}^{-1}$; $c_w = 4200 \text{ Jkg}^{-1}\text{K}^{-1}$,
 T_W : Temperatur des verdunsteten Wassers in $^\circ\text{C}$ (entspricht der gemittelten Wassertemperatur T_W),
 T_G : Basistemperatur in $^\circ\text{C}$ ($T_G = 0^\circ\text{C}$).

Werden diese Ausdrücke in Gl.(2.15) eingesetzt, wird für die Evaporation unter der Annahme, dass $T_G = 0$ und H_T dem Zuwachs der gespeicherten Wärme entspricht, erhalten [2.39]:

$$H_V = \frac{R_S - R_{Sr} + R_L - R_{Lr} - R_A - H_T + H_Z}{L_V \rho_w (1 + B_o) + c_w T_W \rho} \quad \text{in } \text{gcm}^{-2}\text{d}^{-1} \quad (2.26)$$

oder:

$$H_V = \frac{R_{SB} + H_T}{1 + (T_W - T_L)/(e_{sW} - e_{aL})} \quad \text{in } \text{Wm}^{-2} \quad (2.27)$$

Der fühlbare Wärmestrom ist analog zu der Landfläche gegeben durch:

$$H_K = A_T c_p \rho (dT / dz) \quad (2.28)$$

A_T : Wärmeaustauschkoeffizient Wasser/Luft in $m^2 s^{-1}$.

Durch die Integration von der Wasseroberfläche bis zur Höhe z wird für die Temperaturdifferenz erhalten:

$$T_z - T_W = H_K \int_0^z dz / A_T c_p \cdot \rho.$$

Der Kehrwert des Integrals ist die Wärmeübergangszahl a_L , so dass geschrieben werden kann:

$$H_K = a_L (T_z - T_W). \quad (2.29)$$

Die Wärmeübergangszahl ist abhängig von der Windgeschwindigkeit u und wird ausgedrückt:

$$a_L = c_1 + c_2 u^{c_3}. \quad (2.30)$$

Für Messungen von 1 m über der Wasseroberfläche wird vereinfacht gesetzt:

$$a_L = 2,05 u^{0,65} \text{ in } Jcm^{-2}h^{-1}K^{-1}. \quad (2.30a)$$

Damit lässt sich der Verdunstungswärmestrom angeben:

$$H_V = (a_L / \gamma)(e_{sW} - e_{aL}) \text{ in } Jcm^{-2}h^{-1}. \quad (2.31)$$

Für Windmessungen in 1m Höhe ergibt sich mit diesen Ansätzen die Verdunstung zu [2.41]:

$$E = 0,013 u^{0,65} (e_{sW} - e_{aL}) \text{ in } mmh^{-1}. \quad (2.32)$$

Die direkte Anwendung der Energiebilanzgleichung auf Wasserflächen erfordert Messungen der Wassertemperatur und Messung der Strahlungsgrößen in engeren Zeitabständen. Das Verfahren wird auch zur Berechnung der Evaporation (potentielle Evaporation) von wassergesättigten Erdoberflächen benutzt. Die Energiebilanzmethode lässt sich auf größere Einzugsgebiete anwenden, wenn die Evapotranspiration für Zeitintervalle von mehr als zehn Tagen berechnet werden soll.

2.2.3.2 Anwendung des Strahlungskonzeptes

Für Gebiete, für welche Aufzeichnungen über Wind und Luftfeuchte fehlen, muss die Verdunstung aus der Lufttemperatur, der Sonnenscheindauer und/ oder Strahlungsdaten ermittelt werden. Die potentielle Evapotranspiration wird aus der Sonnenstrahlung ermittelt, wobei von einem linearen Ansatz zwischen Sonnenstrahlung R_I und Verdunstung ausgegangen wird:

$$ET_0 = a + bwR_I. \quad (2.33)$$

Die Werte von R_L und den Gewichten w liegen tabelliert vor, z.B. in [2.26]. Der Gewichtungsfaktor kann auch über die Penman-Formel abgeschätzt werden.

Von den Formeln, die auf der Strahlung und der Lufttemperatur aufbauen, wird der Ansatz nach *Turc* [2.42] häufig für Gebietsverdunstungen verwendet. In die Formel nach *Blanley-Criddle*, die hauptsächlich zu Berechnung einer Referenzverdunstung für den Pflanzenwasserbedarf in semiariden (wolkenfreien) Gebieten aufgestellt wurde, gehen die tägliche, astronomisch mögliche Sonnenscheindauer (Tageslänge) und die mittlere Lufttemperatur T_L ein [2.26, 2.43]. Die täglichen Sonnenstunden s_N werden in Prozent der jährlich maximal möglichen Sonnenstunden s_{Jahr} , die der Zeilensumme in Tab. 2.6 entspricht, ausgedrückt und ergeben das Prozentgewicht p :

$$ET_0 = f_{BC} \cdot s_N / s_{N\text{Jahr}} \quad \text{in mm/d} \quad \text{mit} \quad f_{BC} = p(0,46T_L + 8,13). \quad (2.34)$$

Für andere Klimagebiete wurde Gl. 2.34 erweitert zu $ET_p = a + b \cdot ET_0$. Für Deutschland wird vorgeschlagen $ET_p = -1,55 + 0,96 ET_0$. Eine Differenzierung der Größen a ($-2,5 \leq a \leq -1,6$) und b ($0,8 \leq b \leq 1,8$) enthält [2.29].

Nach dem Ansatz von *Turc* kann die potentielle Verdunstungshöhe für Tageswerte anhand von Strahlung, Lufttemperaturen und -feuchte abgeschätzt werden [2.45]:

$$ET_0 = 0,0031 \cdot \frac{T}{T + 15} \cdot [(0,19 + 0,55 \cdot s_n / s_N) R_a + 209] \quad \text{in mm/d} \quad (2.35)$$

für $r_L \geq 50 \%$ und

$$ET_0 = 0,0031 \cdot \frac{T}{T + 15} \left(1 + \frac{50 - r_L}{70} \right) \cdot [(0,19 + 0,55 \cdot s_n / s_N) R_a + 209] \quad (2.35a)$$

in mm/d für $r_L < 50 \%$

Gleichung (2.35) wurde für eine Reihe von Einzugsgebieten in Deutschland geprüft und gilt nur für positive Lufttemperaturen [2.70].

2.2.3.3 Anwendung des aerodynamischen Konzepts

Bei Ansätzen, die hauptsächlich den aerodynamischen Transportprozess berücksichtigen, wird von folgenden Überlegungen ausgegangen. Die Geschwindigkeit, mit welcher Wassermoleküle die Wasseroberfläche verlassen, ist abhängig von der Temperatur der Wasseroberfläche und dem atmosphärischen Druck. Höhere Wassertemperaturen sind gleichbedeutend mit lebhafterer Molekülbewegung mit dem Resultat, dass mehr Moleküle sich aus dem Verband mit anderen Molekülen lösen und die Wasseroberfläche verlassen. Die Wassermoleküle bewegen sich mit einer Evaporationsrate E , die proportional dem Partialdruck infolge Wasserdampf ist, nämlich dem Dampfdruck der Luft: $E = (e_s - e_a)/p$. Der Sättigungsdampfdruck ist von der Oberflächentemperatur des Wassers T_w abhängig und der atmosphärische Dampfdruck e_a eine Funktion des Taupunkts T_d (Tab. 2.1). Ein Ansteigen des Luftdrucks hemmt die Molekülbewegung außerhalb des Wassers, hat aber nur Bedeutung, wenn es sich um Höhendifferenzen von mehreren hundert Metern handelt.

Die Verdunstung erfolgt durch den Eintritt der sich ständig bewegenden Wassermoleküle in die Luft, falls diese ein Sättigungsdefizit aufweist. Zusätzlich zu der Diffusionsverdunstung wird die Evaporation durch den Wind beeinflusst. In Abhängigkeit von der Windgeschwindigkeit werden durch die Luftturbulenzen die Luftmassen über der Verdunstungsfläche ausgetauscht. Da bei einem Verdunstungsprozess ohne seitlichen Luftaustausch die unteren Luftschichten allmählich mit Wasserdampf gesättigt werden, müsste die Verdunstungsrate allmählich abnehmen. Infolge Wind findet jedoch ein Austausch statt, so dass die Beziehung von Dalton (Gl. (2.4)) modifiziert wird zu:

$$E = f_0(u) \cdot (e_s - e_a) \text{ in cmd}^{-1}$$

(2.36)

mit $f_0(u)$ als Funktion der horizontalen mittleren Windgeschwindigkeit u in m/s und e_s bzw. e_a als Sättigungsdampfdruck der verdunstenden Oberfläche bzw. aktueller Dampfdruck der Luft in mbar. Auf der Grundlage des Dalton-Gesetzes sind eine Reihe von Formeln entstanden, die in [2.28, 2.42, 2.44] zusammengefasst sind. Bei diesen Formeln wird die Verdunstung indirekt aus Klimadaten abgeschätzt. Danach ist die in der Zeiteinheit von 1 cm² Fläche verdunstende Wasserdampfmenge gegeben durch (Gl.(2.4)):

$$E = Ad / p.$$

(2.37)

Tabelle 2.7. Werte des Faktors f_H in mmhPa⁻¹d⁻¹ = mm·mbar·d⁻¹ nach Haude

a) Für monatliche Verdunstungsgrößen [2.46, 2.47]

Monat	mittlere		Winter-	Zucker-	Mais
	Werte	Gras	weizen	rüben	
März	0,27	0,21	0,19	0,14*	0,14*
April	0,29	0,29	0,26	0,15	0,14*
Mai	0,29	0,29	0,34	0,23	0,18
Juni	0,28	0,28	0,38	0,30	0,26
Juli	0,26	0,26	0,34	0,36	0,26
August	0,25	0,25	0,22	0,32	0,26
September	0,23	0,22	0,21	0,26	0,24
Oktober	0,22	0,22	0,20	0,19	0,21
Nov. bis Feb.	0,22	0,20	0,18	0,14*	0,14*

* Koeffizient für unbewachsenes Feld.

b) Anpassung an den phänologischen Entwicklungsstand nach Vergleichsmessungen mit Lysimetern [2.28]

Getreide	Haude-Faktor f_H in mm·mbar ⁻¹ d ⁻¹ für	
phänologische Phase	Winter-Gerste	Sommer-Weizen
Ährenschieben	0,36	0,39
Blüte	0,45	0,65
Milchreife	0,45	0,54
Totreife	0,15	0,24

In einem geschlossenen Raum ohne Luftbewegung ist die Größe A gleich dem Diffusionskoeffizienten, der bei einer Temperatur von $0\text{ }^{\circ}\text{C}$ und einem Luftdruck von $p = 1013\text{ mbar}$ den Wert $2,23 \cdot 10^{-3}\text{ m}^2\text{s}^{-1}$ besitzt.

Mit Formeln nach diesem aerodynamischen Ansatz wird eine potentielle Verdunstung berechnet. Zur Abschätzung der aktuellen Evapotranspiration werden Abminderungskoeffizienten in Abhängigkeit von der Vegetationsart und Jahreszeit eingeführt. Die Formeln werden häufig auf Monatsmittel der Klimadaten angewendet. Für gemäßigte humide Klimagebiete wurde von *Haude* folgender Ausdruck für die Verdunstung ET_H aufgestellt und anhand der Daten von Norddeutschland getestet [2.46, 2.47]:

$$ET_H = f_H(e_s - e_a) = f_H \cdot e_s(1 - r/100) \leq 7\text{ mm/d.} \quad (2.38)$$

Die Bestimmung der Verdunstung nach Haude erfordert als einfach zu messende Eingangsdaten die Lufttemperatur und die relative Luftfeuchte r in %, da nur das aktuelle Sättigungsdefizit gemessen um $14\text{ }^{\circ}\text{MOZ}$, benötigt wird. Die Größe f_H ist ein monatsweise variabler Faktor, der empirisch bestimmt wurde. Er ersetzt den

Tabelle 2.8. Berechnung der Verdunstung nach der Wasserbilanz $V = N - A$ und nach Haude (Gl.(2.38)) (Jahresreihen 1959/60). T , r_L , a und e_s sind Mittel der Ablesung um $14\text{ }^{\circ}\text{MOZ}$.

Jahr	Monat	N	A	T	r_L	e_s	e_a	$(e_s - e_a)$	f_H	ET_0
		mm	mm	$^{\circ}\text{C}$	%	mmHg	mmHg	mmHg	mm/mmHg	mm
1958	Nov.	28	36	3,1	93	7,6	7,1	0,5	0,22	3,3
	Dez.	144	83	1,0	90	6,5	5,9	0,7	0,22	4,8
1959	Jan.	142	95	-0,7	80	5,9	4,7	1,2	0,22	8,2
	Feb.	21	38	4,0	60	8,1	4,9	3,2	0,22	19,7
	März	40	71	7,9	63	10,7	6,7	4,0	0,22	27,3
	April	85	45	10,5	64	12,7	8,1	4,5	0,29	39,2
	Mai	44	22	13,2	60	15,2	9,1	6,1	0,29	54,8
	Juni	46	14	17,7	54	20,3	10,9	9,3	0,28	78,1
	Juli	94	20	20,9	55	24,7	13,5	11,2	0,26	90,3
	Aug.	84	14	18,5	63	21,3	13,5	7,8	0,25	60,5
	Sep.	3	7	17,6	44	20,1	8,9	11,2	0,23	77,3
	Okt.	55	7	11,8	55	13,9	7,6	6,3	0,22	43,0
Summe		786	452							506,5
1959	Nov.	56	13	4,4	80	8,4	6,7	1,7	0,22	11,2
	Dez.	85	31	0,5	92	6,4	5,9	0,5	0,22	3,4
1960	Jan.	193	118	-1,2	86	5,6	4,8	0,8	0,22	5,5
	Febr.	45	49	0,3	78	6,3	4,9	1,4	0,22	8,6
	März	40	91	4,3	72	8,3	6,0	2,3	0,22	15,7
	April	80	30	8,1	60	10,8	6,5	4,3	0,29	37,4
	Mai	120	54	13,6	62	15,6	9,6	6,0	0,29	53,9
	Juni	60	32	16,7	60	18,9	11,3	7,6	0,28	63,8
	Juli	102	27	15,0	68	17,1	11,6	5,5	0,26	44,3
	Aug.	156	64	15,4	74	17,5	12,9	4,6	0,25	35,7
	Sep.	88	67	13,4	71	15,3	10,9	4,4	0,23	30,0
	Okt.	235	140	9,3	81	11,7	9,5	2,2	0,22	15,0
Summe		1260	716							324,5

Quotienten aus Diffusionskoeffizient und Luftdruck und beinhaltet außerdem alle übrigen Einflussfaktoren. Er weist daher einen Jahresgang auf (Tab. 2.7).

Als Beispiel für die Anwendung der aerodynamischen Methode soll die monatliche Verdunstung für das Einzugsgebiet der Sieber/Harz am Pegel Herzberg ($A_{E0} = 81,5 \text{ km}^2$) ermittelt und mit dem Verfahren der Wasserbilanz verglichen werden. Gegeben sind die Gebietsniederschläge N_i und die Abflusshöhen A_i in mm für die Jahre 1959/60, so dass durch Differenzbildung $N - A = V$ eine Verdunstungsgröße erhalten wird (Tab. 2.8). Da der Niederschlag in dem überwiegend bewaldeten Einzugsgebiet als Freilandniederschlag gemessen wird, bleibt die Interzeption unberücksichtigt. Zur Berechnung der monatlichen Verdunstung ET_H nach Gl.(2.38) wird das Sättigungsdefizit unter Heranziehung von Tab. 2.1 bestimmt, wenn die 14° -Ablesungen der Temperatur T in $^{\circ}\text{C}$ und der relativen Luftfeuchte r in % vorliegen. In Tabelle 2.8 sind zusätzlich die Größen e_s und e_a als 14° -Ablesungen in mbar aufgeführt. Nach der Wasserbilanz werden 1959 Differenzen zwischen Niederschlag und Abfluss von $786 - 452 = 334 \text{ mm}$ und 1960 von $1260 - 716 = 544 \text{ mm}$ berechnet. Die Verdunstung nach Haude beträgt 1959 507 mm und 1960 325 mm. Im Trockenjahr 1959 wird die Verdunstung zu groß berechnet im Vergleich zur Wasserbilanz, im nassen Jahr hingegen zeichnet sich eine gegenläufige Tendenz ab.

Ein Nachteil der Formel nach Haude liegt darin, dass sie sich auf einen Messwert pro Tag stützt. Die Anwendung der Formel hat im Besonderen beim Einsatz der künstlichen Feldberegnung Eingang gefunden. Der Faktor f_H kann den einzelnen Kulturen und ihrem phänologischen Stadium besser angepasst werden, wenn auf Messungen der aktuellen Evapotranspiration mit Lysimetern als Vergleichsgrundlage zurückgegriffen werden kann. Differenzierungen nach dem Entwicklungsstand enthält Tab. 2.7.

Für den mittleren Jahresgang der Verdunstung kann nach *Albrecht* für die alten Bundesländer Deutschland von folgender prozentualer Aufteilung ausgegangen werden: Nov. 2 %, Dez. 1 %, Jan. 18 %, Feb. 2 %, März 5 %, April 8 %, Mai 16 %, Juni 17 %, Juli 17 %, Aug. 15 %, Sept. 11 % und Okt. 5 %. Die Jahresverdunstung beträgt im Mittel der Jahresreihe 1931/60 524 mm, wohingegen die mittlere Verdunstung freier Wasserflächen mit 650 mm/a angegeben wird [2.27].

2.2.3.4 Methode von aerodynamischem Konzept und Energiebilanz

Ein häufig angewendetes Kombinationsverfahren zur Berechnung der potentiellen Evapotranspiration wurde von Penman entwickelt, wobei die aerodynamischen Terme und die Strahlungskomponenten kombiniert wurden [2.48]. Die Penman-Gleichung wurde für flache, stehende Gewässer entwickelt und wird für die Verdunstung von Erdoberflächen herangezogen. Es werden empirisch gewonnene Beziehungen verwendet im Hinblick darauf, dass die Bestimmung der Referenzevapotranspiration ET_0 aus üblicherweise vorhandenen Klimadaten erfolgt. Von *Penman* wird angenommen, dass gilt:

$$s = \frac{e_{sW} - e_{sL}}{T_W - T_L} = de / dT.$$

Das Bowen-Verhältnis lässt sich nach Gl.(2.19) ausdrücken zu:

$$B_o = \frac{\gamma}{s} \left[1 - \frac{(e_{sL} - e_{aL})}{(e_W - e_L)} \right]. \quad (2.39)$$

Eingesetzt in Gl.(2.21) wird erhalten, wenn für $f(u) = E/(e_{sL} - e_{aL})$ eingeführt wird:

$$ET_0 = \frac{s}{s + \gamma} (H_V + H_K) + \frac{\gamma}{s + \gamma} f(u) (e_{sL} - e_{aL}). \quad (2.40)$$

oder für $H_V + H_K = R_{SB}$ wird in der Schreibweise nach [2.26] die Form erhalten:

$$ET_0 = \underbrace{WR_{SB}}_{\text{Strahlungs-}} + \underbrace{(1 - W)f(u)(e_s - e_a)}_{\text{aerodynamischer Term}}. \quad (2.41)$$

- ET_0 : Referenzevapotranspiration in mm/d,
 W : Gewichtungsfaktor; $s/(s+\gamma)$; (Tab. 2.1),
 s : Veränderung des Sättigungsdampfdrucks mit der Temperatur (= Steigung der Dampfdruckkurve),
 γ : Psychrometernkonstante; $\gamma = 0,61 \text{ mbar/}^\circ\text{C}$ für $p = 1000 \text{ mbar}$,
 R_{SB} : $R_{NI} - R_{N1} = R_{SB}$; Strahlungsbilanz als äquivalente Evaporation in mm/d,
 R_{N1} : Umrechnung der extraterrestrischen Strahlung R_a in Nettostrahlung für eine Reflexion von $a_r = 0,25$ und unterschiedliche Verhältnisse für die Besonnung: $R_{N1} = (1 - a_r) (0,25 + 0,5 s_n/s_N)$,
 R_s : $(0,25 + 0,5 s_n/s_N) R_a$ = Einstrahlung in mm/d,
 s_n/s_N : Verhältnis von aktueller Sonnenscheindauer s_n zu den Gesamtstunden mit Tageslicht s_N ; (Tab. 2.6),
 R_a : extraterrestrische Strahlung als äquivalente Evapotranspiration in mm/d (Tab. 2.5),
 R_{N1} : $f(T)f(e_a)f(s_n/s_N)$ = langwellige Nettostrahlung in mm/d als Funktion von Temperatur, Dampfdruck und Sonnenscheinquotient,
 $f(T)$: $= \sigma T^4 = 1,98 \cdot 10^{-9} (273 + T)^4$,
 $f(e_a)$: $= 0,34 - 0,044(e_a)^{1/2}$ oder $(e_a)^{0,5}$ (für trockenes Klima),
 $f(s_n/s_N)$: $= 0,1 + 0,9(s_n/s_N)$; für 52° Breite: $f(s_n/s_N) = (0,16 + 0,69 s_n/s_N)$,
 e_a, e_s : aktueller Dampfdruck bzw. Sättigungsdampfdruck der Luft in mbar,
 $f(u)$: Windfunktion, $f(u) = 0,27 (1 + u_2/100)$ mit u_2 als Windweg in 2m Höhe in km/d,
 T : mittlere tägliche Temperatur in $^\circ\text{C}$.

W entspricht dem Gewicht der Strahlung auf die Größe ET_0 . Mit dem Gewicht von Wind und Luftfeuchte auf die Verdunstung ist $(1 - W)$ gleichbedeutend. Die Nettostrahlung als Differenz aller ein- und ausstrahlenden Komponenten, abgemindert um den Gewichtungsfaktor W , ist gleich dem Strahlungsterm. Der Wichtungsfaktor verdoppelt sich etwa von $W = 0,43$ bei 0°C auf $0,85$ bei 40°C . Au-

ßerdem besteht ein geringes Ansteigen von W mit zunehmender Meereshöhe (Tab. 2.9).

Da Messungen der Strahlungsbilanz häufig nicht vorliegen, erfolgt eine Abschätzung des kurzwelligen Anteils aus der extraterrestrischen Strahlung und des langwelligen Anteils aus Lufttemperatur, Luftfeuchte und Sonnenscheindauer. Die kurzwellige Strahlung wird anhand der extraterrestrischen Strahlung R_a geschätzt (Tab. 2.5). Zur Berechnung wird zunächst aus R_a die Sonnenstrahlung R_1 bestimmt, indem R_a um den Anteil der täglichen Sonnenstunden vermindert wird. Die maximalen täglichen Tageslichtstunden sind ebenfalls eine Funktion der geographischen Breite (Tab. 2.6). Beim Fehlen von Messungen von R_s kann für wöchentliche oder monatliche Mittel der kurzwelligen Strahlung folgende Beziehung zu den Sonnenscheinstunden s_N nach Angström gefunden werden (Gl.(2.10)). Für mittlere Verhältnisse kann gesetzt werden:

$$R_S = (0,25 + 0,5s_N / s_N) R_a. \quad (2.42)$$

Aus der Sonnenstrahlung R_S wird die kurzwellige Nettostrahlung R_{Nk} durch Einführung eines mittleren Reflexionskoeffizienten $a_r = 0,25$ für pflanzenbestandene Oberflächen bzw. $0,05$ für Wasserflächen ermittelt. Die kurzwellige Nettostrahlung ergibt sich aus:

$$R_{Nk} = (1 - a_r) R_S \quad (2.43)$$

Tabelle 2.9. Werte des Gewichtungsfaktors W in Gl.(2.41) für den Effekt der Strahlung auf ET_0 für verschiedene Temperaturen und Meereshöhen nach [2.26]

Temperaturen in °C	Höhe über Meeresspiegel in m			
	0	500	1000	2000
2	0,43	0,44	0,46	0,49
4	0,46	0,48	0,49	0,52
6	0,49	0,51	0,52	0,55
8	0,52	0,54	0,55	0,58
10	0,55	0,57	0,58	0,61
12	0,58	0,60	0,61	0,64
14	0,61	0,62	0,64	0,66
16	0,64	0,65	0,66	0,69
18	0,66	0,67	0,69	0,71
20	0,68	0,70	0,71	0,73
22	0,71	0,72	0,73	0,75
24	0,73	0,74	0,75	0,77
26	0,75	0,76	0,77	0,79
28	0,77	0,78	0,79	0,81
30	0,78	0,79	0,80	0,82
32	0,80	0,81	0,82	0,84
34	0,82	0,82	0,83	0,85
36	0,83	0,84	0,85	0,86
38	0,84	0,85	0,86	0,87
40	0,85	0,86	0,87	0,88

mit a_r als Reflexionskoeffizient. Wird R_S als Einstrahlung in mm/d ausgedrückt, erhält man die resultierende kurzwellige Nettostrahlung R_{Nk} :

$$R_{Nk} = (1 - a_r)R_S = (1 - 0,25)(0,25 + 0,5s_n / s_N)R_a. \quad (2.44)$$

Die langwellige Nettostrahlung R_{Nl} wird als Produkt von Temperatur, Sättigungsdampfdruck und Anteil der Sonnenstunden an den Tageslichtstunden dargestellt:

$$R_{Nl} = f(T)f(e_a)f(s_n / s_N). \quad (2.45)$$

Diese Funktionen ergeben sich bei Darstellung als Verdunstungsäquivalent in mm/d zu [2.29]:

$$f(T) = \sigma T^4 = 1,98 \cdot 10^{-9} (273 + T)^4, \quad (2.45a)$$

$$f(e_a) = 0,34 - 0,044(e_a)^{1/2} \quad \text{oder} \quad f(e_a) = (e_a)^{0,5}, \quad (2.45b)$$

$$f(s_n / s_N) = 0,1 + 0,9(s_n / s_N). \quad (2.45c)$$

Die Nettostrahlung R_n wird als äquivalente Verdunstung in mm/d ausgedrückt unter Berücksichtigung der üblichen positiven Darstellung des Wasserverlustes durch Verdunstung. Zur Ermittlung der Strahlungsbilanz R_{SB} ist die Summe aus kurz- und langwelliger Nettostrahlung zu bilden. Da die kurzwellige Nettostrahlung immer einen Nettoverlust darstellt, ergibt sich der Strahlungssaldo zu:

$$R_{SB} = R_{Nk} - R_{Nl}.$$

Für die Windfunktion wurde von Penman anhand der üblichen Windmessungen u_2 in 2 m Höhe folgender Ansatz benutzt:

$$f(u) = 0,27(1 + u_2 / 100). \quad (2.46)$$

Wenn Windmessungen aus anderen Höhen z_n als $z_2 = 2$ m vorliegen, erfolgt unter Annahme eines logarithmischen Windprofils eine Korrektur der u_2 -Werte anhand des Ausdrucks $u_2/u_z = [(z_2-d)/z_n]^{1/7}$. So sind z.B. Windmessungen in 0,5 m Höhe mit dem Faktor 1,35, in 3 m Höhe mit 0,93 und in 10 m Höhe mit 0,77 zu belegen, um den Wert u_2 zu erhalten.

Am Beispiel der Station Braunlage (NN +605 m) und für die Jahresreihe 1959/60 soll für das Einzugsgebiet der Sieber am Pegel Herzberg das Verfahren nach Penman aufgezeigt (Tab. 2.10) und mit der Differenz $D = N - A$ nach Tab. 2.8 verglichen werden (Tabellenrechnung für 1960 in Tab. 2.10 nicht dargestellt). Aus den gegebenen Daten wird die kurz- und die langwellige Strahlungsbilanz sowie die Gesamtstrahlungsbilanz bestimmt. Danach werden die einzelnen Terme der (Gl. 2.39) aufgelistet und die potentielle Evapotranspiration ET_0 berechnet. Für das Jahr 1959 ergibt sich mit $ET_0 = 796$ mm ein höherer Wert als er aus Niederschlag minus Abfluss für das benachbarte Siebergebiet ermittelt wurde (Tab. 2.8). Die errechnete potentielle Evapotranspiration für das relativ warme, trockene und strahlungsreiche Jahr 1959 kann aber wegen der eingeschränkten Wasserverfügbarkeit nicht realisiert werden. Für das kühlere und feuchtere Jahr 1960 liegt die errechnete Verdunstung mit 636 mm etwa 17 % höher als die nach der Wasserhaushaltsgleichung und entspricht etwa dem Verhältnis von potentieller zu aktueller Evapotranspiration. Infolge der niedrigeren Temperaturen und der geringeren Strahlung gegenüber dem Jahr 1959 wirkt sich in die-

sem Fall die Vernachlässigung des Wärmestroms in Boden und Pflanzenmasse nicht so stark aus. Für die Berechnung werden nur die Messdaten einer einzigen Klimastation benutzt und als repräsentativ für das gesamte Einzugsgebiet angenommen. Werden nicht die Messwerte der Strahlung verwendet, sondern die Werte der Tab. 2.5, erhält man mit 717 bzw. 591 mm geringere jährliche Verdunstungssummen.

Die errechnete Verdunstung entspricht der realen Evapotranspiration, wenn der Wind tagsüber etwa die doppelte Geschwindigkeit aufweist als während der Nacht bei gleichzeitigen Werten der Luftfeuchte von $< 60 \%$. Die potentielle Evapotranspiration nach (Gl. 2.41) wird um 5 bis 20 % erhöht bei hoher Einstrahlung und hoher Luftfeuchte während der Nacht in Sommermonaten. Bei gleicher Windgeschwindigkeit während der Tages- und Nachtzeit sind die nach (Gl. 2.41) berechneten Werte um 5 bis 25 % abzumindern. In der Penman-Formel wird vernachlässigt, dass ein Teil der verfügbaren Energie zur Erwärmung des Bodens und der Phytomasse verbraucht wird und daher nicht für den Verdunstungsprozess genutzt werden kann. Die Übereinstimmung zwischen den Werten nach der Kombinationsmethode und den Messungen an Verdunstungspfannen ergibt gute Korrelationen [2.49, 2.51]. Die Unsicherheit bei der Bestimmung der Verdunstung aus relativ einfach zu gewinnenden Klimadaten ist aber bei der Penman-Formel weniger groß als bei den oben genannten Verfahren [2.28, 2.70, 2.72]. Eine Weiterentwicklung der Penman Formel ist das Verfahren nach Penman-Monteith. Danach wird die reale Evapotranspiration ET_a berechnet aus der effektiven Strahlungsbilanz und dem Sättigungsdefizit. Zusätzlich werden zwei Verdunstungswiderstände des Pflanzenbestandes eingeführt: ein aerodynamischer Widerstand r_a und ein mittlerer Stomata-Widerstand r_s [2.71, 2.73]:

$$ET_a = \frac{1}{L_v} \cdot \frac{s(R_N - H_B) + \frac{\rho \cdot c_p}{r_a} \cdot (e_{sL} - e_{aL})}{s + \gamma \left(1 + \frac{r_s}{r_a}\right)} \quad (2.40a)$$

Zur Berechnung der Gras-Referenzverdunstung ET_0 wird $r_a = 208 \text{ s/m}$ für eine Windgeschwindigkeit von 1 m/s festgelegt und $r_s = 70 \text{ s/m}$, so dass sich der Stundenwert von ET_0 (mm/h) mit u_2 als Windgeschwindigkeit berechnet zu:

$$ET_0 = \frac{\frac{s(R_N - H_B)}{L_v} + \gamma \frac{3,75}{T + 273} \cdot u_2 (e_{sL} - e_{aL})}{s + \gamma(1 + 0,34u_2)} \quad (2.40b)$$

Die Berechnung der Gras-Referenzverdunstung nach Penman-Montheith erfolgt mit dem Programm der FAO, welches unter (<ftp.fao.org>) als CROPWAT72.ZIP herunter geladen werden kann [2.73, 2.83]. Die Gras-Referenzverdunstung liefert für deutsche Verhältnisse ca. 10% niedrigere Werte als das Verfahren nach Haude [2.75].

Tabelle 2.10. Berechnung der monatlichen Verdunstung ET_0 in mm/Monat (= mm/m) nach Penman; kurz- und langwellige Nettostrahlung, Gesamtstrahlungsbilanz (Gl.(2.41))

1959	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O
T (°C)	1,8	0,5	-2,0	0,4	4,2	7,1	10,2	13,8	17,2	15,1	12,3	7,3
e_s (mb)	7,0	6,7	5,3	6,3	8,2	10,1	12,4	15,8	19,6	17,2	14,3	10,2
e_a (mb)	6,8	5,9	4,5	4,7	6,7	7,9	8,8	10,1	13,2	13,3	9,0	7,0
s_n/s_N (-)	0,05	0,06	0,24	0,56	0,40	0,39	0,45	0,57	0,51	0,44	0,76	0,56
U_2 (km/d)	96	157	127	170	147	209	209	196	157	170	147	196
W (-)	0,45	0,42	0,39	0,42	0,48	0,52	0,57	0,62	0,66	0,63	0,60	0,52
R_s (mm/m)	0,96	0,76	1,20	3,04	3,85	5,34	7,31	8,97	7,72	6,08	6,49	3,43
R_{ns} (mm/m)	0,72	0,57	0,90	2,28	2,89	4,00	5,48	6,73	5,79	4,56	4,87	2,57
f (T) (-)	11,3	11,1	10,7	11,7	11,7	12,2	12,7	13,4	14,0	13,6	13,1	12,2
f (e) (-)	0,23	0,23	0,23	0,24	0,23	0,22	0,21	0,20	0,18	0,18	0,21	0,22
f(s_n/s_N) (-)	0,14	0,15	0,32	0,60	0,46	0,45	0,50	0,61	0,56	0,50	0,78	0,60
R_{nl} (mm/m)	0,36	0,38	0,79	1,60	1,24	1,21	1,33	1,63	1,41	1,22	2,15	1,61
R_n (mm/m)	0,36	0,19	0,11	0,68	1,65	2,79	4,15	5,10	4,38	3,34	2,72	0,96
f (u) = (-)	0,53	0,69	0,61	0,73	0,67	0,83	0,83	0,80	0,69	0,73	0,67	0,80
$e_s - e_a$ (mb)	0,2	0,4	0,8	1,1	1,5	2,1	3,6	5,7	6,3	3,7	5,2	3,1
ET_0 (mm/m)	6,6	7,4	10,6	27,0	40,8	68,6	113,2	146,8	135,4	96,2	90,8	52,4
(ET_0 (mm/m))	5,6	5,5	7,8	16,9	35,8	61,6	100,8	132,5	126,1	89,9	83,8	51,0

2.3 Abfluss

2.3.1 Wasserstand

Die Wasserstandsaufzeichnungen in Gewässern in Verbindung mit Abflussmessungen sind Voraussetzung für die Ermittlung der Abflussganglinie, welche die Ausgangsgrundlage für die Erfassung des oberirdischen Wasserdargebots bildet. Wasserstände können verhältnismäßig einfach gemessen werden. Die Einrichtung von Pegeln zur Wasserstandsbeobachtung ist daher sehr alt und wurde bereits vor 4000 Jahren in Ägypten zur Beobachtung des Nilwasserstands (Nilometer) angewendet. Regelmäßige Wasserstandsbeobachtungen in Deutschland werden ab 1727 an der Elbe und etwas später an Oder und Rhein vorgenommen, ursprünglich nur für die Belange der Schifffahrt [2.52]; davor sind nur extreme Hochwassermarken überliefert. Zu Beginn des 19. Jahrhunderts setzten regelmäßige Beobachtungen an Lattenpegeln, oft in Verbindung mit Flusskorrekturen, in größerem Umfang ein. 1810 wurden in Preußen und 1826 in Baden Instruktionen für Pegelbeobachter herausgegeben. Heute sind die Einrichtungen und der Betrieb von Pegeln durch Vorschriften der hydrologischen Dienste geregelt [2.53, 2.54, 2.84].

Die Wasserstände werden in Deutschland selten durch regelmäßige Ablesungen an Lattenpegeln beobachtet. Verbreitet ist die kontinuierliche Aufzeichnung auf Pegelbögen / Bandschriebe bei Schreibpegel oder die Registrierung durch einen digitalen Datensammler, was das Vorhandensein von (eigenen) Stromquelle und Telefonanschluß erfordert, wenn die Messstelle mit einem Anrufpegel ausgestattet werden soll. Diese Aktivpegel, die z.B. beim Hochwarndienst eingesetzt werden, lassen eine Abfrage von Wasserstand oder Abfluss zu und melden sich automa-

tisch beim Erreichen einer Warnstufe. Bei der Auswahl der Pegelstelle ist Wert auf eine zuverlässige Ermittlung des gesamten Abflusses auch bei Hoch- und Niedrigwasser zu legen. Sodann muss die Pegelstelle leicht und immer zugänglich sein. Für den Pegelstandort ergeben sich besonders günstige Voraussetzungen, wenn folgende Forderungen erfüllt sind: Die Pegelstelle soll soweit oberhalb des Zusammenflusses mit einem anderen Gewässer liegen, dass kein Rückstau auftritt. Außerdem soll sie nicht durch den Betrieb von Wasserkraftanlagen, Wehren, Talsperren oder anderer künstlicher Abflussregelungen beeinflusst werden. Eine günstige Stelle ist daher die Lage in einer geraden Flussstrecke unmittelbar oberhalb einer natürlichen Felsstrecke, eines Gefällesprunges oder an einem künstlichen Kontrollquerschnitt. Im Hinblick auf die Abflussermittlung soll der Messquerschnitt stabil sein und darf weder der Erosion noch der Auflandung unterliegen. Die Sohle soll frei von Verkrautungen sein; andernfalls sind die Abflussmessungen ständig zu wiederholen.

Jede Pegelstelle ist mit einem *Lattenpegel* ausgestattet, der auch zur Kontrolle des Schreibpegels dient. Der Lattenpegel besteht aus einer festeingebauten Pegellatte mit einer zweifarbigem 2 cm- bzw. 1 cm-Teilung, die aus emailliertem Stahlblech oder Kunststoff gefertigt ist. Ist bei größeren Wasserstandsschwankungen eine einzige vertikale Pegellatte nicht mehr ausreichend, werden mehrere höhenmäßig gestaffelte, vertikale Lattenpegel (Staffelpegel) oder bei regelmäßigen Profilen parallel zur Böschungsneigung verlaufende, schräg liegende Pegel (Schräg- bzw. Treppenpegel) verwendet. Bei den Schrägpegeln muss die Pegellatte mit einer der Böschungsneigung entsprechenden Skalenteilung versehen werden. Bei Lattenpegeln erfolgen im Normalfall einmal täglich Ablesungen, der Terminwert wird dem Tagesmittel gleichgesetzt. Bei Hochwasser erfolgen Ablesungen im Stundenbereich, z.B. alle zwei Stunden. Lattenpegelablesungen sind infolge von Wellenwirkungen oder Brückenzustau oft ungenau. Bei einer anderen von Hand betriebenen Wasserstandsregistrierung wird mit einem Lichtlot der Abstand von einem Fixpunkt z.B. Brückengeländer und Wasseroberfläche gemessen.

Bei *Schreibpegeln* zur kontinuierlichen Wasserstandsaufzeichnung sind verschiedene Bauarten im Gebrauch, die nach der Art des Antriebs (Übertragung) und der Registrierung unterschieden werden. Beim Schwimmerpegel wird als Antrieb ein Schwimmer verwendet, der durch ein über eine Rolle geführtes Stahlseil mit einem Gegengewicht verbunden ist. Die Umlenkrolle steht mit dem Schreibwerk in Verbindung, so dass die Wasserstandsänderungen durch die Rollenbewegung übertragen werden. Der Schwimmer wird in einem Schacht oder Standrohr geführt (Bild 2.7). In dem Schacht befindet sich eine unter 45° nach flussabwärts gerichtete Öffnung, falls der Pegel unmittelbar am Wasser an einer Ufermauer steht. Sonst wird die Verbindung zwischen dem Schacht, dessen Sohle sich unter dem niedrigsten Niedrigwasserstand befindet, und dem Fluss durch einen zum Wasser hin leicht geneigten Ansatzstutzen hergestellt. Das Querschnittsverhältnis zwischen Schwimmerschacht F_s und Öffnung im Ansatzstutzen F_a sollte $1/400$ bis $1/1000$ betragen, um Wellenbewegungen zu dämpfen. Bei starker Schwebstoffführung muss jedoch der Durchmesser der Einlauföffnung auf ≥ 5 cm vergrößert werden. Wird von diesen Verhältnissen zu stark abgewichen, ist die Pegelaufzeichnung mit einer Verzögerung behaftet, die bei Flüssen mit rasch schwankenden

Wasserständen berücksichtigt werden muss. Die Verzögerung h im Wasserspiegelanstieg auf dem Registrierpapier errechnet sich zu:

$$\Delta h = (0,01/g)(L/D)(F_s/F_a)2(dh/dt)^2 \quad \text{in m} \quad (2.47)$$

L, D : Länge bzw. Durchmesser des Ansatzstutzens in m,

dh/dt : kurzandauernde maximale Wasserstandsänderung.

Zum Schutz gegen Vereisung wird bei Schwimmerpegeln in den Schwimmerschacht Öl eingefüllt. Diese betrieblichen Nachteile, wie Gefahr der Verschlammlung und des Einfrierens und hohe Baukosten, werden bei Druckluftpegeln, die eine Fernübertragung bis zu mehreren hundert Metern ermöglichen, teilweise vermieden (Bild 2.7). Außerdem erlauben die Pneumatikpegel, große Wasserstandsschwankungen zu messen, wie sie in Talsperren auftreten. Das Messprinzip beruht auf dem Gleichgewicht zwischen dem Gasdruck (Luft oder Stickstoff) und dem Wasserdruck. Das Gas wird über eine Leitung mit einer konstanten Rate, z.B. 20 Blasen pro Minute, in eine Flüssigkeit geleitet, und der statische Druck der Flüssigkeit über der Austrittsöffnung ist ein Maß für die Wassertiefe. Der zeitliche Verlauf des Drucks wird graphisch, analog oder digital aufgezeichnet.

Wasserstandsänderungen können über eine Druckmessdose mit elektrischem Ausgang registriert werden. An berührungslosen Wasserstandsmessungen sind Ultraschallmessungen zu nennen, die bei Kläranlagenabläufen aber auch in Flüssen bei schwierig zu bestimmender Abflusskurve eingesetzt werden.

Die herkömmliche Wasserstandsregistrierung erfolgt auf Pegelbögen, die eine Einteilung von mindestens 48 mm Schreiblänge pro Tag aufweisen. Für den Höhenmaßstab wird üblicherweise ein Übersetzungsverhältnis von 1:5, 1:10 oder 1:20 gewählt, so dass eine Ablesegenauigkeit von 3 mm Wasserstandsänderung auf einer vertikalen Schreibtrommel noch gegeben ist. Bei sehr großen Wasserstandsschwankungen wird durch ein Umkehrschreibwerk die Ganglinie beim Überschreiten eines Grenzwasserstandes nach unten geklappt aufgezeichnet. Eine

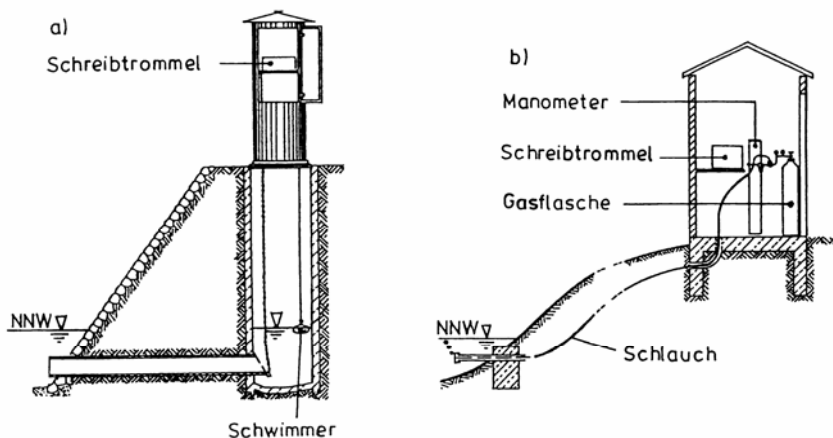


Abb. 2.7. Schwimmpegel (a) und Druckluftpegel (b)

Vergrößerung des Aufzeichnungsmaßstabes wird auch durch die Verwendung horizontaler Schreibtrommeln ermöglicht. Im Gegensatz zu diesen Trommelschreibern mit Wochenumlauf erfolgt bei Bandschreibern die Registrierung auf einendlosen Papierstreifen mit 2, 5 oder 10 mm Papiervorschub pro Stunde. Die digitale Registrierung auf Datenspeichern ist heute gängige Praxis, sie ermöglicht eine schnellere Auswertung.

Vielfach ist es erforderlich, die Messwerte fern zu übertragen, wenn eine kontinuierliche Überwachung des Gewässers, eine Auslösung von Regel- und Steuerfunktionen für wasserwirtschaftliche Anlagen über Grenzwerte des Wasserstands oder eine zentrale Datenerfassung und -auswertung vorgenommen werden sollen. Als Übertragungsart kommen Kabel oder Funk zur Anwendung. Bekanntester Typ ist der Pegelanrufbeantworter, bei welchem der Wasserstand und seine Tendenz im Bedarfsfall telephonisch abgefragt werden können. Eine Übertragung durch Satelliten ist in Entwicklung [2.55, 2.56].

Daneben sind noch Spezialpegel im Einsatz. An besonderen Pegeln werden für die Schifffahrt Großzahl- oder Weitsichtpegel verwendet, bei denen der Wasserstand und seine Tendenz aus mehreren Hundert Metern Entfernung abgelesen werden kann. Gelegentlich werden auch Tassenpegel zum Festhalten der Scheitelwasserstände, im Besonderen von Hochwasser im Tidegebiet, eingesetzt. Hierbei sind an einer lotrechten Pegellatte in Abständen von 10 cm Tassen angeordnet, die bei Hochwasser bis zum maximal erreichten Wasserstand gefüllt werden. Der Scheitelwasserstand wird durch die oberste gefüllte Tasse gekennzeichnet. Bei Verwendung von Messblenden und Messgerinne in kleinen Bächen wird der Wasserstand mit Stechpegeln kontrolliert, die eine Ablesegenauigkeit von $\pm 0,2$ mm erlauben.

Jeder Pegel in einem hydrologischen Netz wird auf ein festes Niveau, das Pegelnulld, bezogen. Der Pegelnulldpunkt wird so tief gelegt, dass auch bei niedrigstem Niedrigwasser und unter Berücksichtigung möglicher Sohlvertiefungen keine negativen Ablesungen auftreten können. Die Lage des Pegels, die Beschreibung der baulichen Anlage nebst Zeichnungen, Höhenmessungen, Abflussquerschnitt usw. sind in einer Pegelakte (Pegelstammbuch) festgehalten [2.53].

2.3.2 Direkte Abflussmessung mit Messwehren und Messgerinnen

Die Ermittlung des Abflusses ist für viele wasserwirtschaftliche Aufgaben von zentraler Bedeutung. Der Abfluss aus einem Einzugsgebiet zerfällt in die ober- und unterirdischen Komponenten. Beide Komponenten werden in der Regel indirekt über Wasserstände und denen damit zugeordneten Durchflussflächen und Fließgeschwindigkeiten ermittelt. Für die Messung der Grundwasserflüsse wird auf eine umfangreiche Spezialliteratur verwiesen [2.57–2.59].

Zur Erfassung der oberirdischen Abflusskomponenten dienen hydrometrische Stationen. Die hydrometrischen Stationen werden klassifiziert in Pegel erster bis dritter Ordnung [2.53]. Die Ordnung des Pegels und die Art der Abflussmessung sind von der Bedeutung des Gewässers abhängig. Der Abfluss kann direkt oder indirekt gemessen werden. Direkte Abflussmessungen erfolgen durch reguläre

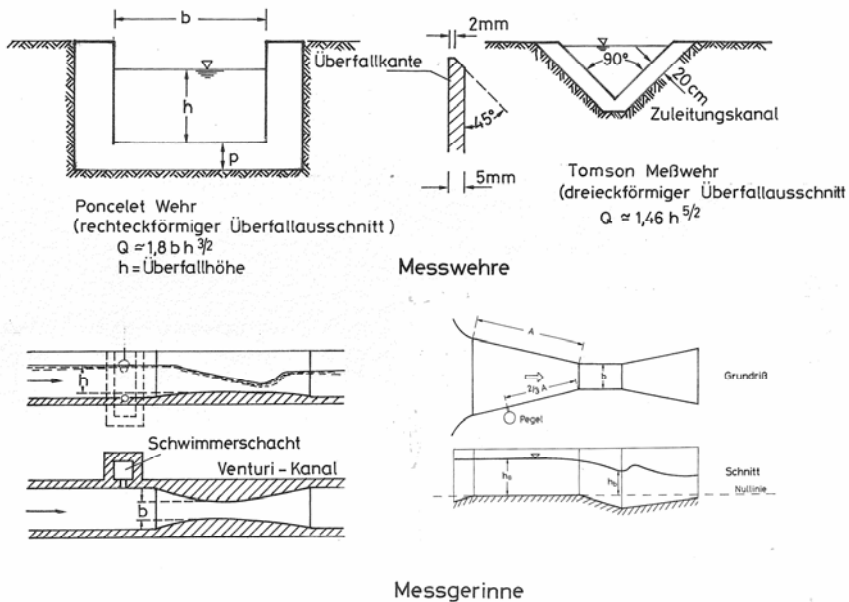


Abb. 2.8. Rechteck- und Dreieckmesswehre sowie Venturi- und Parshallmessgerinne

Abflussmessbauwerke, wie Messwehre oder Messgerinne, bei denen eine feste Abhängigkeit zwischen Wasserstand und Abfluss besteht, oder seltener volumetrisch mit einem Messbehälter [2.86 – 2.88]. Sie sind auf kleinere Wassermengen beschränkt. Indirekte Abflussmessungen erfolgen über Fließgeschwindigkeiten und denen ihnen zugeordneten Durchflussflächen, wobei die Geschwindigkeit mit Messflügeln, Staurohren, Schwimmern, Tracern oder anderen Methoden gemessen wird. Zu den indirekten Verfahren kann auch die Berechnung des Abflusses nach hydraulischen Formeln gezählt werden, wobei die hydraulische Rauigkeit und das Gefälle als bekannt vorausgesetzt werden. Bezüglich der Durchflussmessung in Rohrleitungen und Turbinen wird auf [2.60] hingewiesen.

Volumetrische Messungen, wie sie in Wasserbaulaboratorien oder bei Versuchspartzen durchgeföhrt werden, sind auf Abflüsse bis ca. 50 l/s beschränkt. Zur Abflussermittlung wird der Abfluss in einen Behälter umgeleitet und die Zeit zur Füllung eines bekannten Gefäßvolumens gemessen. Der Abfluss ergibt sich aus der Division des gefüllten Behältervolumens durch die Füllzeit unter der Voraussetzung, dass der Abfluss während der Füllungsphase keine starken Schwankungen aufweist. Bei kleineren Durchflüssen bis wenigen m^3/s kann der Abfluss durch den Wasserstand oberhalb eines eingebauten künstlichen Kontrollquerschnitts erfasst werden. Diese vorgefertigten *Messgerinne* oder *Messwehre* werden in Laborversuchen geeicht und müssen im natürlichen Wasserlauf die gleichen Aufstellungsbedingungen aufweisen, wenn die einmal ermittelten Wasserstands-Abfluss-Beziehungen übernommen werden sollen. Bei den Messgerinnen wird nach dünnwandigen Messwehrblenden und Kontraktionsgerinnen unterschieden

(Bild 2.8.). Messwehre können in kleinen natürlichen Wasserläufen eingesetzt werden, die keine starke Geschiebe- und Treibzeugführung aufweisen. Sie kommen zum Einsatz, wenn eine sehr hohe Genauigkeit an die Abflussermittlung gestellt wird wie in hydrologischen Versuchsgebieten oder bei Bewässerungen. Die Wahl eines rechteckigen, dreieckigen oder trapezförmigen Messquerschnitts hängt von dem zulässigen Aufstau ab:

$$Q_{\max} / Q_{\min} \leq (H_{\max} / H_{\min})^{3/2} \quad (2.48)$$

$Q_{\max}, Q_{\min}$: Extremwerte des Abflusses, die noch gemessen werden sollen,
 $H_{\max}, H_{\min}$: zulässiger Aufstau zwischen Ober- und Unterwasser.

Kann das Kriterium nach (Gl. 2.48) nicht eingehalten werden, kommen dreieck- oder trapezförmige Messquerschnitte zur Anwendung. Generell sollte das Messbauwerk so ausgelegt sein, dass im Messquerschnitt eine Wassertiefe bzw. Überfallhöhe von 5 bis 8 cm nicht unterschritten wird.

Besondere Beachtung muss der Ausbildung von Messgerinnen in Wasserläufen mit großem Gefälle geschenkt werden. Bei Gefälle $< 1 \text{ ‰}$ (Froude'sche Zahl $Fr < 0,25$) ist der Einfluss der Anströmgeschwindigkeit vernachlässigbar, bei Gefällen zwischen 1 bis 4 ‰ ($0,25 < Fr < 0,5$) von untergeordneter Bedeutung und bei $Fr > 0,5$ treten größere Fehler auf. Bei $Fr > 0,6$ müssen die Messgerinne nach völlig anderen Gesichtspunkten, z.B. als Überfallwehre, konzipiert werden. Bei Gerinnen mit mäßigem Gefälle und nennenswerter Geschiebeführung wird den

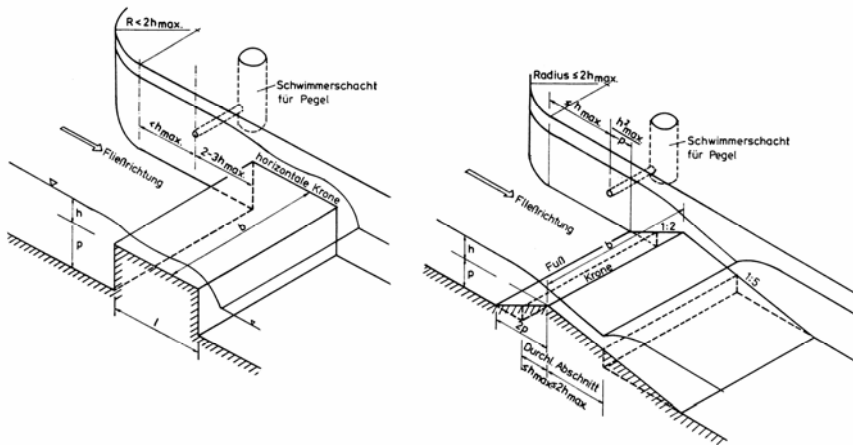


Abb. 2.9. Rechteck- und Dreieckmesswehre für größere Abflüsse

Messgerinnen der Vorzug gegeben, obwohl hier die Froude'sche Zahl von der Wasserführung abhängt. Müssen die Aufstauhöhen auf ein Minimum reduziert werden, wie in Bewässerungskanälen, bieten sich dach- und rechteckförmige Grundwehre an, die den geringsten Aufstau aufweisen, gefolgt von Venturigerinnen, die sich auch in kreisförmigen Abwasserkanälen einsetzen lassen [2.76] und Parshall-Messgerinnen. Bei rechteckigen Durchflussquerschnitten erfordert für Fr

$< 0,2$ ein Rechtecküberfall den geringsten Konstruktionsaufwand, gefolgt von der rechteckförmigen Grundschwelle. Für $0,2 < Fr < 0,4$ ist die dachförmige Grundschwelle besonders günstig und für $0,4 < Fr < 0,6$ die rechteckförmige (Bild 2.9).

Beim Einbau von Messwehren und -gerinnen sind verschiedene Bedingungen bezüglich des Ober- und Unterwassergerinnes und der Messstelle selbst zu beachten. Das sorgfältig zu wartende Messwehr sollte in einem rückstaufreien Abschnitt des Gewässers mit schwachem Gefälle liegen, der ein einheitliches Profil und eine verhältnismäßig gleichmäßige Geschwindigkeitsverteilung aufweist. Zwecks gleichförmiger Anströmung sollte das Oberwasser auf einer Länge, die etwa der zehnfachen Wehrbreite entspricht, einen geradlinigen Verlauf aufweisen. Sickerwege im Bereich des Bauwerks sollen ausgeschlossen sein, desgleichen eine Umströmung bei Hochwasser. Bei Grundwehren sollte der rechteckförmig ausgekleidete Oberwasserquerschnitt eine Länge aufweisen, die mindestens der maximalen Überfallhöhe entspricht. Die Abflussbedingungen im Unterwasser sind nur von Bedeutung bei Grundwehren, insbesondere können sich Auflandungen störend auswirken. Der Messquerschnitt sollte vertikal zur Anströmung liegen und keine größeren Rauigkeiten aufweisen. Für die Berechnung des Abflusses sollten die Abmessungen des fertigen Bauwerks zugrunde gelegt werden. Bei zusammengesetzten Wehren mit unterschiedlichen Kronenhöhen sollte durch Trennwände der zweidimensionale Strömungsvorgang sichergestellt werden.

Bei dreieckförmigen Messblenden kommt am häufigsten das Thomson-Wehr mit einem Öffnungswinkel von 90° zur Anwendung [2.90]. Die Überfallformel lautet (Bild 2.8):

$$Q = C_D (8/15) (2g)^{1/2} h^{5/2} \tan \alpha / 2 \quad \text{in m}^3 / \text{s} \quad (2.49)$$

C_D : Beiwert für Dreieckwehr; $0,60 < C_D < 0,58$ für scharfkantige Wehre und $\alpha \leq 90^\circ$; ($C_D \approx 0,565 + 0,0087h^{1/2}$),

h : Überfallhöhe; $0,05 < h < 0,40$ m,

p : geringste Wassertiefe vor dem Wehr; $h/p \leq 0,4$; $p \geq 0,45$ m
(= Differenz Überfallhöhe - Sohlhöhe).

Näherungsweise gilt für scharfkantige, dreieckförmige Messweherschablonen (Öffnungswinkel $\alpha = 90^\circ$):

$$Q \approx 1,34h^{2,47}. \quad (2.49a)$$

Ähnliche Beziehungen können auch für eine scharfkantige, rechteckförmige Messblende der Breite b angegeben werden:

$$Q = bC_R (2/3) (2g)^{1/2} h^{3/2} \quad \text{mit} \quad C_R = 0,602 + 0,075(h/p). \quad (2.50)$$

Für breitkronige und dachförmige Wehre mit breiter Aufstandsfläche, die in größeren Kanälen eingebaut werden, gilt bei Einhaltung der Grenztiefe (Bild 2.9):

$$Q = b(2/3)C_B \sqrt{2g} h^{3/2} \quad \text{in m}^3 / \text{s}, \quad (2.51)$$

wobei C_B der Überfallbeiwert (überschläglich $C_B \approx 0,64$), b die Breite der Wehrkrone und h die Überfallhöhe bedeuten. Die Überfallhöhe wird bei allen Messgerinnen und -wehren in einem Abstand vom Messquerschnitt gemessen, welcher

der zwei- bis vierfachen Überfallhöhe entspricht. Die Überfallbeiwerte liegen für Standardtypen tabelliert vor [2.54, 2.61, 2.62] oder müssen durch Abflussmessungen in situ geeicht werden.

Eine weitere Art der direkten Abflussmessung erfolgt durch Messgerinne mit Fließwechsel. Die vorgefertigten Messgerinne, die sich für die Abflüsse von 5 l/s bis 5 m³/s eignen, sind stromlinienförmig ausgebildet und bewirken durch Kontraktion eine Beschleunigung des Abflusses verbunden mit einer Absenkung des Wasserspiegels bis zur Grenztiefe. Von den Messgerinnen sind die Venturi- und Parshall-Gerinne zu nennen. Beim *Venturi*-Gerinne sollte die Oberwassertiefe mindestens die 1,25fache Unterwassertiefe betragen und die Grenztiefe muss erreicht werden [2.85]. Das Gerinne wird horizontal eingebaut und die Einschnürungsstrecke muss mindestens die 1,5-fache Länge der maximalen Oberwassertiefe ausmachen. Die Anschlussstrecke im Oberwasser soll auf eine Länge von 1,3 m ebenfalls eine horizontale Sohle aufweisen. Der Abfluss soll auf einer Länge, die der 20-fachen Kronenbreite B entspricht, nicht schießen. Der Wasserstand h wird in einer Entfernung, die dem vierfachen maximalen Aufstau entspricht, oberhalb der Einschnürungsstelle abgelesen. Der Abfluss beträgt (Bild 2.8):

$$Q = (2/3)^{3/2} (2g)^{1/2} C_v C_{VEN} b h^{3/2} \quad (2.52)$$

Mit der Einschnürungsbreite $b \geq 0,1$ m, $h/b \leq 3$, $0,05 \leq h \leq 1,8$ m, wobei C_v ein Geschwindigkeitskoeffizient ($1 < C_v < 1,14$) und C_{VEN} der einzueichende Gerätebeiwert ($0,92 < C_{VEN} < 0,99$) sind. Venturi-Gerinne können auch mit geeigneten Seitenwänden ausgebildet werden [2.63].

Beim *Parshall*-Gerinne, die oft bei der Feldbewässerung eingesetzt werden, erhält man für den rückstaufreien Abfluss die Beziehung (Bild 2.8):

$$Q = 0,37b(h_a/0,305)^{1,57b^{0,026}} \approx C_{PAR} h_a^c \text{ in m}^3/\text{s}. \quad (2.53)$$

Der Exponent c ($1,55 \leq c \leq 1,607$ für $0,05 \leq b \leq 2,44$ m) sowie der Koeffizient C_{PAR} ($0,12 \leq C_{PAR} \leq 6,11$ für $0,05 \leq b \leq 2,44$ m) hängen von der Einschnürungsbreite ab. Überschlägig ergibt sich $Q \approx 2,4bh_a^{1,55}$. Abmessungen und Wasserstands-Abflussbeziehungen für Parshall-Gerinne sind typisiert [2.54, 2.63].

2.3.3 Ermittlung des Abflusses über Fließgeschwindigkeit und Durchflussfläche

Bei größeren Durchflüssen scheiden aus wirtschaftlichen Gründen Abflussmessbauwerke aus. Sie werden ersetzt durch Messmethoden, bei denen der unregelmäßige Durchflussquerschnitt in Teilflächen aufgeteilt wird [2.81]. Für jede Teilfläche wird die zugehörige mittlere Fließgeschwindigkeit und daraus der Teilabfluss ermittelt. Die Bestimmung der mittleren Fließgeschwindigkeit jeder Teilfläche ergibt sich aus punktuellen Werten der Fließgeschwindigkeit, die nach verschiedenen Verfahren gemessen wird. Fließgeschwindigkeitsmessungen an einem belie-

bigen Punkt des Durchflussquerschnitts wurden im Prinzip erst möglich durch das Staurohr, das um 1732 von Pitot verwendet wurde. Der 1784 von Woltmann entwickelte propellerartige Messflügel ermöglichte den Durchfluss für unregelmäßige Querschnitte und auch für kleine Fließgeschwindigkeiten zu ermitteln. Heute werden Messflügel im Bereich von $0,03 < v < 6,00$ m/s eingesetzt [2.89].

Die Abflussermittlung mit Messflügeln ist heute das am häufigsten verwendete Messverfahren. Als Messflügel (hydrometrische Flügel) werden Propeller oder nach Art der Windmesser Schalenkreuze verwendet, die drehbar als Vorsatz auf einem stromlinienförmigen wasserdichten Körper angebracht sind, der einen Zählmechanismus für die Umdrehungen des Propellers enthält. Die Umdrehungen pro Sekunde werden über Kabel an ein Zählwerk geleitet. Aus ihnen lässt sich mit der herstellerseitig gelieferten Eichkurve des Flügels die Geschwindigkeit angeben. Die Wassertiefe an den einzelnen Stellen (Messlotrechte), an denen die mittlere Fließgeschwindigkeit gemessen werden soll, wird mit einer Peilstange bzw. mit einer Peilleine, an welcher der Flügel befestigt ist, oder mit dem Echolot bestimmt. Die Fließgeschwindigkeit wird in diesen *Messlotrechten* an einen oder mehreren Tiefenpunkten mit einem Messflügel gemessen. Anhand der gemessenen Tiefe, Geschwindigkeit und Breite kann der Teilabfluss, der einer Messlotrechte zugeordnet ist, ermittelt werden. Der Abstand zwischen den einzelnen Messlotrechten sollte bei unregelmäßigen Querschnitten $1/24$ der gesamten Durchflussbreite nicht unterschreiten. Bei regelmäßigen Querschnitten kann dieser Wert auf $1/10$ abgemindert werden, jedoch sollte auf jedes Segment weniger als 10% des Gesamtabflusses entfallen (Bild 2.11). Einflussgrößen, wie Anzahl, Lage, Tiefe und mittlere Fließgeschwindigkeit der Messlotrechten auf die Genauigkeit der Durchflussmessungen und ihre Fehlermaße sind tabelliert in ISO 748 [2.77, 2.81]. Weniger Messlotrechte können sich in sehr kleinen Gewässern ergeben, wenn der Abstand zweier Messlotrechten kleiner ist als der Flügeldurchmesser. Der Messquerschnitt wird senkrecht zur Durchflussrichtung gelegt und der Abstand der Messlotrechten vom Ufer gemessen. Wenn die Messung nicht vom Boot aus erfolgt, wird oft eine Seilkrananlage verwendet, bei welcher der Messflügel mit einer am Ufer fest installierten Seilwinde über ein Tragseil in die gewünschte Position gebracht wird und dort ins Wasser abgesenkt werden kann [2.82]. Messungen mit Messflügeln ergeben zuverlässige Abflusswerte, wenn die Geschwindigkeit parallel und vertikal zu einem regelmäßigen und stabilen Messquerschnitt gerichtet ist und die Geschwindigkeitsverteilung in vertikaler und horizontaler Richtung regelmäßig ist. Bei Geschwindigkeiten $\geq 0,3$ m/s und Messtiefen $\geq 0,3$ m sinken die Ungenauigkeiten unter 3%.

Wird für die Tiefenmessung der Messflügel nebst fischkörperartigem Ballastgewicht an einem Seil befestigt, ist bei größeren Fließgeschwindigkeiten und Wassertiefen, wie sie bei Hochwasser auftreten, der Winkel zwischen dem abgedrifteten Messflügel und der Vertikalen zu messen (Bild 2.10). Die Wassertiefe h ergibt sich aus dem Winkel P zwischen Vertikaler und Peillinie, an welcher der Messflügel hängt. Bis zur Wasseroberfläche beträgt nach Bild 2.10 der Unterschied cd zwischen der vertikalen Länge ab und der Länge ad , die an der abgedrifteten Peilleine gemessen wird: $cd = ab(1/\cos P) - 1$ (Tab. 2.11). Für die Tiefenkorrektur unterhalb der Wasserlinie wird davon ausgegangen, dass die Tangente an

jedem Punkt der Peilleine der Resultierenden aus Strömungskräften und Flügelgewicht entspricht. Unter diesen Voraussetzungen können Unterschiede zwischen wahrer Wassertiefe und Länge des benetzten Teils der Peilleine der Tab. 2.8 entnommen werden. Bei einer Hochwassermessung von einer Brücke aus beträgt z.B. der Abdriftwinkel 20° , und der Messflügel erreicht nach 12 m die Sohle. Der Abstand der Peilleine von der Wasseroberfläche bis zur Brücke wird in dieser Position des Messflügels mit 5 m gemessen. Nach Tabelle 2.11 beträgt die Korrektur für den Abstand Brücke-Wasserspiegel 0,32 m und die Wassertiefe von 7 m muss um 0,20 m verringert werden. Der Fehler, der durch den nicht benetzten Teil der Lotleine bedingt ist, kann ausgeschaltet werden, indem mit der Tiefenmessung ab Wasserspiegel begonnen wird. Bei Vernachlässigung des Abdriftwinkels werden zu große Durchflüsse berechnet, die bei Abweichungen von mehr als 30° zu großen Fehlern führen. Bei großen Fließgeschwindigkeiten wird am Messflügel ein Ballastgewicht zur Lagestabilisierung angehängt, z.B. bei $v > 5 \text{ m/s}$ ein Ballast von 100 kg.

Die Geschwindigkeitsverteilung in jeder Messlotrechten ist annähernd parabelförmig. Die Punkte für die Messung der Fließgeschwindigkeit werden so gelegt, Die Zahl der Messpunkte in einer Messlotrechten hängt von der gewünschten Genauigkeit, der Wassertiefe und von der verfügbaren Zeit zur Durchführung der Messung ab. Man unterscheidet die 2-Punkt-Methode, bei der z.B. die Geschwindigkeit in 0,2 h und 0,8 h der Wassertiefe h von der Oberfläche aus gemessen wird (Bild 2.11). Die mittlere Fließgeschwindigkeit wird als Mittel der beiden Geschwindigkeitsmessungen erhalten. Die Genauigkeit dieser Methode $\pm 7\%$. Die 1-Punkt-Methode beruht auf einer Geschwindigkeitsmessung in 0,6 h von der Oberfläche aus gemessen. Dieser Wert wird der mittleren Geschwindigkeit gleichgesetzt. Diese Methode muss angewendet werden bei geringen Wassertiefen $0,1 < h < 0,75 \text{ m}$. Sie kann aber auch erforderlich werden, wenn bei schnell ansteigendem Abfluss eine kurze Messzeit verlangt wird, ist aber ungenau.

Tabelle 2.11. Differenzen in m zwischen den Längenablesungen mit einer Peilleine und den vertikalen Abständen vom Aufhängungspunkt zum Wasserspiegel (obere Zeile) bzw. Wasserspiegel zur Sohle (untere Zeile) nach [2.54] (Bild 2.11)

Winkel P in Grad	Vertikaler Abstand in mm									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
10	0,02	0,03	0,04	0,06	0,08	0,10	0,10	0,10	0,15	0,15
	0,01	0,02	0,03	0,03	0,04	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
15	0,04	0,07	0,10	0,14	0,18	0,20	0,25	0,30	0,30	0,35
	0,03	0,04	0,06	0,07	0,08	0,10	0,10	0,10	0,15	0,15
20	0,06	0,13	0,19	0,26	0,32	0,40	0,45	0,50	0,60	0,65
	0,04	0,07	0,09	0,12	0,14	0,15	0,20	0,20	0,25	0,25
25	0,10	0,21	0,31	0,42	0,52	0,60	0,75	0,85	0,95	1,05
	0,06	0,10	0,14	0,18	0,22	0,25	0,30	0,35	0,35	0,40
30	0,16	0,31	0,46	0,62	0,78	0,95	1,10	1,25	1,40	1,55
	0,09	0,14	0,20	0,25	0,31	0,35	0,40	0,45	0,55	0,60

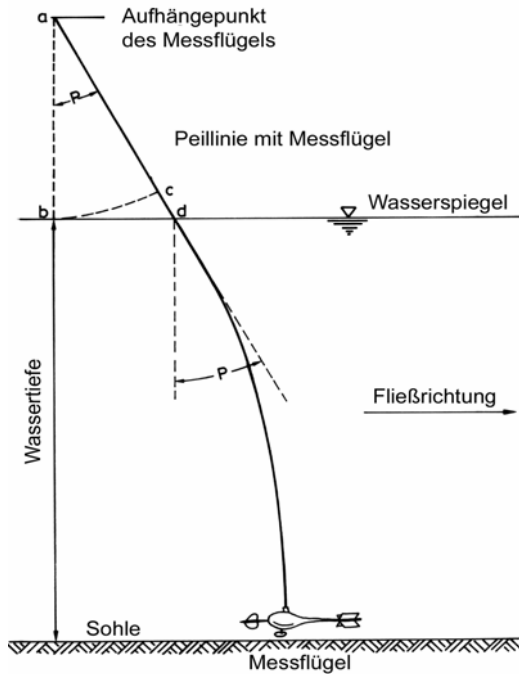


Abb. 2.10. Abdriftung eines Messflügels bei großen Fließgeschwindigkeiten

Mehrere Punkte pro Messlotrechte erfordern größere Messzeiten, da bei Verwendung von Messflügeln für jeden Messpunkt von einer Messzeit von > 60 s ausgegangen werden muss. Bei der 3-Punkt-Methode werden Geschwindigkeitsmessungen in 0,2 h, 0,6 h und 0,8 h, von der Wasseroberfläche aus gemessen, vorgenommen. Die mittlere Fließgeschwindigkeit der Messlotrechten entspricht dem Mittel der drei Messungen. Eine andere Art ermittelt die mittlere Fließgeschwindigkeit zu $v_m = 0,25(v_{0,2h} + 2v_{0,6h} + v_{0,8h})$. Das Messverfahren wird bei Eis und starker Verkrautung angewendet. Bei der 5-Punkt-Messmethode wird die Geschwindigkeit unmittelbar unterhalb der Oberfläche bzw. über der Sohle gemessen; drei weitere Messpunkte in 0,2 h, 0,6 h, und 0,8 h der Tiefe werden gleichmäßig verteilt. Dieses Messverfahren wird herangezogen, wenn die Geschwindigkeitsverteilung in der Vertikalen sehr unregelmäßig ist, z.B. bei Eisbildung. Noch genauere Messungen des Geschwindigkeitsprofils gehen von 6 bis 10 Messpunkten je Messlotrechte aus. Die mittlere Geschwindigkeit kann auch integrierend gemessen werden. Dabei wird der Messflügel mit einer Spezialwinde mit konstanter Geschwindigkeit z.B. von ≤ 4 cm/s in der Messlotrechten abgesenkt.

Der Gesamtabfluss kann arithmetisch oder graphisch ermittelt werden. Bei den arithmetischen Verfahren wird der Teilabfluss entweder über eine gemittelte Geschwindigkeit oder eine gemittelte Durchflussbreite berechnet. Der Teilabfluss der Messlotrechten 1 und 2 wird bei gemittelter Fließgeschwindigkeit berechnet zu:

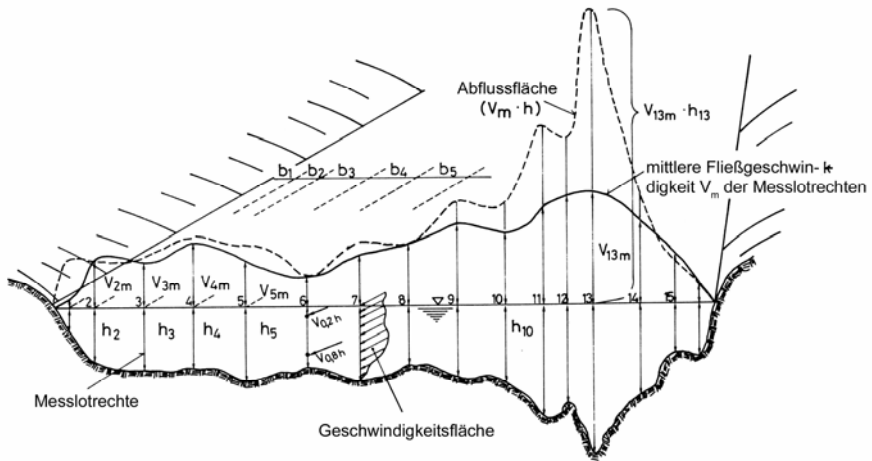


Abb. 2.11. Graphische Auswertung einer Abflussmessung mit Geschwindigkeits- und Abflussfläche. Geschwindigkeitsprofil und Zweipunktmessung einer Messlotrechten

$$Q_1 = [(v_1 + v_2)/2][(h_1 + h_2)/2]b \quad \text{und} \quad \Sigma Q_i = Q.$$

Bei gemittelten Durchflussbreiten wird (Bild 2.12):

$$Q = h_1 v_1 (b_1/2 + b_2/2) + h_2 v_2 (b_2/2 + b_3/2) + \dots \quad (2.54)$$

Bei der graphischen Ermittlung kann der Abfluss über Geschwindigkeitsflächen oder Linien gleicher Geschwindigkeit (Isotachen) ermittelt werden. Bei den Geschwindigkeitsflächen wird die mittlere Fließgeschwindigkeit jeder Vertikalen mit der zugehörigen Gesamtwassertiefe multipliziert, aufgetragen und die Endpunkte zu einer Geschwindigkeitsfläche verbunden (Bild 2.11). Der Flächeninhalt ist gleich dem Durchfluss. Die Auswertung wird zeitsparender durch EDV-Anlagen vorgenommen, z.B. mit der Spline-Interpolationsmethode [2.53]. Beim graphischen Verfahren werden die Isotachen gezeichnet, der Flächeninhalt zwischen zwei aufeinander folgenden Isotachen mit der zugehörigen mittleren Fließgeschwindigkeit multipliziert und zum Gesamtabfluss aufsummiert. Der berechnete Abflusswert jeder Messung wird gegen den zugehörigen Wasserstand zur Abflusskurve aufgetragen. Als zugehöriger Wasserstand wird in der Regel die Pegelablesung gewählt, die zeitlich in die Mitte der Messdauer fällt.

Als weiteres Messverfahren wird die Ultraschallmessung nach dem Laufzeitverfahren unter Ausnutzung des Dopplereffektes zur Ermittlung des Durchflusses bei besonderen hydraulischen Bedingungen eingesetzt, z.B. bei großen Flußbreiten, Rückstau einfluss und Sielzugmessungen im Tidegebiet. Als Messgerät auf Ultraschallbasis ist der Acoustic Doppler Current Profiler (ADCP) zu nennen. Es messen 4 Akustiksensoren, die auf einem Katamaran o.ä. angebracht sind die Wassertiefe, integrale Fließgeschwindigkeit und die Verschiebung des ADCP re-

lativ zur Flusssohle [2.54, 2.62, 2.77]. Da das Gerät nicht eingetaucht werden muß und schnellere Messungen erlaubt, ist es für den Einsatz bei Hochwasser gut geeignet. Gut Messergebnisse werden erreicht bei einem Breiten-Tiefen-Verhältnis von 10:1 und Mindestwassertiefen von $\geq 0,25$ m. Starke Wassertrübung kann die Messung verfälschen

Als Notbehelf für die Messung der Fließgeschwindigkeit werden gelegentlich Oberflächenschwimmer eingesetzt. Es können Oberflächenschwimmer verwendet werden, deren Eintauchtiefe weniger als 1/4 der Höhe ausmacht, wenn kein störender Windeinfluss vorhanden ist. Sonst werden Schwimmer verwendet, die zu 3/4 ihrer Höhe eintauchen, aber nicht den Boden berühren. Zur Messung der Oberflächengeschwindigkeit werden 15 bis 25 Schwimmer über den Querschnitt verteilt. Ihre Fließzeit zwischen zwei vorgegebenen Querschnitten ist ein Maß für die Fließgeschwindigkeit dieser Flussstrecke. Für Korrekturen der Schwimmermessungen ist es erwünscht, wenn die Fließgeschwindigkeit mit einem Messflügel ermittelt wurde, so dass ein Abminderungsfaktor errechnet werden kann. Liegen keine Flügelmessungen vor, wird die Geschwindigkeit der Schwimmer pauschal um einen Korrekturfaktor w_0 abgemindert, der das Verhältnis von Schwimmereintauchtiefe zu Gesamtwassertiefe berücksichtigt. Die mittlere Fließgeschwindigkeit im Querschnitt ergibt sich aus dem Mittel aller Schwimmermessungen, die mit dem Faktor w_0 multipliziert werden. Der Wert w_0 beträgt 0,60 bis 0,85 bei geringen Wassertiefen und steigt auf 0,90 bis 0,96 bei tiefen regelmäßigen Querschnitten mit Fließgeschwindigkeiten von mehr als 2 m/s an. Meist wird von einem Abminderungskoeffizienten $w_0 = 0,75$ ausgegangen.

Das Salzverdünnungs- oder Salzmischungsverfahren wird dort angewendet, wo mit Messflügeln nicht mehr gemessen werden kann, z.B. in Gebirgsbächen mit geringen Wassertiefen, starker Turbulenz und hohen Fließgeschwindigkeiten. Im Prinzip werden diese Verfahren auch bei Durchflüssen im Grundwasserkörper eingesetzt. Unterschieden wird nach Verfahren der konstanten Injektionsrate und der plötzlichen Injektion [2.98]. Bei beiden Verfahren wird an einer Impfstelle im Fluss eine Salzlösung eingegeben und unterhalb einer Durchmischungsstrecke der Länge L_D eine Flusswasserprobe entnommen und ihr Salzgehalt bestimmt. Bei der plötzlichen Eingabe muss die Summe aller Proben, die eine injizierte Salzlösung aufweisen, gleich der gesamten injizierten Salzmenge sein. Bei der konstanten Injektionsrate muss mindestens solange injiziert werden bis die Salzkonzentration an der Entnahmestelle konstant ist. Der Abfluss bei der konstanten Injektionsrate berechnet sich aus der Veränderung des Verdünnungsverhältnisses zu:

$$QC_0 + Q_1C_1 = (Q + Q_1)C_2 \quad \text{bzw.} \quad (2.55)$$

$$Q = Q_1[(C_2 - C_1)/(C_0 - C_2)] \quad \text{in l/s}$$

C_0 : natürlicher Salzgehalt in g/l,

C_1 : Salzgehalt der konstant zugegebenen Injektionslösung in g/l,

C_2 : konstant bleibender Salzgehalt an der Entnahmestelle in g/l,

Q_1 : Injektionsrate in l/s.

Ist die natürliche Konzentration des Tracers gleich Null, wird aus Gl. 2.55:

$$Q = Q_1[(C_1 / C_2) - 1] \quad \text{und für } Q_1 < 0,02Q \quad \text{gilt: } Q = (C_1 / C_2)Q_1.$$

Für die plötzliche Injektion und einen natürlichen Salzgehalt $C_0 = 0$ wird, wenn V das Volumen der Injektionslösung ist:

$$Q = (C_1 V) / \int_0^\infty C_2 dt \quad \text{bzw. für } C_0 \neq 0: Q = (C_1 V) / \int_0^\infty (C_2 - C_0) dt. \quad (2.56)$$

Die Genauigkeit der Abflussbestimmung hängt davon ab, wie exakt der Unterschied zwischen C_1 und C_2 bestimmt werden kann. Bei Verwendung von Salzen wie Kochsalz oder Natriumdichromat lässt sich kolorimetrisch ein Verdünnungsverhältnis von 1:20000 bis 1:30000 nachweisen; bei Kochsalz als Tracer sind bei Abflüssen $>5 \text{ m}^3/\text{s}$ große Tracermengen nötig, so dass bei noch größeren Durchflüssen die Methode der konstanten Injektion mit Uranin als Tracer bevorzugt wird. Noch geringere Verdünnungsverhältnisse bis $1:10^9$ sind nachweisbar, wenn schwach radioaktive Substanzen wie Tritium oder Natrium 24 verwendet werden. Die Anwendung von radioaktiven Tracern mit kurzen Halbwertszeiten wird durch die Gesundheitsbestimmungen eingeschränkt [2.64, 2.90].

Als Anhaltswert für die Länge L_D der Durchmischungsstrecke wird gesetzt:

$$L_D \geq 0,13k_{\text{Ch}}[0,7 + \sqrt{2g})/g](b^2/h) \quad \text{in m}$$

$k_{\text{Ch},b,h}$: Rauigkeitsbeiwert nach Chezy, mittlere Breite bzw. Tiefe der Durchmischungsstrecke L_D .

Meist lässt sich die Durchmischungsstrecke vorab durch einen einfachen Färbversuch ausreichend genau festlegen.

2.3.4 Aufstellung und Kontrolle der Abflusskurven

Die Abflusskurve ist die Darstellung des gemessenen Abflusses als Abszissenwert und des zugehörigen beobachteten Wasserstands als Ordinate. Diese Beziehung ist bei direkten Abflussmessungen durch die Hydraulik des Bauwerks eindeutig bestimmt. Bei den indirekten Verfahren müssen diese Beziehungen anhand der Abflussmesspunkte hergeleitet werden. Die Krümmung der Abflusskurve ist abhängig von der Gerinnegeometrie unterhalb des Pegels; bei Verwendung von doppelt-logarithmischem Papier sind die Abflussmessungen im Bereich mittlerer und hoher Wasserstände etwa auf einer Geraden angeordnet (Bild 2.12). Die Abflusskurve wird in der Regel als Ausgleichskurve gefunden [2.85]. Sie ist neu aufzustellen, wenn die mittleren Abweichungen der Messungen von den Kurvenwerten im Mittelwasserbereich 5 % überschreiten oder 10 bis 20 % in dem Hoch- und Niedrigwasserbereich. Ihre graphische Darstellung oder die daraus abgeleitete Abflusstafel wird zur Umsetzung des Wasserstands in den Abfluss verwendet. Zur Aufstellung der Abflusstafel wird der Abfluss für jeden vollen Dezimeter Wasserstand aus der graphischen Darstellung abgelesen und die Zwischenwerte auf volle Zentimeter geradlinig interpoliert. Als Beispiel für eine Abflusskurve sind in Bild 2.12 Messwerte von Abflussmessungen eingetragen und durch eine Kurve der

Form $Q = a(W - W_0)^b$ ausgeglichen; nach [2.79] wird $Q = [a + \ln(W - W_0)b]$ vorgeschlagen.

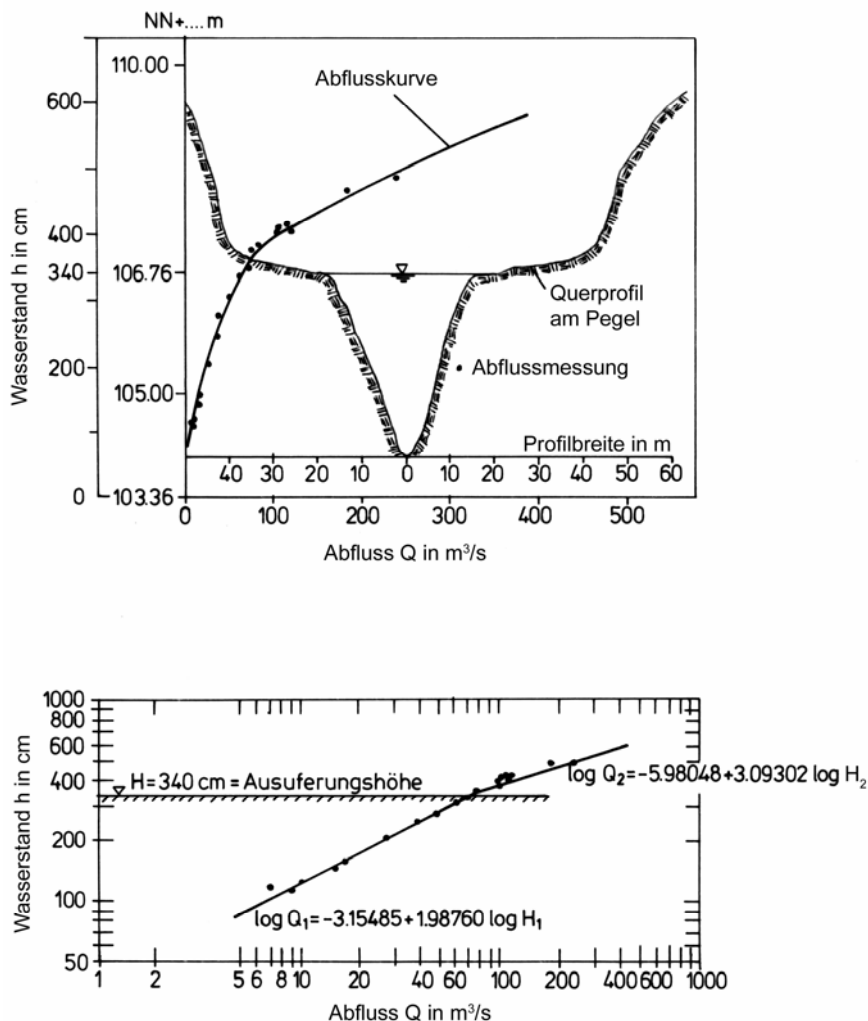


Abb. 2.12. Abflusskurve in linearer Achsenteilung einschließlich Querprofil und logarithmischer Achsenteilung nach [2.65]

Die einzelnen Abflussmessungen weichen von der durch Ausgleich gefundenen Abflusskurve ab. Ursache kann die wechselnde Rauigkeit des Flussbettes und Veränderungen der Sohle, im Besonderen bei sandig-kiesigen Querschnitten oder die jahreszeitlich unterschiedliche Verkräutung bilden (Bild 2.13). Die künstliche Beeinflussung des Abflusses durch Stauregelung, durch Rückstau aus Nebenflüssen oder durch das in das Profil zurückströmende Wasser aus Über-

schwemmungsgebieten bei Hochwasser sind weitere Störgrößen. Seltener sind Beschleunigungskomponenten bei rasch veränderlichen Abflüssen oder Eisbildung Ursache für Streuungen der Abflussmessungen. Um die Störgrößen und die Veränderung der hydraulischen Rauigkeit auch bei kleinen Wassertiefen zu erfassen, müssen mindestens zehn Abflussmessungen pro Jahr und Pegel durchgeführt werden. Einen ersten Aufschluss über Sohlveränderung ergibt der Verlauf der jährlichen Niedrigwasserstände (Bild 2.13). Genauere Aufschlüsse werden durch Vergleich von Abflussmessungen über mehrere Jahre erhalten. Häufig wird ein Hinweis auf die zeitlich begrenzte Gültigkeit von Abflusskurven durch Flussbaumaßnahmen oder größere Unterhaltungsarbeiten gegeben. Neben den langfristigen Veränderungen können auch kurzfristige, saisonbedingte Veränderungen eine erhebliche Rolle spielen, wie Verkrautung oder Eisbildung.

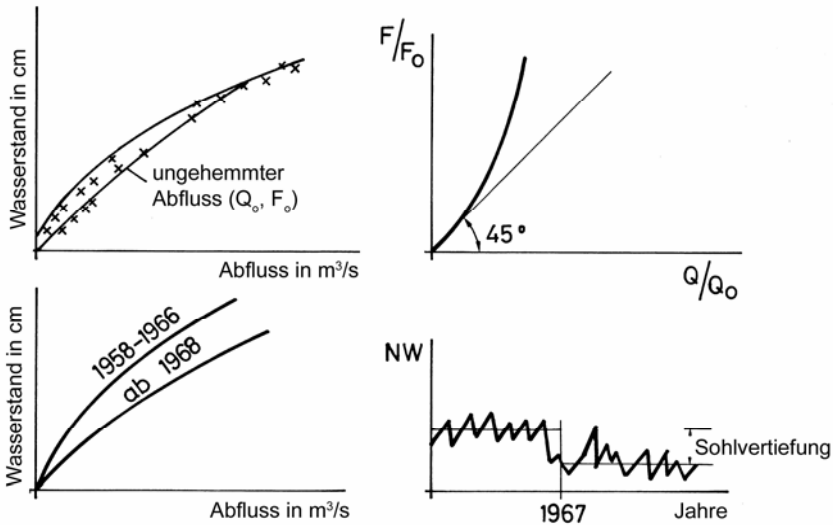


Abb. 2.13. Veränderung von Abflusskurven; Durch saisonal bedingte Verkrautung (oberes Bild) und durch Sohlerosion (unteres Bild)

Eine Veränderung der hydraulischen Bedingungen an der Pegelstelle kann beim Durchlaufen einer Hochwasserwelle auftreten, insbesondere bei Flüssen mit geringem Gefälle. Bei anlaufendem Hochwasser stellt sich ein steileres Wasserspiegelgefälle ein als bei abfallendem. Bei Flüssen mit kleinen Durchflussprofilen im Mittelwasserbereich aber großen Überschwemmungsgebieten tritt eine Abflussschleife (Hysteresis) auf. Infolge des steileren Gefälles bei Hochwasseranstieg kann der Abfluss bis zu 30 % größer werden als bei ablaufendem Hochwasser. Die Abflussschleife ist für jedes Hochwasser unterschiedlich ausgebildet (Bild 2.14). Bei der Extrapolation von Abflusskurven ist zu beachten, dass der Abfluss Q das Produkt aus Fließgeschwindigkeit v und Durchflussfläche F ist. Der hydraulische Radius R ist durch das Querprofil bestimmt. Hilfsweise können daher die Ausdrücke $FR^{2/3}$ als Profilwert gebildet und $Q/(FR^{2/3}) = k \cdot \sqrt{J}$ gesetzt werden,

wobei k die Rauheit und J das Wasserspiegelgefälle sind. Unter Wahrung dieser Beziehung kann dann über den Wasserstand extrapoliert werden (Bild 2.15). Ein anderes Verfahren beruht auf der zeitlich synchronen kontinuierlichen Registrierung von Wasserstand und Gefälle durch Doppelpegel oder Differenzdruckmessverfahren.

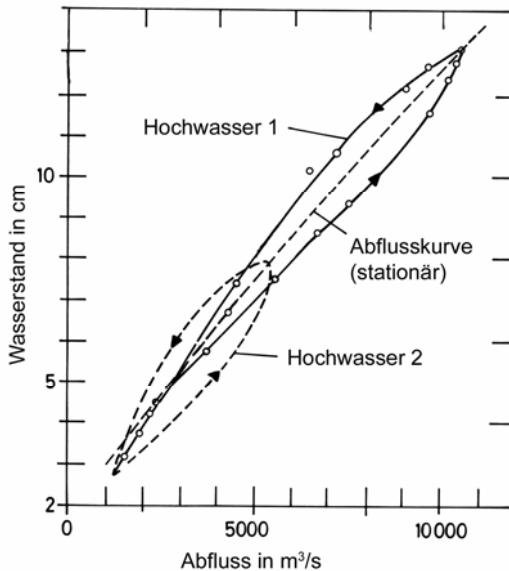


Abb. 2.14. Abflussschleife (Hysteresis) bei Hochwasseranstieg und -abfall

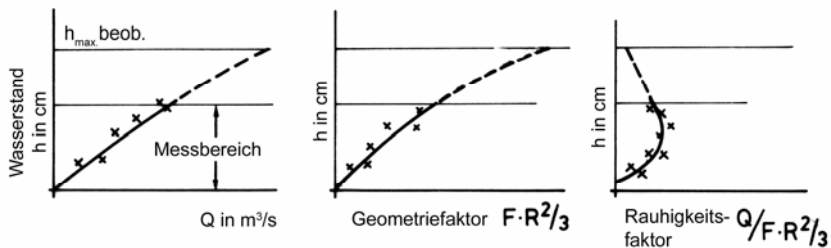


Abb. 2.15. Extrapolation einer Abflusskurve unter Beachtung der Geometrie und Rauigkeitseigenschaften

Besondere Sorgfalt erfordert die Aufstellung von Abflusskurven in Gewässern mit starkem Wachstum von Wasserpflanzen, die sich jahreszeitlich stark ändern. Bei den Verfahren, die den Einfluss der *Verkrautung* auf den Abfluss berücksichtigen, wird von einer verkrautungsfreien Abflusskurve ausgegangen. Anhand der jeweiligen Abflussmessung wird ein Korrekturwert ermittelt, der sich auf den Un-

terschied im Abfluss oder im Wasserstand auf die Ausgangskurve des ungehemmten Abflusses bezieht. Am häufigsten angewendet wird das η -Verfahren, bei dem eine Korrektur des ΔQ -Wertes erfolgt [2.53, 2.66].

Die Auftragung von Abflussmessungen ergibt bei verkrauteten Gewässern im Niedrig- und Mittelwasserbereich eine starke Streuung der Werte. Der Streubereich kann nach oben und unten durch Hüllkurven eingegrenzt werden. Die Kurve des ungehemmten Abflusses wird als Q_0 -Linie und die Kurve des bei größter Verkrautung am stärksten gehemmten Abflusses als Q_Z -Linie bezeichnet. Da in den Wintermonaten das Wachstum der Pflanzen zurückgeht, ist demzufolge der Verkrautungsgrad gering. Zur Ermittlung der Q_0 -Abflusskurve werden die Messungen der verkrautungsarmen Periode in ein Achsenkreuz auf doppelt logarithmisches Papier eingetragen

und die am weitesten rechts liegenden Werte verbunden (Bild 2.16). Die Q_0 -Linie des ungehemmten Abflusses besteht aus zwei oder drei Parabelabschnitten, die sich auf dem doppelt logarithmischen Papier als ein Linienzug mit zwei oder drei Knickpunkten darstellt. Meist liegt der erste Knickpunkt in Höhe des Böschungsfußes, der zweite in Höhe des Ausuferungswasserstands. Sind Messungen im Hochwasserbereich vorhanden, so gibt der am weitesten rechts liegende Punkt die Richtung an, in welcher die Q_0 -Linie vom Ausuferungspunkt an extrapoliert werden muss. Liegen für den Hochwasserbereich keine Messungen vor, so muss ein Erfahrungswert für das höchste Hochwasser vorgegeben werden.

Die Lage der Q_Z -Linie als linke Begrenzungskurve des Streufelds ist durch den im Mittelwasserbereich am weitesten links liegenden Punkt gegeben. Vom Böschungsfuß an läuft die Q_Z -Linie durch diesen Punkt bis über Sommermittelwasser hinaus parallel zur Q_0 -Linie. Oberhalb des Knickpunkts in Höhe der Ausuferung nähert sich die Q_Z -Linie der Q_0 -Linie und geht bei höchstem Hochwasser in

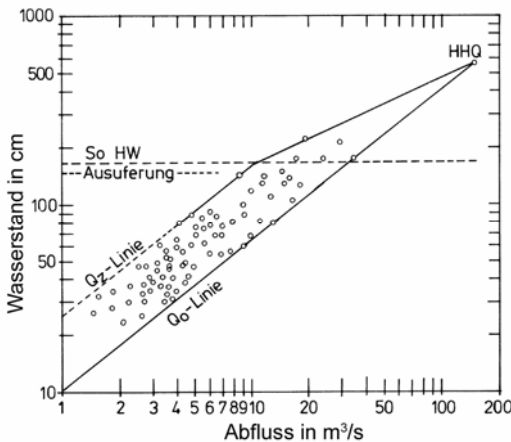


Abb. 2.16. Aufstellung von Abflusskurven mit Berücksichtigung der Verkrautung

diese über. Die Lage der bei größter Verkrautung am stärksten gehemmten Abflusslinie Q_Z als linke Begrenzung der Messpunkte wird durch den im Hochwas-

serbereich am weitesten links gelegenen Punkt gegeben. Vom Böschungsfuß an läuft die Q_z -Linie durch diesen Punkt bis über das Mittelwasser im Sommer hinaus parallel zur Q_0 -Linie. Der parallele Verlauf ist dadurch bedingt, dass bei unverändertem Verkräutungsgrad auch das Verhältnis zwischen ungehemmtem und gehemmtem Abfluss unverändert bleibt. Dieses Verhältnis ändert sich in einer Höhe von 30 bis 40 cm über dem Wasserspiegel des Sommerhochwassers. In dieser Höhe wird bei weiterem Anstieg des Abflusses das bei den häufigsten Wasserständen bestehende Gleichgewicht zwischen der Strömungskraft des Wassers und der Widerstandskraft der Pflanzen einseitig gestört.

Die Q_z -Linie nähert sich bei logarithmischer Darstellung der Q_0 -Linie so stark, dass bei großem Hochwasser beide Linien praktisch zusammenlaufen. Der waagerechte Abstand $Q_0 - Q = \Delta Q$ ist ein Maß für die Abflusshemmung, die am Messtage durch die Verkräutung hervorgerufen wird. Da der Wert abhängig ist vom Verkräutungsgrad und von der Höhe des Wasserstandes, ist er als Berechnungsfaktor jedoch ungeeignet. Die Abhängigkeit von der Wasserstandshöhe wird ausgeschaltet, wenn die Abflusshemmung $Q_0 - Q$ als Teil der größten Abflusshemmung $Q_h = Q_0 - Q$ ausgedrückt wird. Das Verhältnis $\eta = (Q_0 - Q)/Q_h$ wird als Veränderungsfaktor bezeichnet. In dem Faktor werden alle Störungseinflüsse der Wasserstands-Abflussbeziehung, in erster Linie die Verkräutung, aber auch die unregelmäßige Betrauigkeit bei Niedrigwasser erfasst.

Zur Ermittlung des Veränderungsfaktors werden die Werte Q_0 und Q_h benötigt. Mit Hilfe der Q_0 -Linie wird eine Q_0 -Tafel und für $Q_0 - Q_z = Q_h$ eine Q_h -Tafel aufgestellt. Mit den beiden Tafeln können für die Tage, an denen Abflussmessungen durchgeführt wurden, die Veränderungsfaktoren berechnet werden. Unter der Voraussetzung, dass die Verkräutung in der Zeitspanne, die von zwei Abflussmessungen begrenzt wird, gleichmäßig zu bzw. abgenommen hat, werden die aus den Ergebnissen der Abflussmessungen errechneten Veränderungsfaktoren η geradlinig interpoliert. Damit liegt für jeden Tag zwischen zwei Abflussmessungen ein bestimmter Veränderungsfaktor fest. Der Tagesabfluss ergibt sich somit zu: $Q = Q_0 - \eta Q_h$. Der tägliche Veränderungsfaktor η wird rechnerisch interpoliert oder halbgraphisch bestimmt. Für die Berechnung der täglichen Abflussmittel mit Einfluss der Verkräutung liegen Auswertprogramme vor [2.53].

Beim Fehlen von Abflussmessungen muss der Abfluss Q anhand einer geschätzten Rauigkeit und dem gemessenen Sohlgefälle nach den hydraulischen Formeln für den Freispiegelabfluss, z.B. nach Gauckler-Manning-Strickler in der Form $Q = vF = Fk_{st}J^{1/2}R^{2/3}$ berechnet werden. Diese Berechnungen müssen durchgeführt werden für Hochwasserabflüsse, bei denen Abflussmessungen fehlen aber Wasserspiegelbeobachtungen durch nachträgliche Einmessung von Hochwassermarken vorliegen. Bezüglich der Aufstellung von Abflussganglinien bei Ultraschallmessungen und anderen Sondermessverfahren wird auf [2.67] verwiesen.

2.4 Beobachtungsnetze

In vielen Ländern sind die hydrometrischen und meteorologischen Beobachtungsnetze historisch gewachsen. Durch die Beobachtungen sollen einmal Informationen über die verfügbaren Wasserressourcen gesammelt werden, zum anderen werden damit die anthropogenen Eingriffe in den Wasserkreislauf belegt. Die Mannigfaltigkeit der hydrologischen Phänomene und wasserwirtschaftlichen Aufgaben in den einzelnen Ländern erschwert es, international einheitliche Richtlinien für die Art und Dauer der Beobachtungen und ihrer Messnetzdichte zu entwickeln. Als Netz- oder Stationsdichte wird die Anzahl der Messstationen pro 100 km² Einzugsgebiet bezeichnet. Die erforderliche Länge der Beobachtungsreihe richtet sich nach der zu messenden Größe und nach der Region. Tab. 2.12 vermittelt Anhaltswerte über Beobachtungsdauern, wenn Mittelwerte und Häufigkeitsverteilungen verlässlich erhalten werden sollen.

Tabelle 2.12. Erforderliche Länge von Beobachtungsreihen in Jahren für einige hydrologische Komponenten nach [2.39] (Klammerwerte: tropische Regionen)

Klimaelement	Inseln		Küsten		Ebenen		Gebirge	
Temperatur	10	(5)	15	(8)	15	(10)	25	(15)
Feuchte	3	(1)	6	(2)	5	(3)	10	(16)
Bewölkung	4	(2)	4	(3)	8	(4)	12	(6)
Sicht	5	(3)	5	(3)	5	(4)	8	(86)
Niederschlag	25	(30)	30	(40)	40	(40)	50	(50)

Wird ein Standardfehler $s = C_v/N^{0,5} \leq 0,25$ vorgegeben, ergeben sich unterschiedliche minimale Beobachtungsdauern von N Jahren für folgende Abflussercheinungen: mittlerer jährlicher Abfluss (< 20 Jahre), mittlerer monatlicher Abfluss (> 25 Jahre), 50-jährlicher Scheitelabfluss (< 50 Jahre) und mittleres 7-tägiges Niedrigwasser (> 25 Jahre). Diese Werte sind nur Anhaltswerte und können regional geringere Beobachtungsdauern ergeben.

Die Mindestforderungen an Beobachtungsnetze zur Abschätzung des regionalen Wasserhaushalts sind in Tab. 2.13 zusammengestellt. Für die Projektierung von wasserwirtschaftlichen Maßnahmen in Regionen mit unzureichender Netzdichte müssen Sondernetze eingerichtet werden. Dabei muss das Messnetz umso dichter sein, je kleiner das Einzugsgebiet und die Länge des Zeitschritts Δt für die Messdatenauflösung sind.

In wasserwirtschaftlich entwickelten Regionen ist es erforderlich, die Stationsdichte zu optimieren, wobei die Stationen unterschieden werden müssen nach Haupt-, Sekundär- und Spezialstationen.

In Deutschland werden durch den DWD 200 automatische synoptische Stationen betrieben, die durch 450 Klimastationen und 3800 Niederschlagsmessstationen ergänzt werden. Als Referenzperiode, auf der z.B. der hydrologische Atlas von Deutschland beruht, dient die Jahresreihe 1961-1990. Das Netz des DWD wird an die modernen Erfordernisse angepasst, wobei auch die Beobachtungen der

16 Wetterradarstationen berücksichtigt werden. Im Zuge von Einsparmaßnahmen ist dieser Trend auch bei den Abflussmessnetzen weltweit festzustellen [2.74].

Die Zahl der Pegel in den alten Bundesländern von Deutschland beträgt mehr als 3100, wobei die längsten Beobachtungszeiträume rd. 150 Jahre betragen, die Mehrzahl jedoch bei 25 bis 40 Jahren liegt. Von den Pegeln entfallen etwa 1200 auf registrierende und 600 auf nicht registrierende Stationen, was einer Stationsdichte von rd. 140 km²/Station entspricht. An 1300 Stationen wird nur der Wasserstand beobachtet. Die meisten Abflussmessstationen befinden sich in Einzugs-

Tabelle 2.13 Anforderungen an eine minimale Netzdichte nach WMO (Fläche in km² pro Station)

Landschafts-Form	Niederschlag (Ablesung)	Niederschlag (registriert)	Abfluss	Verdunstung	Sediment	Wasser-güte
Küsten	900	9000	2500	50000	25000	50000
Gebirge	250	2500	1000	50000	10000	20000
Flachland	575	5750	1750	50000	17500	35000
Hügelland	575	5750	1750	50000	17500	35000
Kleine Inseln	25	250	300	50000	3000	6000
Polargebiete	10000	100000	20000	100000	200000	200000
Aride Gebiete	10000	100000	20000	30000	65000	80000

gebieten zwischen 10 bis 1000 km² Größe. Weltweit gibt es 60000 Abflussmessstationen und die Daten von 2/3 der Stationen sind verfügbar. Die Stationsanzahl, die ausreichend lang beobachtet werden, wird jedoch auf weniger als 5% geschätzt.

Systeme von Talsperren mit Versorgungsaufgaben, wie im Ruhrgebiet und im Harz, haben eigne wassermengen- und wassergütwirtschaftliche Monitoringssysteme, die als effektive, integrierte Kontrollsysteme sowie als Basis für das Flussgebietsmanagement dienen [2.80]. Sondermessnetze werden auch häufig im Rahmen eines Beweissicherungsverfahrens angelegt und über viele Jahre betrieben, z. B. bei Grundwasserbeeinflussungen durch großflächige Grundwasserentnahmen für die Wasserversorgung oder Grundwasserabsenkungen durch Tagebaue.

Die Hauptstationen liefern die Daten für die gewässerkundlichen und meteorologischen Jahrbücher [2.68]. Sie bilden die Basisinformation und sollten 30 bis 40 Jahre beobachtet sein. Bei stark unterschiedlichen Niederschlägen sind 70 bis 80 Beobachtungsjahre erforderlich. Die Beobachtungen an den Nebenstationen können kürzer sein, wenn ausreichend straffe Korrelationen zu den Hauptstationen bestehen.

Die angestrebte Netzdichte ist abhängig von der wasserwirtschaftlichen Aufgabenstellung wie am Beispiel für Niederschlagsmessstationen gezeigt wird (Tab. 2.14). Von geringeren Stationsdichten muss bei der Hochwasservorhersage ausgegangen werden. Als Faustzahl kann von $n = 3 \dots 4 \cdot (A_{E0})^{1/2}$ Stationen ausgegangen werden, wobei die Fläche des Einzugsgebiets in 1000 km² eingesetzt wird und der größere Wert bei mehr als 30 Gewittertagen pro Jahr angehalten wird [2.15].

Tabelle 2.14. Anzustrebende Anzahl der Niederschlagsmessstationen pro 100 km² Einzugsgebietsfläche für verschiedene wasserwirtschaftliche Aufgaben

Aufgabe	Einzugsgebietsgrößen in km ²				
	< 20	20–50	50–200	200–1000	>1000
Wasserbilanzen	5	5–3	3–2	2–1	1
Bewirtschaftungspläne		7–4	4–2	2–1	1
Hochwasserschutz	10	10–5	5–2	2–1	1
Stadtentwässerung	10	20–15	15–10	10–5	

Tabelle 2.15. Anzahl der hydrologischen Daten für regelmäßige Veröffentlichungen in Jahrbüchern und minimale (Ablese-) Genauigkeit der Beobachtungen in Anlehnung an [2.39]

Element	Monats-Mittel	Tages-mittel	Extremwerte (Terminwerte)	Messgenauigkeit
Niederschlag (Menge, Art)	1	1	2	~ 5 %
Wasserstand	–	2	1	1–2 cm
Grundwasserstand (Brunnen)	4 ¹⁾	–	–	≤ 2 cm
Abfluss	1	1	2	5%
Evaporation (Verdunstungskessel)	1	–	–	≤ 0,5 mm bei Tageswerten, 2–5%
Bodenfeuchte	4 ¹⁾	2	–	10 % Feldkapazität
Schnee (Höhe)	1 ¹⁾	–	1	1 cm bei ≤ 20 cm
Schnee (Wasseräquivalent)	1 ¹⁾			2 mm bei ≤ 20 mm, sonst 10 %
Wassertemperatur	–	2	1	0,1 °C bei 0 < T _w < 4 °C, sonst 0,5°C
Schwebstoffführung	1	2		10%
Strahlung (Nettostrahlung)	1	2	–	0,4 MJm ⁻¹ d ⁻¹ unter 8 MJm ⁻¹ d ⁻¹ , sonst 5 %
Sonnenscheindauer	1	2		
Lufttemperatur	1	2	–	0,1°C
Wind	1	2	–	0,5 m/s
Luftfeuchte	1	2	–	s. Lufttemperatur

¹⁾ Wöchentliche Werte.

Die Zahl der Messstationen für Wassergüteparameter weicht von denen zur quantitativen Erfassung ab. Die Lage am Gewässer wird nach anderen Kriterien beurteilt, da die Ursachen der Wassergütebeeinflussung prioritär sind. In ariden Gebieten sollten Gütemessungen an mindestens 25 % der Abflussmessstellen durchgeführt werden, in tropischen Waldgebieten an 5 % der Pegel [2.39]. Analog gilt dies auch für Netze zur Erfassung des Sedimenttransports. In ariden Zonen soll an 30 % der Abflussmessstellen die Sedimentbeobachtung erfolgen. Zur Unterstützung der regulären Messnetze können die Repräsentativgebiete dienen.

Die Wasserrahmenrichtlinie schreibt folgende Zeitabstände zur Überwachung der Gewässergüte vor, die mindestens einzuhalten sind (Tab.2.16):

Tabelle 2.16 Minimale Häufigkeit für die Überwachungsintervalle für die biologischen Indikatoren, hydromorphologischen Größen und physikalisch-chemischen Indikatoren der Gewässergüte

Element der Gewässergüte	Flüsse	Seen	Übergangsgewäs.	Küsten
Phytoplankton	6 Monate	6 Monate	6 Monate	6 Monate
Andere aquatische Flora, Fische				
Makroinvertebraten	3 Jahre	3 Jahre	3 Jahre	3 Jahre
Hydrologie, Morphologie	6 Jahre	6 Jahre		
Thermischer Zustand, Nährstoff-				
Belastung, Sauerstoffanreicherung	3 Monate	3 Monate	3 Monate	3 Monate
Salzgehalt, Versauerungszustand	3 Monate	3 Monate	3 Monate	

Bei Wasserbauprojekten muss auf die Daten der regulären Netze zurückgegriffen werden, da meist keine Zeit für ergänzende Messungen ist. Die Unsicherheiten aus der Datenlage fließen in die Bemessungsansätze des Projektes ein. Der wirtschaftliche Wert hydrologischer Daten wurde von der UNESCO/WMO untersucht und führte zu folgenden Ergebnissen (Tab. 2.17):

Tabelle 2.17 Nutzen/Kostenverhältnis hydrologischer Daten

Datentyp	Datennutzer	Methodik	Nutzen/Kosten Verhältnis
Regen, Abfluss, Überschwemmungskarten	Hochwasservorhersage	Vermeidbare Schäden u. jährl. Kosten	6,6
Regen, Abfluss	Hochwasservorhersage	Jährl. Schäden u. jährl. Kosten	4,3
Abfluss	Wasserwirtschaftliche Projekte	Schäden an Wohngebäuden	$\leq 2,5$
Abfluss	Speicherbemessung	Fehlerreduktion, Studien an drei Flussgebieten	2,8 bis 21,2
Abfluss	Kreuzungsbauwerk	Unsicherheitsverminderung durch Verlängerung der Beobachtungsreihe	1,6
Abfluss	Kreuzungsbauwerk	Kosten der Über- und Unterdimensionierung	4,4

3 Aufbereitung und erste Auswertung der hydrologischen Beobachtungen

3.1 Datenarten und Datenbanken

Die erfolgreiche Lösung wasserwirtschaftlicher Aufgaben erfordert leicht zugängliche und verlässliche Beobachtungswerte über die verschiedenen Teilprozesse des hydrologischen Kreislaufs. In der Regel dienen hydrologische Beobachtungen mehreren unterschiedlichen Aufgabenstellungen, wobei regionale klimatische Besonderheiten zu beachten sind, z.B. bei der Beobachtung von Schnee (Bild 3.1). Die Aufgaben ändern sich mit dem Grad der wasserwirtschaftlichen Entwicklung, und die Anforderungen an die Daten verschieben sich im Laufe der Zeit. So sind in einem wasserwirtschaftlich hoch entwickelten Land im humiden Klimabereich die Daten für die Wasserver- und -entsorgung sowie für den Hochwasserschutz besonders wichtig. Bereits bei der Planung von Einrichtungen zur Erfassung, Übertragung und Aufbereitung von hydrologischen Daten muss ihre künftige Nutzung berücksichtigt werden, da in Messsystemen mit hoher zeitlicher Auflösung Sensoren, Datenspeicher und -übertragung häufig eine Einheit bilden. Um hier zu einer Vereinheitlichung zu gelangen, bestehen Richtlinien für die Datenerfassung und -aufbereitung [3.1–3.3]. Für die Analyse oder Synthese des Übertragungsverhaltens eines Einzugsgebiets werden zusätzlich Informationen über seine physikalischen Eigenschaften benötigt. Im Hinblick auf eine Systemanalyse lassen sich Daten in hydrologische und meteorologische Daten, physiographische Parameter und Prozessparameter klassifizieren [3.4].

Mit den hydrologischen und meteorologischen Daten werden die Veränderungen der Wasserflüsse und der Energie in der Atmosphäre und auf dem Land erfasst (Tab. 3.1). Messung, Aufbereitung und Veröffentlichung hydrologischer Daten erfolgt durch die hydrologischen Dienste. Von Pegeln werden – getrennt nach Stromgebieten – die Tagesmittel des Wasserstands und Abflusses und die langjährige Mittel in Gewässerkundlichen Jahrbüchern veröffentlicht. In den Jahrbüchern werden neben den laufenden Beobachtungen (Tageswerte) auch die Mittelwerte über fünf Jahre sowie das 30-jährige Mittel z.B. 1931/60 bei Niederschlagsaufzeichnungen (= *Normaljahr*) angegeben.

Diese Messdaten sind primär Zeitreihen. Stets sollte die Zeitspanne zwischen den einzelnen Messungen so klein gehalten werden, dass die zeitliche Variabilität des zu untersuchenden Prozesses ausreichend genau wiedergegeben werden kann,

bevor sie als Datei gespeichert wird. Die Repräsentanz der Messdaten hängt neben der zeitlichen Auflösung auch von der räumlichen Messnetzdichte bei punktförmigen Messungen ab, wie z.B. bei den meteorologischen Beobachtungsnetzen.

Die zweite Gruppe besteht aus Informationen zur Kennzeichnung der hydrologischen Eigenarten des Einzugsgebiets, die in Form von analytischen oder geometrischen Ausdrücken angegeben werden können. In diesen Angaben kommen

Benötigte Daten Wasser- wirtschaftl. Maßnahme	Abfluß		Wasser- stand Fluß- Spei- cher	Niederschlag		Evaporation			Temperatur		Boden- feuch- te	Grund- wasser- stand	Eis	Was- ser- quali- tät	Sedimente- schweb- stoffe	Wind	Strah- lung	Feuch- te
	Gang/ line	Mittel		Regen Fläche	Schnee Punkt	Tau- Evapora- tion	Transpi- ration	Evapora- tion	Luft	Wasser								
Wasserbilanzen	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
Hochwasserschutz und Vorhersage	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
Bewässerung	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
Entwässerung	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
Wasserversorgung a) städtisch	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
b) ländlich	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
c) Industrie- und Kühlwasser	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
Krafterzeugung a) Speicher	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
b) Flüsse	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
Schifffahrt a) Flüsse / Seen	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
b) Kanäle	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
Wassergütesch- aft	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
Errosionsschutz	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
Versäuerung	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
Volkserholung	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•
Naturschutz	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•

Abb. 3.1. Hauptsächlichster Verwendungszweck von hydrologischen Daten bei wasserwirtschaftlichen Projekten nach [3.4]

hauptsächlich die Fließvorgänge und der Rückhalt in einem Einzugsgebiet zum Ausdruck. Die Hauptmerkmale des Einzugsgebiets, wie Flächengröße, Gewässernetz, Bewuchs, Bodennutzung, Hangneigung und Besiedlung, werden in zeitlichen Abständen von mehreren Jahren erfasst und liegen oft in digitaler Form vor. Von der FAO wurde eine Weltkarte für die Böden mit einer abgestuften Bodenklassifikation herausgegeben; die Landnutzung und Vegetation liegt ebenso vor. In Deutschland sind Fließgewässer und Kanäle einschließlich ihrer oberirdischen Einzugsgebiete einheitlich erfasst und durch eine hierarchisch aufgebaute, 13-stellige (Fließ-)Gewässerkennzahl identifizierbar, deren Verzeichnisse von den zuständigen Landesämtern veröffentlicht werden. Für die Einstufung der Gewässerstrukturgüte und der Wassergüte sind diese Dienststellen ebenfalls zuständig. Aus diesen Größen werden Parametern, welche die Übertragungseigenschaften des Einzugsgebiets beschreiben, abgeleitet. Im Hinblick auf die Retentionseigenschaften werden Parameter der Landoberfläche, der natürlichen und künstlichen (urbanen) Entwässerungssysteme sowie der Speicher und Seen unterschieden. Für zahlreiche Flussgebiete liegen Angaben über die Retentionsräume bei Hochwasser ausgewählter Wiederholungszeitspannen vor sowie Hochwassergefahrenkarten,

auf denen die potentielle Gefährdung von Siedlungsgebieten eingetragen ist. Anstelle der Parametergewinnung anhand von topographischen und thematischen Karten tritt zunehmend die Parameterermittlung durch *geographische oder Geo-Informationssysteme* (GIS) auf der Grundlage von Datensätzen, die mit Unterstützung der Fernerkundung gewonnen werden. Mit Hilfe des GIS lässt sich der Einfluss des Kartenmaßstabes auf die Parameter eliminieren, z.B. bei der Gewässernetzdichte, Landnutzung usw.

Tabelle 3.1. Klassifizierung von hydrologischen Daten

1: Hydrologische und meteorologische Daten

Niederschlag (Regen, Schnee, Tau, Hagel)
 Evaporation (Wasserflächen, Lysimeter)
 Strahlung (lang- und kurzwellig)
 Temperatur (Luft, Wasser, Boden)
 Wind (Geschwindigkeit, Richtung)
 Luftfeuchte, Dampfdruck
 Bewölkung, Sonnenscheindauer
 Wasserstand in Flüssen und Seen
 Abfluss (Durchfluss und Fließgeschwindigkeit)
 Entnahmen und Einleitungen
 Grundwasserstand
 Tidewasserstände
 Sedimente (Schwebstoff- und Geschiebefrachten),
 Angaben zur Gewässergüte

2: Einzugsgebietsspezifische Parameter

Oberfläche (hypsographische Kurve, Hanglängen, geologische Beschaffenheit, Bodenart, Vegetation, Landnutzung, Bebauungen)
 Gewässernetz (Gewässernetzdichte und zugeordnete Teileinzugsgebiete, Geometrie und Rauheit der Wasserläufe, städtische Entwässerungsnetze und deren Abmessungen)
 Speicher (Einzugsgebiete, Speicherkennlinien, Betriebspläne)
 Seen, größere Moorflächen bzw. Feuchtbiotope

Klasse 3: Prozessparameter

Retentionsparameter (Vegetations-, Interzeptions- und Bodenspeicher, Infiltrationsraten, Interflowanteil)
 Evapotranspiration
 Abflusskonzentrationsparameter (Geländerauhigkeit, Zeitflächendiagramm, Konzentrationszeit, Rezessionskonstante, Anzahl, Größe und Reaktionszeit der linearen Speicher, Sättigungsflächen)
 Grundwasser (Grundwasserabfluss, inaktives Grundwasser)
 Schneeschmelzparameter (Schneeschmelzrate, Schneedecke: Wasseräquivalent und Bedeckung)
 Erosionsparameter

Die dritte Gruppe umfasst Prozessparameter, die hauptsächlich die Bewegung und Verteilung des Wassers während der Landphase betreffen. Vielfach ist es schwierig oder unmöglich, diese Daten durch direkte Naturmessungen zu gewin-

nen. Sie müssen daher indirekt aus anderen Messungen abgeleitet werden, wobei auch die Erfahrung des Bearbeiters mit einfließt. Die Prozessparameter steuern die Durchsatzraten des Wasserflusses in Modellen und werden meist als Höhe einer Wasserschicht pro Zeitintervall angegeben, z.B. $\text{mm} \cdot \text{h}^{-1}$. Sie kennzeichnen die Geschwindigkeit und die Intensität, mit der die einzelnen Teilprozesse im hydrologischen Kreislauf durchlaufen werden, z.B. Interzeption, Infiltration, Interflow, Perkolations und Grundwasserabfluss. Die Größenordnung der Parameter kann punktuell in der Natur gemessen werden; jedoch lassen sich ihre integralen oder mittleren Messwerte, die für die rechnerische Erfassung des Ablaufs in den nicht homogenen natürlichen Einzugsgebieten benötigt werden, nur durch komplizierte Simulationstechniken auf Versuchspartzen bestimmen, z.B. die Ermittlung von flächenhaften Infiltrationsraten.

Die Datenerfassung besteht aus Datenaufnahme und –aufbereitung und umfasst Abfluss, Niederschlag, Klima- und Radarinformationen. Die automatische Aufnahme erfolgt lückenlos und in hoher Auflösung; die Aufbereitung schließt die automatische Datenüberprüfung der hydrologischen Zeitreihen und die Aneicherung der Radarniederschläge ein. Die Daten werden archiviert und für Anwendungen bereitgestellt, z.B. als Input für Simulationen, durch Interpolation von Punktmessungen auf Teilgebiete oder Aggregation von Rasterdaten (Radardaten) für Teilgebiete. Die Simulationen werden für Gebiets- oder Zeitreihenszenarien oder für online Prognosen durchgeführt; die erhaltenen Informationen werden aufbereitet, verbreitet und archiviert. Die Konfiguration des Informationssystems besteht aus einem Zentralrechner und einem Abrufrechner, der die hydrologischen Messdaten der Stationen übermittelt bekommt und zugriffsbereit für den Zentralrechner speichert. Im Zentralrechner erfolgt die Datenprüfung und -verarbeitung in Modellen sowie die Informationsaufbereitung für das Meldewesen usw.

Beim Umgang mit hydrologischen Daten muss stets die Güte der Beobachtungen beachtet und kontrolliert werden, insbesondere bei der immer stärker zunehmenden Automatisierung der Datenerhebung. Um Fehlerquellen auf ein Minimum zu verringern, müssen nicht nur die Fehler der regelmäßigen Beobachtung ausgeschaltet werden, vielmehr müssen auch Fehler bei der Übertragung der Daten vom Messwertgeber auf den Informationsträger vermieden sowie Fehler bei der daran anschließenden Auf- und Verarbeitung der Daten ausgeschlossen werden. Die Fehler werden umso schwerer erkannt, je weniger Kontrollmöglichkeiten für das Messpersonal zwischen Messwerterfassung, Rohdaten und Enddaten bestehen. Nach der Datenerfassung lassen sich Stationsarten unterscheiden [3.5] (Bild 3.2):

- a) Stationen mit manueller Beobachtung zu festen Terminen oder ereignisabhängige Messung und Eintragung der Messungen ins Beobachterheft sowie Stationen mit Beobachtungen durch selbstregistrierende Instrumente, so dass nur die Schreibdiagramme ausgewechselt und gesammelt werden. Netze, die nachträglich Aufgaben der Abflussvorhersage übernehmen sollen, werden oft so aufgerüstet, dass $>1/3$ der bestehenden Stationen für DFÜ ausgelegt werden.
- b) Stationen, bei denen die Beobachtungen automatisch erfolgt und durch Abruf fernübertragen werden sowie telemetrische und automatisch registrierende Stationen, bei welchen die Beobachtungen automatisch durchgeführt, gespeichert und an eine Meldezentrale/ Computer fernübertragen (DFÜ Stationen) werden.

Als Medium für die Datenfernübertragung dient Telefon oder Funk. Gelegentlich erfolgt die DFÜ auf Telex- oder Spezialleitungen.

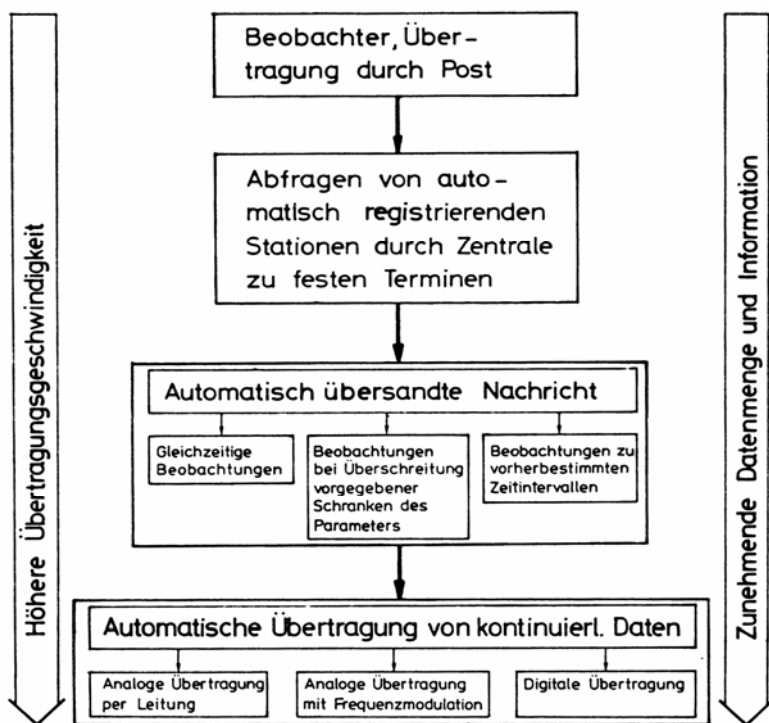


Abb. 3.2. Schema für die Übertragung von Daten nach [3.4]

Die verschiedenen Stationstypen und ihre apparative Mindestausstattung sind in mehreren Richtlinien geregelt [3.3, 3.6, 3.7, 3.9]. Die Auswertung der Messwerte ist darin teilweise festgelegt. Für hydrologische Untersuchungsgebiete werden besonders umfassende Auswertungen gefordert [3.10, 3.11].

Bei der Auswertung der Aufzeichnungen von verschiedenen Stationen muss beachtet werden, dass die meisten Messnetze historisch gewachsen sind und aus Stationen der unterschiedlichen Ausstattung bestehen. Außerdem können systematische Auswertefehler auftreten, z.B. bei Messinstrument- oder Standortwechsel. Art der Messwertübertragung richtet sich danach, ob die Daten für Planungszwecke oder dem operationellen Betrieb dienen sollen. Für meteorologische und hydrologische Beobachtungen gibt es Empfehlungen zur Registrierung und Speicherung der Messwerte [3.3, 3.7, 3.8]. Aus den Messwerten (Rohdaten) werden Daten gebildet, die in Datenbanken der verschiedenen hydrologischen Dienste aufgenommen werden. Anhand der Daten einer Datenbank kann also nicht mehr auf die Rohdaten geschlossen werden. Mit Datenbanken soll der schnelle Zugriff auf Da-

ten für die Planung und den Betrieb ermöglicht werden. In Verbindung mit hydrologischen Modellen bilden sie die Grundlage für operationelle Aufgaben [3.12]. Die Daten in den Datenbanken werden fortgeschrieben und ermöglichen Eingriffe in den Wasserhaushalt durch Bereitstellen von Vergleichsreihen für verschiedene Zeithorizonte abzuschätzen.

Verfahren der Fernerkundung werden in Form von Luftbildern oder Satellitenaufnahmen benutzt für die Planung und den Betrieb der wasserwirtschaftlichen Infrastruktur in der Wasserwirtschaft. Mit Satelliten werden Informationen über die Oberflächenbeschaffenheit (Landnutzung, Vegetationsart, Gewässernetz) und hydrologische Phänomene (Schneebedeckung, Albedo, Oberflächentemperatur, Bodenfeuchte, Überschwemmungsgebiete) gesammelt. Die zeitliche und räumliche Auflösung der Informationen ist unterschiedlich. Die Erfassung von kurzfristigen Ereignissen wie Niederschlagsereignissen (Tageswerte) ist schwierig. Mittelfristige Änderungen (Vegetationszyklen, Wasserbilanzen, Ausdehnungen von Wasserflächen und Sümpfen, Sedimentablagerungen lassen sich mit zeitversetzten Bildern ausreichend erfassen (Bild 3.3).

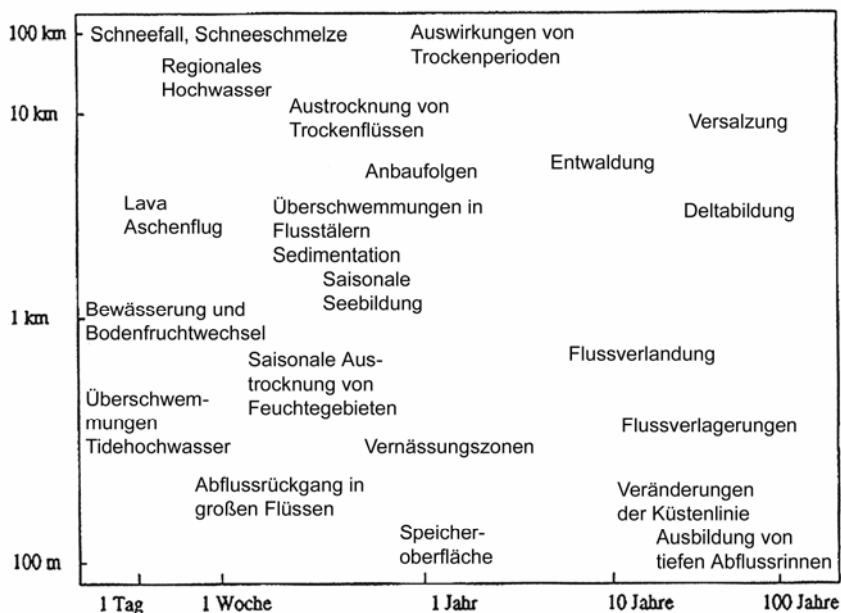


Abb. 3.3. Zeit- und Raummaßstäbe von Merkmalen und Prozessen die mittels Satellitenaufnahmen erkannt werden

Programmsysteme zur Analyse von Karten und räumlichen Daten nebst der statistischen und textmäßigen Information werden als GIS bezeichnet (Bild 3.4). Ein GIS ist ein rechnergestütztes System speziell für geographische Informationen,

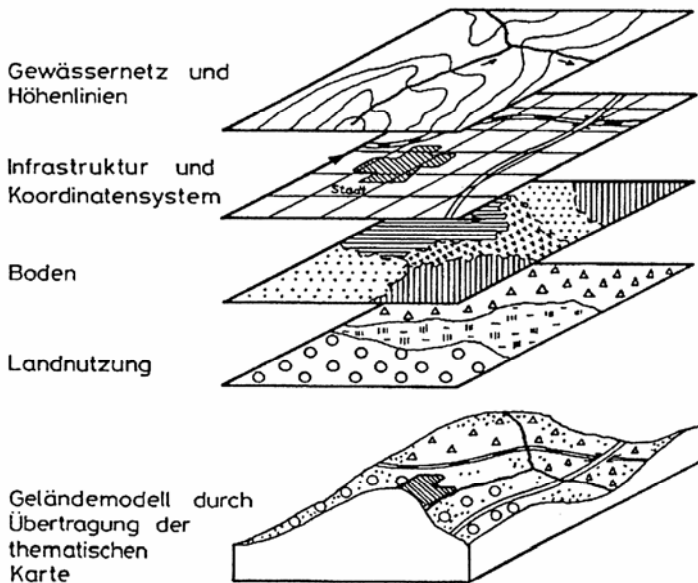


Abb. 3.4. Überlagerungskonzept bei Verwendung von GIS; Ausgangsgrundlage sind Rasterdaten für ein digitales Geländemodell

das aus Hardware, Software, Daten und Anwendungen besteht. Mit ihm können raumbezogene Daten digital erfasst und redigiert, gespeichert und reorganisiert sowie alphanumerisch und graphisch präsentiert werden. Aus dieser Definition und dem frei definierbaren Datenmodell in Verbindung mit den Möglichkeiten zur interaktiven Aufnahme, Manipulation, Analyse und Präsentation der Daten eröffnen sich raumbezogene Anwendungen, wie Landschafts- und Umweltplanung, Vermessungs- und Katasterwesen, Photogrammetrie und Fernerkundung. Der Raumbezug wird über die Angaben von zwei- oder dreidimensionalen Koordinaten hergestellt. Mit dem integrierten oder assoziierten Datenbanksystem sind Datenhaltung und -operationen möglich. Raum- oder Flächeneinheiten werden als Objekte bezeichnet. Sie enthalten quantitative (geometrische) Komponenten oder qualitative Komponenten, die thematische Informationen und Sachdaten (Merkmale, Attribute) enthalten können. Attribute sind z.B. die Vegetation, der Boden und die Nutzung. Ihre Archivierung erfolgt in relationalen Datenbanken.

Es gibt die vektororientierte und rasterorientierte Datenorganisation. Meist liegt die geometrische Ausprägung der natürlichen Gebilde als Linien(begrenzung) vor, wie Flussläufe, Vegetationsgrenzen, Seen und Höhenstufen. Geländeinformationen liegen häufig als Rasterdaten bestimmter Auflösung auf Datenträger vor, z.B. als digitale Geländemodelle aus Rasterelementen mit einer Kantenlänge von 50 m. Rasterdaten werden primär anhand von Aufnahmen der Fernerkundung gewonnen oder bei der Überführung von analogen Karten durch Scanner. Vektordaten erfassen linienhafte Gebilde als Polygone und müssen in Rastersystemen durch eine

Abfolge von Rasterelementen vereinfacht nachgebildet werden. Ein weiterer Unterschied zwischen Vektor- und Rasterelementen ist die Charakteristik der topologischen Relationen. Rasterelemente bestehen nur aus Flächen von regelmäßiger geometrischer Struktur und sind über 4 Begrenzungslinien mit ihren Nachbarelementen verbunden. Bei den Vektordaten sind Punkte, Linien und (unregelmäßige) Flächen Grundelemente, die durch Anfangs-, Endpunkt und Verbindungslinie für jede angrenzende Fläche ergänzt werden. Der mathematische Aufwand für Rechenoperationen bei Vektorelementen ist meist höher als bei Rasterelementen.

Beim GIS werden die Geometriedaten von den verschiedenen Themen zunächst getrennt, und es erfolgt eine Einteilung des Gebietes in Elementarflächen. Durch die Verknüpfung einzelner oder aller Thematiken, die über den Raumbezug hergestellt wird, lassen sich die gewünschten hydrologischen Informationen als Verbindung von Reliefinformation mit anderen Thematiken gewinnen (s. Bild 3.4), wie hydrologische einheitliche Einzugsgebiete durch Zusammenfassen vergleichbarer Elementarflächen, Gewässernetz und Lauf-Zeit-Flächen-Diagramme oder Speicherkaskaden durch Benutzung von Teil- bzw. Kammlinien. Dadurch wird der Detaillierungsgrad von Niederschlags-Abflussmodellen erheblich verbessert.

3.2 Erste Auswertung von Wasserstands- und Abflussdaten

3.2.1 Mittel- und Hauptwerte

Bei Fließgewässern kommt den Abflüssen und beim Grundwasser den Wasserständen eine besondere Bedeutung zu. Wasserstände werden für Stillgewässer, wie Seen und Schifffahrtskanäle, bevorzugt, da die Wasserstände in Flüssen meist durch die Veränderung der Abflusskurve infolge von Auflandungen, Vertiefungen, Verkrautung oder Gewässerausbauten kein homogenes Datenmaterial darstellen. Diese Veränderungen, die oft zwischen einzelnen Kontrollmessungen eintreten, sind nachträglich schwer zu quantifizieren. Abflüsse können langfristig durch menschliche Eingriffe in das Abflussregime beeinflusst werden, wie Entnahmen, Einleitungen oder Speicher zum Abflussausgleich. Diese Änderungen lassen sich nachträglich meist nachweisen, z.B. durch Trendberechnungen oder Anwendung der Doppelsummenlinien.

Die Grundlage der ersten statistischen Auswertung bilden die von offensichtlichen Messfehlern bereinigten Beobachtungsdaten. Diese Rohdaten oder Grundwerte fallen kontinuierlich in Form von Schreibstreifenregistrierungen oder als Analogwerte an. Sie werden in Mittelwerte umgesetzt, wobei ein fester Zeitabschnitt, z.B. Stunde, Tag, vorgegeben wird. Von den Abflüssen und Wasserständen werden die Tagesmittelwerte sowie die Extremwerte in Jahrbüchern veröf-

fentlicht. Dieser Auswertung und Veröffentlichung werden die meisten kontinuierlich registrierten meteorologischen Beobachtungen unterworfen.

Da durch eine Messreihe nur ein Teil der möglichen Schwankungen der hydrologischen Größe beobachtet wird, stellt jede Messreihe einen Zeitausschnitt (Stichprobe) dar. Mit den Messdaten wird eine stetig veränderliche Größe eines einmaligen Naturablaufs, der sich in derselben Form nicht wiederholt, erfasst. Der Abfluss als kontinuierliche hydrologische Variable wird anhand der kontinuierlichen Wasserstandsaufzeichnung (Ganglinie am Schreibpegel) – oder Wasserstandsbeobachtungen zu bestimmten Terminen – und der Abflusskurve bzw. Abflusstafel ermittelt. Durch die erste Auswertung soll ein Extrakt aus der Vielzahl der Beobachtungen entstehen mit dem Ziel, ein Maximum an Informationen zu vermitteln und gleichzeitig den Informationsverlust durch entsprechende Auswahl der Daten auf ein Minimum zu reduzieren. Da der kontinuierliche Abflussvorgang als mathematisch beschreibbare Funktion nicht darstellbar ist, muss von den kontinuierlichen Werten auf diskrete Daten übergegangen werden. Mit der Wahl des Zeitschrittes Δt für die Diskretisierung ist zwangsläufig ein gewisser Informationsverlust verbunden, da durch die diskreten Werte der tatsächliche Verlauf des Abflusses bzw. Wasserstands nur angenähert wiedergegeben wird (Bild 3.5).

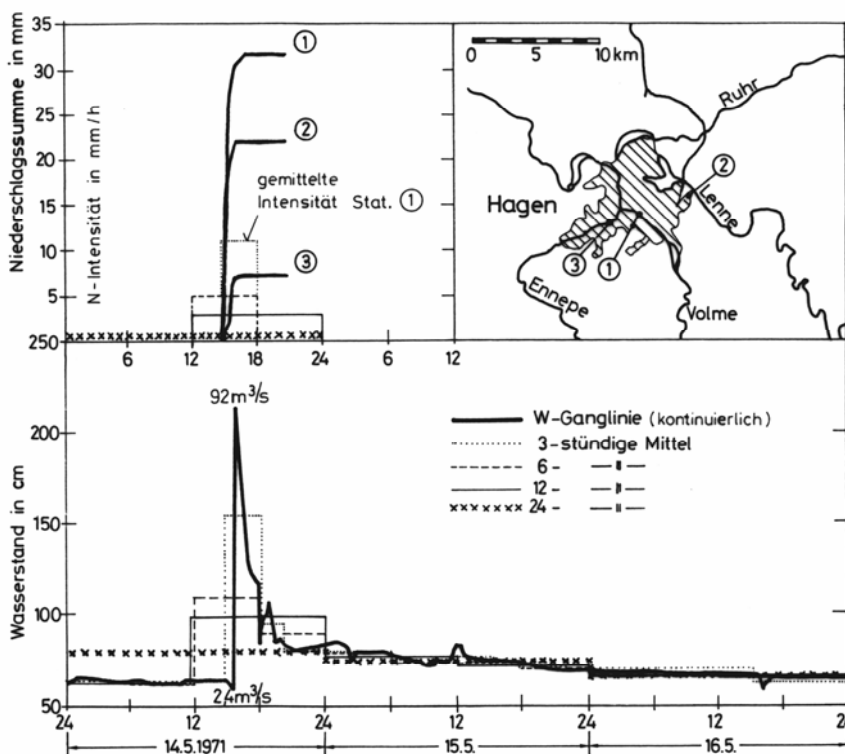


Abb. 3.5. Annäherung einer Wasserstandsganglinie durch ihre Mittelwerte für unterschiedliche Zeitschritte Δt

Die Wahl des Diskretisierungsschrittes hängt von der Größe der Abflussänderung pro Zeitintervall ab. Der Zeitschritt ist indirekt mit der Größe des Einzugsgebietes gekoppelt, da in kleinen Einzugsgebieten die Abflussschwankungen meist schneller ablaufen als in großen. Bei Abflüssen aus Einzugsgebieten von mehr als 10000 km² reichen oft Tagesschritte aus.

Der Zeitschritt ist aber auch von der Problemstellung abhängig. Er wird umso kleiner gewählt werden müssen, je genauer der Verlauf der Abflussganglinie abgebildet werden soll, z.B. bei Hochwasserwellen. Er kann größer gewählt werden bei Aufstellung von großräumigen mittleren Wasserbilanzen oder bei Niedrigwasseruntersuchungen.

Die gebräuchliche Darstellung des Abflusses geht von mittleren Tageswerten aus. Das Tagesmittel wird bei kontinuierlichen Wasserstandsregistrierungen durch Bildung des mittleren täglichen Wasserstands gewonnen, der über die Abflusskurve in den mittleren täglichen Abfluss umgesetzt wird. Bei mehreren Terminablesungen am Tage werden diese Ablesungen unter Einführung von Gewichten gemittelt; erfolgt nur eine regelmäßige Ablesung, z.B. um 12⁰⁰Uhr, wird dieser Wert als mittlerer täglicher Wasserstand angesehen. Aus den Tagesmitteln wird nach statistischen Verfahren eine Reihe von Hauptwerten abgeleitet, die für die Wasserwirtschaft wichtige Größen darstellen. Im Allgemeinen werden nur lückenlose Messreihen, die länger als zehn Jahre sind, zur Mittelung herangezogen und in Jahrbüchern veröffentlicht. Mittel für Monate, Halbjahre oder Jahre werden als arithmetisches Mittel der Tageswerte des entsprechenden Zeitraums gebildet.

Tabelle 3.2. Zeichen für mittlere und extreme Hauptwerte nach [3.13]

Zeichen für Grenz- und Mittelwerte: des Wasser- standes in cm	des Abflusses in m ³ /s	der Abfluss- spende in l/skm ²	Erklärung
NNW	NNQ	NNq	unterster Grenzwert seit Beobachtungsbeginn
NW	NQ	Nq	unterer Grenzwert einer Jahresreihe
MNW	MNQ	MNq	Mittel der unteren Grenzwerte
MW	MQ	Mq	arithmetisches Mittel, z.B. MQ (1981/90)
MHW	MHQ	MHq	Mittel der oberen Grenzwerte
HW	MHQ	MHq	oberer Grenzwert einer Jahresreihe
HHW	HHQ	HHq	oberster bislang beobachteter Wert

Die Bezeichnung der Hauptwerte durch Buchstaben ist genormt [3.13] (Tab. 3.2). Bei Mitteln wird die Jahresreihe, die für die Mittelung benutzt wurde, hinter MQ bzw. MW vermerkt. Ähnlich wird bei mehrjährigen Mittelwerten der Niederschlagshöhe N, der Verdunstungshöhe V und der Abflusshöhe A verfahren. Bei Extremwerten, die als Terminwerte behandelt werden, wird der Zeitpunkt des Auftretens mit angegeben. Bei Werten aus dem Tidegebiet wird dem Wasserstand

w ein T vorangestellt und z.B. der mittlere obere Grenzwert der Tidehochwasserstände als MHT_{hw} bezeichnet.

3.2.2 Gang- und Summenlinie

Der zeitliche Verlauf der Beobachtungswerte kann als Gang- oder Summenlinie dargestellt werden. Die *Ganglinie* ist die Darstellung von beobachteten oder berechneten Daten in der Reihenfolge ihres zeitlichen Auftretens. Abflussganglinien können bei punktwiser Umwandlung der Wasserstandsganglinien als Polygon oder als Kurvenzug dargestellt werden.

Bei der Verwendung von Mittelwerten werden treppenförmige Verläufe erhalten. Ganglinien aus Mittelwerten sind zur Untersuchung von kurzzeitigen Abflussveränderungen bedingt brauchbar, da durch die Mittelbildung die tatsächlichen Abflussspitzen zu stark geglättet werden. Zum Vergleich von Abflussganglinien verschiedener Gewässer kann die Abflussspendenganglinie dienen. Da aus der Ganglinie alle weitergehenden Verfahren abgeleitet werden, legt der Zeitschritt, der für die Gangliniendarstellung gewählt wird, die Aussagekraft der darauf aufbauenden Summen-, Füllen- und Dauerlinien fest. Aus einer Summenlinie kann die zugehörige Ganglinie rekonstruiert werden, aus der Abflussfüllenlinie oder Dauerlinie hingegen nicht.

Die Ganglinie stellt den Ausgangspunkt für viele wasserwirtschaftliche Untersuchungen dar und wird für eine möglichst lange Jahresreihe oder mindestens für ein charakteristisches trockenes, mittleres und nasses Jahr aufgestellt. Als mittleres Jahr (Normaljahr, Regeljahr) wird ein beobachtetes Jahr eingestuft, dessen mittlerer Abfluss dem langjährigen MQ entspricht. Außerdem muss die Schwankungsbreite der Einzelwerte im mittleren Bereich liegen. Ein Jahr wird dann als hydrologisches Normaljahr bezeichnet, wenn seine Ganglinie der mittleren Ganglinie, die aus mindestens zehn Einzeljahren gebildet werden muss, entspricht und seine Dauerlinie mit der mittleren Dauerlinie für zehn Jahre etwa übereinstimmt. Die Auswahl eines bestimmten Jahres aus einer Beobachtungsreihe als Normaljahr ist möglich, wenn eine sehr lange Beobachtungsreihe vorliegt. Bei kürzeren Beobachtungsreihen muss man sich bei der Auswahl mit einem Jahr begnügen, das den mittleren Schwankungsverhältnissen der Abflüsse möglichst nahekommt. Von der Konstruktion einer künstlichen mittleren Jahresganglinie anhand der mittleren täglichen Abflüsse einer kurzen Beobachtungsreihe ist abzuraten, da hierbei die Aufeinanderfolge der Tageswerte zu wenig berücksichtigt wird. Die Auswahl eines extremen Trocken- oder Nassjahres erfolgt anhand der monatlichen und täglichen Abflüsse und der Dauerlinien. Bei synoptischer Betrachtung des Jahresganges des Abflusses mit weiteren hydrologischen Komponenten, wie Niederschlag, Temperatur und Grundwasser, kann eine Einstufung auf den allgemeinen Charakter des hydrologischen Jahres vorgenommen werden (Bild 3.6). Bei Auftragung von Monatsmitteln kommt der jährliche Gang stärker zum Ausdruck, bei Jahresmitteln hingegen der Langzeittrend der Abflüsse.

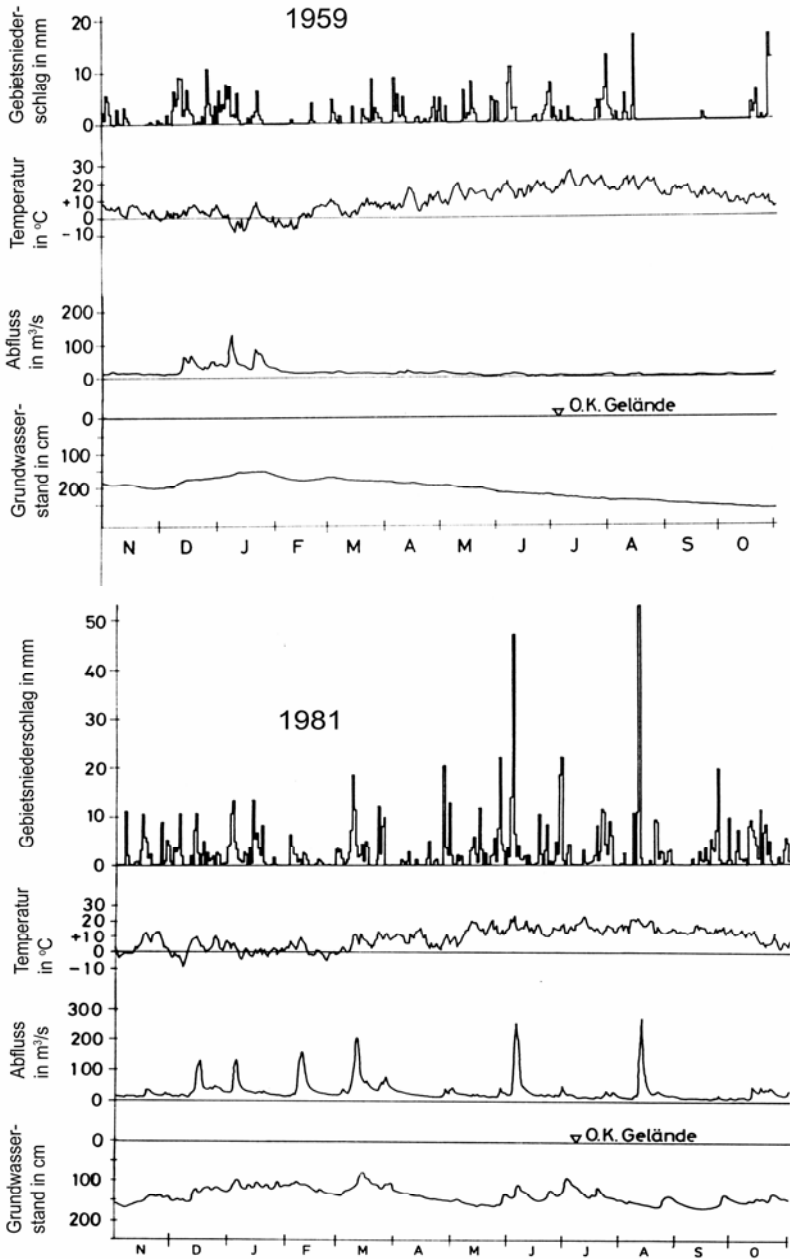


Abb. 3.6. Synoptische Betrachtung von Ganglinien des Niederschlags, der Lufttemperatur, des Abflusses und des Grundwasserstandes eines trockenen (1959) und eines nassen (1981) Jahres (oberes Wesergebiet).

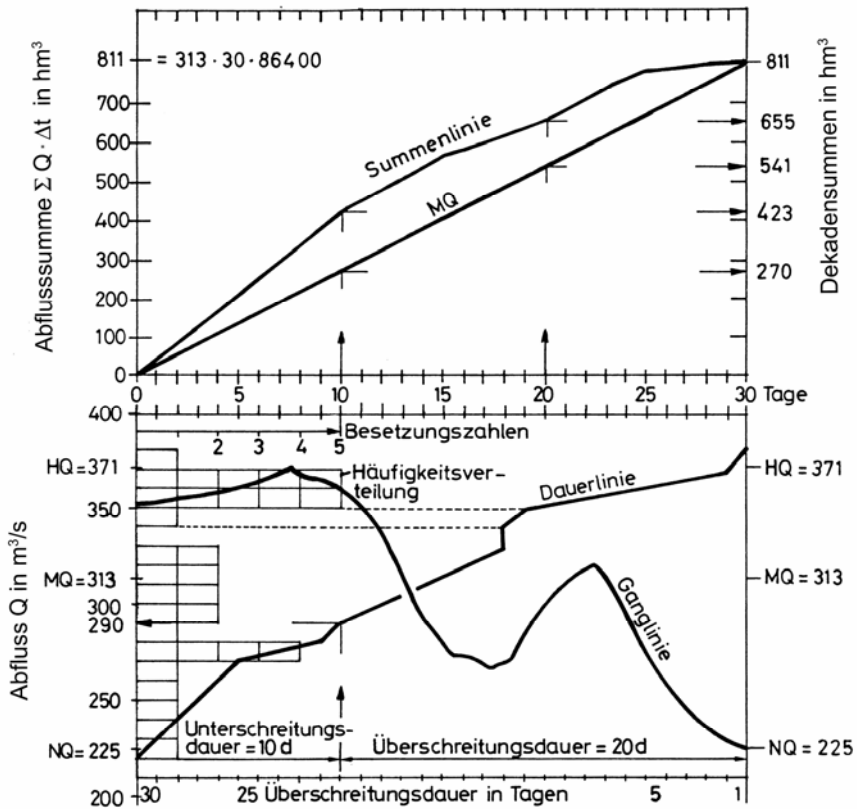


Abb. 3.7. Gang- und Summenlinie, Häufigkeitsverteilung und Dauerlinie der Abflüsse eines Monats

Die mittlere Abflussganglinie gibt den typischen jahreszeitlichen Verlauf an, der wesentlich durch Klima und Relief beeinflusst wird; er wird zur Beschreibung des *Abflussregimes* (oder Flussregime) verwendet. Die Klassifikation der Abflussregime basiert auf der Anzahl der jährlichen Abflussmaxima, dem Schwankungskoeffizient von Monatsmittel geteilt durch das Jahresmittel und der Herkunft des Flusswassers (Regen, Schnee Gletscher). Einfache Abflussregime haben ein jährliches Maximum, wie z.B. bei ozeanischen, tropischen und glazialen Regimen. Bei komplexen Regimen treten jährlich 2, seltener 3 Maxima in der mittleren Abflussganglinie auf, z.B. das kontinentale Regime bei Flüssen Mitteleuropas sowie bei Flüssen, die verschiedene Klimazonen durchfließen.

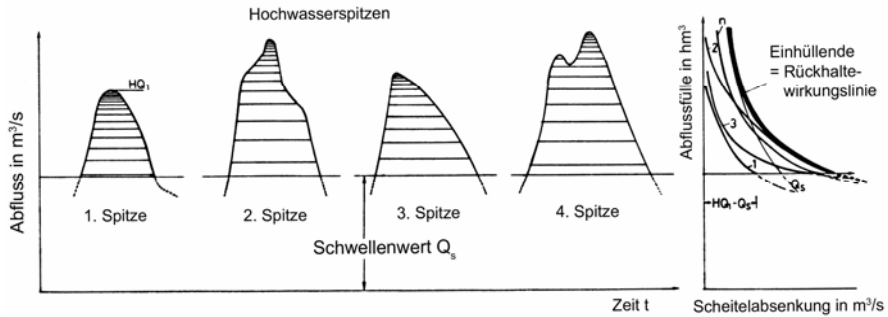


Abb. 3.8. Abflussfüllen einzelner Hochwasserwellen und Rückhaltewirkungslinie

Bei der Abflussganglinie entspricht der Flächeninhalt zwischen den Abflussordinaten und der Zeitachse, der durch zwei Zeitpunkte t_1 und t_2 begrenzt wird, dem summierten Abfluss oder der Abflusssumme im Zeitabschnitt t_1 bis t_2 (Bild 3.6):

$$\text{Abflußsumme} = \int_{t_1}^{t_2} Q dt \quad \text{bzw.} \quad \sum_{t_1}^{t_2} Q_i \Delta t \quad \text{in m}^3. \quad (3.1)$$

Die *Summenlinie* (Summenganglinie) ist die fortschreitende Summierung der Ganglinie über der Zeitachse. Werden gleiche Zeitintervalle Δt verwendet, entsteht die Summenlinie durch fortlaufende waagerechte Addition senkrechter Lamellen der Breite Δt , die nach oben und unten von der Abflussganglinie bzw. der Abszissenachse begrenzt werden. Da die Ordinate der Summenlinie die Dimension der Abflusssumme $Q\Delta t$ aufweist und die Abszisse der Zeit entspricht, ist die Neigung der Abflusssummenlinie $\tan \alpha = Q\Delta t / \Delta t$ gleich dem Abfluss Q in m^3/s . Ein Wendepunkt der Summenlinie entspricht einem Maximal- oder Minimalwert der Ganglinie. Die Neigung einer geradlinigen Verbindung zwischen zwei Zeitmarken t_1 und t_2 der Summenlinie entspricht dem mittleren Abfluss während dieser Zeitspanne. Die Differenz der Summenlinienordinaten zu den Zeitpunkten t_2 und t_1 ist also gleich der oben angegebenen Abflusssumme während dieser Zeitspanne. Die Summenlinie von Monats- oder Tagesmittelwerten wird in der Speicherbewirtschaftung häufig verwendet.

Für Abflusssummen von einzelnen Hochwasserwellen wird die *Füllenlinie* gewählt. Durch Integration der Abflussganglinie über die Ordinatenachse, beginnend mit dem Scheitelabfluss, entsteht die Abflussfülle (Bild 3.8). Anhand der Füllenlinie lässt sich das Volumen der Hochwasserwelle, das einen Schwellwert Q_s übersteigt, ablesen. Zur Eingrenzung der Schwankungsbreite der Abflussfüllen einzelner Hochwasserwellen dient eine Hüllkurve, die als Rückhaltewirkungslinie bezeichnet wird. Sie entspricht dem maximal erforderlichen Hochwasserrückhalteraum der für unterschiedliche Formen von Hochwasserwellen anfällt.

3.2.3 Dauerlinien

Bei der Dauerlinie der täglichen Abflüsse bleibt die zeitliche Aufeinanderfolge der Tageswerte, die innerhalb eines Zeitabschnitts, z.B. eines Jahres oder Monats, anfallen, unberücksichtigt, da nur eine Ordnung nach der Größe der Tageswerte vorgenommen wird. Zur Vereinfachung der Auswertung wird das Datenkollektiv in Klassen eingeteilt. Die Besetzungszahlen der einzelnen Klassen werden durch Auszählen bestimmt; die anschließende Summierung ergibt die Dauerzahlen. Die Besetzungszahl gibt an, wie oft der gleiche Wert oder die gleiche Wertgruppe in einer Reihe statistisch gleichwertiger Werte (hier: Tageswerte) vorkommt. Der Quotient aus Besetzungszahl und Gesamtzahl der Einzelwerte ist die relative Häufigkeit. Die *Dauerzahl*, die als Abszissenwert der Dauerlinie verwendet wird, gibt die Anzahl an, von wie viel statistisch gleichartigen Daten ein bestimmter Wert einer Reihe unterschritten wird (Unterschreitungsdauer) bzw. erreicht oder überschritten wird (Überschreitungsdauer) (Bild 3.9).

Für die Ermittlung der Besetzungszahlen bzw. Dauerzahlen wird der gesamte Bereich der beobachteten Wasserstände oder Abflüsse in möglichst gleiche Klassen eingeteilt. Bei Wasserständen sind als untere Klassengrenzen jeweils die vollen Dezimeter 0, 10, 20 cm oder 0, 20, 40 cm bei einem größeren Schwankungsbereich von mehr als 200 cm zu wählen. Bei geringen Schwankungsbereichen, wie bei Wasserständen in Seen oder Kanälen, kann die Klassengröße kleiner gewählt werden, z.B. 5 cm. Bei den Abflüssen werden ungleiche Klassengrößen bevorzugt, da der Schwankungsbereich der Einzelwerte groß sein kann. Im Hinblick auf eine einheitliche Auswertung ist die Klasseneinteilung festgelegt [3.7]. Die Klassengrenzen beginnen z.B. mit 1,5; 3,0; 6,0 m³/s mit Klassenbreiten von 0,1; 0,2 bzw. 0,5 m³/s und bei einer Anzahl von 5, 15 bzw. 18 Klassen. So wird der Abfluss zwischen 3,00 bis 3,19, ..., 5,80 bis 5,99 m³/s in 15 Klassen von je 0,2 m³/s Klassenbreite eingeteilt. Klasseneinteilung und Klassenbreite werden zyklisch um jeweils eine Zehnerpotenz vergrößert bzw. verringert, wenn das Datenkollektiv der täglichen Abflüsse dies erfordert. Die Staffelung der Klassenbreiten ist so gewählt, dass jede Klasse ungefähr die gleiche Breite aufweist, wenn die Klassengrenzen logarithmisch aufgetragen werden. Falls erforderlich, können Klassen zusammengefasst oder weiter unterteilt werden. Die Tageswerte der Wasserstände oder Abflüsse, die in dem betrachteten Zeitabschnitt, z.B. Jahr oder Jahrzehnt, in eine Klasse fallen, bilden die Besetzungszahlen. Von der unteren kleinsten Klassengrenze ausgehend werden durch fortlaufende Summation der Besetzungszahlen die Dauerzahlen erhalten. Jede Dauerzahl ist einem Bereich der Wasserstände oder Abflüsse zugeordnet. Die Dauerzahl entspricht der Anzahl von Tagen, an denen der obere Wert der zur Dauerzahl gehörigen Klasse (= Untergrenze der nächst höheren Klasse) unterschritten wird (Unterschreitungsdauer). Unterschreitungsdauer plus Überschreitungsdauer ergibt die gesamte Dauer des betrachteten Zeitabschnitts.

Die Dauerlinie, bei welcher die als unabhängig betrachteten hydrologischen Beobachtungswerte in der Reihenfolge ihrer Größe dargestellt werden, entspricht der Summenlinie der Häufigkeitsverteilung (= Summenhäufigkeit oder kumulierte Häufigkeit) der einzelnen Werte bzw. Klassen mit aufsteigender Größe. Die Flä-

che unter der Dauerlinie ist gleich dem Mittelwert für diese Zeitspanne. Median, Quartile und andere Percentile lassen sich als Werte auf der Häufigkeitsachse direkt ablesen. Die jährlichen Dauerlinien der täglichen Wasserstände bzw. Abflüsse werden in Jahrbüchern veröffentlicht. Bei extremen Abflussschwankungen, z.B. bei Gewässern in sehr kleinen Einzugsgebieten oder Flüssen in Gebieten mit ausgeprägten Trockenzeiten, kann für die Ordinatenenteilung zur Erhöhung der Ablesegenauigkeit ein logarithmischer Maßstab gewählt werden, wobei jedoch die Anschaulichkeit stark eingeschränkt wird. Zum Vergleich verschiedener Wasserläufe können bezogene Dauerlinien verwendet werden. Für einzelne, zeitgleiche Perioden werden dafür die Abszissenwerte als Prozent des Höchstwertes ausgedrückt. Bei mittleren Dauerlinien kann der Abszissenwert in Bruchteilen oder Vielfachen des MQ einer einheitlich gewählten Jahresreihe angegeben werden (Bild 3.8).

Dauerlinien werden für Zeitabschnitte wie Jahre und Halbjahre aufgestellt. Für Jahrfünfte oder Jahrzehnte werden mittlere Dauerlinien angegeben. Mittlere Dauerlinien können mit Hilfe der Tabelle der Dauerzahlen auf zwei Wegen ermittelt werden. Bei der abszissengemittelten Dauerlinie, die für Jahrzehnte in Jahrbüchern veröffentlicht wird, wird die Anzahl der Tage je Klassenintervall gemittelt. Die abszissengemittelte Dauerlinie beginnt bei NNQ und endet bei HHQ der betrachteten Jahresreihe. Sie ermöglicht eine Angabe, an wie viel Tagen im Mittel ein Abfluss unter- bzw. überschritten wird. Die oberen und unteren Hüllkurven werden bei mittleren Dauerlinien durch Auftragung der aufsummierten Grenzwerte der maximalen bzw. minimalen Besetzungszahlen für ein Jahrzehnt usw. erhalten. Für Monate werden mittlere monatliche Dauerlinien bevorzugt, da die Zufälligkeit der Abflüsse in einem einzelnen Monat zu groß ist. Die durchschnittlichen Abflussverhältnisse eines kurzen Zeitraums sind von Interesse für Laufwasserkraftwerke in Zeiten mit hohem Strombedarf (Wintermonate) oder für die Wasserentnahme für Kühl-, Brauch- oder Bewässerungswasser in wasserarmen Perioden.

Bei der *ordinatengemittelten Dauerlinie* werden die Tageswerte des Wasserstandes oder Abflusses über vorgegebene Dauern, z.B. von 5 Tagen, gemittelt. Diese mittlere Dauerlinie beginnt bei MNQ, endet bei MHQ und ermöglicht eine Aussage, welcher Abfluss im Mittel einer vorgegebenen Dauer (Tage) pro Jahr unterschritten wird. Diese Darstellung wird bei Speicheruntersuchungen aus Gründen einer vereinfachten Berechnung gelegentlich verwendet.

Die jährliche Dauerlinie entsteht unter der Annahme, dass hydrologische Beobachtungen eines Jahres als voneinander unabhängige Größen angenommen werden. Sie gibt die Unter- bzw. Überschreitungsdauer in Tagen der betrachteten hydrologischen Größe, z.B. Wasserstand oder Abfluss, an. Die Steigung der Dauerlinie ist umso größer, je kleiner die Häufigkeit der zugeordneten hydrologischen Größe bzw. Klasse ist; die Steigung entspricht dem reziproken Wert der Häufigkeit. Der Zentralwert (Median) Z , bei Wasserständen auch als gewöhnlicher Wasserstand ZW bezeichnet, entspricht der Ordinate der Dauerlinie in der Mitte der gesamten Zeitspanne, die auf der Abszisse aufgetragen ist. Er wird bei 365/2 bei jährlichen Abflussdauerlinien abgelesen. Er ist der Wert, der gleich häufig unter- und überschritten wird. Der häufigste Wert einer wird als Modalwert (dichtester Wert, Dichtemittel) bezeichnet und ist gleich dem Maximum der Häufigkeitsver-

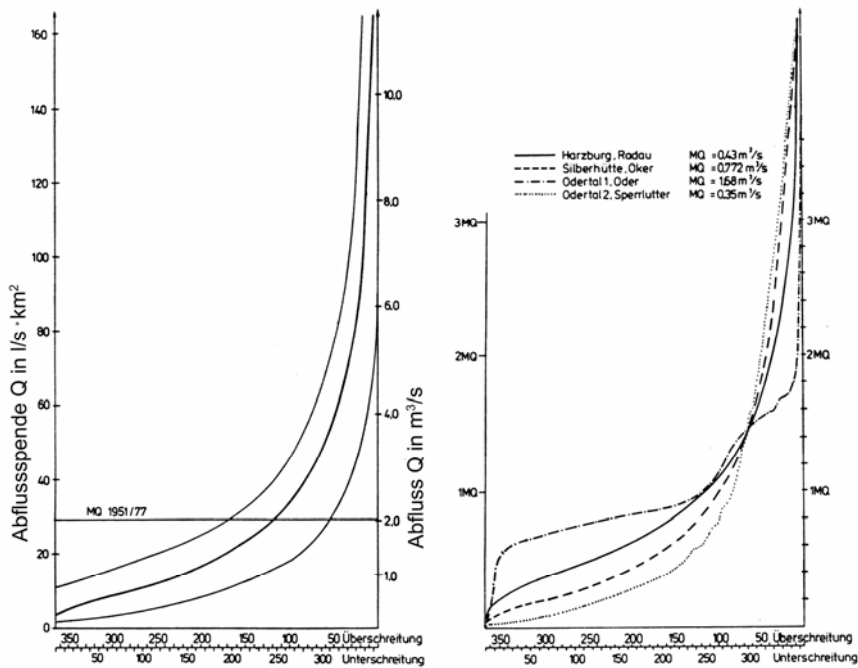


Abb. 3.9. Mittlere Abflussdauerlinie der Jahresreihe 1951/77 mit Hüllkurven und auf MQ bezogene Dauerlinien von benachbarten Flussgebieten im Harz

verteilung. Der Modalwert entspricht dem Wendepunkt der Dauerlinie. Der Wendepunkt lässt sich zeichnerisch nur ungenau ermitteln, da viele Dauerlinien in ihrem mittleren Teil gestreckt verlaufen.

Der Flächeninhalt zwischen Abflussdauerlinie und Abszisse dividiert durch die Länge der Abszisse ist der mittlere Abfluss. So entspricht der Flächeninhalt F_D unter der jährlichen Abflussdauerlinie der jährlichen Abflusssumme (Bild 3.9).

$$F_D = \sum_{i=1}^{365} Q_i \Delta t. \quad (3.2)$$

Der Anstieg einer Dauerlinie und seine Veränderung lassen auf Abflüsseigenschaften eines natürlichen Einzugsgebietes schließen: das obere Ende wird durch das regionale Klima und große Niederschlagsereignisse geprägt, das untere durch Boden, Geologie und Topographie. Sind die Schneeschmelze oder langandauernde Regen in großen Flussgebieten die Ursache von Hochwasser, verläuft das obere Ende flacher als bei Gebieten, in denen Starkregen oder Sturzfluten vorherrschen. Bei signifikanter Grundwasserspeicherung oder häufigen, geringen Niederschlägen verläuft der untere Teil flacher.

Dauerlinien werden bei der Planung von Fluss- oder Laufkraftwerken verwendet. Der Ausbauabfluss richtet sich nach den Schwankungen der natürlichen Wasserführung, da in der Staustufe keine längere Speicherung stattfindet. Zur Festlegung der Ausbaugröße Q_A (Ausbau- oder Vollwassermenge) wird von der Abflussdauerlinie ausgegangen. Für Flusskraftwerke mit geringen und mittleren Jahresabflüssen wird Q_A so gewählt, dass dieser Wert an 90 bis 120 Tagen ($0,6 < p_u < 0,75$) überschritten wird. Bei Laufkraftwerken mit großen Abflüssen wird von $0,40 < p_u < 0,55$ ausgegangen, was einer Überschreitung von 150 bis 200 Tagen entspricht. Es werden folgende Bezeichnungen eingeführt (Bild 3.10):

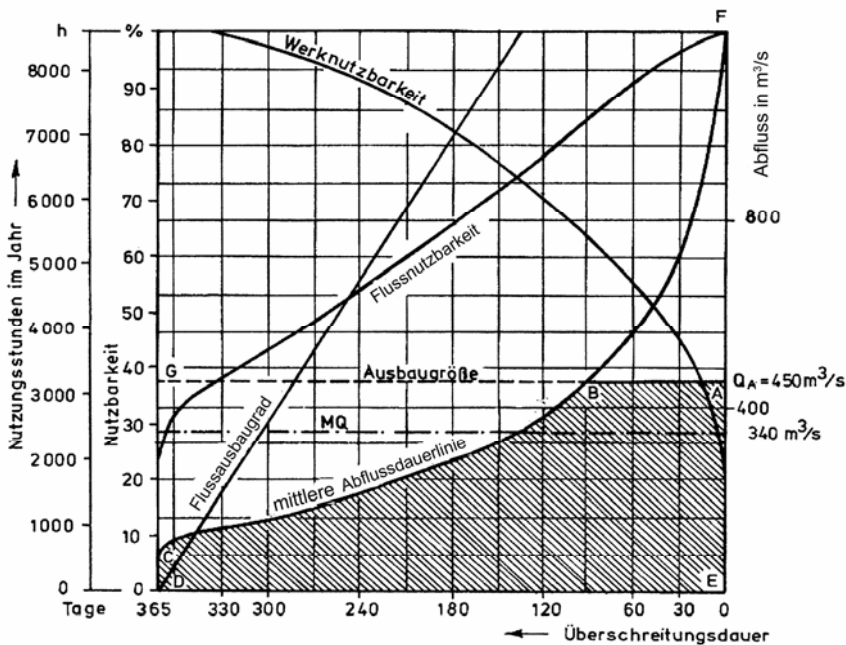


Abb. 3.10 Flussausbaugrad, Fluss- und Werknutzungsgrad

Flussausbaugrad : $Q_A/MQ = \text{Fläche } AGDE / \text{Fläche } FBCDE$,
 Flussnutzungsgrad : $MQ_A/MQ = \text{Fläche } ABCDE / \text{Fläche } FBCDE$,
 Werknutzungsgrad : $MQ_A/Q_A = \text{Fläche } ABCDE / \text{Fläche } AGDE$.

Das technisch nutzbare Wasserkraftpotential in Deutschland beträgt rd. 25000 GWh/a.; 1994 waren davon rd. 17500 GWh/a genutzt. Jede kWh durch Wasserkraft erzeugten Stroms vermeidet im Vergleich zum Kohlekraftwerk 1000g CO_2 , 1,4g SO_2 und 0,7g Stickoxyd. Die öffentlichen Stromversorger verfügen über 592 Laufwasserkraftwerke mit 2633 MW. Bei den Laufwasserkraftwerken an Donau, Rhein und Inn liegt der Flussnutzungsgrad zwischen 75 und 90 % und der Werk-

nutzungsgrad schwankt zwischen 70 und 80 %. Die Leistung W_i des Flusskraftwerks erhält man zu:

$$W_i = \rho \cdot g \cdot \eta \cdot Q_i \cdot H_i = 9,81 \cdot \eta \cdot Q_i \cdot H_i \quad \text{in kW.} \quad (3.3)$$

Bei einem Wirkungsgrad von $\eta = 0,82$ erhält man die Leistung zur Zeit t_i überschläglich zu:

$$W_i \approx 8 \cdot Q_i \cdot H_i \quad \text{in kW,} \quad (3.3a)$$

wobei gewöhnlich Q_i den mittleren Abfluss in m^3/s und H_i die Fallhöhe in m am Tag i darstellt.

Die (Brutto)fallhöhe H_i wird erhalten, indem der Unterwasserstand, der für den Zeitpunkt t_i auf der Unterwasserdauerlinie abgelesen wird, von dem Oberwasserstand (= Stauziel) subtrahiert wird. Für den gleichen Zeitpunkt wird der Abflussdauerlinie der Wert Q_i entnommen und der Wirkungsgrad abgelesen, falls letzterer

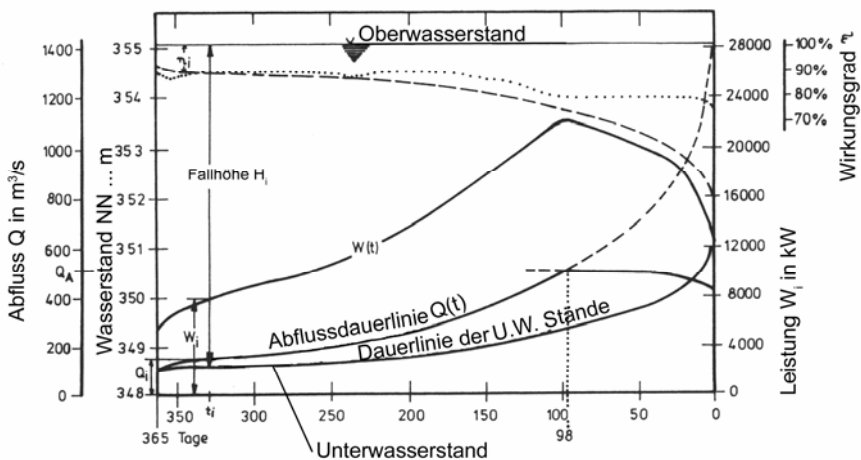


Abb. 3.31 Ermittlung der Jahresarbeit eines Flusskraftwerks gezeigt am Beispiel der Staustufe Stamm/Inn nach [3.14]

nicht als konstant angenommen wird (Bild 3.11). Das Produkt aus Nettoleistung W und Betriebstunden im Jahr ergibt die jährliche Energieproduktion in kWh. Die Leistungsdauerlinie weist ein Maximum zu dem Zeitpunkt auf, in dem die Abflussdauerlinie den Ausbauabfluss erreicht. Beim Überschreiten von Q_A geht die Leistung zurück infolge verminderter Fallhöhe und nicht genutzter Abflussanteile, die den Ausbauabfluss überschreiten und über das Wehr in das Unterwasser entlastet werden.

Für die Staustufe Stammham/Inn ($A_{E0} = 15730 \text{ km}^2$, Fluss-km 75,4) beträgt die Ausbaugröße $Q_A = 510 \text{ m}^3/\text{s}$ (Bild 3.11). Das Mittelwasser beträgt $382 \text{ m}^3/\text{s}$, das Niedrigwasser $86 \text{ m}^3/\text{s}$ und das Hochwasser $3300 \text{ m}^3/\text{s}$. Die Fallhöhen schwanken zwischen 6,20 m bei Mittelwasser und 6,56 m bzw. 1,65 m bei Niedrig- bzw. Hochwasser. Die Leistung der drei

Kaplanturbinen von 6,20 m Konstruktionsfallhöhe und einem Schluckvermögen von $142 \text{ m}^3/\text{s}$ beträgt 23000 kW. Die jährliche Energieproduktion E_{el} (kWh) ist das Produkt aus W_i und den Betriebsstunden und liegt bei 134 Mio kWh..

Der Wasserentzug, wie z.B. durch Laufwasserkraftwerke, die nicht am Fluß selbst sondern an einem Umleitungskanal liegen, oder Entnahmen für die Bewässerung, führt zur minimalen Wasserführung bis hin zur Trockenlegung des Flussbettes in der Ausleitungsstrecke. Durch eine Mindestabgabe (auch Pflichtwasserabgabe oder ökologischer Abfluss) wird in der Ausleitungsstrecke eine für die ökologische Funktionsfähigkeit notwendige Wasserführung sichergestellt. Die energiewirtschaftliche Auswirkung ist eine Leistungsminderung, da z.B. eine konstante Restwasserführung in der Ausleitungsstrecke einem Band gleicht, um dessen Breite die mittlere Dauerlinie geschmälert wird. Die Höhe der Mindestabgabe richtet sich nach den abiotischen Faktoren der Ausleitungsstrecke, d.h. Abflussregime, Hydraulik und Feststoffhaushalt, sowie nach den biotischen Faktoren, d.h. aquatische Lebensgemeinschaften, Vegetation und Nährstoffhaushalt. Daraus folgen 2 Ansätze: der *Biotop-Abfluss-Ansatz* orientiert sich an einer Mindestwassertiefe von 0,2-0,4 m an der seichtesten Stelle der Ausleitungsstrecke wohingegen der *ökohydrologische Ansatz* von einem Mindestabfluss ausgeht, der sich an das MNQ anpasst, z.B. 0,3 bis 0,5MNQ [3.25, 3.26].

3.3 Erste Auswertung von Niederschlagsbeobachtungen

3.3.1 Auswertung punktförmiger Messungen

Für Wasserbilanzen sowie Niederschlag-Abfluss-Modelle werden Niederschläge in Form von Punkt- und Flächenwerten benötigt. Die intermittierend fallenden Niederschläge sind nach Höhe, Dauer und Intensitätsverlauf unterschiedlich, so dass bei der Auswertung diese drei Größen parallel betrachtet werden müssen. Die Beobachtungen an Niederschlagsmessstationen sind punktuelle Messungen in einem Niederschlagsgebiet, das zeitlich und räumlich veränderlich überregnet wird. Aus der Auswertung von Punktmessungen können nur ortsabhängige Aussagen über den Niederschlag abgeleitet werden. Für ein homogenes Einzugsgebiet darf für jeden weiteren Punkt gefolgert werden, dass die Eintrittswahrscheinlichkeit des Niederschlagsereignisses überall gleich ist und die gleiche Verteilungsfunktion verwendet werden darf.

Bei der sog. Stationsauswertung, die den Regelfall darstellt, wird für jede einzelne Station eine beliebig vorgegebene Dauer wie ein Zeitfenster über die Regensummenlinie geschoben. Die Niederschlagshöhen, die einen Schwellenwert überschreiten, werden herausgesucht und nach ihrer Rangfolge aufgetragen. Zur Auswertung gelangen meist Jahres- oder Halbjahresreihen, wenn kein großer jahreszeitlicher Unterschied der Niederschlagshöhe festgestellt werden kann (Bild 3.12). Flächendeckende Auswertungen für Deutschland enthält KOSTRA [3.27].

Neben diesen Kurvenscharen, die für ausgewählte Wiederholungszeitspannen die Intensitäts-Dauer-Beziehung wiedergeben, werden folgende Formelansätze für die Regenspende r in $\text{mm}\cdot\text{h}^{-1}$ oder $1/\text{sha}$ in Abhängigkeit von der Regendauer D und der Wiederholungszeitspanne T_n verwendet:

$$r = a_1 T_n / (a_2 + D) \quad \text{für } 5 \text{ min} < D < 3 \text{ h} \quad \text{bzw.} \quad r = a_1 T_n (D - a_2)^{-c}$$

in mm/h oder l/s · ha,

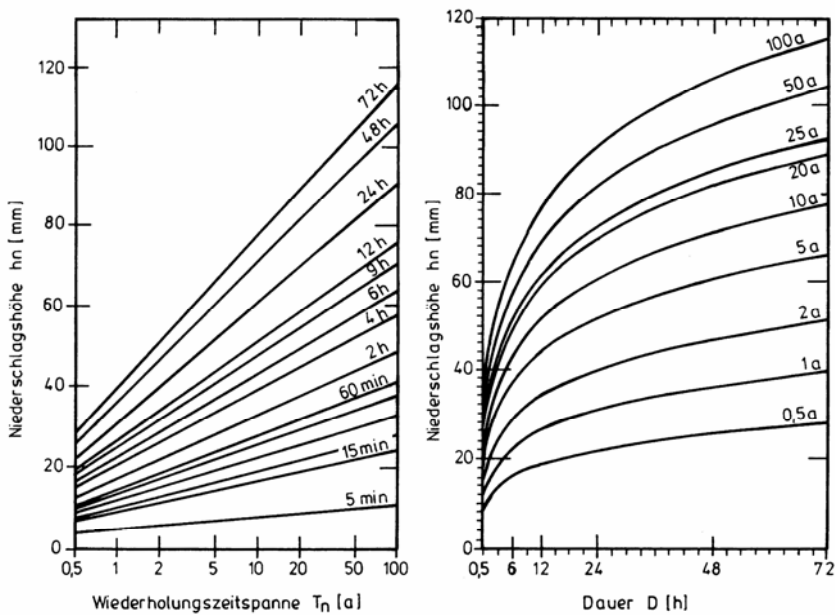


Abb. 3.42 Niederschlag-Dauer-Beziehung für die Station Bonn; verschiedene Wiederkehrintervalle T_n in Jahren

$$r = a_1 \log(a_2 D + 1) / (D + a_3), \quad (3.4)$$

$$r = (a_1 + a_2 \log T_n) / (1 + D) a_3.$$

Die ortsabhängigen Parameter a_1 , a_2 und a_3 werden anhand einer Stationsauswertung gewonnen und zwecks räumlicher Interpolation kartenmäßig dargestellt. Aus diesen Formeln wurde für Deutschland die Formel abgeleitet:

$$N_T(D) = a(D) + b(D) \cdot \ln T$$

N_T : Niederschlagshöhen in mm der Überschreitungshäufigkeit T ,

T : Überschreitungshäufigkeit in 1/Jahr,

D : Niederschlagsdauer in min,

a_T, b_T, c_T : klimatisch bedingte Faktoren.

In der Stadtentwässerung wird als Beziehung zwischen Höhe und Dauer häufiger Regen seit langem das Zeitbeiwertverfahren angewendet [3.15]. Die Regenspende des 15-Minutenregens von einjähriger Häufigkeit $r_{15(1)}$ erhält man zu:

$$r_{(D,n)} = r_{15(1)} = \frac{38}{D+9} \left(n^{-0,25} - 0,369 \right) \quad \text{in l/s} \cdot \text{ha} \quad (3.4a)$$

n : Regenhäufigkeit; z.B. $n = 0,05$ entspricht 0,05 Regen pro Jahr,

D : Regendauer in Minuten ($15 < D \leq 1440$ min).

Die Abhängigkeit der Regenspende von der Dauer wird durch den Zeitbeiwert φ ausgedrückt, so dass sich Gl.(3.4a) vereinfacht zu:

$$r = \varphi \cdot r_{15(1)} \quad \text{mit} \quad \varphi = \frac{38}{D+9} \left(n^{-0,25} - 0,369 \right). \quad (3.4b)$$

Die Werte des 15-Minutenregens mit einjähriger Eintrittswahrscheinlichkeit sind regional festgelegt [3.16], schwanken in Nordwestdeutschland zwischen 74 und 150 l/s-ha und weisen in Süddeutschland Werte zwischen 105 und 200 l/s-ha auf. Seltener Wiederholungszeitspannen werden durch Erhöhung von j erhalten, z.B. für r_{15} : $\varphi = 1,8$ für $n = 0,2$ bzw. $T_n = 1/n = 5$ Jahre. Heute wird die Starkregenauswertung nach [3.22] für Dauerstufen $D \geq 24$ h bevorzugt, welche die Angabe eines Regens definierter Dauer und Jährlichkeit für Raster von 71,5 km² gestattet.

Beim Fehlen eines dichten Regenschreibernetzes muss von täglichen Beobachtungen ausgegangen werden. Diese Tageswerte N_{Tag} können in 24 Stundenwerte N_{24h} durch eine einfache statistische Beziehung umgewandelt werden z.B. nach [3.17]:

$$N_{24h} = 1,14 N_{\text{Tag}} \quad \text{in mm.} \quad (3.5)$$

Für die Abnahme der Niederschlagshöhe mit kürzerer Regendauer bestehen Regressionen, die z.B. für das Emscher-Lippe-Gebiet lauten [3.18]:

$$N_{th} = N_{24h} (D/24)^{0,25} \quad \text{für} \quad 0,25 \leq D \leq 168 \text{ h (7 Tage)} \quad (3.6)$$

oder als Regenspende $r = 166,6 \cdot N_{th}/D$ in l/(s-ha).

N_{th} : Niederschlagshöhen in t Stunden in mm,

N_{24h} : Niederschlagshöhe für 24 Stunden Dauer nach Gl.(3.5),

D : Niederschlagsdauer in Stunden.

Anhand der Regenhöhen bestimmter Eintrittswahrscheinlichkeit können auch kennzeichnende Intensitätsverläufe bestimmt werden [3.19]. Als Eingabe für Niederschlag-Abfluss-Modelle werden typische Intensitätsverläufe herangezogen, die aus statistischen Auswertungen abgeleitet werden. Sollen Niederschlagshöhen bestimmter Eintrittswahrscheinlichkeit für ein Gebiet vorgegebener Flächengröße berechnet werden, kann von jedem Regenereignis die größte Niederschlagshöhe,

die innerhalb des betrachteten Gebiets gemessen wurde, für die statistische Untersuchung verwendet werden. Diese gebietsabhängige, nicht ortsfeste Auswertung setzt ein dichtes Beobachtungsnetz und geringe orographische Effekte voraus. Ist diese Forderung nicht erfüllt, kann der punktförmig gemessene Niederschlag pauschal in Abhängigkeit von der Größe des Überregnungsgebiets abgemindert werden, wenn er als Gebietsniederschlag verwendet werden soll. Dabei wird i.a. eine schnellere Abnahme der Überregnungsflächen bei kurz andauernden Niederschlägen festgestellt als bei längeren Regendauern.

Die jährliche Niederschlagssumme dient zur Klassifizierung des meteorologischen Jahres. Jahre mit bis zu 20 mm Abweichung von der jährlichen mittleren Niederschlagshöhe zählen noch als Normaljahr. In Trocken- bzw. Nassjahren wird das langjährige Jahresmittel um etwa 100 mm unter- bzw. überschritten. Jahre mit mehr als 100 mm Abweichung werden in Deutschland als Extremjahr eingestuft.

3.3.2 Methoden zur Ermittlung von Gebietsniederschlägen

Gebietsniederschläge, in denen die Ungleichförmigkeit des Niederschlags in einem Einzugsgebiet zum Ausdruck kommt, werden für vorgegebene Zeitintervalle, z.B. eine Stunde, ein Tag, ..., ein Jahr gebildet. Sie werden als Eingangsgröße für Gebietsbilanzen benötigt. Die Methode zur Berechnung des Gebietsniederschlags hängt von der Größe und Morphologie des Einzugsgebiets, der Ungleichförmigkeit der Niederschlagsverteilung und der Zahl der auswertbaren Messstellen ab.

Bei kleinen Einzugsgebieten ($A_{Eo} \leq 10 \text{ km}^2$) und einer Messstelle wird der Messwert dieser Punktmessung als Gebietsniederschlag für das gesamte Gebiet angesetzt. Bei größeren Gebieten sollen mindestens drei Messstationen herangezogen werden, um sich über die räumliche Verteilung des Niederschlags Aufschluß zu verschaffen. Bei größeren Gebieten können das arithmetische Mittel, die Polygonmethode, das Isohyetenverfahren oder das Rasterverfahren zur Bestimmung des Gebietsniederschlags verwendet werden (Bild 3.13).

Falls der Gebietsniederschlag für ein ebenes Gelände mit annähernd gleichförmiger Verteilung der Stationen oder für ein Einzugsgebiet, bei welchem die einzelnen Messwerte keine großen Abweichungen z.B. bei Jahreswerten voneinander aufweisen, bestimmt werden soll, führt die Verwendung des *arithmetischen Mittels* zu guten Ergebnissen.

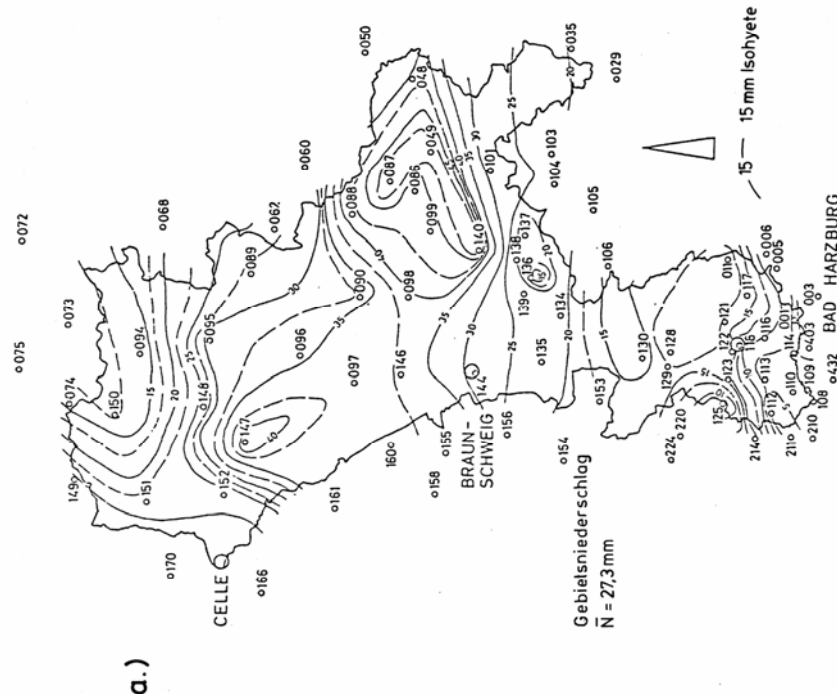
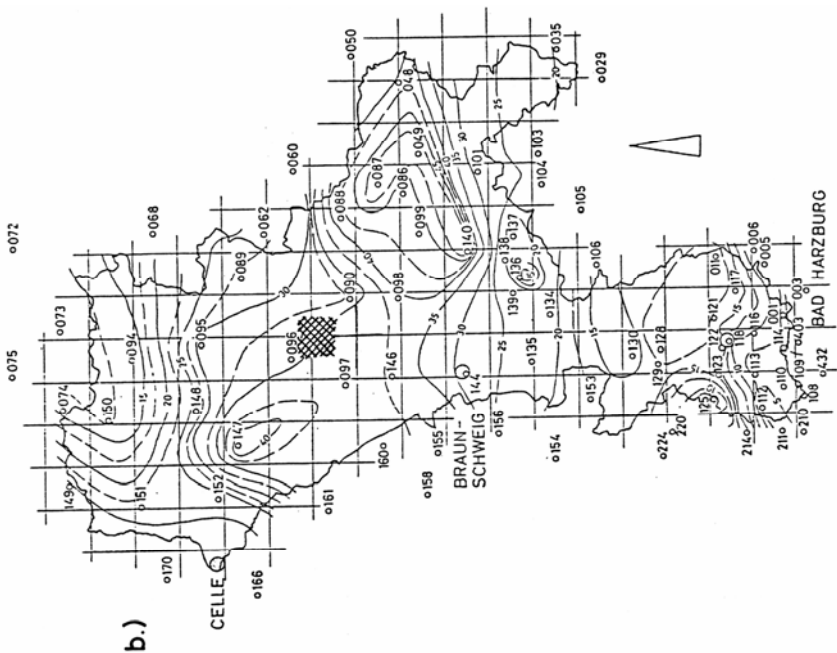
Der Gebietsniederschlag wird errechnet aus der Summe der Niederschlagshöhen, die an allen Stationen des Einzugsgebiets für ein bestimmtes Regenereignis gemessen wurden, unter anschließender Division der Summe durch die Anzahl der verwendeten Stationen:

$$\bar{N} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n N_i \quad (3.7)$$

$\bar{N}$: Gebietsniederschlag in mm,

N_i : Niederschlagssumme der Station i in mm,

n : Anzahl der Stationen.



Gebietsniederschlag
N = 27,3 mm

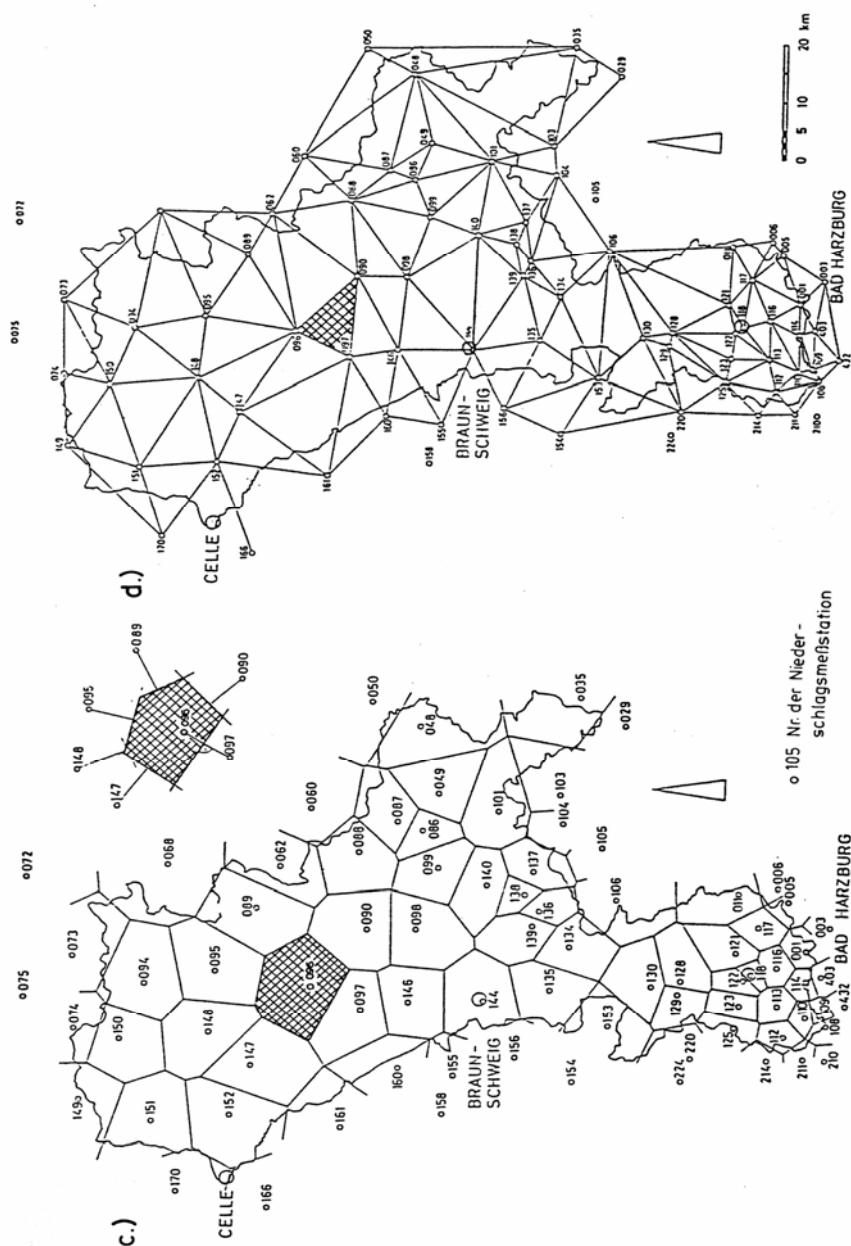


Abb. 3.13 Ermittlung des Gebietsniederschlags für das Oker/Allergebiet bis Celle ($A_{E0} = 4387 \text{ km}^2$) nach verschiedenen Verfahren. **a)** Isoheightenmethode; **b)** Rasterverfahren; **c)** Polygonmethode; **d)** Dreiecknetze

Infolge der Einschränkungen bei der Verwendung von Gl.(3.7) wird häufiger die *Polygon-* oder *Thiessen-Methode* benutzt. Die Polygonmethode trägt einer ungleichförmigen Verteilung der Stationen dadurch Rechnung, dass der Messwert jeder Station mit einem Flächengewicht versehen wird. Jeder Punkt im Einzugsgebiet wird der jeweils nächstgelegenen Niederschlagsstation zugeordnet. Die Stationen können im Gebiet selbst oder in den Randflächen außerhalb des Gebiets liegen, da eine flächengewichtete Mittelbildung durchgeführt wird. Die Umrandung aller Punkte, die zu einer bestimmten Station näher liegen als zu allen übrigen Stationen, ist ein Polygon, das aus den Mittelsenkrechten der Verbindungslinien von benachbarten Stationen gebildet wird (Bild 3.14).

Die jeweils eine Station umgebende und in Prozent des gesamten Einzugsgebiets ausgedrückte Polygonfläche ist das Flächengewicht. Der Gebietsniederschlag ergibt sich zu:

$$\bar{N} = \sum_{i=1}^n g_i \cdot N_i \quad (3.8)$$

$\bar{N}$: Gebietsniederschlag in mm,

n : Anzahl der Teilflächen,

g_i : Flächengewicht der Station i ,

N_i : Niederschlagssumme der Station i in mm.

Die Anwendung der Polygonmethode ist dann vorteilhaft, wenn stets die gleichen Polygone verwendet werden, da bei Ausfall einer Station die Gewichte erneut bestimmt werden müssen. Die Annahme, dass durch eine Messstation das ihr zugewiesene Polygon repräsentiert wird, ist in einem nicht zu stark hügeligen Gelände mit gleichförmiger Stationsdichte annähernd erfüllt. Nur bei gleichseitigen Polygonen liegt die Station im Schwerpunkt der Polygonfläche. Im Gebirge sollte die Polygonmethode auf Polygonflächen $\leq 10 \text{ km}^2$ beschränkt werden.

Das arbeitsaufwendigere *Isohyetenverfahren* kann auf Einzugsgebiete beliebiger Größe ausgedehnt werden. Die Isohyetenmethode geht von den in die Karte des Einzugsgebietes übertragenen Niederschlagshöhen aus. Linien gleicher Niederschlagshöhe (Isohyeten) werden durch geradlinige Interpolation der Niederschlagshöhen benachbarter Stationen unter Berücksichtigung der Orographie entworfen. Der Gebietsniederschlag wird erhalten, indem die mittlere Niederschlagshöhe zwischen je zwei aufeinander folgenden Isohyeten durch die Fläche zwischen diesen Isohyeten gewichtet und nach Aufsummierung dieser Produkte durch die Flächen des Einzugsgebiets dividiert wird:

$$\bar{N} = \frac{1}{A_{\text{Eo}}} \sum_{i=1}^n \Delta F_i N_i^* \quad (3.9)$$

$\bar{N}$: Gebietsniederschlag in mm,

A_{Eo} : Fläche des Einzugsgebiets in km^2 ,

ΔF_i : Fläche zwischen zwei aufeinanderfolgenden Isohyeten in km^2 ,

n : Anzahl der Isohyeten,

N_i^* : mittlerer Niederschlag im Teilniederschlagsgebiet ΔF in mm.

Beim Entwurf der Isohyetenmethode, die meteorologische Erfahrung voraussetzt, können orographische Effekte eingearbeitet werden. Die lokale Anpassung der Isohyeten wird anhand der jährlichen Niederschlagssummen vorgenommen. Im Gebirge muss bei Talstationen eine Korrektur angebracht werden, um ein naturähnliches Bild der Niederschlagsverteilung zu erhalten.

Bei Anwendung der *Rastermethode*, die hauptsächlich bei großen Einzugsgebieten eingesetzt wird, wird das Einzugsgebiet mit einem Gitternetz überdeckt. Die Berechnung des Niederschlags wird zunächst für jeden Gitterpunkt im Einzugsgebiet wie folgt durchgeführt: Die von Nord nach Süd und von Ost nach West durch die Gitterpunkte verlaufenden Linien teilen das umgebende Gebiet in vier Quadranten. Unter Verwendung der geographischen Koordinaten der Stationen wird an jedem Quadranten die jeweils nächstgelegene Station bestimmt. Der Niederschlag im Aufpunkt wird als gewichtetes Mittel der so festgelegten vier Stationen berechnet. Das Gewicht jeder Station ist umgekehrt proportional dem Quadrat der Entfernung zum Referenzpunkt. Der Niederschlag N_{Gi} am Gitterpunkt G_i ergibt sich zu:

$$N_{Gi} = \frac{\sum_{i=1}^4 \left(N_i / d_i^2 \right)}{\sum_{i=1}^4 1 / d_i^2} \quad (3.10)$$

d_i : Abstand zwischen Gitterpunkt und Station i in km,

N_i : Niederschlagssumme der Station i in mm.

Wird dieser Vorgang für alle Gitterpunkte im Einzugsgebiet wiederholt, erhält man den Gebietsniederschlag als arithmetisches Mittel der Gitterpunkte:

$$\bar{N} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n N_{Gi}. \quad (3.10a)$$

Dieses Verfahren ermöglicht auch die Festlegung von Gewichten (Gitterpunktgewichte). Dabei werden für jeden Gitterpunkt die vier Stationsgewichte berechnet [3.20]. Bei der Wettervorhersage und atmosphärischen Modellen wird von Gitternetzen ausgegangen.

Für die Genauigkeit der Bestimmung des Gebietsniederschlags ist die Netzdichte maßgebend. Im Allgemeinen kann die Netzdichte grobmaschig sein, wenn das Einzugsgebiet groß ist und die Niederschlagsdauer mehrere Tage beträgt. Bei Aufgleitregen können in einem mäßig gegliederten Gebiet bei einer Netzdichte von einem Regenschreiber pro 50 km² und einem Regenschreiber pro 500 km² eintägige Gebietsniederschläge mit einem Fehler von 20 % erzielt werden. Bei konvektiven Niederschlägen und eintägigen Niederschlagssummen müsste eine Netzdichte von 10 km² pro Station bei einem Einzugsgebiet von 500 km² Größe vorhanden sein, damit der Fehler beim Gebietsmittel ebenfalls weniger als 20 % ausmacht. Bei Netzdichten von 50 km²/Station sinkt der Fehler des Gebietsmittels unter 20 %, wenn 10 Tagessummen von konvektiven Niederschlägen betrachtet werden [3.21]. Bei Jahressummen > 1000 mm/a sind fast keine Unterschiede zwischen Polygon- und Isohyetenmethode [3.23]. Liegen keine Regenschreiberauf-

3) Mittlerer Gebietsniederschlag nach der Isohyetenmethode:

Isohyete [mm]	Mittel N [mm]	ΔF [km ²]	N ΔF	Isohyete [mm]	Mittel N [mm]	ΔF [km ²]	N ΔF
< 40	38	2	76	80–90	85	51	4335
40–50	45	24	1080	90–100	95	34	3230
50–60	55	32	1760	100–110	105	32	3360
60–70	65	22	1430	> 110	115	10	1150
70–80	75	52	3900				

Gebietsmittel $\bar{N} = 20321/259 = 78,5$ mm

3.4 Überprüfung der Homogenität

Zufällige Fehler in den Daten, die durch fehlerhafte Ablesung oder Abschrift der Messwerte entstehen, lassen sich durch visuellen Vergleich von Ganglinien mehrerer benachbarter Stationen qualitativ feststellen. Einfache Plausibilitätskontrollen durch synoptische Betrachtung von verschiedene, jedoch kausal zusammenhängende Größen wie Niederschlag und Abfluss können helfen, stark hervorspringende Unstimmigkeiten auszugleichen. Oft werden pauschale Fehlerschranken eingeführt: So werden Abflüsse, deren Mittel um mehr als 10 % vom langjährigen Wert abweichen, als inhomogen angesehen. Auch können die Verteilungsfunktionen von Hochwasserabflüssen benachbarter Pegel längs eines Flusses verglichen werden.

Systematische Fehler oder Fehler im Langzeitverhalten lassen sich mit dem Verfahren der *Doppelsummenlinie* aufzeigen und gegebenenfalls bereinigen. Beim Doppelsummenlinienverfahren werden für eine Zeitreihe die fortlaufend summierten Werte, die an der zu überprüfenden Station beobachtet wurden, gegen die aufsummierten Werte von zeitgleichen Beobachtungen an einer oder mehreren vergleichbaren Basisstationen, die als unbeeinflusst angesehen werden können, im linearen Maßstab aufgetragen. Bei mehreren Basisstationen wird das Mittel ihrer Beobachtungen verwendet. So kann die Niederschlagssumme einer zu überprüfenden Messstation gegen die mittlere Niederschlagssumme von bis zu sechs Basisstationen aufgetragen werden. Die zeitgleich summierten Wertepaare ergeben gegeneinander aufgetragen einen steigenden Linienzug, der bei Homogenität als Gerade verläuft. Ein Knick oder Bruch hingegen bringt eine Inhomogenität zum Ausdruck und unterteilt das Datenkollektiv in 2 Unterkollektive. Ist ein Knick visuell schwierig auszumachen, berechnet man eine lineare Regression durch den Ursprung: $y_i = bx_i$ mit $b = s_{xy}/s_x^2$ und $i=1,2,\dots, n$ und die Residuen $\varepsilon_i = y_i - ax_i$ werden über n aufgetragen. Bilden diese auf- oder absteigenden Kurvenäste, ist ihr Brechpunkt identisch mit dem Knickpunkt.

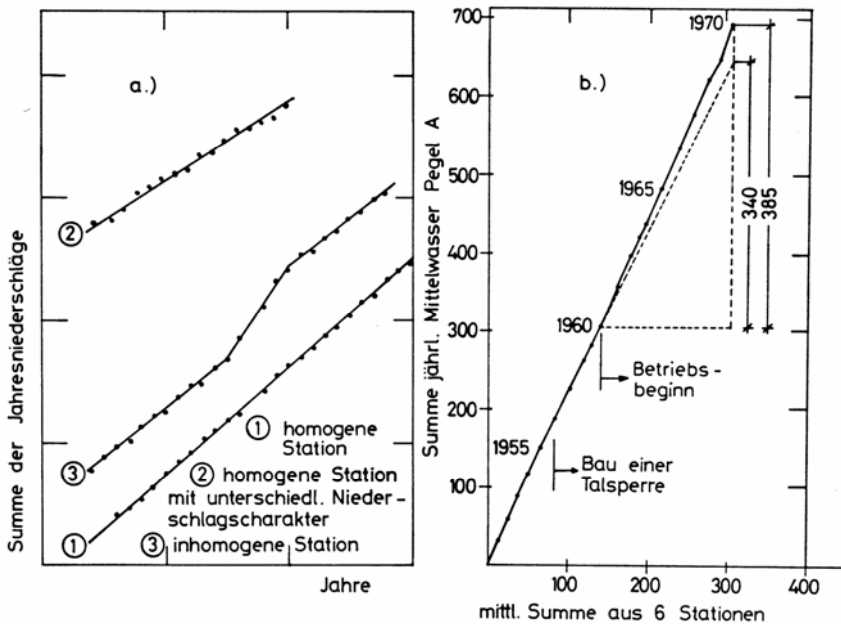


Abb. 3.6 Doppelsummenlinien bei **a)** Homogenität und einem temporären Rückgang des Abflusses von trockenen Jahren, **b)** sprunghafter Veränderung durch eine Talsperre

Werden z.B. die Abflusssummen längs eines Flusses verglichen, kann der Einfluss eines Speichers oder einer Wasserentnahme aufgezeigt werden (Bild 3.15). Zwei parallel versetzte Gerade deuten einen temporären Sprung an, der z.B. festgestellt wird, wenn in einer Jahresreihe mehrere unter- oder überdurchschnittliche Abflussjahre (sog. Hochwasserjahre oder Trockenperioden) aufeinander folgen (Bild 3.15). Weicht die Doppelsummenlinie von einer Diagonalen, die ein konstantes Verhältnis zwischen der zu überprüfenden Größe und den Basisstationen ausdrückt, in Form einer Kurve ab, liegt ein Trend vor. Zur Überprüfung von Inhomogenitäten können zusätzlich zur visuellen Prüfung statistische Testverfahren herangezogen werden.

4 Anpassung von Verteilungsfunktionen an hydrologische Daten

4.1 Grundlegende Konzepte für hydrologische Zufallsvariablen

4.1.1 Hydrologische Zufallsvariable und Wahrscheinlichkeit

Wenn der Ablauf eines hydrologischen Prozesses bzw. die Ergebnisse von Beobachtungen als Folge von Zufallsvariablen aufgefaßt werden, unterliegen alle Beobachtungen einer Wahrscheinlichkeitsverteilung. Der Umfang aller Beobachtungen wird als Stichprobe oder Kollektiv bezeichnet, z.B. die (täglichen) Wasserstandsablesungen an einem Pegel, die aus der Grundgesamtheit, also den unendlich vielen Wasserständen entnommen sind. Dabei wird ein wesentliches Merkmal (hier: Wasserstand) benutzt, um Stichprobe und Grundgesamtheit zu beschreiben. Wird außerdem die Zeitabhängigkeit der hydrologischen Größe berücksichtigt, spricht man meist von einer stochastischen Größe, sonst von einer statistischen Größe. Eine Stichprobe umfasst N Beobachtungen, die verfügbare sind und in der Grundgesamtheit, die alle Beobachtungen umfasst und erwartungstreue Parameter (englisch unbiased Parameter) liefert, enthalten ist. Eine Zufallsvariable ist der Wert der nächsten Beobachtung bei der Messung einer hydrologischen Größe. Eine systematische Störung (bias) - im Gegensatz zur zufallsbedingten Störung - einer Statistik ist das Ergebnis der Beobachtungsprozedur. Sie kann nicht durch vermehrte Beobachtungen beseitigt werden. Statistik ist eine realisierte Quantität; sie wird aus Daten gewonnen, welche die Grundgesamtheit repräsentieren. Ein Parameter ist eine idealisierte Größe, die mit der Grundgesamtheit assoziiert wird und durch die Statistik als Schätzwert ermittelt wird. Die Genauigkeit der Reproduzierbarkeit eines Messwertes ist eine Funktion der Messgenauigkeit und des systematischen Fehlers.

Wasserwirtschaftliche Projekte werden auf hydrologischen Ereignissen definierter Eintrittshäufigkeit ausgelegt. Es werden daher Angaben über die Variabilität und Wahrscheinlichkeit des Abflusses benötigt, was zur Einführung der probabilistischen Konzepte für Hoch- und Niedrigwasser führt. Ein einfacher Ansatz zur Beschreibung einer hydrologischen Zufallsgröße ist, eines ihrer Merkmale, z.B. den Hochwasserscheitel, als Zufallsgröße zu betrachten und die Struktur der zeitlichen Aufeinanderfolge dieser Zufallsvariablen außer acht zu lassen. Ziel der

Untersuchung ist, zu bestimmen, welche Größe die hydrologische Variable für eine vorgegebene Wahrscheinlichkeit mindestens annehmen wird oder welche Wahrscheinlichkeit einer Beobachtung, z.B. einem Extremwert, zuzuordnen ist.

Bei der wahrscheinlichkeitstheoretischen Behandlung der hydrologischen Größen als Stichprobe von Zufallsvariablen müssen einige Annahmen getroffen werden, wie die Repräsentanz der Beobachtungsreihe, die gegenseitige Unabhängigkeit und die zeitliche Äquidistanz der untersuchten Werte. Die Annahme der Unabhängigkeit ermöglicht, die Werte herausgelöst aus der Zeitreihe, in welcher sie beobachtet wurden, zu betrachten. Unter der Annahme zeitlich äquidistanter Werten wird die Wiederholungszeitspanne (=Jährlichkeit oder Wiederkehrintervall) T_n als durchschnittliche Zeitspanne der Länge von n Jahren zwischen dem Eintreten von Ereignissen mit gleicher Eintrittswahrscheinlichkeit definiert. Damit läßt sich eine einfache Beziehung zwischen der Wiederholungszeitspanne und der Wahrscheinlichkeit $P_u(X)$ herstellen. Mit P_u wird die Überschreitungswahrscheinlichkeit bezeichnet, die angibt, wie häufig ein Ereignis von beliebig vorgegebener Größe erreicht oder überschritten wird. Wird die Wiederkehrzeit T_n auf Eins bezogen, wird $P_u = 1/T_n$. So wird dem 50-jährlichen Ereignis die Überschreitungswahrscheinlichkeit von $P_u = 1/50 = 0,02$ oder 2 % zugewiesen; die Unterschreitungswahrscheinlichkeit P_u als komplementäres Ereignis beträgt $P_u = (1-P_u) = 1 - 1/T_n$ oder 98 %.

Die Wahrscheinlichkeit $P(A)$ des Zufallsereignisses A liegt in dem Bereich $0 < P(A) < 1$. Die Wahrscheinlichkeit 0 bezeichnet das praktisch unmögliche Ereignis und 1 das mit Sicherheit eintretende Ereignis. $P(A+B) = P(A)+P(B)$ gilt, wenn sich zwei Ereignisse A und B ausschließen. Wenn $A+B = 1$ gesetzt wird, ist $P(A) = 1-P(B)$, wovon bei der Definition der Unterschreitungswahrscheinlichkeit Gebrauch gemacht wurde. Die so eingeführte Wahrscheinlichkeit ist das theoretische Gegenstück der empirischen relativen Häufigkeit.

Die absolute Häufigkeit n_i ist identisch mit der Besetzungszahl und ist die Zahl, die angibt, wie oft der gleiche Wert x_i oder die gleiche Wertegruppe in einer Reihe statistisch gleichwertiger Werte ($x_{\min} < x_i < x_{\max}$) vorkommt. Die fortlaufende Addition der Besetzungszahlen, beginnend mit $x_{\min}$, ergibt die Summenhäufigkeit. Aus den absoluten Häufigkeiten n_i (Kontrolle: $\sum n_i = N$) ergibt sich die relative Häufigkeit f_i zu:

$$f_i = n_i / N \quad \text{mit} \quad 0 < f_i < 1 \quad \text{und} \quad \sum_{i=1}^N f_i = \sum_{i=1}^N n_i / N = 1 \quad \text{bzw.} \quad 100\% \quad (4.1)$$

n_i : Zahl der Ereignisse, die den gleichen Wert $x = i$ (oder gleiche Wertegruppe bei klassifizierten Daten) aufweisen,

N : Anzahl aller Werte der Beobachtungsreihe (= Stichprobenumfang).

Werden zufällige Ereignisse betrachtet, kann die relative Häufigkeit oder Eintrittswahrscheinlichkeit angegeben werden, wenn die Beobachtung (= Zufallsexperiment) genügend lange wiederholt wird. Für ein beliebiges Ereignis ergibt sich nach Laplace die Wahrscheinlichkeit $P(A)$ zu der Anzahl der für A günstigen Fälle/Anzahl der möglichen Fälle, d.h. $\text{prob}(A) = n_A/N$. Diese älteste Definition der Wahrscheinlichkeit schließt die Fälle $P = 1$ und $P = 0$ ein und ist für hydrologische Untersuchungen nur bedingt brauchbar.

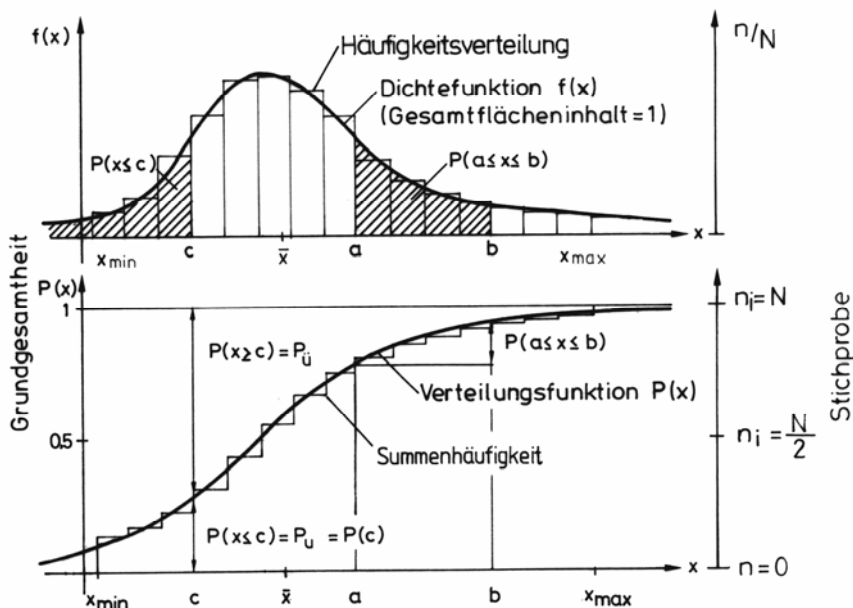


Abb. 4.1. Dichte- und Verteilungsfunktion, Unter- und Überschreitungswahrscheinlichkeit des Wertes c und Wahrscheinlichkeit $a < x < b$; (die schraffierte Fläche entspricht $P_U(x)$ bzw. $P(a < x < b)$)

Für die Wahrscheinlichkeit des Auftretens extremer Werte in einer hydrologischen Beobachtungsreihe von N Werten wird davon ausgegangen, dass die Beobachtungsreihe nur einen Ausschnitt darstellt aus einer theoretisch unendlich langen Zeitreihe (Grundgesamtheit: $n \rightarrow \infty$), die noch extremere Ereignisse enthält und in der Regel nicht beobachtet werden kann. Wird die Grundgesamtheit von n Werten betrachtet, beträgt die Wahrscheinlichkeit $P(A)$, dass das Ereignis A in n_A aller Ereignisse auftritt:

$$\text{prob}(A) = \lim_{n \rightarrow \infty} (n_A / n). \quad (4.2)$$

Durch die Einführung der Grundgesamtheit werden die Wahrscheinlichkeiten 0 und 1 in Bereiche verlegt, die außerhalb der Länge einer Beobachtungsreihe liegen. Die mathematische Vorstellung der Grundgesamtheit erlaubt die Aussage, einem bestimmten Ereignis x , eine Unterschreitungswahrscheinlichkeit zuzuordnen. Da jede diskrete oder stetige Verteilung von Zufallsgrößen durch ihre Wahrscheinlichkeitsfunktion beschrieben werden kann, muß die empirische Häufigkeitsverteilung der Stichprobe durch eine geeignete theoretische Verteilungsfunktion der Grundgesamtheit ersetzt werden. Die Verteilungsfunktion $P(x) = f(x, \mu, \sigma, \gamma)$ wird durch die statistischen Parameter, deren Werte aus der Stichprobe $P(x) = f(x, \bar{x}, s_x, C_s)$ gewonnen wurden, repräsentiert. Die Erweiterung auf die Grundge-

samtheit hat zur Folge, dass der Verlauf der Summenhäufigkeit sich asymptotisch dem der Verteilungsfunktion annähert. Die empirische Häufigkeitsverteilung wird in die theoretische Dichtefunktion bzw. die Summenhäufigkeit in die Verteilungsfunktion als Integral der Dichtefunktion überführt.

Ziel der Wahrscheinlichkeitsanalyse einer Beobachtungsreihe von Extremwerten ist es, eine mathematisch theoretische Dichte- bzw. Verteilungsfunktion zu finden, die sich der empirischen Häufigkeitsverteilung bzw. Summenhäufigkeit der Meßwerte möglichst gut anpaßt. Anhand der gefundenen Dichtefunktion dürfen theoretisch nur Aussagen abgeleitet werden, die in den beobachteten Wertebereich fallen (Interpolation). Praktisch werden aber Aussagen über den Bereich der Beobachtungen hinaus benötigt (Extrapolation). Im Hinblick auf die begrenzte Repräsentanz einer Stichprobe für das Verhalten der Grundgesamtheit, sollte der Extrapolationsbereich je nach Aufgabenstellung auf die zwei- bis dreifache Länge der Beobachtungsreihe begrenzt werden, um den statistischen Fehler in Grenzen zu halten. Die Anwendung der statistischen Verfahren hängt daher auch von der verfügbaren Länge der Beobachtungsreihe ab, da der zulässige Extrapolationsbereich mit der kalkulatorischen Lebensdauer der Anlage bzw. dem Wiederkehrintervall für das Bemessungsereignis korrespondieren sollte.

Die Wahrscheinlichkeit, mit welcher ein vorgegebener Extremwert erreicht und unterschritten wird, wird zweckmäßig mit der Verteilungsfunktion bestimmt. Die Dichtefunktion läßt zwar die Anordnung der Werte über den Definitionsbereich gut erkennen, ist aber unhandlich in der Anwendung. In der Hydrologie werden meist eingipflige Verteilungen verwendet. Bei einer stetigen mehrgipfligen Verteilung kann eine Zerlegung in mehrere eingipflige (Normal-) Verteilungen vorgenommen werden [4.1, 4.2].

Bei Wahrscheinlichkeitsverteilungen, bei denen x_i jeden Wert annehmen kann, ist dem Wert x_i eine Fläche zwischen der Dichtefunktion $f(x)$ und der x -Achse zugeordnet (Bild 4.1). Der Flächeninhalt links bzw. rechts des Wertes x_i entspricht der Unter- bzw. Überschreitungswahrscheinlichkeit des Wertes x_i . Werden die Flächeninhalte integriert und zur Verteilungsfunktion $P(x)$ aufgetragen, lassen sich die Unter- bzw. Überschreitungswahrscheinlichkeit als Ordinate direkt ablesen. Ein Schnittpunkt auf der Wahrscheinlichkeitsachse entspricht dem Flächeninhalt unter der Dichtefunktion bis zum Wert x_i ; es gilt also für die Unterschreitungswahrscheinlichkeit P_u :

$$P_u(X \leq c) = \int_{-\infty}^c f(x) dx \quad -\infty < x < +\infty. \quad (4.3)$$

Die Überschreitungswahrscheinlichkeit $P_{\bar{u}}$ dieses Wertes ist gleich dem Flächeninhalt der Dichtefunktion oberhalb dieser Grenze:

$$P_{\bar{u}}(X > c) = \int_c^{+\infty} f(x) dx \quad -\infty < x < +\infty \quad \text{und} \quad P_{\bar{u}} + P_u = 1. \quad (4.4)$$

Die Wahrscheinlichkeit für das Eintreten eines bestimmten Wertes ist bei einer stetigen Verteilung Null, da der Wahrscheinlichkeit stets ein Flächeninhalt unter

der Dichtefunktion zugeordnet ist. Die Wahrscheinlichkeit für einen bestimmten Wert c kann nur als Unter- oder Überschreitungswahrscheinlichkeit angegeben werden oder als Wahrscheinlichkeitsbereich für Werte zwischen den Grenzen a und b .

4.1.2 Statistische Eigenschaften der Zufallsvariablen

4.1.2.1 Kenngrößen für das zentrale Verhalten

Eingangsgrößen zur Berechnung einer Verteilungsfunktion sind ihre Parameter. Durch diese statistischen Maßzahlen wird der Informationsgehalt der Stichprobe verdichtet und so ausgedrückt, dass auf das Verhalten der Grundgesamtheit geschlossen werden kann. An die Gewinnung von optimalen Parametern werden mehrere Forderungen gestellt. So müssen die Maßzahlen erwartungstreu sein, d.h. das Mittel jeder Stichprobe von gleichem Umfang geht gegen das Mittel der Grundgesamtheit. Die Maßzahlen müssen übereinstimmend sein und mit wachsenden Stichprobenumfang gegen den Parameter der Grundgesamtheit streben (Konsistenz). Sie sollen erschöpfend sein (Suffizienz) und für Stichproben gleichen Umfangs die kleinstmögliche Streuung liefern (Effizienz). Da die Parameter aus der Stichprobe berechnet werden müssen, stellt ihr Zahlenwert eine Näherung (Schätzung) für den Wert der Grundgesamtheit dar.

Die statistischen Kennwerte werden benutzt, um drei wichtige gemeinsame Eigenschaften aller Werte einer Stichprobe zu beschreiben. Ausgangspunkt ist das zentrale Verhalten, d.h. der zentrale Wert (Mittel), um den sich alle Beobachtungswerte häufen (Lagemaße). Die zweite Größe ist das Maß der Streuung oder Dispersion aller Werte um den zentralen Wert (Streuemaße). Dabei können Maximal- und Minimalwerte, welche die Stichprobe nach oben bzw. unten begrenzen, gesondert erfasst werden (Spannweite). Die dritte Größe betrifft die Asymmetrie der Verteilung der Werte, d.h. die Lage der statistischen Masse zum Mittel.

Die Parameter werden oft durch die statistischen Momente, das Ursprungsmoment $m_j = (1/n) \sum x_j^j$ für $j=1,2,\dots,n$ und Zentralmomente $m_r = (1/n) \sum (x_j - m)^r$ ausgedrückt: für $r=2$ wird die Varianz erhalten: $m_2 = [n/(n-1)] [\sum (x_j - m)^2]$ und für $r=3$ die Schiefe: $m_3 = [n/((n-1)(n-2))] [\sum (x_j - m)^3]$; Ableitungen siehe [4.3]. Aus dem vierten Moment wird der Exzeß erhalten und ein Maß für die Wölbung der Dichtefunktion, das jedoch selten benutzt wird. Die im Folgenden angegebenen Schätzformeln für Mittel, Varianz und Schiefe werden nach der Momentenmethode für Stichproben N abgeleitet. Eine rechner-gestützte Schätzung der Parameter ist mit der Maximum-Likelihood-Methode möglich, wobei vorausgesetzt wird, dass der Typ der Verteilungsfunktion bereits vor Ermittlung der Parameter festliegt. Die Methode liefert für die Parameter dann diejenigen Werte, die für die gegebene Stichprobe die größte Wahrscheinlichkeit des Auftretens haben [4.3, 4.4]. Die wahrscheinlichkeitsgewichteten Momentenmethode ist ein weiteres Verfahren, das bei Hochwasseruntersuchungen eingesetzt wird. Ist jedoch die Stichprobe repräsentativ, d.h. ausreichend lang, liefern alle Methoden ähnliche Parametergrößen.

Der Lageparameter einer Zufallsvariablen ist sein Durchschnittswert (= Mittel; Erwartungswert bei der Grundgesamtheit). Die Maßzahl für das zentrale Verhalten ist das Mittel, das die gleiche Maßeinheit aufweist wie die Werte x_i einer Stichprobe vom Umfang N , aus denen es berechnet wird, und ist definiert als das arithmetische Mittel $\bar{x}$:

$$\bar{x} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i. \quad (4.5)$$

Für einen Stichprobenumfang N , der in k Klassen der Klassenbreite b eingeteilt ist, berechnet sich das arithmetische Mittel für klassifizierte Werte, wenn n_i die Zahl der Beobachtungen in der i -ten Klasse (Klassenhäufigkeit) darstellt, zu:

$$\bar{x} = \frac{\sum n_i x_i}{N}, \quad (4.6)$$

wobei x_i einen markanten Wert darstellt, z.B. den Wert der Klassenmitte. Gl.(4.6) gilt für das gewichtete Mittel, wenn anstelle der Häufigkeiten n_i die statistischen Gewichte w_i und für $N = \sum w_i$ eingesetzt werden. Bekanntes Beispiel für ein gewichtetes Mittel ist die Ermittlung der mittleren täglichen Lufttemperatur T_L aus den 7-, 14- und 21-Uhr-Ablesungen, wonach sich T_L ergibt zu: $T_L = 0,25(T_7 + T_{14} + 2T_{21})$.

Das arithmetische Mittel hat die Eigenschaft, dass die Summe der Abweichungen der einzelnen Werte vom Mittel gleich Null ist (Schwerpunkteigenschaft). Außerdem ist die Summe der Quadrate der Abstände aller Werte vom arithmetischen Mittel kleiner als der Abstand von irgendeinem anderen Wert (quadratische Minimeigenschaft). Addiert oder subtrahiert man zu dem Wert x_i eine Konstante c , so wird das Mittel um diesen Wert verändert:

$$\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i \pm c) = \bar{x} \pm c. \quad (4.7)$$

Bei Multiplikation und Division mit der Konstanten c gilt entsprechend:

$$\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i c) = \bar{x} c \quad \text{und} \quad \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i / c) = (1/c) \bar{x}. \quad (4.7a)$$

Das geometrische Mittel $\bar{x}_g$ das die gleiche Maßeinheit wie x_i aufweist, ist die n -te Wurzel aus dem Produkt der Werte x_i :

$$\bar{x}_g = (x_1 \cdot x_2 \cdot x_3 \cdots x_N)^{1/N}. \quad (4.8)$$

Werden anstelle der Werte x_i ihre Logarithmen verwendet, tritt dieser Fall der Mittelbildung auf. Für Stichproben kann die allgemeine Form des Mittels angegeben werden zu [4.3, 4.5]:

$$\bar{x} = \left(\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i^a \right)^{(1/a)} \quad (4.9)$$

mit:

$a = -1$: harmonisches Mittel $\bar{x}_h$, falls das Mittel durch die inversen Größen $1/x_i$ bestimmt werden muß;

$a = 0$: geometrisches Mittel $\bar{x}_g$

(Beweis mit Hilfe der Regel von l'Hospital [4.5];

$a = 1$: arithmetisches Mittel $\bar{x}$.

Für die verschiedenen Arten des Mittels, die aus einer Stichprobe mit dem Wertebereich $x_{\min} < x_i < x_{\max}$ gebildet werden können, gilt:

$$\bar{x}_{\min} < \bar{x}_h < \bar{x}_g < \bar{x} < x_{\max}.$$

Neben den Maßzahlen, die aus den statistischen Momenten gebildet werden, können auch die Werte x , die mit vorgegebenen Prozentanteilen der Fläche unter der Dichtefunktion zusammenfallen (Perzentile), zur Beschreibung der Dichtefunktion benutzt werden. Dazu werden die Werte x_j einer Beobachtungsreihe in aufsteigender Folge geordnet, Das j -te Perzentil p_j (für $j = 1, 2, \dots, 99$) entspricht dem Beobachtungswert x_{pj} , der bei $j(N+1)/100$ steht. Ist j kein ganzzahliger Wert, wird x_{pj} durch lineare Interpolation mit dem Nachbarwert erhalten. Die Anwendung dieser Methode setzt ein großes Datenkollektiv voraus, dass eine Extrapolation von Werten über die Messreihe hinaus unnötig macht.

Die der Größe nach geordneten täglichen Wasserstände W [cm] eines Jahres ($N=365$) lauten: Rang $m=365$: $W=685$ cm; $m=364$: $W=573$ cm; $m=363$: $W=481$ cm; $m=362$: $W=437$ cm; $m=361$: $W=345$ cm; usw. Der Wasserstandswert $x_{0,99}$ des 99%-Perzentils soll bestimmt werden. Es ist $p = 0,99(365+1) = 362,34$ kein ganzzahliger Wert, daher ergibt die lineare Interpolation zwischen 437cm und dem nächst folgendem Wert von 481cm einen Wasserstand von $x_{0,99} = 452$ cm.

Ein Punkt der Dichtefunktion, bei dem die Dichtefunktion einen runden Prozentanteil annimmt ($P(x_p) = p$) heißt p -Quantil. Das 50 %-Quantil ist der *Median*, der bei der Dauerlinie als Zentralwert Z bezeichnet wird. Er halbiert die statistische Masse und wird ebenso häufig über- wie unterschritten ($P_u(Z) = 50\%$) (Bild 4.2). Bei nicht klassifizierten Daten steht der Median bei $(N+1)/2$, wenn N eine ungerade Zahl ist und bei $1/2(x_{(N/2)} + x_{(N/2)+1})$, wenn die Werte x einer geraden Zahl von N entstammen. Der Median läßt sich am einfachsten zeichnerisch mit Hilfe der Verteilungsfunktion oder rechnerisch durch Auszählen bestimmen. Die Summe der absoluten Beträge der Abweichungen der Werte x_i vom Median ist kleiner als von irgendeinem anderen Wert (lineare Minimumeigenschaft). Der Median gibt bei kurzen Beobachtungszeitreihen, die Extremwerte enthalten können, das mittlere Verhalten der Grundgesamtheit oft besser wieder als das Mittel. Der Median ist im Vergleich zum arithmetischen Mittel unempfindlich gegen kleine Beobachtungswerte, die in einer Reihe von Maximalwerten auftreten können, wie z.B. bei monatlichen Hochwasserabflüssen. Der Median kann in Verbindung mit den Quartilen (= Viertelpunkte auf der Wahrscheinlichkeitsachse bei $P_u = 25\%$ bzw. 75% ; d.h. $j(N+1)/4$ für $j = 1, 2, 3$) oder Dezilen (= Zehntelpunkten bei $P_u = 10, 20, \dots, 90\%$; d.h. $j(N+1)/10$ für $j = 1, 2, \dots, 9$) mit den zugehörigen x -Werten auch zur Darstellung einer Verteilungsfunktion verwendet werden [4.2]. Die nicht parametrischen Statistik, die auf dem Rank der Daten beruht z.B. in [4.6] beschrieben

Median, oberes und unteres Quartil, höchster und niedrigster Beobachtungswert werden verwendet in dem *Boxplot* oder *Box-Whisker-Plot*, welches zur graphischen Darstellung der Verteilung von streuenden Daten oder Befunden, z.B., wenn der Jahresgang einer Stoffkonzentrationen, die an mehreren Stellen in einem See gleichzeitig gemessen wurden, als Tagesmittel dargestellt werden soll. Den Bereich der Box bildet der Interquartilabstand $IQR = x_{75} - x_{25}$, der 50% aller Werte umfasst. Der Median, der als Strich in der Box dargestellt wird teilt den Boxplot in zwei Hälften, in denen jeweils 50% der Daten liegen. Liegt er im linken Teil der Box, ist die Verteilung rechtsschief (Bild 4.2). Die Wisker (=Fühler) sind Linien, die an die Box anschließen und bis zu den beiden Extremwerten reichen, wenn diese nicht weiter als das 1,5-fache von IQR von der Box entfernt liegen, anderenfalls erstrecken sie sich nur bis zu dem Wert, der diesem Abstand am nächsten liegt. Werte außerhalb der Wisker gelten als Ausreißer.

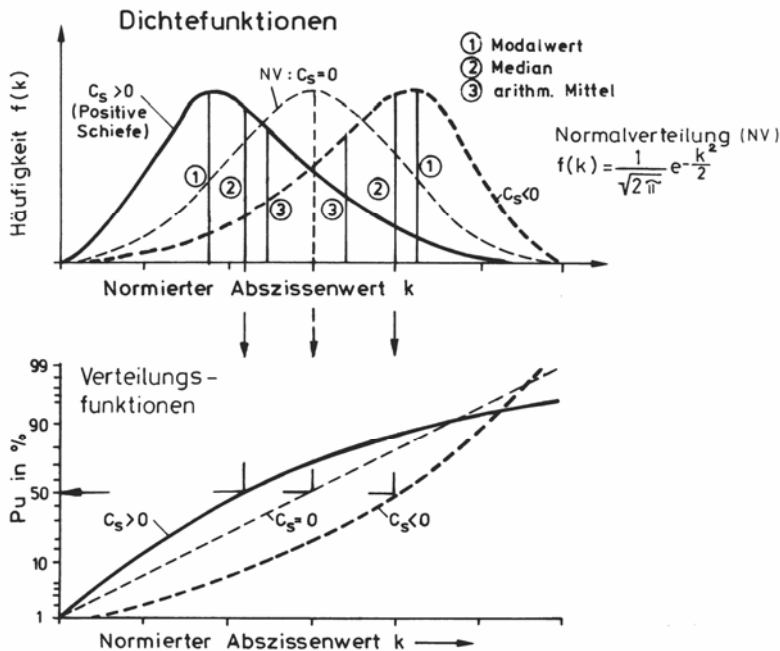


Abb. 4.2. Lage von Mittel, Modalwert und Merian bei asymmetrischen Verteilungen

Der *Modalwert* D (Dichtemittel oder Mode) ist der häufigste Wert. Er entspricht dem Maximum der Dichtefunktion bzw. dem Wendepunkt der Verteilungsfunktion (Bild 4.2). Der Modalwert wird zur Beschreibung der Asymmetrie benutzt. Bei einer symmetrischen Dichtefunktion fällt er mit dem Medianen und arithmetischen Mittel zusammen. Für eingipflige Dichtefunktionen mit mäßiger Asymmetrie kann näherungsweise gesetzt werden: Modalwert = Mittel $\cdot 3$ (Mittel - Median) [4.4]. Der Modalwert läßt sich anhand einer Häufigkeitsverteilung am einfachsten

graphisch, rechnerisch nur für klassifizierte Daten ermitteln. Bei Abflussdauerlinien kann er zur Charakterisierung eines Einzeljahres häufig besser dienen als MQ.

4.1.2.2 Kenngrößen für die Streuung

Die wichtigste Maßzahl für die Dispersion der Werte x_i ist die *Varianz* (Streuung) als der mittlere quadratische Abstand der einzelnen Werte von ihrem arithmetischen Mittel:

$$\text{Var}(x) = s_x^2 = \frac{1}{N-1} \sum (x_i - \bar{x})^2. \quad (4.10)$$

Die Varianz einer Konstanten c ist $\text{Var}(c) = 0$. Werden die Werte x jedoch um einen Faktor c linear verändert, so verändert sich die Varianz zu $\text{Var}(cx) = c^2 \cdot \text{Var}(x)$. Wird zusätzlich eine Größe b addiert, ergibt sich $\text{Var}(b+cx) = c^2 \text{Var}(x)$. Von diesen Beziehungen der Varianz wird bei Veränderung des Maßstabes oder Nullpunktverschiebungen Gebrauch gemacht.

Der Betrag der Quadratwurzel der Varianz ist die *Standardabweichung* s_x , welche die gleiche Maßeinheit aufweist wie die Werte x_i . Für kleine Stichprobenumfänge ($N < 30$) wird der Freiheitsgrad der Stichprobe um 1 vermindert, da zur Berechnung vorab das Mittel berechnet werden muss, d.h. anstelle von N wird $N-1$ eingesetzt, so dass die Standardabweichung s_x der Werte x_i beträgt:

$$s_x = \left[\sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2 / (N-1) \right]^{1/2} \quad \text{für } N < 30. \quad (4.11)$$

Werden die Werte x mit einer Konstanten c multipliziert, ändert sich die Standardabweichung um diesen Betrag $s_{cx} = cs_x$. Durch die Addition einer Konstanten c zu den Werten x bleibt die Standardabweichung unverändert, $s_{x+c} = s_x$. Für Tabellenrechnungen kann Gl.(4.11) umgeformt werden in:

$$s_x = \left[\sum_{i=1}^N (x_i^2 - \bar{x}^2) / (N-1) \right]^{1/2}. \quad (4.11a)$$

oder:

$$s_x = \left(\left[\sum x_i^2 - (\sum x)^2 / N \right] / (N-1) \right)^{1/2} \quad (4.11b)$$

Für klassifizierte Daten der gleichen Klassenbreite b wird die Varianz um $b^2/12$ größer berechnet als für nicht klassifizierte Daten. Um diesen Betrag kann gegebenenfalls die Varianz, die sich bei Anwendung von Gl. (4.12) ergibt, abgemindert werden zur Erhaltung einer korrigierten Varianz (Sheppardsche Korrektur) [4.9].

$$s_x = \left[\sum n_i (x_i - \bar{x})^2 \right]^{1/2}. \quad (4.12)$$

n_i : Häufigkeit der Klasse i ,

x_i : Klassenmitte der i -ten Klasse.

Der *Variationskoeffizient* C_v als dimensionsloses Verhältnis von Standardabweichung und Mittel wird z.B. für Vergleiche von Abflussschwankungen in unterschiedlich großen Einzugsgebieten benutzt: Die Verwendung des Variationskoeffizienten für Vergleichszwecke setzt in der Regel die Verwendung arithmetischer Werte voraus.

$$C_v = s_x / \bar{x} \quad \text{mit } \bar{x} \neq 0. \quad (4.13)$$

Als weiteres Dispersionsmaß wird gelegentlich die Spannweite der Werte x_i verwendet. Diese Variationsbreite $R_x = x_{\max} - x_{\min}$ als Differenz zwischen dem größten und kleinsten beobachteten Wert gibt Aufschluß über das absolute Maß der Streuung. Bei kurzen Beobachtungsreihen ($10 < N < 20$) kann die Variationsbreite manchmal vorteilhafter als die Schiefe verwendet werden.

Eine dimensionslose Darstellung der Werte x_i ist ihre Reduktion auf die standardisierte *Variable* k (Standardvariable):

$$k = (x_i - \bar{x}) / s_x \quad \text{bzw.} \quad x_i = \bar{x} + k \cdot s_x. \quad (4.14)$$

Diese lineare Transformation, bei welcher der Schiefekoeffizient unverändert bleibt, ist die Ausgangsgleichung für analytische Wahrscheinlichkeitsuntersuchungen, wenn der Wert k als Häufigkeitsfaktor eingeführt wird, der von der standardisierten Verteilungsfunktion mit $\bar{x} = 0$ und $s_x = 1$ und von der gewählten Unterschreitungswahrscheinlichkeit abhängt. Bei der Darstellung als k -Wert können positive Variable negativ werden, was z.B. durch Logarithmieren der Werte oder Einführung des Modularkoeffizienten $m_i = (x_i / \bar{x})$ anstelle von x_i umgangen wird. Anstelle von Modularkoeffizienten kann eine Umformung der Beobachtungswerte mit Hilfe der Spannweite erfolgen. Wird als Spannmaß $R_x = x_{\max} - x_{\min}$ eingeführt, ergeben sich normierte Werte zu:

$$x' = (x_i - x_{\min}) / R_x \quad \text{mit } 0 < x' < 1. \quad (4.15)$$

Die Standardabweichung in Verbindung mit dem Mittel wird benutzt, um Zufallsbereiche abzugrenzen. Wird symmetrisch zum Mittel $\bar{x}$ ein Bereich h des Vielfachen der Standardabweichung $h s_x$ abgegrenzt, beträgt die Wahrscheinlichkeit, dass eine Mindestanzahl von P Werten für jede beliebige Verteilung nach der Ungleichung von Tschebyscheff in dem Bereich enthalten ist (Tab. 4.1):

$$P = (|x - \bar{x}| \geq h s_x) \leq 1 / h^2 \quad \text{Werte.} \quad (4.16)$$

Für eingipflige Verteilungen beträgt für Bereiche um den Modalwert D nach der Ungleichung von Camp-Meidell die Wahrscheinlichkeit [4.6]:

$$P = (|x - D| > h s_x) \leq (2/3)^2 \quad \text{Werte.} \quad (4.17) \quad (4.17)$$

Tabelle 4.1. Bereiche $\bar{x} \pm hs$ einer beliebigen Verteilung und Mindestanzahl der darin enthaltenen Werte nach verschiedenen Verfahren

Mindestanteil P in % der Gesamtheit der Werte bei:			
Bereich der Verteilung Gl. (4.16)	bel. Verteilung (Tschebyscheff) Gl. (4.17)	eingipfliger Vertlg. (Camp - Meidell) Gl. (4.33)	Normalverteilung
$\bar{x} \pm 1s$	≥ 0	$> 66,6$	68,26
$\bar{x} \pm 2s$	$\geq 25,0$	$> 88,9$	95,5
$\bar{x} \pm 3s$	$\geq 88,9$	$> 95,1$	99,7
$\bar{x} \pm 4s$	$\geq 93,8$	$> 97,2$	99,994
$\bar{x} \pm 5s$	$\geq 96,0$	$> 98,2$	99,99994

Der Vergleich der Ungleichungen für verschiedene Bereiche der Zufallsvariablen von $\bar{x} \pm 1s_x$ bis $\bar{x} \pm 5s_x$ mit der Normalverteilung zeigt, dass diese Kriterien für hydrologische Fragestellungen bedingt geeignet sind.

4.1.2.3 Kenngrößen für die Symmetrie

Kenngröße für die Asymmetrie ist der Schiefekoeffizient C_s , der bei Symmetrie den Wert $C_s = 0$ aufweist. Bei einer linksschiefen Dichtefunktion, bei welcher die Hauptmasse der Werte links liegt im Vergleich zur symmetrischen Verteilung, wird $C_s > 0$ (Bild 4.2). Die Lage des Modalwertes D zum Mittel $\bar{x}$ kann zur Kennzeichnung der Schiefe dienen ($D < \bar{x}$ linksschief; $D = \bar{x}$ symmetrisch; $D > \bar{x}$ rechtsschief). Um die Schiefe unabhängig von der Dimension zu machen, wird die Schiefe G nach Pearson für Dichtefunktionen mit mäßiger Schiefe ($-3 < G < 3$) gesetzt zu:

$$G = 3(\bar{x} - D) / s_x. \tag{4.18}$$

Da der Modalwert D schwierig und direkt nur aus einer klassifizierten Stichprobe zu ermitteln ist, wird meist der dimensionslose Schiefekoeffizient C_s , der aus dem dritten statistischen Moment abgeleitet ist, vorgezogen. Er beträgt für die Stichprobe vom Umfang N:

$$C_s = N \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^3 / [(N-1)(N-2)s_x^3]. \tag{4.19}$$

Gleichung (4.19) kann auch umgeschrieben werden zu:

$$C_s = \frac{N^2 \sum x_i^3 - 3N(\sum x_i)(\sum x_i^2) + 2(\sum x_i)^3}{N(N-1)(N-2)s_x^3}. \tag{4.19a}$$

Bei der Berücksichtigung der Schiefe in Verteilungsfunktionen sollte beachtet werden, dass die Schiefe infolge der für ihre Berechnung benötigten höheren Mo-

mente empfindlich auf nicht homogene Meßreihen reagiert. Bei derartigen Messreihen sollte für die Schiefe ein regional gültiger, gewichteter Wert angesetzt werden [4.7]. Anhalt hierfür gibt das Verhältnis C_s/C_v von langjährigen Beobachtungen.

4.1.2.4 Weitere Kenngrößen bei vereinigten Zufallsvariablen

Wenn die Zufallsvariablen X und Y in einer Funktion $v = g(x,y)$ vereinigt sind, können die Parameter nach der Momentenmethode bestimmt werden. Aus dem zweiten zentralen Moment wird für diskrete Werte die Kovarianz $\text{Cov}(X,Y) = s_{xy}$ abgeleitet. Für eine Stichprobe berechnet sich die (empirische) Kovarianz zu:

$$s_{xy} = \sum_{i=1}^N [(x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})] / (N-1) = \sum_{i=1}^N (x_i \cdot y_i - N \cdot \bar{x} \cdot \bar{y}) / (N-1). \quad (4.20)$$

Die Varianz kann als Sonderfall der Kovarianz $\text{Cov}(X,X) = \text{Var}(X)$ gelten. Da für die Kovarianz zwischen Werten X_i und einer Konstante K $\text{Cov}(X,K) = 0$ gilt, folgt daraus $\text{Cov}(K, X,Y) = K \cdot \text{Cov}(X,Y)$ bzw. für $\text{Cov}(aX+b, cY+d) = ac \cdot \text{Cov}(X,Y)$. Für den Ausdruck $\text{Cov}(X, X+Y)$ kann geschrieben werden $\text{Cov}(X, X+Y) = \text{Var}(X) + \text{Cov}(X,Y)$. Es läßt sich zeigen, dass für $\text{Var}(X \pm Y) = \text{Var}(X) + \text{Var}(Y) \pm 2\text{Cov}(X,Y)$ gesetzt werden kann.

Die Dimension der Kovarianz entspricht dem Produkt der Einheiten von x und y . Die normierte Kovarianz wird als totaler Korrelationskoeffizient $\rho(X,Y)$ bezeichnet:

$$\rho(x,y) = \frac{\text{Cov}(x,y)}{\sqrt{\text{Var}(x)\text{Var}(y)}} \quad \text{mit } -1 \leq \rho(x,y) \leq 1.$$

Für Stichproben wird er erhalten zu:

$$r_{xy} = s_{xy} / s_x s_y = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N \left(\frac{x_i - \bar{x}}{s_x} \right) \left(\frac{y_i - \bar{y}}{s_y} \right) \quad \text{mit } -1 < r_{xy} < 1. \quad (4.21)$$

Sind x und y unkorreliert, ist s_{xy} bzw. $r_{xy} = 0$. Daraus darf nicht der Umkehrschluß gezogen werden, dass bei $r_{xy} = 0$ die Größen x und y unabhängig voneinander sein müssen, da durch den Korrelationskoeffizienten nur etwas über die lineare stochastische Abhängigkeit ausgesagt wird. Nicht lineare Zusammenhänge, z.B. $y = x^2$, können bei $r_{xy} = 0$ bestehen.

4.1.3 Diskrete Verteilungsfunktionen und Risiko

Die Zufallsvariable einer diskreten Wahrscheinlichkeitsverteilung hat nur abzählbar viele Werte; die stetige (kontinuierliche) Wahrscheinlichkeitsverteilung umfasst die reellen Zahlen über ein (halbseitig) unendliches oder endliches Intervall und die Wahrscheinlichkeiten lassen sich als Integrale aus der Dichtefunktion berechnen (s. Gl.4.3). Diskrete Verteilungen, deren mathematische Grundlagen in Handbüchern, z.B. [4.8, 4.9, 4.10], behandelt werden, werden bei der Betrachtung des hydrologischen Risikos bevorzugt verwendet, wenn die Eintrittswahrschein-

lichkeit eines bestimmten Ereignisses innerhalb einer vorgegebenen Zeitspanne gesucht wird. Die Wiederholungszeitspanne ist hierfür wenig geeignet, da sie als Durchschnittswert angibt, dass das 100-jährliche Ereignis in 1000 Jahren im Mittel 10-mal eintritt bzw. überschritten wird. Mit diskreten Verteilungen kann auch die statistische Zuverlässigkeit von Beobachtungen in Meßnetzen getestet werden oder die erforderliche Anzahl von Beobachtungen angegeben werden, wenn bestimmte Werte unter Vorgabe einer Sicherheitsschranke beobachtet werden sollen.

Ein Beispiel für diskrete Verteilungen ist die *hypergeometrische Verteilung*. Wird eine Stichprobe von n Zufallsgrößen aus einer endlichen Gesamtheit vom Umfang N ohne Zurücklegen gezogen, werden zwei Gruppen erhalten, von denen

eine h Elemente enthalten möge. Es gibt $\binom{N}{n}$ Möglichkeiten, diese Gruppen zu

bilden. Die Wahrscheinlichkeit, dass $\text{prob}(X = x)$ in der Gruppe n ist, beträgt $\text{prob}(X) = n_x/N$, wenn die Grundmenge Nh Elemente von X enthält. Die Anzahl der Möglichkeiten x zu ziehen bzw. $n-x$ nicht zu ziehen aus der Grundmenge, die

h Elemente von x enthält, ist $\binom{h}{x} \binom{N-h}{n-x}$. Die Wahrscheinlichkeit für x ergibt sich

als hypergeometrische Dichtefunktion für positive, ganzzahlige Werte zu [4.8]:

$$f(x; N; n; h) = \left[\frac{h}{x} \right] \left[\frac{N-h}{n-x} \right] / \binom{N}{n} \quad \text{mit } x < h, n; h, n < N. \quad (4.22)$$

Die Verteilungsfunktion lautet:

$$P(X = i) = P(x; N; n; h) = \sum_{i=0}^x \binom{h}{i} \binom{N-h}{n-i} / \binom{N}{n} \quad (4.23)$$

mit dem Erwartungswert (Mittel) $E(x) = nh/N$ und der Varianz:

$$\text{Var}(x) = nh(N-h)(N-n) / [N^2(N-1)].$$

In der Hydrologie wird die hypergeometrische Verteilung bei der Bildung von repräsentativen Stichproben bei großem Datenanfall herangezogen, z.B. bei Tageswerten von Niederschlägen oder Abflüssen von langen Meßreihen oder bei der Abschätzung von Fehlmessungen in einem Beobachtungsnetz.

Als Beispiel soll die Auswertung von Niederschlagsdaten nach Regentagen in einem Monat, z.B. im August dienen, wobei die Regentage unabhängig voneinander sein sollen. Es sollen aus den Beobachtungen des August Stichproben von jeweils 15 Tagen gezogen werden. Die Wahrscheinlichkeit, dass a) 5 Regentage und b) weniger als 5 Tage Regentage enthalten sind, erhält man mit $N = 31$, $n = 15$ und $h = 15$ nach den Gln.(4.22, 4.23):

$$\text{a) } f(5; 31; 15; 15) = \binom{15}{5} \binom{16}{10} / \binom{31}{15} = 0,080,$$

$$b)P(4;31;15;15) = \left[\binom{15}{0} \binom{16}{15} + \binom{15}{1} \binom{16}{14} + \binom{15}{2} \binom{16}{13} + \binom{15}{3} \binom{16}{12} + \binom{15}{4} \binom{16}{11} \binom{31}{15} \right],$$

$$= 64790570 / 300540195 = 0,02.$$

Die Binomialkoeffizienten $\binom{n}{r}$ können aus Tabellen entnommen oder berechnet werden nach der Formel:

$$\binom{n}{r} = n! / (n-r)! r! \quad \text{und} \quad (4.24)$$

$$n! = n(n-1)(n-2) \dots (2)(1) \quad \text{und} \quad r < N.$$

Für $n > 10$ wird $n!$ nach der Stirlingschen Formel berechnet zu:

$$n! \approx (2\pi)^{1/2} e^{-n} n^{n+0,5}. \quad (4.25)$$

Für die Herleitung der *Binomialverteilung* wird ein Bernoulli'scher Prozeß angenommen. Die Wahrscheinlichkeit p , dass ein Hochwasser bestimmter Größe zu jedem Zeitpunkt auf einer diskreten Zeitachse, z.B. in jedem Jahr, eintritt, sei überall gleich und unabhängig von vorausgegangenen Ereignissen. Die Wahrscheinlichkeit des Nichteintretens des Wertes bzw. des Nichtüberschreitens sei $q = 1-p$. Wahrscheinlichkeiten werden multipliziert, wenn sie als Schnittmenge auftreten. Die Überschreitungswahrscheinlichkeit im 4. Jahr (und nicht in den Jahren 1, 2, 3) beträgt also $qqqp$, da der Bernoulli-Prozeß zeitunabhängig ist. Die Wahrscheinlichkeit einer Überschreitung in einem der vier Jahre beträgt danach $pqqq + qpqq + qqpp + qqpp = 4pq^3$. Entsprechend ist die Wahrscheinlichkeit von zwei

Überschreitungen in vier Jahren $\binom{4}{2} p^2 q^2 = 6p^2 q^2$, da die Anordnung von p Elementen in fünf Elementen auf verschiedenen Wegen möglich ist.

Allgemein ist die Wahrscheinlichkeit von $X = x$ Überschreitungen in n Jahren $\binom{n}{x} p^x q^{n-x}$, was identisch mit der Dichtefunktion der Binomial-Verteilung ist. Die Dichte- bzw. die Verteilungsfunktion lautet:

$$f(x; n; p) = \binom{n}{x} p^x q^{n-x} = \frac{n!}{x!(n-x)!} p^x (1-p)^{n-x}, \quad (4.26)$$

$$P(X \leq i) = P(x; n; p) = \sum_{i=0}^x \binom{n}{i} p^i q^{n-i} \quad \text{mit } x = 0, 1, 2, \dots, n, \quad (4.27)$$

$$\text{bzw. } P(X = i) = \binom{n}{i} \cdot p^i q^{n-i} = \binom{n}{i} p^i (1-p)^{n-i}, \quad (4.27a)$$

mit dem Mittelwert $E(x) = np$, der Varianz $\text{Var}(x) = npq$ sowie der Schiefe $C_s = (q-p)/(npq)^{1/2}$. Die Verteilung ist symmetrisch für $p = q$, d.h. $p = 0,5$ und links-schief für $q > p$, d.h. $p > 0,5$.

Die Binomialverteilung kann als Approximation für die hypergeometrische Verteilung benutzt werden unter der Voraussetzung, dass $n < N$ ist. Für große Werte $npq > 9$ kann die Binomialverteilung durch eine Normalverteilung approximiert werden. Wichtigste Anwendung der Binomialverteilung ist die Ermittlung des Risikos, dass ein Hochwasser vorgegebener Wiederholungszeitspanne innerhalb einer bestimmten Zeitspanne ein- oder mehrfach eintritt.

Wird gefragt, wie oft ein zweijährliches Hochwasser ($p = 0,5$) innerhalb einer Zeitspanne von zehn Jahren eintritt, läßt sich dies anhand der Wiederholungszeitspanne mit durchschnittlich fünfmal beantworten. Wird hingegen gefragt, wie groß die Wahrscheinlichkeit ist, dass genau fünf zweijährliche Hochwasser während einer Zeitspanne von zehn Jahren eintreten, lautet die Lösung (Gl.(4.27a)):

$$E(x) = np = 10 \cdot 0,5 = 5,$$

$$f(x; n; p) = \binom{n}{x} p^x q^{n-x} = \binom{10}{5} \cdot 0,5^5 \cdot 0,5^5 = 0,246 \approx 25\%.$$

In 75 % aller Jahresperioden wird das zweijährliche Hochwasser nicht fünfmal eintreten.

Mit der Binomialverteilung kann auch die Frage beantwortet werden, wie groß die Chance des Eintreffens des Bemessungsereignisses während der kalkulatorischen Lebensdauer W einer wasserwirtschaftlichen Maßnahme ist (Bild 4.3). Im Allgemeinen ist die Chance bzw. das Risiko R , dass ein T_n -jährliches Ereignis mindestens einmal in W Jahren eintritt:

$$1 - f(0; T_n; 1/T_n) = 1 - (1 - 1/T_n)^W = R. \quad (4.28)$$

Wenn $W = T_n$ ist und sehr groß ($T_n > 50$ a) gewählt wird, nähert sich der Ausdruck dem Wert $1 - 1/e = 0,632$, d.h. die Chance beträgt 63 %, dass das Bemessungsereignis während der Lebensdauer eintritt. So läßt sich aus Bild 4.3 ablesen, dass ein 100-jährliches Bemessungsereignis während einer 50-jährlichen Abschreibungsdauer einer Anlage mit einem Risiko von 36 % nicht eintritt, d.h. die Chance ist $100 - 36 = 64$ %, dass die Entwurfskriterien nicht überschritten werden.

Falls die Chance des Eintretens während der Lebensdauer einer Anlage vorgegeben wird, muß die Eintrittswahrscheinlichkeit des zugehörigen Bemessungsereignisses bedeutend geringer gewählt werden. Die Chance, dass das Bemessungsereignis während einer Abschreibungsdauer von $W = 100$ Jahren eintritt, wird mit 1 % vorgegeben. Gesucht ist das Wiederkehrintervall, das diese Chance erfüllt. Wenn p die Überschreitungswahrscheinlichkeit ist, wird die Wahrscheinlichkeit des Nichtüberschreitens (Gl. (4.26)) (vergl. auch Bild 4.3):

$$f(0;100;p) = \binom{100}{0} \cdot p^0 q^{100} \quad \text{und} \quad 0,99 = (1-p)^{100},$$

$$R = 1 - (0,99)^{1/100} = 0,0001 \approx 0,01\%; \quad T_n = 1/R = 10000 \text{ Jahre.}$$

Falls ein 100-jährliches Ereignis der Bemessung zugrunde gelegt wird, beträgt die Chance des Eintritts bzw. Überschreitens: $1-f(0; 100; 0; 0,1) = 1 - \binom{100}{0} 0,01^0 0,99^{100} = 0,63$. Für ein

200-jährliches Ereignis beträgt das Risiko 39 %, und für ein 1000-jährliches Ereignis ist die Eintrittschance 10 % innerhalb einer Zeitspanne von 100 Jahren.

Beträgt z.B. für eine Talsperre die kalkulatorische Lebensdauer 50 a und soll ein kalkulierbares Risiko von 10 % (1 %) in Kauf genommen werden, dass die Hochwasserentlastung in den nächsten 50 Jahren voll anspringt, ergibt sich ein Entwurfswiederkehrintervall von 475 (4975) Jahren; die HW-Entlastung muß auf ein HQ_{500} (HQ_{5000}) ausgelegt werden (Bild 4.3).

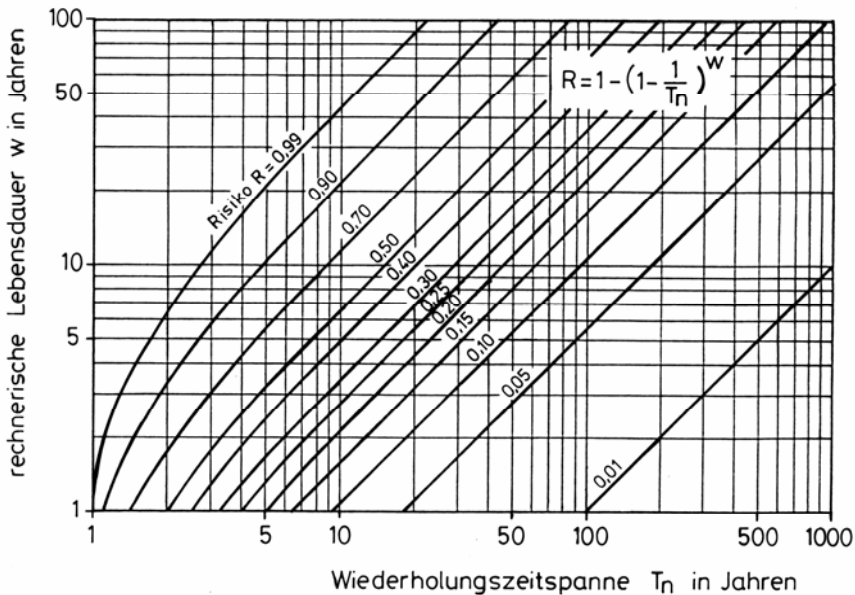


Abb. 4.3. Risiko des Eintretens eines Bemessungsereignisses mit dem Wiederkehrintervall T_n während der kalkulatorischen Lebensdauer W eines Bauwerks

Es sei die Wahrscheinlichkeit p gegeben, dass ein Ereignis während des betrachteten Zeitintervalls eintritt. Wird das Zeitintervall verkleinert, wird die Wahrscheinlichkeit p kleiner ($p < 0,1$). Wird gleichzeitig die Zahl der Versuche n so erhöht ($n > 30$), dass $np = \lambda = \text{const.}$ ist, nähert sich die Binomialverteilung einer *Poisson-Verteilung* an. Die Dichte der Poisson-Verteilung wird erhalten durch Einsetzen von λ in die Dichte der Binomialverteilung:

$$f(x; \lambda) = \lambda^x e^{-\lambda} / x! \quad \text{mit } x = 1, 2, \dots \quad \text{und } \lambda > 0. \quad (4.29)$$

Die Verteilungsfunktion lautet:

$$P(x; \lambda) = P(X \leq x) = \sum_{i=0}^x \lambda^i e^{-\lambda} / i! \quad \text{mit } x = 0, 1, 2, \dots \quad (4.30)$$

bzw.

$$P(X = i) = \lambda^i e^{-\lambda} / i! \quad \text{mit } \lambda = pn.$$

λ ist zugleich Mittel und Varianz. Die Schiefe beträgt $C_s = \lambda^{-0.5}$ und für große Werte geht die positive Schiefe in Symmetrie über.

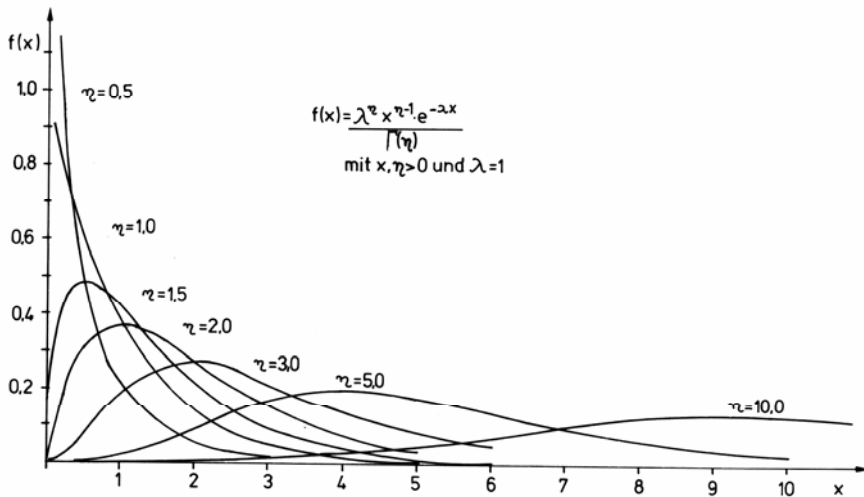


Abb. 4.4. Dichte der Gammaverteilung für beliebige Werte η und $\lambda = 1 = \text{const}$

In der Poisson-Verteilung bedeutet x die Zahl der Eintritte eines Ereignisses, das eine kleine Wahrscheinlichkeit in einer großen Anzahl n hat. Dem Parameter λ ($0 < \lambda < \infty$) können verschiedene hydrologische Bedeutungen zugewiesen werden. Er kann mit der mittleren Zeit zwischen zwei seltenen Hochwassern gleichgesetzt werden oder mit der durchschnittlichen Wartezeit auf ein seltenes Hochwasser, das zum ersten Mal von einem bestimmten Zeitpunkt aus gerechnet eintritt. Die Poisson-Verteilung kann für große Werte von λ (d.h. $\lambda \geq 9$) durch die Normalverteilung approximiert werden.

Wird nach der Wahrscheinlichkeitsverteilung der Zeit bis zum n -ten Ereignis gefragt, erhält man die Gammaverteilung für ganzzahlige Werte von n (Bild 4.4):

$$p(x, n, \lambda) = \lambda x^{n-1} e^{-\lambda x} / (n-1)!; \quad x > 0; \quad \lambda > 0; \quad n = 1, 2, \dots \quad (4.31)$$

Wenn n jeden beliebigen Wert h annehmen kann, wird die Dichtefunktion erhalten zu:

$$f(x) = \lambda^\eta x^{\eta-1} e^{-\lambda x} / \Gamma(\eta) \quad x, \lambda, \mu \geq 0, \quad (4.31a)$$

wobei $\Gamma(\eta) = \int_0^\infty t^{\eta-1} e^{-t} dt$ die Gammafunktion bedeutet.

Es gilt ferner $\Gamma(\eta) = (\eta - 1)!$ für $\eta = 1, 2, 3 \dots$

4.1.4 Normalverteilung und logarithmische Normalverteilung

Von den stetigen Verteilungen ist die Normal- oder Gauß-Verteilung als Verteilung für eine große Anzahl zufälliger Ereignisse von besonderer Bedeutung. Obwohl sie für hydrologische Untersuchungen direkt nur bedingt zur Anwendung kommt, bildet sie die Grundlage für eine Reihe von Verfahren, wie Anpassung von Verteilungsfunktionen, Verteilung von zufälligen Meßfehlern, Vergleich mit anderen Verteilungsfunktionen, Stichprobenverteilung von Parametern sowie Erzeugung von normal verteilten Zufallszahlen. Die Normalverteilung ist eine symmetrische zweiparametrische Verteilung, deren Dichtefunktion für Stichproben lautet [4.6, 4.9]:

$$f(x) = \frac{1}{s_x \sqrt{2\pi}} \exp\left[-(1/2)\left[(x - \bar{x})^2 / s_x^2\right]\right], \quad -\infty < x < +\infty. \quad (4.32)$$

Das Mittel $\bar{x}$ bestimmt die Lage des Gipfels (Maximum) auf der x -Ebene (Lageparameter) und die Standardabweichung die Form der Kurve (Maßstabsparameter). Die Standardabweichung entspricht der Entfernung vom Maximum bis zum Wendepunkt der Dichtefunktion. Zur Vereinheitlichung wird die Standardvariable $k = (x - \bar{x}) / s_x$ eingeführt und für $\bar{x} = 0$ und $s_x = 1$ erhalten:

$$f(k) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left[-(k^2 / 2)\right] \approx 0,4e^{-(k^2 / 2)}, \quad -\infty < k < +\infty. \quad (4.33)$$

Die Verteilungsfunktion der Normalverteilung zur Berechnung der Unterschreitungswahrscheinlichkeit beträgt:

$$P(X \leq x) = \frac{1}{s_x \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp\left[-(1/2) \left[x - \bar{x}\right]^2 / s_x^2\right] dx, \quad (4.34)$$

bzw. für die Standardnormalverteilung ($\bar{x} = 0, s_x = 1$):

$$P(k \leq k_i) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{k_i} \exp\left[-(k^2 / 2)\right] dk. \quad (4.35)$$

Die Werte der Dichte- oder Verteilungsfunktion der Standardnormalverteilung liegen tabelliert vor. Die Werte der Normalverteilung sind in Tab. 4.2 für $C_s = 0$ enthalten [4.10, 4.11]. Die Flächenabschnitte unter der Dichtefunktion, die durch

Tabelle 4.2. k-Werte für positive Schiefe C_s (Pearson-Typ-III-Verteilung; für $C_s = 0$ Werte der Normalverteilung) [4.11]

			Wiederkehrintervall in Jahren								
Schiefe	1,0101	1,0526	1,2500	2	5	10	25	50	100	200	1000
			Häufigkeit in %								
C _s	99	95	80	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
3,0	-0,667	-0,665	-0,636	-0,396	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051	4,970	7,152
2,9	-0,690	-0,688	-0,651	-0,390	0,440	1,195	2,277	3,134	4,013	4,909	7,034
2,8	-0,714	-0,711	-0,666	-0,384	0,460	1,210	2,275	3,114	3,973	4,847	6,915
2,7	-0,740	-0,736	-0,681	-0,376	0,479	1,224	2,272	3,093	3,932	4,783	6,794
2,6	-0,769	-0,762	-0,696	-0,368	0,499	1,238	2,267	3,071	3,889	4,718	6,672
2,5	-0,799	-0,790	-0,711	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845	4,652	6,548
2,4	-0,832	-0,819	-0,725	-0,351	0,537	1,262	2,256	3,023	3,800	4,584	6,423
2,3	-0,867	-0,850	-0,739	-0,341	0,555	1,274	2,248	2,997	3,753	4,515	6,296
2,2	-0,905	-0,882	-0,752	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705	4,444	6,168
2,1	-0,946	-0,914	-0,765	-0,319	0,592	1,294	2,230	2,942	3,656	4,372	6,039
2,0	-0,990	-0,949	-0,777	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298	5,908
1,9	-1,037	-0,984	-0,788	-0,294	0,627	1,310	2,207	2,881	3,553	4,223	5,775
1,8	-1,087	-1,020	-0,799	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	5,642
1,7	-1,140	-1,056	-0,808	-0,268	0,660	1,324	2,179	2,815	3,444	4,069	5,507
1,6	-1,197	-1,096	-0,817	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388	3,990	5,371
1,5	-1,256	-1,131	-0,825	-0,240	0,690	1,333	2,146	2,743	3,330	3,910	5,234
1,4	-1,318	-1,168	-0,832	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828	5,095
1,3	-1,383	-1,206	-0,838	-0,210	0,719	1,339	2,108	2,666	3,211	3,745	4,955
1,2	-1,449	-1,243	-0,844	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149	3,661	4,815
1,1	-1,518	-1,280	-0,848	-0,180	0,745	1,341	2,066	2,585	3,087	3,575	4,673
1,0	-1,588	-1,317	-0,852	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489	4,531
0,9	-1,660	-1,353	-0,854	-0,148	0,769	1,339	2,018	2,498	2,957	3,401	4,388
0,8	-1,733	-1,388	-0,856	-0,132	0,780	1,336	1,993	2,453	2,891	3,312	4,244
0,7	-1,806	1,423	-0,857	-0,116	0,790	1,333	1,967	2,407	2,824	3,223	4,100
0,6	-1,880	-1,458	-0,857	-0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755	3,132	3,956
0,5	-1,955	1,491	-0,856	-0,083	0,808	1,323	1,910	2,311	2,686	3,041	3,811
0,4	-2,029	-1,524	-0,855	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261	2,615	2,949	3,666
0,3	-2,104	-1,555	-0,853	-0,050	0,824	1,309	1,849	2,211	2,544	2,856	3,521
0,2	-2,178	-1,586	-0,850	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472	2,763	3,377
0,1	-2,252	-1,616	-0,846	-0,017	0,836	1,292	1,785	2,107	2,400	2,670	3,233
0,0	-2,326	-1,645	-0,842	0,000	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326	2,576	3,090

symmetrisch zum Mittel angeordnete Bereiche $\bar{x} \pm k_{s_x}$ gebildet werden können, werden für die Darstellung der Normalverteilung benutzt.

Im Bereich $\bar{x} \pm l_{s_x}$ sind 68,26 % aller Werte enthalten. Bezüglich der Verteilungsfunktion wird damit der symmetrisch zum Mittel liegende Bereich von den Unterschreitungswahrscheinlichkeiten 15,87 % bis 84,13 % gekennzeichnet (Tab. 4.1). Infolge der Symmetrie entspricht das Mittel dem Median bzw. Modalwert (Bild 4.2).

Die Symmetrie der Normalverteilung wird benutzt, um die Normalverteilung auf einem geeigneten Wahrscheinlichkeitspapier als Gerade darzustellen (Bild 4.5). Die Verteilungsfunktion ist bei linearer Teilung der Achsen eine S-förmige Wendelinie dar. Sollen z.B. Werte bis ca. 99,9 % dargestellt werden, sind die normierten Abszissenwerte über den Bereich $k = \pm 3$ auf einer linear geteilten Achse aufzutragen. Durch Stauchung an einer Geraden, die durch den Mittelpunkt ($x = 0$) geht, werden die Ordinaten so transformiert, dass eine Ordinatenachse erhalten wird, die nach dem Integral der Normalverteilung geteilt ist. Dadurch wird der oft benötigte Extrapolationsbereich ($90 < P_u < 99,9$ %) auf die Größe des Wahrscheinlichkeitspapiers gestaucht. In einem derartigen Wahrscheinlichkeitspapier liegen Beobachtungswerte, die einer Normalverteilung gehorchen, auf einer Geraden. Die Gerade wird durch Punkte gelegt, die sich einfach ermitteln lassen, nämlich das Mittel $\bar{x}$ bei $P_u = 50$ % und die Werte $\bar{x} \pm 1s_x$, die bei 84,13 % bzw. 15,87 % (oder 1/6 aller Werte) liegen. Die Normalverteilung schließt mit den Abszissenabschnitten $\bar{x} + 1,96s_x$ bzw. $\bar{x} + 2,58s_x$ 95 bzw. 99 % aller Werte ein, was bei Testverfahren benutzt wird (vgl. Tab. 4.1).

Die Anwendung der Normalverteilung soll am Beispiel der Station Hohenheim gezeigt werden, für welche die jährlichen Niederschlagssummen über 80 Jahre beobachtet wurden. Zur Reduzierung des Datenumfanges werden die Jahresniederschläge in Klassen mit $b = 50$ mm Klassenbreite eingeteilt. Durch Auszählen wird die absolute Klassenhäufigkeit n_i bestimmt und anschließend die relative Klassenhäufigkeit f_i gebildet und aufsummiert (Tab. 4.3). Die statistischen Parameter der Normalverteilung sind Mittel (Gl.(4.6)) und Standardabweichung (Gl.(4.12)):

Mittel:

$$\bar{x} = \Sigma n_i x_i / N = 54400 / 80 = 680 \text{ mm};$$

Standardabweichung:

$$s_x = [\Sigma n_i (x - \bar{x})^2 / (N - 1)]^{1/2} = 1273000 / 79 = 126,9 \text{ mm},$$

Werte der Dichtefunktion der Normalverteilung (Gl.(4.33)):

$$x = \bar{x} : f_0 = e^0 b / (s[2\pi])^{1/2} = 50 / (126,9)[2 \cdot 3,14]^{1/2} = 0,157,$$

$$x = \bar{x} \pm s_x : f_1 = e^{-1/2} b / (s[2\pi])^{1/2} = 0,6065 \cdot 0,157 = 0,095,$$

$$x = \bar{x} \pm 2s_x : f_2 = e^{-2} b / (s[2\pi])^{1/2} = 0,1353 \cdot 0,157 = 0,021,$$

$$x = \bar{x} \pm 3s_x : f_3 = e^{-9/2} b / (s[2\pi])^{1/2} = 0,0111 \cdot 0,157 = 0,001,$$

Werte der Verteilungsfunktion der Normalverteilung (Bild 4.5):

$$\text{Bei } P_u = 50\% : x = \bar{x} = 680 \text{ mm};$$

$$\text{bei } P_u = 84,13\% : x = \bar{x} + s_x = 680 + 126,9 = 806,9 \text{ mm};$$

$$\text{bei } P_u = 15,87\% : x = \bar{x} - s_x = 680 - 126,9 = 553,1 \text{ mm}.$$

Tabelle 4.3. Jährliche Niederschlagssummen der Station Hohenheim für 80 Beobachtungsjahre, geordnet in Klassen der Breite $b = 50$ mm

Klassen- Gren- zen (mm)	Klassen- Mitte x_i (mm)	Klassen- häufig- keit n_i (Anzahl)	Klassen- häufig- keit rel. $f = n_i / N$ (%)	Summen- Häufig- keit (%)	$\tilde{P}(x) =$ $m/(N+1) \cdot 100$ (%)	$x_i n_i$ (mm)	$x_i - \bar{x}$ (mm)	$n_i (x_i - \bar{x})^2$ (mm) ²
375				0	0			
	400	2	2,50			800	- 280	156800
425				2,50	2,47			
	450	1	1,25			450	- 230	52900
475				3,75	3,70			
	500	4	1,00			2000	- 180	129600
525				8,75	8,64			
	550	9	11,25			4950	- 130	152100
575				20,00	19,75			
	600	9	11,25			5400	- 80	57600
625				31,25	30,86			
	650	18	22,50			11700	- 30	16200
675				53,75	53,09			
	700	10	12,50			7000	20	4000
725				66,25	65,43			
	750	13	16,25			9750	70	63700
775				82,50	81,48			
	800	4	5,00			3200	120	57600
825				87,50	86,42			
	850	3	3,75			2550	170	86700
875				91,25	90,12			
	900	3	3,75			2700	220	145200
925				95,00	93,82			
	950	2	2,50			1900	270	145800
975				97,50	96,30			
	1000	2	2,50			2000	320	204800
1025				100,00	98,77			
Summe:		80	100			54400		1273000

Wenn auch nur 0,13 % aller Werte außerhalb des Bereiches $\bar{x} \pm 3s_x$ liegen, ist es dennoch ein theoretischer Nachteil der Normalverteilung, dass ihr kleinster Wert bei $-\infty$ liegt, d.h. für viele hydrologische Variable physikalisch wenig sinnvoll festgelegt ist. Um nur den positiven Wertebereich zu erhalten, können anstelle der Beobachtungswerte x_i ihre logarithmischen Werte $y_i = \log x_i$ oder $\ln x_i$ verwendet werden (logarithmische Normalverteilung oder Fechner-Verteilung). Wird von den dekadischen Logarithmen $y = \log x$ ausgegangen, lauten die Dichte- bzw. Verteilungsfunktion der logarithmischen Normalverteilung:

$$f(y) = \frac{1}{s_y \cdot x \cdot \sqrt{2\pi}} \exp\left[-(1/2) \left[(y - \bar{y})^2 / s_y^2\right]\right] dy, \quad (4.36)$$

$$P_u(X < x) = \frac{1}{s_y \cdot \sqrt{2\pi}} \int_0^{y_1} \exp\left[-(1/2) \left[(y - \bar{y})^2 / s_y^2\right]\right] dy, \quad (4.37)$$

wobei bedeuten:

$$y_i = \log x_i; \quad \bar{y} = \Sigma y_i / N = \Sigma \log x_i / N$$

und

$$s_y = \left[\frac{1}{N-1} \Sigma (y_i - \bar{y})^2 \right]^{1/2} = \left[\frac{1}{N-1} \Sigma \left(\log x_i - \frac{\log x_i}{N} \right)^2 \right]^{1/2}.$$

Aus einer logarithmischen Normalverteilung, in welcher $y = \ln x$ gesetzt wurde, kann die Verteilung für x gefunden werden, die als *Lognormalverteilung* bezeichnet wird. Die Verteilung von x wird gefunden aus $f(x) = f(y) |dy/dx|$. Da $y = \ln x$ eine Funktion von x ist, gilt allgemein $f(x) = f(y) |dy/dx| = f(y)[d \ln x / dx]$ oder $|dy/dx| = 1/x$ für $x > 0$. Die Dichte bzw. Verteilungsfunktion der Lognormal-Verteilung lautet:

$$f(x) = (2\pi s_y^2 x^2)^{-1/2} \cdot \exp\left[-(\ln x - \bar{y})^2 / 2s_y^2\right] \quad \text{für } x > 0, \quad \text{sonst } 0. \quad (4.38)$$

$$P(X \leq x) = P(\ln X \leq \ln x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sqrt{2\pi s_x^2}} \exp\left[-(\ln \zeta - \bar{y})^2 / (2s^2)\right] d\zeta. \quad (4.39)$$

In dieser Verteilung ist $y = \ln x$ normalverteilt und x lognormal verteilt. Die Parameter werden bestimmt zu $\bar{y} = \Sigma y_i / N$ mit $y_i = \ln x_i$ und $s_y^2 = (\Sigma y_i - N\bar{y})^2 / (N-1)$. Anstelle des Wertes x kann auch eine Nullpunktverschiebung vorgenommen werden durch Einführung von $x' = (x - x_0)$, wobei x_0 die untere Grenze der Verteilung ist.

Zwischen den statistischen Parametern der Normalverteilung und der Lognormal-Verteilung besteht näherungsweise folgender Zusammenhang [4.4]:

$$\bar{y} = \ln(\bar{x}^2 / [C_{vx}^2 + 1]) / 2 \quad \text{und} \quad s_y^2 = \ln(C_{vx}^2 + 1).$$

Mittel $E(x) = \bar{x}$ und Varianz $\text{Var}(x) = s_x^2$ der Lognormal-Verteilung lautet:

$$\bar{x} = \exp(\bar{y} + s_y^2 / 2) \quad \text{und} \quad \text{Var}(x) = [\exp(s_y^2) - 1][\exp(\bar{y} + s_y^2 / 2)]^2$$

bzw.

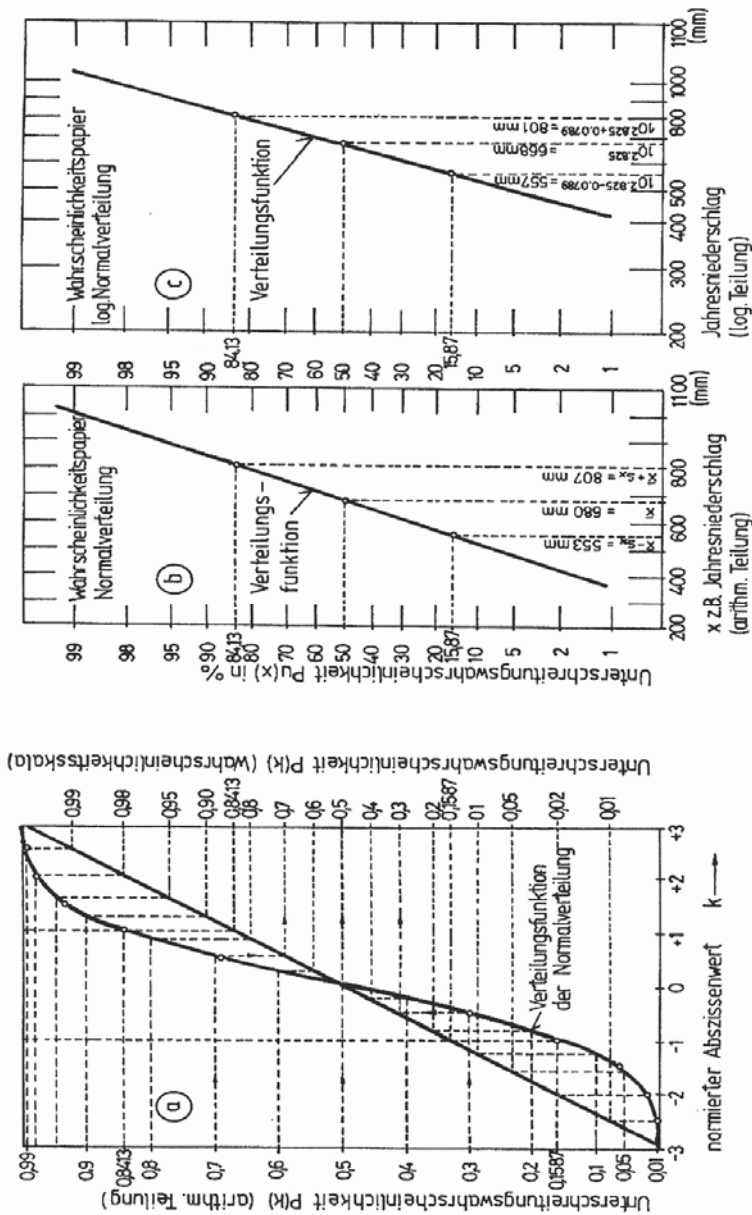


Abb. 4.5. a) Entwicklung einer normalverteilten Wahrscheinlichkeitsachse und Darstellung der Normalverteilung als Gerade, b) Benutzung der Wahrscheinlichkeitsachse zur Darstellung der Verteilung der Jahresniederschläge der Station Hohenheim als Gerade, c) wie b), jedoch bei logarithmischer Teilung der Merkmalsachse als log. Normalverteilung

$$C_{vx} = [\exp(s_y^2) - 1]^{1/2}.$$

Durch das Logarithmieren der Größe x sind die Werte x nur positiv. Die Normalverteilung wird so gestaucht, dass sie linksseitig begrenzt wird und eine stets positive Schiefe $C_{sx} = C_{vx}^3 + 3C_{vx}$ erhält. Durch die Begrenzung in einem beliebigen Schwellenwert $x_{\min}$ und anschließender Bildung von $y = \ln(x_i - x_{\min})$ wird die Symmetrieeigenschaft der Normalverteilung aufgegeben. Für die Berechnung werden die k -Werte für $C_s = 0$ nach Tab. 4.2 benutzt.

Die Summe unabhängiger normal-verteilter Zufallsvariable ist wieder normalverteilt, d.h. $N\mu_1, \sigma_1^2 + N\mu_2, \sigma_2^2 = N\mu_1 + \mu_2, \sigma_1^2 + \sigma_2^2$; der Logarithmus einer logarithmisch normal-verteilten Zufallsvariablen ist normalverteilt $\ln(LN\mu, \sigma^2) = N\mu, \sigma^2$. Normalität bedeutet, dass der Messfehler normalverteilt ist; Zufälligkeit bedeutet jede Beobachtung hat die gleiche Chance des Eintretens.

Das Wahrscheinlichkeitspapier, auf dem sich die Lognormal-Verteilung als Gerade darstellt, ist in der Merkmalsachse logarithmisch geteilt und in der Ordinate normalverteilt. Die Gerade wird konstruiert, indem bei $P_u = 50\%$ der Wert $\bar{x}_g = 10^{\bar{y}}$ angetragen wird. Für $P_u = 84,13\%$ bzw. $15,87\%$ werden die Werte $\bar{y} \pm s_y$ gebildet, entlogarithmiert und anschließend eingetragen. Sollen bei einer graphischen Lösung die logarithmischen Werte unmittelbar abgetragen werden, muß dies unter Beachtung des logarithmischen Maßstabes von 1 aus erfolgen. Die Anwendung der Lognormal-Verteilung auf die Werte der Station Hohenheim ist in Bild 4.5c gezeigt. Die Werte x_i in Tab.4.3 werden in ihre Logarithmen transformiert: $y_i = \log x_i$. Mit den Werten y_i wird das Mittel $\bar{y} = 2,825$ nach Gl.(4.6) und die Standardabweichung $s_y = 0,0789$ nach Gl.(4.12) berechnet. Das geometrische Mittel $\bar{x}_g = 10^{\bar{y}}$ beträgt damit $10^{2,825} = 668$ mm und wird bei $P_u = 50\%$ angetragen. Weitere Punkte der Verteilungsfunktion sind für $P_u = 84,13\%$: $x_{84} = 10^{(2,825+0,0789)} = 801$ mm und für $P_u = 15,87\%$: $x_{15} = 10^{(2,825-0,0789)} = 557$ mm.

4.1.5 Empirische Wahrscheinlichkeiten

Mit den statistischen Parametern und einer Verteilungsfunktion können für vorgegebene Werte x die zugehörigen theoretischen Wahrscheinlichkeiten P_u berechnet werden. Aus den Werten einer Beobachtungsreihe kann aber auch direkt die Häufigkeit einer Beobachtung $P(x_i)$ abgeleitet werden. Diese empirischen Wahrscheinlichkeiten entsprechen den aufsummierten relativen Häufigkeiten, wenn die Beobachtungswerte der Größe nach geordnet werden. Erhält bei Hochwasser (bzw. Niedrigwasser) der größte (bzw. kleinste) beobachtete Wert den Rang $m = N$ und der kleinste (bzw. größte) Wert $m = 1$, kann die empirische Unterschreitungswahrscheinlichkeit P_u angegeben werden mit:

$$\tilde{P}_u = \lim_{(N \rightarrow \infty)} \left(\frac{m}{N} \right). \quad (4.40)$$

Bei Stichproben liefert Gl.(4.40) für den mittleren Häufigkeitsbereich befriedigende Ergebnisse, führt jedoch an den beiden Enden der Verteilung zu den Werten 0 und 1, die nur für die Grundgesamtheit definiert sind. Um diese Fälle auszuschließen, werden die empirischen Wahrscheinlichkeiten umgeformt. Da eine theoretische Begründung für eine einzige Art der Berechnung und Auftragung der empirischen Wahrscheinlichkeiten in einem Wahrscheinlichkeitspapier nicht gegeben werden kann, sind folgende praktische Gesichtspunkte maßgebend [4.12]:

Alle Beobachtungswerte $x_i = 1, 2, \dots, N$ müssen für den Bereich $0 < f(x) < 1$ angegeben werden können, jedoch ist die Wahrscheinlichkeit 0 und 1 auszuschließen. Die Auftragsart eines beliebigen Wertes x_i mit der Rangzahl m ist frei; sie sollte zwischen den beobachteten Häufigkeiten m/N und $(m-1)/N$ liegen. Die Wahrscheinlichkeit des größten und kleinsten Wertes sollte nahe bei $1/N$ bzw. $(N-1)/N$ liegen. Die beobachteten Werte sollten möglichst gleichmäßig verteilt über den gesamten Bereich eingetragen werden. Dabei sollte der Auftragungspunkt nur eine Funktion von N sein. Der Auftragungspunkt soll einfach zu berechnen sein.

Zur Berechnung der empirischen Wahrscheinlichkeit $P(x)$ werden mehrere Formeln verwendet, die diesen Anforderungen genügen. Zur Vermeidung des Eintretens des sicheren Ereignisses wird Gl.(4.40) um einen Wert c erweitert, der unterschiedlich angegeben wird. Die empirische Unterschreitungswahrscheinlichkeit $\tilde{P}(x_i)$ bzw. das zugehörige Wiederkehrintervall T_n , das ein Ereignis x_i gleich oder kleiner ist als der nachstehend errechnete Wert, beträgt:

$$\tilde{P}(x) = \frac{m-c}{N+1-2c} = 1 - (1/T_n) \quad \text{bzw.} \quad T_n = \frac{N+1-2c}{N+1-m-c}. \quad (4.41)$$

N : Stichprobenumfang; z.B. Anzahl der Beobachtungsjahre,

m : Rangzahl; $m = 1$: höchster (kleinster) Wert bei Minimal- (Maximal-)werten mit dem Stichprobenumfang N ; $m = N$: größter (kleinster) Wert bei Hoch- (Niedrig-)wasser,

c : Zufallsvariable mit dem Mittel $1/(N+1)$ und der Standardabweichung von ungefähr $1/(N+1)$. Der Beiwert c wird angegeben zu (Literaturhinweise in [4.13]):

Wert c:	Autor:	Anwendung bei:
$c = 0$	Weibull	Hochwasser (= HQ), $C_s \neq 0$
$c = 0,5$	Hazen	schiefer Verteilung, HQ, EVIII
$c = 0,3$	Chegodayev	unbekannter Verteilung, HQ
$c = 0,4$	Young, Cunnane	Niedrigwasser, $C_s \sim 0$, LPIII
$c = 0,44$	Gringorten	Hochwasser bei Gumbel – Papier
$c = 3/8$	Blom	HQ, NQ bei Gauß-Papier.

Die Auftragung nach Cunnane trifft annähernd die Quartile; für die Pearson-III-Verteilung ist $0,375 < c < 0,44$. Die Wahl des Wertes c in Gl.(4.41) wirkt sich bei kleinen Stichprobenumfängen aus. Der Einfluss des Wertes c ist jedoch kleiner als

der des Stichprobenumfanges und ist in den Randbereichen besonders deutlich (Bild 4.6 und Tab. 4.4).

Für eine repräsentative Stichprobe kann die Güte der Anpassung der theoretischen Verteilungsfunktion an die empirische mit Testverfahren geprüft werden. Praktisch empfiehlt es sich für Maximalwerte, die aus dem Gesamtbild herausfallen, die empirische Häufigkeit unter Hinzuziehung von vergleichbaren, aber längeren Messreihen an Nachbarstationen abzuschätzen.

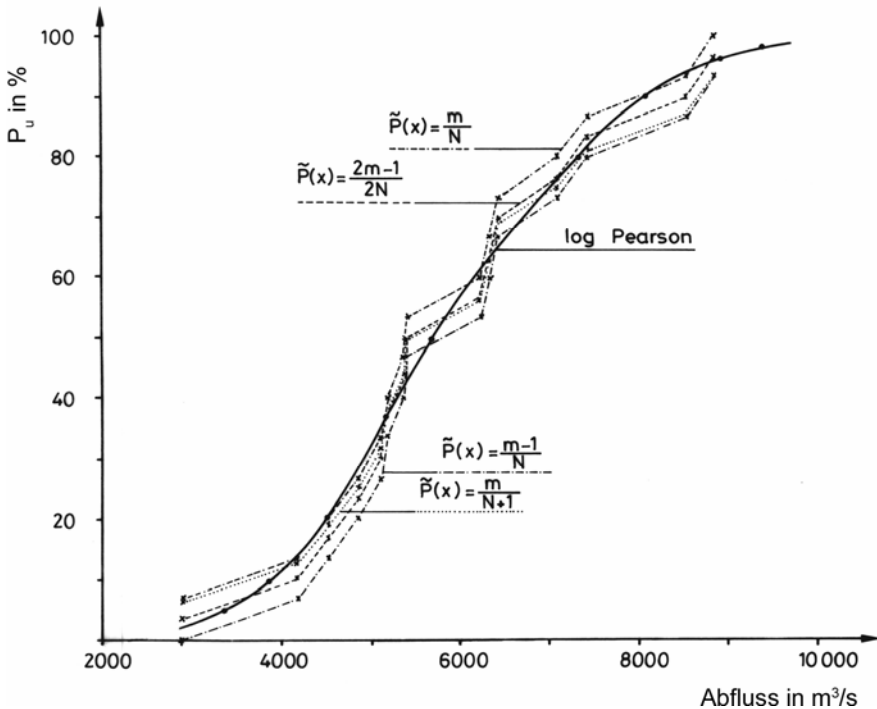


Abb. 4.6. Vergleich von empirischen Wahrscheinlichkeiten nach verschiedenen Anfangswerten mit einer theoretischen Verteilung (Log. Pearson Typ-III-Verteilung für die jährliche Hochwasserscheitelabflüsse des Rheins, Pegel Köln, für die Jahresreihe 1824/1973)

Die empirischen Wahrscheinlichkeiten bilden eine wichtige Grundlage für die Annahme einer gewählten theoretischen Verteilungsfunktion durch einen statistischen Anpassungstest, da die Testverfahren von kennzeichnenden Unterschieden zwischen beiden Verteilungen ausgehen. Die empirischen Verteilungen, die stark vom Datenkollektiv abhängen, haben den Nachteil, dass sie gleichen oder wenig unterschiedlichen Werten verschiedene Wahrscheinlichkeiten zuordnen und keine Aussagen über Wiederkehrintervalle, die seltener als die Beobachtungsreihe sind, zulassen.

Tabelle 4.4. Empirische Unterschreitungswahrscheinlichkeiten $\tilde{P}_u$ in % der Punkte mit $m = N/2$, $N-1$ und N nach verschiedenen Auftragsformeln (Gl.(4.41)) für Stichprobenumfänge von $N = 20, 40$ und 80 Werten

Wert c (Gl.(4.41)):	c = 0	c = 0,3	c = 0,4	c = 0,5
empirische Wahrscheinlichkeit:	$\tilde{P} = \frac{m}{N+1}$	$\tilde{P} = \frac{m-0,3}{N+0,4}$	$\tilde{P} = \frac{m-0,4}{N+0,2}$	$\tilde{P} = \frac{m-0,5}{N}$
N = 20 m = N/2	47,6	47,6	47,5	47,5
N = 40 m = N/2	48,8	48,8	48,8	48,8
N = 80 m = N/2	49,4	49,4	49,4	49,4
N = 20 m = N-1	90,5	91,7	92,1	92,5
N = 40 m = N-1	95,1	95,8	96,0	96,3
N = 80 m = N-1	97,5	97,9	98,0	98,1
N = 20 m = N	95,2	96,6	97,0	97,5
N = 40 m = N	97,6	98,3	98,5	98,8
N = 80 m = N	98,8	99,1	99,3	99,4

4.2 Ermittlung von Hochwasser bestimmter Häufigkeit

4.2.1 Typen und Merkmale von Hochwasser

Hochwasser ist das kurzzeitige Ansteigen des Wasserstandes bzw. des Abflusses über den Mittelwasserbereich. Hochwasser kann durch natürliche Ursachen wie Starkregen, Schneeschmelze oder Eisversetzung entstehen und gegebenenfalls durch anthropogene Einflüsse wie große Versiegelungsflächen verschärft werden. Wichtigste Merkmale des Hochwassers zur Bemessung von Bauwerken im, über oder entlang des Gewässers wie Wehre, Brücken von talkreuzenden Verkehrswegen, Flussdeiche und Rückhalteräume, sind der Hochwasserscheitelabfluss, die Hochwasserabflusssumme bzw. -fülle sowie die Hochwasserdauer als Überschreitungsdauer von kritischen Wasserständen, die z.B. für die Ausbildung von Sickerlinien in Deichen oder Hochwasserdämmen maßgeblich werden kann (Bild 4.7). Der Abfluss, der vor und nach dem Hochwasser im Gewässer herrscht (Basisabfluss), geht auf andere Ursachen zurück, z.B. Grundwasserzufluss, und ist im Vergleich zum Scheitelabfluss meist vernachlässigbar klein.

Für statistische Auswertungen wird nach Jahreszeiten oder nach Entstehungsursachen wie Schmelz- und Regenhochwasser, unterschieden, wobei Dammbrechwellen oder andere anormale Ereignisse ausgeklammert werden. Nach DIN 4049 ist Hochwasser eine zeitlich begrenzte Anschwellung in einem oberirdischen Gewässer, die einen vorgegebenen Schwellenwert überschreitet. Danach ist nur eine statistische Einteilung der Abflüsse in einen Hoch-, Mittel- und Niedrigwasserbereich möglich. Die jahreszeitliche Einstufung der Hochwasser nach Winterhoch-

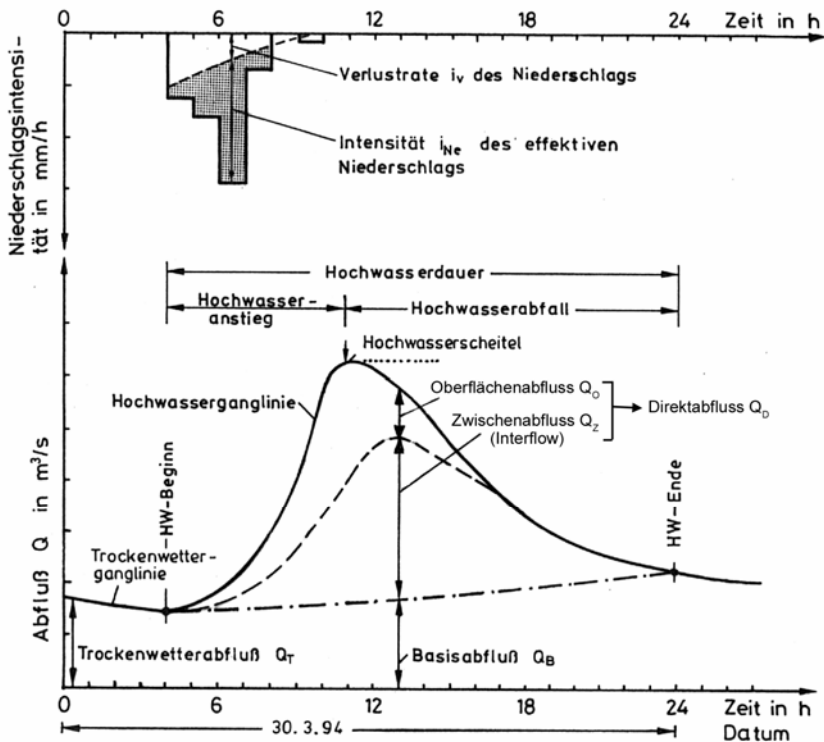


Abb. 4.7. Schematische Aufteilung des Niederschlag-Abfluss-Vorgangs in einem kleinen Einzugsgebiet

wasser (ab 1.11.), Sommerhochwasser (ab 1.5.) oder Hochwasser während der Vegetationsperiode wird angewendet, um saisonbedingte Hochwasserschutzbedürfnisse festzulegen, z.B. für die Landwirtschaft, für Flussbauten, Baugrubensicherungen von Wasserbauten und die Binnenschifffahrt. Saisonale Statistiken sollten für Hochwasser gleicher Entstehung aufgestellt werden [4.56]

Die Untersuchung der Entstehungsursachen erfordert die Synoptik mit Niederschlägen, da die meisten Niederschläge nicht zu ausgeprägten Hochwasser führen (Bild 3.5). Als Hochwasser werden nur Ereignisse in die Auswertung aufgenommen, bei denen der Gebietsniederschlag einen Schwellenwert, z.B. von 12 mm/d oder 20 mm in 2 Tagen, überschreitet und zu größeren effektiven Niederschlägen führt. Der Teil des Niederschlags, der als Hochwasser abfließt, wird als effektiver oder abflusswirksamer Niederschlag bezeichnet. In kleinen Einzugsgebieten unter rd. 100 km² führen im Sommer kurz andauernde, konvektive Niederschläge (Wolkenbruch) mit Intensitäten von 50 bis 90 mm/h zu hohen Scheitelabflüssen. In größeren Einzugsgebieten führen advektive, über Tage andauernde Regen mit annähernd gleichmäßiger zeitlicher und räumlicher Verteilung (>20mm/h) zu hohen

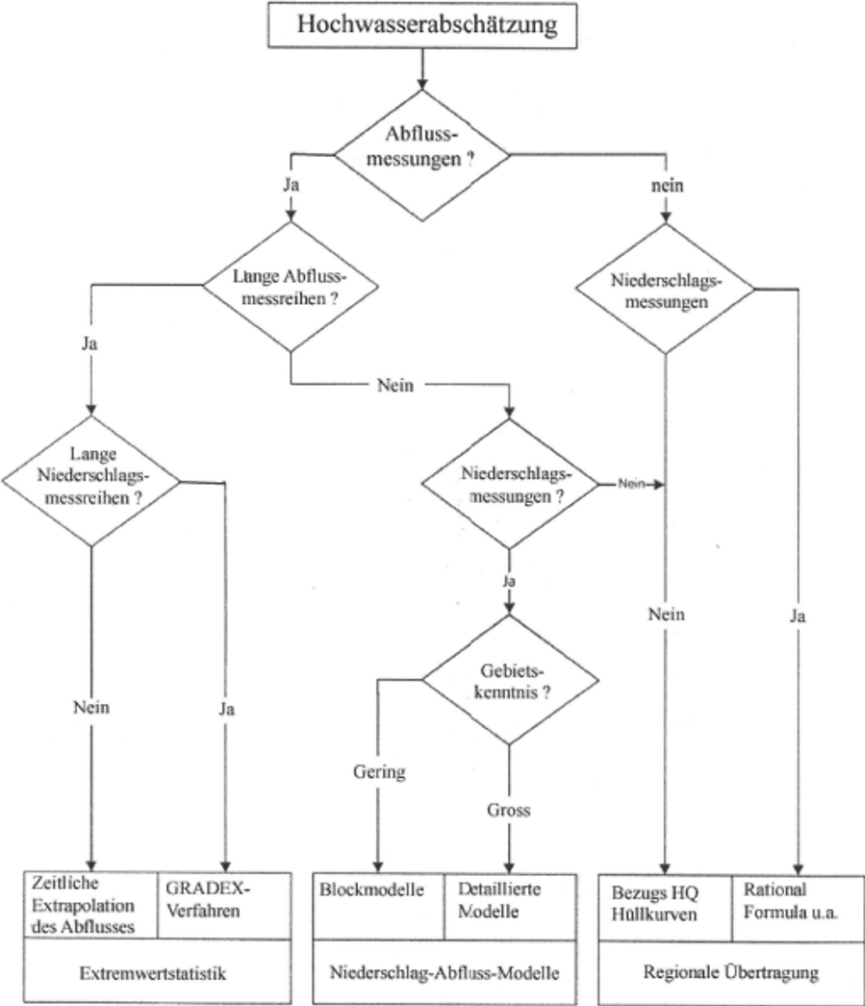


Abb. 4.8. Verfahren zur Abschätzung seltener Hochwasserabflüsse, verändert nach [4.55]

Hochwassern. Treffen diese Aufgleitniederschläge auf eine Schneedecke, kommt es zum Abschmelzen und zu extremen Hochwassern. Bei Schneeschmelzhochwasser kommt der Wassergehalt der abtauenden Schneedecke vor allem in gebirgigen Einzugsgebieten schnell zum Abfluss, ohne dass größere Verdunstungsverluste entstehen. Häufiger treten Mischtypen von Regen- und Schneeschmelzhochwasser auf.

Die hohe Lebensdauer von Wasserbauwerken erfordert ihre Bemessung auf ein seltenes Hochwasser. Die Wiederholungszeitspanne dieses Bemessungshochwassers muss in der Regel größer gewählt werden, als die Länge der Beobachtungsreihe und erfordert daher die Extrapolation der beobachteten Hochwasser. Abhängig von dem Umfang und der Qualität der verfügbaren Beobachtungen, kann dies auf verschiedenen Wegen vorgenommen werden (Bild 4.8).

Die Zuverlässigkeit von extrapolierten Werten nimmt deutlich ab, wenn ihre Wiederholungszeitspanne die dreifache Länge der Beobachtungsreihe überschreitet, d.h. eine brauchbare statistische Extrapolation für das 100-jährliche Hochwasser HQ_{100} erfordert eine Beobachtungsdauer von ≥ 30 Jahren. Die Anwendung der Extremwertstatistik liefert unmittelbar das Hochwasser einer vorgegebenen Eintrittswahrscheinlichkeit; ein weiterer Vorteil ist der verhältnismäßig geringe Arbeitsaufwand. Die statistischen Analysen erfordern eine gründliche Datenanalysen und gute Kenntnisse der statistischen Methoden und ihrer Aussagekraft. Die Extremwertstatistik hat den Nachteil, dass nur ein hydrologisches Merkmal, z.B. der Scheitelabfluss oder die Abflussfülle, erfasst wird. Die Interpretation mehrdimensionaler Wahrscheinlichkeiten ist auf Sonderfälle beschränkt. Um diesen Nachteil teilweise auszugleichen, können mehrere Merkmale eines Hochwassers über Regressionen miteinander verknüpft werden.

Bei zu kurzen Beobachtungsreihen und/oder zur Absicherung der Extremwertstatistik werden Niederschlag-Abfluss-Modelle herangezogen (Bild 4.8). Diese Modelle liefern den gesamten Hochwasserablauf, allerdings wirft die Umsetzung der Häufigkeit des Inputregens in die Häufigkeit des Scheitelabflusses zusätzliche Fragen auf. Zur Absicherung der Extremwertstatistik oder bei spärlicher Datenlage dienen als Behelf regional gültige Übertragungsmethoden, oder regionale Vergleiche z.B. mit mehreren hydrologisch vergleichbaren Pegeln.

4.2.2 Jährliche und partielle Serien

Für die Aufstellung von jährlichen oder partiellen Serien müssen die Tagesmittel des Abflusses und die Scheitelwerte vorliegen und vorab auf homogenes Verhalten geprüft werden. Aus der Beobachtungsreihe der Tagesmittel werden für jedes Jahr die drei bis vier höchsten Hochwasser herausgesucht, ihre Scheitelabflüsse bestimmt, der Größe nach geordnet und tabellarisch zusammengestellt. Dabei sind Kriterien für die Unabhängigkeit von zwei Ereignissen zu beachten. Für Hochwasser kann dies entweder anhand der Wellenform oder des zeitlichen Abstandes der Hochwasserscheitel erfolgen. Sinkt der Abfluss zwischen zwei benachbarten Hochwasserscheiteln mindestens auf die halbe Höhe des kleineren Scheitelwertes bezogen auf das MQ der betrachteten Jahresreihe ab, können die Spitzen als selbstständig angenommen werden. Ein anderes Kriterium geht von dem Absinken um zwei Drittel der ersten Spitze aus. Diese Bedingung ist meist erfüllt, wenn die Eintrittsdaten von benachbarten Scheitelwerten um mindestens sieben Tage oder die dreifache Anstiegszeit auseinander liegen; sie schließen nicht in jedem Fall die Unabhängigkeit der einzelnen Hochwasserscheitelwerte ein, so dass dieses Trennmaß im Einzelfall geprüft werden muss. In vielen Fällen muss daher zur

Gewinnung von unabhängigen Ereignissen eine Ganglinienseparation anhand der aufgetragenen Hochwasserwellen vorgenommen werden durch Trennung der Wellen mit einer Rezessionskurve.

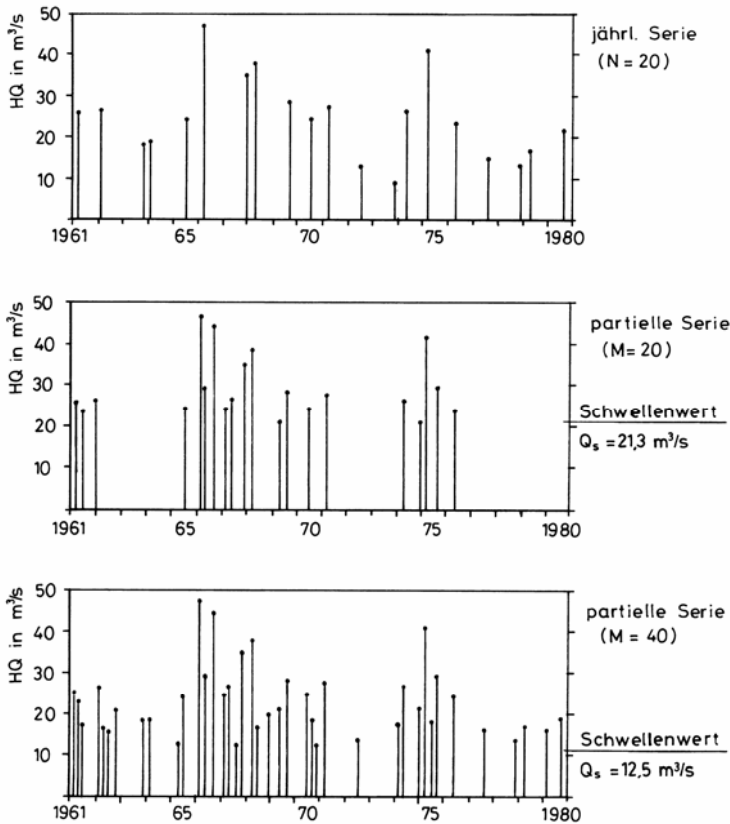


Abb. 4.9. Jährliche sowie partielle Serien über einen Schwellenwert Q_s von Hochwasserscheitelabflüssen HQ für eine 20-jährige Beobachtungsreihe (Pegel Herzberg/Sieber: $A_{Eo} = 69,2 \text{ km}^2$, $MQ = 2,0 \text{ m}^3/\text{s}$, $MHQ = 22,4 \text{ m}^3/\text{s}$, Jahresreihe 1961/80)

Bei längeren Beobachtungsreihen (Beobachtungszeiträume $> 20\text{-}30$ Jahre) wird die jährliche Serie zur Extrapolation auf seltene Ereignisse bevorzugt. Zu ihrer Aufstellung wird die Beobachtungsreihe in gleichlange Zeitabschnitte (Jahre, Halbjahre, Monate) eingeteilt, der Höchstwert jedes Zeitabschnittes herausgesucht und in einer neuen Reihe der beobachteten maximalen Werte zusammengestellt, z.B. die jährlichen HQ-Abflüsse. Für die Wahrscheinlichkeitsaussage wird jedem beobachteten und berechneten Höchstwert der gewählte gleiche Zeitabschnitt z.B.

ein Jahr zugeordnet. Die beobachteten Höchstwerte, die jedoch zu unterschiedlichen Terminen innerhalb der einzelnen Zeitabschnitte eintreten, werden als zeitlich äquidistant angesehen. Bei der Bildung von jährlichen Serien können unter Umständen in Trockenjahren Werte in das Kollektiv aufgenommen werden, die unter den Scheitelabflüssen des zweit- oder drittgrößten Hochwassers eines Nassjahres liegen (Bild 4.9). Dies vermindert die Aussagekraft von kurzen jährlichen Serien, besonders wenn sie Ausreißer enthalten. Bei der Aufstellung der Datenreihen für monatliche extreme Abflüsse in größeren Einzugsgebieten ist häufig die gegenseitige Unabhängigkeit nicht erfüllt.

Bei jährlichen Serien kann die *Wiederholungszeitspanne* T_n mit der Unter- bzw. Überschreitungswahrscheinlichkeit P_u bzw. $P_{\bar{u}}$ in % ermittelt werden zu:

$$T_n = 100/(100 - P_u) \quad \text{bzw.} \quad T_n = 100/P_{\bar{u}} \quad \text{in Jahren,} \quad (4.42)$$

Gleichung (4.42) gilt für $T_n \geq 1$ Jahr, da die Beobachtungsreihe aus den Extremwerten jeden Jahres gebildet wird. Für Wiederkehrintervalle $T_n \leq 5a$ ist folgende Korrektur zweckmäßig [4.4]:

$$T_n = (e^{1/T^*}) / (e^{1/T^*} - 1) \quad \text{bzw.} \quad T_n^* = \frac{1}{\ln(T_n / (T_n - 1))} \quad \text{für } T_n^* \leq 5a \quad (4.43)$$

T_n^* : rechnerisch zu verwendendes Wiederkehrintervall, für das der Häufigkeitsfaktor k Wert abgelesen wird, z.B. nach Tab. 4.2 (Wiederholungszeitspanne des Jahresgrößwertes).

T : tatsächliche Wiederholungszeitspanne z.B. 1 Jahr für das HQ_1 (s. Bild 4.13).

$$T_n^* = 1a \rightarrow T_n = 1,58a; \quad T_n^* = 2a \rightarrow T_n = 2,54a; \quad T_n^* = 5a \rightarrow T_n = 5,48a.$$

Der Unterschied zwischen T_n und T^* beträgt für $T_n > 10a$ weniger als 3 %.

Bei der Bildung von partiellen Serien aus einer Beobachtungsreihe werden die voneinander unabhängigen Hochwasserereignisse ausgewählt, deren Scheitelabflüsse einen vorgegebenen Schwellenwert überschreiten, z.B. 2 oder 2,5MQ. Der Schwellenwert Q_s , der dem Kleinstwert der partiellen Serie entspricht, wird meist nach statistischen Gesichtspunkten festgelegt und durch Auszählen der Ereignisse so bestimmt, dass die Zahl der extremen Ereignisse ungefähr der Zahl der Beobachtungsjahre oder einem Vielfachen entspricht (Bild 4.9). Partielle Serien werden bei Hochwasseruntersuchungen bei Beobachtungsreihen von $N < 15$ Jahren bevorzugt. Q_s wird dann so gelegt, dass die partielle Serie 2 bis 3N Werte umfasst. Der Umfang des Datenkollektivs der partiellen Serie sollte höchstens so viele Werte enthalten wie die vierfache Länge der Beobachtungsreihe Jahre. Die Wahl des Schwellenwertes kann aber auch nach wasserwirtschaftlichen Gesichtspunkten erfolgen, z.B. nach der Größe des schadlosen Abflusses. Die Anzahl der Ereignisse ist dann nicht gleich dem Vielfachen der Beobachtungsreihe. Dadurch wird der Arbeitsaufwand bei der Häufigkeitsuntersuchung etwas vergrößert. Bei der Bildung von partiellen Serien wird durch die Vergrößerung der Zahl der Werte einer Verbesserung der Daten im statistischen Sinne herbeigeführt, damit wächst aber nicht der Informationsgehalt für seltene Hochwasser. Die Extrapolation der Werte ist aber auch hier eingeschränkt und sollte die doppelte bis dreifache Länge des Beobachtungszeitraums nicht überschreiten.

Bei Verwendung von partiellen Serien muss folgende Umrechnung zur Berechnung der Wiederholungszeitspanne T_n der jährlichen Serie nach Gl.(4.42) erfolgen:

$$T^* = (M/N) \cdot T_n \quad \text{bzw.} \quad T_n = N/MT^* \quad \text{für } M > N \quad (4.44)$$

T^* : Wiederholungszeitspanne der partiellen Serie,

N : Anzahl der Beobachtungsjahre,

M : Anzahl der Werte der partiellen Serie.

So muss für ein gesuchtes 10-jährliches Ereignis, das aus 50 Stichprobenwerten einer 25-jährigen Beobachtungsreihe berechnet werden soll, das fiktive 20-jährige Ereignis nach der partiellen Serie verwendet werden.

Gesicherte Scheitelabflüsse großer historischer Hochwasser, die weit außerhalb der verwendeten Beobachtungsreihen (z.B. mehr als das Dreifache) liegen, können bei der Extrapolation berücksichtigt werden, z.B. nach [4.50].

4.2.3 Verteilungsfunktionen für Hochwasser

4.2.3.1 Anpassung von Verteilungsfunktionen an Hochwasserdaten

Von den zahlreichen Verteilungsfunktionen werden einige für Hochwasseruntersuchungen bevorzugt, da eine mathematische Begründung für die Auswahl einer einzigen Verteilungsfunktion nicht gegeben werden kann. Die Verteilungen unterscheiden sich in der Anzahl der Parameter: zwei-parametrig sind robuster als drei-parametrig, da die Schiefe konstant ist und Größtwerte der Stichprobe die Verteilung gering beeinflussen. Dafür passen sich drei-parametrig besser an die Stichprobe an. Nachteilig wirkt sich die Lage der Maximalen Werte auf die Schiefe aus, da diese von der empirischen Dichte und dem Stichprobenumfang abhängt (Bild 4.2 und 4.15). Daraus darf jedoch nicht gefolgert werden, dass für kleine Stichproben zwei-parametrig Verteilungen immer die geeigneteren sind, da für die Brauchbarkeit einer Verteilung zur Extrapolation auf Extremwerte die hydrologische Repräsentanz der Parameter ausschlaggebend ist. Für die Analyse von Hochwasserscheitelabflüssen werden im Folgenden einige häufig angewendete Verteilungsfunktionen behandelt, nämlich die (log.) Pearson Typ-III-, die Extremwert Typ-I- (Gumbel-) und die (logarithmische) Normalverteilung. Auf die Anwendung weiterer Verteilungen wird auf [4.13, 4.14][4.50] verwiesen.

In mehreren Ländern gibt es Empfehlungen zur Berechnung der Hochwasserscheitelabflusswahrscheinlichkeit [4.7, 4.13, 4.15]. In einigen Verfahren werden einheitlich eine Verteilung und ein Verfahren zur Parameterermittlung empfohlen, um regional vergleichbare Bemessungswerte zu erhalten. So wird für Hochwasser am häufigsten die Pearson Typ-III-Verteilung in ihrer logarithmischen oder einfachen Form benutzt oder die Extremwert Typ-I-Verteilung. Bei Niederschlägen wird die Extremwert Typ-I-Verteilung bevorzugt [4.13]. Sämtlichen Verteilungsfunktionen liegen eingipflige Dichtefunktionen zu Grunde. Bei ausgeprägten mehrgipfligen

Dichtefunktionen kann eine Aufspaltung der Stichprobe, z.B. nach den Entstehungsursachen der Hochwasser, vorgenommen werden.

Die ausgewählte theoretische Verteilungsfunktion soll sich möglichst gut an die empirischen Wahrscheinlichkeiten anpassen. Die Anpassung kann auf verschiedenen Wegen erreicht werden. Im ersten Fall wird eine Verteilungsfunktion vorgegeben und geprüft, ob die empirischen und theoretischen Wahrscheinlichkeiten gut übereinstimmen. Falls dies nicht zutrifft, werden die Werte x_i so transformiert, dass sie sich der gewählten theoretischen Verteilung anpassen (Bild 4.10). Wenn sich dies nicht erreichen lässt, wird eine andere theoretische Verteilungsfunktion gewählt und das gleiche Schema durchlaufen. Dieses Vorgehen wird insbesondere

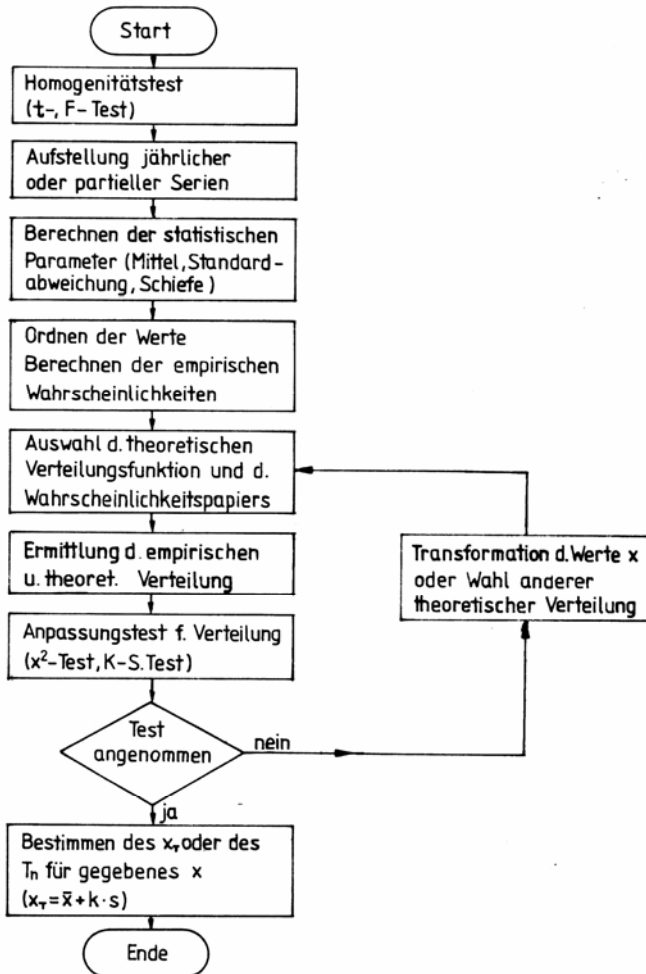


Abb. 4.10. Ablaufdiagramm zur analytischen Ermittlung eines Hoch- oder Niedrigwassers vorgegebener Eintrittshäufigkeit mit Anpassungstest

bei zwei-parametrischen Verteilungsfunktionen bevorzugt, da sie sich auf geeignetem Wahrscheinlichkeitspapier als Gerade darstellen lassen, was die Extrapolation erleichtert. Im zweiten Fall wird eine drei-parametrische Verteilungsfunktion, welche die unterschiedliche Schiefe berücksichtigt, gewählt und die Anpassung durch den kurvenförmigen Verlauf erreicht, wobei eine Transformation der Werte nur noch in beschränktem Umfang vorgenommen wird. Die Auswahl einer Verteilungsfunktion hat den Vorteil, dass die theoretischen Wahrscheinlichkeiten stets nach dem gleichen Verfahren ermittelt werden und miteinander vergleichbar sind. Die verschiedenen Verteilungen liefern unterschiedliche Ergebnisse im Bereich großer Wiederholungszeitspannen, der meist nur durch wenige Daten belegt ist.

Für die Häufigkeitsanalyse wird für ein Ereignis x_T mit der Wiederholungszeitspanne T_n folgender Ansatz gewählt:

$$x_T = \bar{x} + k \cdot s_x \quad \text{bzw.} \quad x_T = \bar{x} [1 + kC_v], \quad (4.45)$$

Der Häufigkeitsfaktor $k(T_n, C_s)$ ist nur von der gewählten Verteilung abhängig. Die k -Werte liegen in Abhängigkeit von der Wiederholungszeitspanne T_n und dem Schiefekoeffizienten C_s tabelliert vor; Tabellen in [4.7, 4.14, 4.16]. Formal beinhaltet die Anwendung von Gl. 4.45 die Anwendung der Momentenmethode

4.2.3.2 Pearson Typ-III-Verteilung und Verfahren zur Berechnung von Hochwasserhäufigkeiten

Von Pearson wurden auf der Grundlage der Gammafunktion mehrere Typen von Verteilungsfunktionen entwickelt. Die Verteilung vom Typ-III wird häufig als Verfahren zur Ermittlung der Hochwasserhäufigkeit bei jährlichen Serien herangezogen [4.7, 4.15]. Die Dichtefunktion lautet:

$$f(x) = \frac{1}{a \Gamma[(b/a) + 1]} \left(\frac{x-d}{a} \right)^{(b-a)} \cdot \exp\left(-\frac{x-d}{a}\right), \quad (4.46)$$

$$\text{mit } a = \frac{C_v C_s}{2} \bar{x}; \quad \frac{b}{a} = \frac{4}{C_s^2} - 1; \quad d = \left(1 - 2 \cdot \frac{C_v}{C_s}\right) \bar{x}; \quad x > d,$$

wobei d den kleinsten Wert festlegt. Ferner ist:

$$\Gamma\left(\frac{b}{a} + 1\right) = \frac{b}{a} \Gamma\left(\frac{b}{a}\right) = \frac{b}{a} \Gamma \int_0^\infty e^{-t} \cdot t^{(b/a)-1} \cdot dt$$

oder mit eingesetztem C_v und C_s :

$$f(x) = \frac{2}{s_x C_s \Gamma(4/C_s^2)} \left(\frac{2}{C_s} \left[\frac{x-d}{s_x} \right] \right)^{((4/C_s^2)-1)} \exp\left[-\frac{2}{C_s} \left(\frac{x-d}{s_x} \right) \right]. \quad (4.47)$$

Die Verteilungsfunktion ergibt sich zu:

$$P(x) = \frac{\Gamma x[(b/a) + 1]}{\Gamma[(b/a) + 1]} \quad \text{mit } 0 \leq x < \infty \quad \text{und } \frac{b}{a} > -1,$$

wobei $\Gamma x[(b/a) + 1]$ die unvollständige Gammafunktion bedeutet.

Die Pearson Typ-III-Verteilung entspricht für $C_s = 0$ der Normalverteilung. Die normierten Abszissenwerte k der Verteilungsfunktion sind tabelliert (Tab. 4.2). Die Werte k im Bereich $-0,5 < C_s < 0,5$ können angenähert bestimmt werden zu:

$$k = \frac{2}{C_s} \left[\left[\left(k_{NV} - \frac{C_s}{6} \right) \frac{C_s}{6} + 1 \right]^3 - 1 \right]$$

wobei k_{NV} der k -Wert der Standardnormalverteilung ist [4.7].

Die Pearson Typ-III-Verteilung hat die Eigenschaft, dass sie einseitig begrenzt ist, linksseitig bei positiver Schiefe C_s und rechtsseitig bei negativer Schiefe (vgl. Bild 4.4). Bei zu großer Schiefe wird eine J-förmige Verteilung erhalten. Die Pearson Typ-III-Verteilung ist mit der 3-parametrischen Gammaverteilung identisch. Die Lage der Pearson Typ-III-Verteilung lässt sich veranschaulichen, wenn für die Dichtefunktion geschrieben wird:

$$f(x) = f_0 \cdot e^{x/d} (1 + x/b)^{b/d} \quad (4.48)$$

f_0 : Wert der Dichtefunktion (Wahrscheinlichkeit) beim Modalwert,

d : Differenz zwischen Mittel $\bar{x}$ und Modalwert D ,

b : Differenz zwischen Modalwert und unterer Grenze ($f(x) = 0$).

Wenn der Modalwert $D = 0$ ist, d.h. der Gipfel der Dichtefunktion bei $x = 0$ mit $f(x) = P_0'$ liegt, findet sich die untere Grenze bei $x = -b$ und $2d$ wird gleich $C_v C_s$. Durch b und d ist also P_0 bestimmt. Das Standardverfahren nach [4.15] lässt daher nur positive Werte C_s zu. Um zu vermeiden, dass der Ursprung der Kurve im Negativen liegt, muss $C_s > 2 C_v$ sein.

Die Berechnung des Hochwasserabflusses für eine vorgegebene Wiederholungszeit-spanne wird nach dem Verfahren nach 4.15, dem die Pearson Typ-III-Verteilung zu Grunde liegt, in folgenden Schritten vorgenommen (Bild 4.11):

1. Umformen der Beobachtungswerte x_i in ihre dekadischen Logarithmen

$$y_i = \log x_i.$$

2. Berechnen der statistischen Parameter $\bar{y}$, C_{vy} und C_{sy} aus den y_i :

Arithmetisches Mittel:

$$\bar{y} = (1/N) \sum y_i \quad \text{nach Gl.(4.5)}$$

Standardabweichung:

$$s_y = [\sum (y_i - \bar{y})^2 / (N - 1)]^{1/2} \quad \text{nach Gl.(4.11)}$$

Variationskoeffizient:

$$C_{vy} = s_y / \bar{y} \quad \text{nach Gl.(4.13)}$$

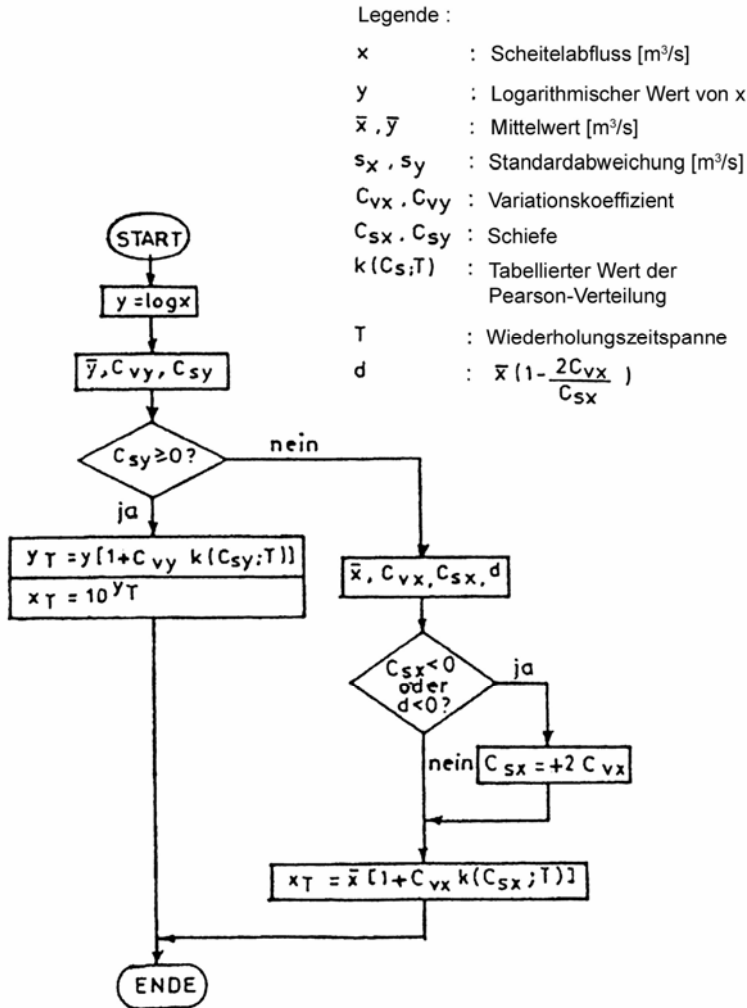


Abb. 4.11. Ablaufdiagramm zur Berechnung der Hochwasserwahrscheinlichkeiten für die Pearson III-Verteilung nach [4.15] (k -Werte s. Tab. 4.2)

Schiefekoeffizient

$$C_{sy} = N \sum_{i=1}^N (y_i - \bar{y})^3 / [(N-1)(N-2)s_y^3] \quad \text{nach Gl. (4.19)}$$

3. Ist $C_{sy} > 0$, berechnet sich der gesuchte T -jährliche Hochwasserabfluss x_T für die Wiederholungszeitspanne T_n (Gl.(4.45)):

$$y_T = \bar{y} + s_y k(C_{sy}; T) \quad \text{bzw.} \quad y_T = \bar{y} [1 + C_{vy} k(C_{sy}; T)].$$

Die k-Werte nach Pearson sind aus Tab. 4.2 zu entnehmen und ggf. linear zu interpolieren. Durch Entlogarithmieren wird das Ereignis x_T mit der Wiederholungszeitspanne T_n erhalten:

$$x_T = 10^{y_T} \quad \text{bei Verwendung dekadischer Logarithmen,}$$

$$x_T = \exp^{y_T} \quad \text{bei Verwendung natürlicher Logarithmen } y_i = \ln x_i.$$

4. Ist C_{sy} negativ, wird die Berechnung mit den Werten x_i wiederholt und die Parameter $\bar{x}$, C_{vx} , C_{sx} und d aus den Werten x_i ermittelt. Die verwendete Verteilungsfunktion ist einseitig begrenzt durch d :

$$d = \bar{x}(1 - 2C_{vx} / C_{sx}).$$

5. Ist C_{sx} oder d kleiner Null, wird $C_{sx} = 2C_{vx}$ gesetzt und anschließend x_T berechnet.
6. Sind C_{sx} und d größer oder gleich Null, wird der Hochwasserabfluss x_T berechnet zu (k-Werte aus Tab. 4.2):

$$x_T = \bar{x} + s_x \cdot k(C_{sx}; T) \quad \text{bzw.} \quad x_T = \bar{x}[1 + C_{vx}k(C_{sx}; T)]$$

5. Ist C_{sx} oder d kleiner Null, wird $C_{sx} = 2C_{vx}$ gesetzt und anschließend x_T berechnet.
6. Sind C_{sx} und d größer oder gleich Null, wird der Hochwasserabfluss x_T berechnet zu (k-Werte aus Tab. 4.2):

$$x_T = \bar{x} + s_x \cdot k(C_{sx}; T) \quad \text{bzw.} \quad x_T = \bar{x}[1 + C_{vx}k(C_{sx}; T)]$$

Die Anwendung der Pearson III Verteilung zur Berechnung der Hochwasserhäufigkeit soll für eine 36-jährige Beobachtungsreihe von Winterhochwasser am Pegel Brenneckenbrück / Aller ($A_{E0} = 1639 \text{ km}^2$; $MQ = 7,8 \text{ m}^3/\text{s}$) gezeigt werden.

Aus Tabelle 4.5 erhält man für die nicht transformierten Werte:

$$\text{Mittel : } \bar{x} = 1411,2 / 36 = 39,2 \text{ m}^3 / \text{s},$$

$$\text{Standardabweichung : } s_x = (9372,06 / 35)^{1/2} = 16,3 \text{ m}^3 / \text{s},$$

$$\text{Variationskoeffizient : } C_{vx} = 16,3 / 39,2 = 0,415,$$

$$\text{Schiefekoeffizient : } c_{sx} = (36 \cdot 19074,22) / [35 \cdot 34(16,3)^3] = 0,13,$$

$$\text{Häufigkeitsgleichung bei Normalverteilung : } x_T = 39,2 + 16,3k(0; T)(\text{Tab.4.2}),$$

Aus Tab 4.5 (Fortsetzung) erhält man für die logarithmierten Werte:

$$\text{Mittel : } \bar{y} = 55,8422 / 36 = 1,551172 ; \quad \text{geom. Mittel : } \bar{x}_g = 33,58 \text{ m}^3 / \text{s},$$

$$\text{Standardabweichung } s_y = (0,14361/35)^{0,5} = 0,2026, \quad \text{Vergleichsgröße } d = -202$$

$$\text{Schiefekoeffizient } C_{sy} = [36 (-0,1432)] / [35 \cdot 34(0,20)^3] = -0,52$$

$$\text{Log. Pearson III Verteilung } y_T = 1,55172 + 0,2026k(-0,52; T).$$

Tabelle 4.5. Hochwasserabflüsse in m³/s der Aller am Pegel Brenneckenbrück und Hilfsgrößen zur Ermittlung der Pearson Typ-III-Verteilung

x_i (m ³ /s)	m Rang	$\tilde{P} = (m/(N+1)) \cdot 100$ (%)	$(x_i - \bar{x})$	$(x_i - \bar{x})^2$	$(x_i - \bar{x})^3$
70,7	36	97,29	31,5	992,25	31255,88
69,0	35	94,59	29,8	888,04	26463,59
64,0	34	91,89	24,8	615,04	15252,99
58,4	33	89,18	19,2	368,64	7077,98
57,5	32	86,48	18,3	334,89	6128,49
57,2	31	83,78	18,0	324,00	5832,00
56,0	30	81,08	16,8	282,24	4741,63
54,9	29	78,37	15,7	246,49	3869,89
53,5	28	75,67	14,3	204,49	2924,21
52,7	27	72,97	13,5	182,25	2460,38
48,6	26	70,27	9,4	88,36	830,58
48,5	25	67,56	9,3	86,49	804,36
46,7	24	64,86	7,5	56,25	421,88
44,5	23	62,16	5,3	28,09	148,88
44,3	22	59,45	5,1	26,01	132,65
43,7	21	56,75	4,5	20,25	91,13
43,5	20	54,05	4,3	18,49	79,51
41,7	19	51,35	2,5	6,25	15,62
38,5	18	48,64	-0,7	0,49	-0,34
38,1	17	45,94	-1,1	1,21	-1,33
35,2	16	43,24	-4,0	16,00	-64,00
32,0	15	40,54	-7,2	51,84	-373,25
29,5	14	37,83	-9,7	94,09	-912,67
29,0	13	35,13	-10,2	104,04	-1061,21
28,7	12	32,43	-10,5	110,25	-1157,62
28,2	11	29,72	-11,0	121,00	-1331,00
25,2	10	27,02	-14,0	196,00	-2744,00
23,7	9	24,31	-15,5	240,25	-3723,88
23,3	8	21,61	-15,9	252,81	-4019,68
22,6	7	18,91	-16,6	275,56	-4574,30
21,5	6	16,21	-17,7	313,29	-5545,23
19,4	5	13,51	-19,8	392,04	-7762,39
18,2	4	10,80	-21,0	441,00	-9261,00
14,9	3	8,10	-24,3	590,49	-14348,91
14,9	2	5,40	-24,3	590,49	-14348,91
12,9	1	2,70	-26,3	691,69	-18191,45
$\Sigma : 1411,2$			0	9372,06	19074,22

Die höchsten Scheitelabflüsse der Winterhalbjahre x_i in m³/s wurden der Größe nach geordnet in Tab. 4.5 aufgelistet. In dieser Tabelle sind aus Platzgründen auch Größen zur Berechnung der statistischen Parameter der Werte x aufgeführt, obwohl diese gegebenenfalls erst als vierter Rechenschritt in Frage kommen (Bild 4.11).

P_u	1	5	10	20	50	80	90	96	98	99	99,5
k	-1,711	-1,377	-1,160	-0,856	-0,137	0,777	1,337	2,001	2,467	2,911	3,339
x_T	11,38	16,80	20,33	25,29	36,98	51,83	60,93	71,72	79,30	86,52	93,47

Tabelle 4.5. (Fortsetzung) Parameter für logarithmisch transformierte Werte

x_i (m ³ /s)	$\log x_i$	$\log x_i - \overline{\log x}$	$(\log x_i - \overline{\log x})^2$	$(\log x_i - \overline{\log x})^3$
70,7	1,84942	0,2983	0,0889	0,0265
69,0	1,83885	0,2877	0,0827	0,0237
64,0	1,80618	0,2550	0,0650	0,0165
58,4	1,76641	0,2153	0,0463	0,0099
57,5	1,75967	0,2085	0,0434	0,0090
57,2	1,75740	0,2063	0,0425	0,0087
56,0	1,74819	0,1970	0,0388	0,0076
54,9	1,73957	0,1884	0,0354	0,0066
53,5	1,72754	0,1764	0,0311	0,0054
52,7	1,72181	0,1707	0,0291	0,0049
48,6	1,68664	0,1355	0,0183	0,0024
48,5	1,68574	0,1346	0,0181	0,0024
46,7	1,66932	0,1182	0,0139	0,0016
44,5	1,64836	0,0972	0,0094	0,0009
44,3	1,64640	0,0953	0,0090	0,0008
43,7	1,54048	0,0893	0,0079	0,0007
43,5	1,63649	0,0873	0,0076	0,0006
41,7	1,52014	0,0690	0,0047	0,0003
38,5	1,58546	0,0343	0,0011	0,0000
38,1	1,58092	0,0298	0,0008	0,0000
35,2	1,54654	-0,0045	0,0000	-0,0000
32,0	1,50515	-0,0459	0,0021	-0,0000
29,5	1,46982	-0,0812	0,0065	-0,0005
29,0	1,46240	-0,0887	0,0078	-0,0006
28,7	1,45788	-0,0932	0,0086	-0,0008
28,2	1,45025	-0,1008	0,0101	-0,0010
25,2	1,40140	-0,1497	0,0224	-0,0033
23,7	1,37475	-0,1763	0,0310	-0,0054
23,3	1,36736	-0,1837	0,0337	-0,0033
22,6	1,35411	-0,1969	0,0387	-0,0054
21,5	1,33244	-0,2186	0,0477	-0,0061
19,4	1,28780	-0,2633	0,0693	-0,0076
18,2	1,26007	-0,2910	0,0846	-0,0104
14,9	1,17319	-0,3779	0,1428	-0,0182
14,9	1,17319	-0,3779	0,1428	-0,0246
12,9	1,11059	-0,4405	0,1940	-0,0854
Summe:	55,8422		1,4361	-0,1432

Die Werte für x_T werden in ein NV-Wahrscheinlichkeitspapier eingetragen und zu der Verteilungsfunktion verbunden. Für Wiederholungszeitspannen $T_n < 15a$ erfolgt eine Korrektur der Wiederholungszeitspanne nach Gl.(4.43) (Bild 4.12).

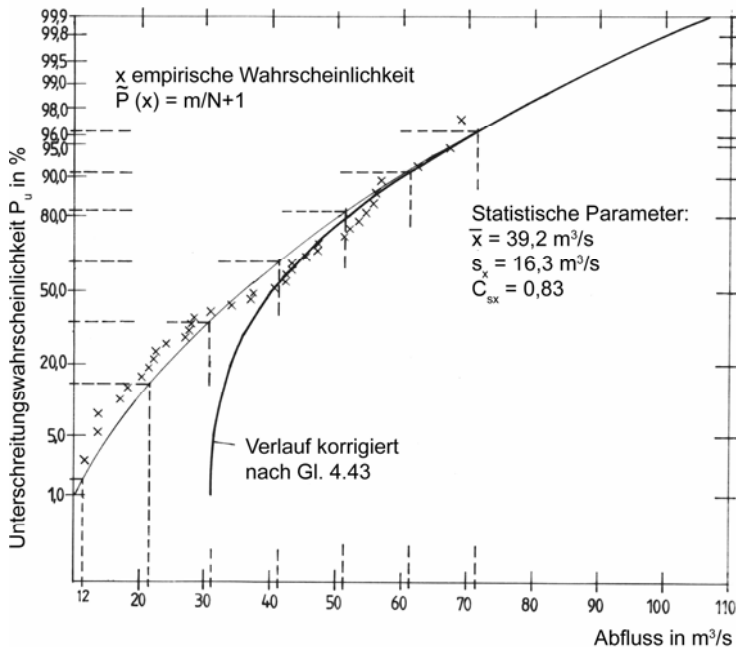


Abb. 4.12. Häufigkeit von Winterhochwasser nach der Pearson Typ-III-Verteilung für den Pegel Brennecknbrück/Aller für eine 36-jährige Reihe (stark ausgezogene Kurve: Verteilung nach [4.15], im unteren Bereich nach Gl. (4.43) berechnet; dünn ausgezogene Kurve: Pearson Typ-III-Verteilung; gestrichelt: Klasseneinteilung für den χ^2 -Test

4.2.3.3 Extremwert Typ-I-Verteilung

Extremwertverteilungen, deren Grundlagen in [4.12, 4.17–4.19] behandelt werden, entstehen, wenn aus normalverteilten Stichproben nur die größten (Extremwert Typ-I) bzw. die kleinsten (Extremwert Typ-III) Werte ausgewählt und zu einer Stichprobe von Extremwerten zusammengestellt werden. Die Wahrscheinlichkeitsverteilung der Extremwertvariablen hängt ab vom Stichprobenumfang N sowie von der Verteilungsfunktion der Grundgesamtheit, aus der die Extremwerte gezogen wurden. Die Verteilungsfunktionen der Teilreihen müssen vom gleichen Typ sein wie die der Ursprungsreihe. Der Anteil der Extremwerte bezogen auf den Stichprobenumfang muss in beiden Fällen gleich sein. Da dies nur für sehr große Stichprobenumfänge gilt, heißen die Extremwertverteilungen auch asymptotische Verteilungen. Häufig ist die Ursprungsverteilung, aus welcher der einzelne beobachtete Extremwert stammt, unbekannt und auch nicht bestimmbar. Ist jedoch der Stichprobenumfang groß, kann das asymptotische Verhalten benutzt werden, um auf die Ursprungsverteilung zu schließen.

Die Verteilungsfunktion der Allgemeinen Extremwert Verteilung lautet:

$$P(x) = \exp\left\{-(1 - \tau\alpha[x - \beta])^{1/\tau}\right\} \text{ für } \tau \neq 0 \quad (4.49)$$

Sie beinhaltet 3 Extremwertverteilungen: für $\tau = 0$ die Extremwert Typ-I Verteilung (Gumbel- oder Fisher-Tippett-Verteilung), die häufig für Hochwasser verwendet wird. Die Extremwert Typ-II-Verteilung (Frechetverteilung) für $\tau < 0$ sowie für $\tau > 0$ Extremwert Typ-III-Verteilung (Weibullverteilung). Die Werte α und β werden als Maßstabs- bzw. Lageparameter bezeichnet, τ ist der Form- bzw. Krümmungsparameter. Für $\tau = 0$ ergibt die Verteilungsfunktion der allgemeinen Extremwertverteilung die Gumbelverteilung:

$$P(X \leq x_o) = \exp[-\exp(-y_T)] \dots \text{für Größtwerte und } y_T = \alpha(x - \beta) \quad (4.50)$$

Nach y_T aufgelöst:

$$y_T = -\ln[-\ln P(X > x)] = -\ln[-\ln(1 - P_u)] = -\ln[\ln(1/P_u)]. \quad (4.51)$$

Mit dem Wiederkehrintervall T_n nach Gl.(4.42) wird Gl.(4.51):

$$y_T = -\ln[\ln(T_n / (T_n - 1))] \text{ bzw. } y_T = -\ln[-\ln(1 - 1/T_n)] \quad (4.51a)$$

bzw. für dekadische Logarithmen erhält man (Tab. 4.6):

$$y_T = -\{0,83405 + 2,30259 \log[\log T_n / (T_n - 1)]\} \quad (4.51b)$$

Die Parameter können nach der Momentenmethode berechnet werden. Mittel μ , Standardabweichung σ und Median Z der Grundgesamtheit lauten:

Tabelle 4.6. Wiederholungszeitspanne T_n und reduzierte Variable y_T bei der Extremwert Typ-I-Verteilung

red. Variable y_T	Wiederkehrintervall T_n in a	Überschreitungswahrscheinlichkeit $P_u(X \geq x)$ in %
- 1,5293	1,01	99
- 1,1133	1,05	95
- 0,8380	1,11	90
- 0,4759	1,25	80
0,3665	2	50
1,4999	5	20
2,2504	10	10
3,1985	25	4
3,9019	50	2
4,6001	100	1
5,2958	200	0,5
6,2136	500	0,2
6,9073	1000	0,12

$$\text{Mittel: } \mu = \beta + 0,5772/\alpha ; \text{ Standardabweichung: } \sigma = \pi/(\alpha\sqrt{6}) = 1,281/\alpha; \quad (4.53)$$

Varianz $\sigma^2 = \pi^2/(\alpha^2 6) = 1,6449\alpha^2$; Median $Z = \beta + 0,3665/\alpha$; Schiefe $C_s \approx 1,3$.

Da die Gumbel-Verteilung eine feste Schiefe hat, werden bei Kollektiven mit Schiefen $C_s < 1,3$ die Werte geringer Wahrscheinlichkeit überschätzt und bei $C_s > 1,3$ unterschätzt.

Aus Gl. 4.50 erhält man die Geradengleichung: $\alpha(x - \beta) = -\ln[-\ln P(x)]$ und $y = \alpha(x - \beta)$ bzw. $x = \beta + y/\alpha$ auf dem Wahrscheinlichkeitspapier. Die Parameter α und β sind für ein gegebene Mittel μ und Standardabweichung σ : $\beta = \mu - 0,450 \sigma$ und $\alpha = 1,281/\sigma$. Zur Bestimmung von α und β muss die Auftragung als empirische Wahrscheinlichkeit, also letztlich der Stichprobenumfang N , berücksichtigt werden, d.h. die Werte $\bar{y}_N$ und s_N , und es ergibt sich der Zusammenhang:

$1/\alpha = s_N/s_N$ und $b = x - \bar{y}_N/\alpha$. Damit wird die Geradengleichung:

$$x = \bar{x} + s_x(y - \bar{y}_N)/s_N. \quad (4.54)$$

Die Ausdrücke $\bar{y}_N$ und s_N sind Mittel- und Standardabweichung der reduzierten Variablen y_T (Tab. 4.7). Sie sind vom Stichprobenumfang N abhängig und lassen sich aus folgenden Ausdrücken berechnen [4.12]:

$$\bar{y}_N = (1/N) \sum_{i=1}^N \left[-\ln \left(-\ln \frac{i}{N+1} \right) \right], \text{ mit } i=1, 2, \dots, N;$$

$$s_N^2 = (1/N) \sum_{i=1}^N \left(\left[-\ln \left(-\ln \frac{i}{N+1} \right) \right] - \bar{y}_N \right)^2. \quad (4.55)$$

Der k -Wert nach Gumbel ergibt sich durch Auflösung von Gl.(4.55) nach k (k -Wert Tabellen z.B. in [4.16, 4.17, 4.19]:

$$k = (y_T - \bar{y}_N)/s_N \text{ bzw. für große } N: k = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} [0,5772 + \ln(\ln(T_n)/(T_n - 1))] \quad (4.56)$$

wobei y_T nach Gl.(4.52) und $\bar{y}_N, s_N$, nach Gl.(4.55) berechnet oder aus Tab. 4.7 entnommen werden. Für die Berechnung der Hochwasserhäufigkeit nach Gumbel kann die allgemeine Häufigkeitsgleichung (Gl.4.45) $x_T = \bar{x} + ks_x$ dienen, wenn Tab. 4.7 mit Gl.(4.56) zu k -Werten in Abhängigkeit von T_n und N umgerechnet wird.

Für die Konstruktion eines Wahrscheinlichkeitspapiers nach Gumbel wird zuerst für y_T eine linear geteilte Skala angelegt, die etwa den Bereich $-2 < y_T < 7$ umfasst. Punktweise wird für vorgegebene Werte von $T_n = 1, 2, \dots, 1000$ Jahre der zugehörige Wert y_T nach Gl.(4.52a) berechnet (Tab. 4.6) und die Wertepaare y_T, T_n werden auf zwei parallelen Achsen angetragen. Die Abschnitte auf der T_n -Achse bilden die Einteilung der Wahrscheinlichkeitsachse des Gumbel-Papiers.

Tabelle 4.7. Mittel $\bar{y}_N$ und Standardabweichung s_N der reduzierten Variablen y_T für die Gumbel-Verteilung in Abhängigkeit vom Stichprobenumfang N ($\gamma = 0,57726 =$ Eulersche Konstante) [4.12]

N	$\bar{y}_N$	s_N	N	$\bar{y}_N$	s_N
8	0,4843	0,9043	49	0,5481	1,1590
9	0,4902	0,9288	50	0,54854	1,16066
10	0,4952	0,9497	51	0,5489	1,1623
11	0,4996	0,9676	52	0,5493	1,1638
12	0,5035	0,9833	53	0,5497	1,1653
13	0,5070	0,9972	54	0,5501	1,1667
14	0,5100	1,0095	55	0,55040	1,16810
15	0,51280	1,02057	56	0,5508	1,1696
16	0,5157	1,0316	57	0,5511	1,1708
17	0,5181	1,0411	58	0,5515	1,1721
18	0,5202	1,0493	59	0,5518	1,1734
19	0,5220	1,0566	60	0,55208	1,17467
20	0,52355	1,06283	62	0,5527	1,1770
21	0,5252	1,0696	64	0,5533	1,1793
22	0,5268	1,0754	66	0,5538	1,1814
23	0,5283	1,0811	68	0,5543	1,1834
24	0,5296	1,0864	70	0,55477	1,18536
25	0,53086	1,09145	72	0,5552	1,1873
26	0,5320	1,0961	74	0,5557	1,1890
27	0,5332	1,1004	76	0,5561	1,1906
28	0,5343	1,1047	78	0,5565	1,1923
29	0,5353	1,1086	80	0,55688	1,19382
30	0,53622	1,11238	82	0,5572	1,1953
31	0,5371	1,1159	84	0,5576	1,1967
32	0,5380	1,1193	86	0,5580	1,1980
33	0,5388	1,1226	88	0,5583	1,1994
34	0,5396	1,1255	90	0,55860	1,20073
35	0,54034	1,12847	92	0,5589	1,2020
36	0,5410	1,1313	94	0,5592	1,2032
37	0,5418	1,1339	96	0,5595	1,2044
38	0,5424	1,1363	98	0,5598	1,2055
39	0,5430	1,1388	100	0,56002	1,20649
40	0,54362	1,14132	150	0,56461	1,22534
41	0,5442	1,1436	200	0,56715	1,23598
42	0,5448	1,1458	250	0,56878	1,24292
43	0,5453	1,1480	300	0,56993	1,24786
44	0,5458	1,1499	400	0,57144	1,25450
45	0,54630	1,15185	500	0,57240	1,25880
46	0,5468	1,1538	750	0,57377	1,26506
47	0,5473	1,1557	1000	0,57450	1,26851
48	0,5477	1,1573	∞	0,57722	1,28255
				$= \gamma$	$= \pi / \sqrt{6}$

Falls erforderlich kann die Unter- bzw. Überschreitungswahrscheinlichkeit als gesonderte Achse aus der T_n -Achse nach Gl.(4.42) entwickelt werden (Bild 4.14). Eine Gumbel-Verteilung ist in diesem Wahrscheinlichkeitsnetz eine Gerade, die durch Eintragung von zwei einfach zu berechnenden Punkten gewonnen werden kann. Das arithmetische Mittel $\bar{x}$ bzw. MHQ wird für die Grundgesamtheit bei einer Wiederholungszeitspanne von 2,33 Jahren angetragen, wie durch Einsetzen von $x = y_T = 0,577$ in Gl.(4.51) erhalten wird. Der Modalwert wird bei $T(0) = e/(e-1) = 1,582$ angetragen.

Als Beispiel zur Berechnung der Gumbel-Verteilung soll die Häufigkeit des Winterhochwassers der Elbe am Pegel Darchau ($A_{E_0} = 131950 \text{ km}^2$, Jahresreihe 1940/87) untersucht werden. Die empirischen Häufigkeiten $\tilde{P}(x) = m/N+1$ sind in Bild 4.13 eingetragen. Für die Stichprobe der jährlichen Serie wurden ermittelt $\bar{x} = 1869 \text{ m}^3/\text{s}$, $s_x = 727 \text{ m}^3/\text{s}$ und $C_{sx} = 0,645$. Das Ereignis x_T mit dem Wiederkehrintervall T_n erhält man zu:

$$x_T = y_T / \alpha + \beta$$

mit y_T : reduzierte Variable; $\alpha = s_N/s_x$ und $\beta = \bar{x} - \bar{y}_N / \alpha$.

Werden die Größen eingesetzt, ergibt sich:

$$x_T = (s_x / s_N) y_T + [\bar{x} - \bar{y}_N (s_x / s_N)] = \bar{x} + (s_x / s_N) (y_T - \bar{y}_N)$$

oder:

$$x_T = \bar{x} + s_x [(y_T - \bar{y}_N) / s_N] = \bar{x} + k_{sx}.$$

Für $N \rightarrow \infty$ wird $\bar{y}_N = \gamma = 0,5772$ (Euler-Konstante) und $s_N = \pi/\sqrt{6} = 1,28225$; für die Stichprobe mit dem Umfang N werden die Werte der Tab. 4.7 entnommen, d.h. für $N = 48$ wird $\bar{y}_N = 0,54769$ und $s_N = 1,1574$. Zur Konstruktion der Verteilungsfunktion im Gumbel-Papier werden zwei Punkte ermittelt. Für $T = 5a$ wird $y_T = 1,4999$ nach Tab. 4.6 und:

$$x_5 = \bar{x} + s_x \frac{1,4999 - 0,5477}{1,1573} = 1869 + 727(0,8228) = 2467 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Für $T = 100 a$ wird $y_T = 4,6001$ und:

$$x_{100} = \bar{x} + s_x \frac{4,6001 - 0,5477}{1,1573} = 1869 + 727(3,5016) = 4415 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Wird der k -Wert nach Gl. 4.56 verwendet und in Gl. 4.45 eingesetzt erhält man für $T = 5a$ einen Wert $k = 0,72$ und $x_5 = 1869 + 0,72 \cdot 727 = 2392 \text{ m}^3/\text{s}$ und für $T = 100a$ einen Wert $k = 3,14$ und $x_{100} = 1869 + 3,14 \cdot 727 = 4151 \text{ m}^3/\text{s}$, da die Geradengleichung für die Grundgesamtheit $x_T = \bar{x} + s(\gamma - y_T)\sqrt{6}/\pi$ verwendet wird. Da $s_N < \pi/\sqrt{6}$ und $y_N/s_N > 0,45005$ sind, wächst der Größtwert schneller mit $\log T_n$ an. Zum Vergleich sind die Vertrauensbereiche für $\alpha = 5\%$ angetragen. Die Spannweite der Ergebnisse bei der 3-fachen Länge der Beobachtungsreihe ist in Bild 4.13 eingetragen.

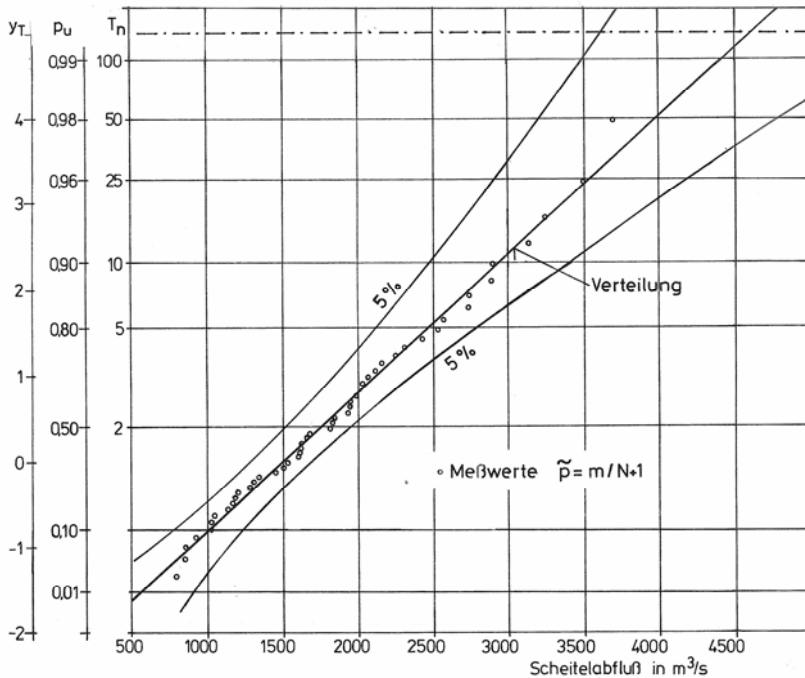


Abb. 4.13. Hochwasserhäufigkeit nach Gumbel-Verteilung für den Pegel Neu-Darchau/Elbe und die jährliche Serie 1940/87 mit Konfidenzgrenzen für $\alpha = 5\%$, (Grenze der 3-fachen Länge der Beobachtungsreihe: strichpunktierte Linie)

Als Beispiel für eine spezielle Anwendung der Gumbel-Verteilung soll die Auswertung von Niederschlägen vorgegebener Dauern behandelt werden [4.20]. Für die jährlichen Serien berechnet man die reduzierte Variable nach der Extremwertverteilung. Die Wahrscheinlichkeitsachse ist geteilt entsprechend $x = -\ln[\ln T_n / (T_n - 1)]$. Da bei Niederschlagskollektiven verschiedener Dauern in vielen Fällen von der partiellen Serie ausgegangen werden muss, wird die Verteilungsfunktion als lineare Regression $y = a + bx$ berechnet, wobei y die Niederschlagshöhe bedeutet. Als x wird ein Ausdruck verwendet, welcher vom logarithmischen Wert der empirischen Wahrscheinlichkeit ausgeht. Die Niederschlagshöhe h_N einer bestimmten Dauerstufe erhält man zu:

$$h_N(T_n) = u_p + w_p(\ln T_n) \quad (4.57)$$

$h_N(T_n)$: Niederschlagshöhe in mm,

T_n : Wiederholungszeitspanne aus der empirischen Wahrscheinlichkeit;

es wird gesetzt: $T_{n,K} = [(M + 0,2)/(K - 0,4)][N/M]$,

N : Anzahl der Beobachtungsjahre,

M : Stichprobenumfang (= Anzahl der Werte der partiellen Serie pro Dauerstufe),

K : Laufindex der Stichprobenwerte ($K = 1$ größter, $K = M$ kleinster Wert der Stichprobe),

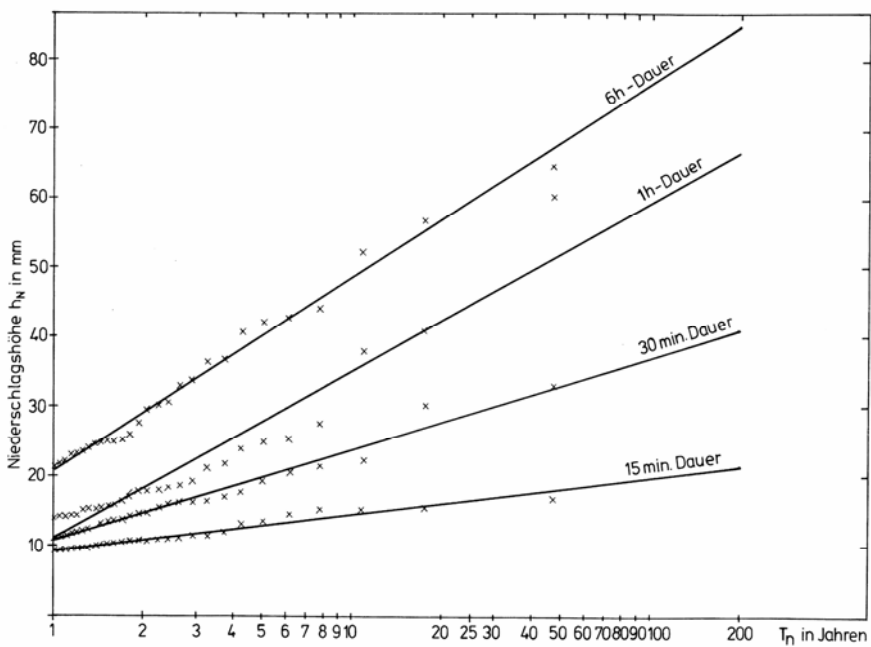


Abb. 4.14. Niederschlagshäufigkeit verschiedener Dauerstufen als Regressionsgeraden nach Gl. (4.57) für die Station Braunschweig

Tabelle 4.8. Niederschlagshöhen h_N in mm von 15-minütigen Regen der Station Braunschweig (partielle Serie 1950/77)

Jahr	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
195...	16,7	15,6	15,2	15,1	14,5	13,4	13,3	11,9	11,3	11,2
196...	11,1	10,7	10,6	10,5	10,5	10,5	10,3	10,3	10,2	10,0
197...	9,9	9,5	9,4	9,3	9,2	9,2	9,1	9,1		

u_p : Nullabschnitt; $u_p = \overline{h_N} - w_p \overline{\ln T_n}$,

w_p : Regressionskoeffizient,

$$w_p = \left[\sum_{K=1}^M (b_{N,K} \cdot \ln T_{n,K}) - M \overline{b_N} \overline{\ln T_n} \right] / \left[\sum_{K=1}^M (\ln T_{n,K})^2 - M \overline{\ln T_n}^2 \right]. \tag{4.58}$$

Als Zahlenbeispiel sollen die Niederschläge der größten 15-Minuten-Regen der Station Braunschweig untersucht werden (Tab. 4.8). Aus der Jahresreihe 1950/77 wurden die 28 größten Niederschlagshöhen h_N in mm zusammengestellt und die statistischen Parameter berechnet ($\overline{h_N} = 11,34$ mm und $T_{nK} = [(28+0,2) / (K - 0,4)] (28/28)$).

Für die Rechnung empfiehlt sich folgende Tabellenform:

K	h_N	T_n	$\ln T_n$	$h_N \ln T$	$(h_N (\ln T_n))^2$
1	16,7	47	3,850	64,297	4234,164
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.

Die Regressionsgerade $h_N(T_n) = 9,0575 + 2,33994 \ln(T_n)$ wird für verschiedene Dauerstufen in ein halblogarithmisches Papier aufgetragen (Bild 4.14)

4.2.4 Anpassungstests für Verteilungsfunktionen

4.2.4.1 Chi-Quadrat-Test

Die Güte der Anpassung der gewählten Verteilungsfunktion an die Beobachtungen kann durch einen Anpassungstest geprüft werden. Üblicherweise erfolgt dies durch den χ^2 -Test (Chi-Quadrat-Test) oder den K-S-Test (Kolmogorov-Smirnov-Test). Für die Anwendung des Tests sind zwei Fragestellungen möglich: ob die gewählte Verteilungsfunktion geeignet ist oder ob aus mehreren Verteilungen eine besonders geeignet ist. Bei der Anwendung der Anpassungstests ist nur der Typ der Verteilung das Testobjekt. Die Parameter müssen aus der gleichen Stichprobe geschätzt werden, für die auch der Test durchgeführt werden soll, was die Aussagekraft einschränkt. Da die Übereinstimmung der empirischen Verteilung $\tilde{P}(x)$ mit der vermuteten theoretischen Verteilung der Grundgesamtheit $P(x)$ getestet wird, wird über die Verteilung der Grundgesamtheit eine Hypothese getroffen.

Die mit dem Test zu prüfende Hypothese wird als Nullhypothese bezeichnet. Für den Fall, dass diese abzulehnen ist, kann eine Gegenannahme (Alternativhypothese) gewählt und überprüft werden. Beim Test können zwei Arten von Fehlern begangen werden. Der Fehler 1. Art besteht in der Ablehnung der Nullhypothese, obwohl sie richtig ist. Die Wahrscheinlichkeit, mit der dieser Fehler auftritt, ist die Irrtumswahrscheinlichkeit $1-\alpha$. Wird eine Nullhypothese nicht abgelehnt, so bedeutet dies zwangsläufig nicht, dass sie damit bewiesen oder richtig ist. Daraus kann der Fehler 2. Art resultieren, d.h. die Annahme der Nullhypothese, obwohl sie falsch ist. Die Wahrscheinlichkeit wird mit β bezeichnet. Aus der Annahme einer Hypothese darf nicht gefolgert werden, dass die Hypothese die einzig mögliche ist. Es wird lediglich der Fehler 1. Art gering gehalten, über den Fehler 2. Art wird nichts ausgesagt [4.9].

Die Schärfe der Testverfahren lässt es oft nicht zu, eine einzige Verteilungsfunktion auszuwählen, insbesondere, wenn der Schiefeffizient nahe bei Null liegt. Bestehen mehrere Verteilungen den Anpassungstest, können historische Hochwasser einbezogen werden. Bevor ein Anpassungstest durchgeführt wird, sollten die empirischen und theoretischen Verteilungen aufgetragen und visuell verglichen werden. Dabei können auch Ausreißer oft auf einfache Weise festgestellt werden [4.61].

Der χ^2 -Test eignet sich für alle Verteilungen, setzt jedoch eine Klasseneinteilung voraus, die frei wählbar ist. Der Test berücksichtigt angemessen den gesamten Wertebereich. Die Anwendung des Verfahrens erfordert verhältnismäßig große Stichprobenumfänge ($N > 25$). Zunächst wird das Maß χ^2 für die Abweichung zwischen den Dichtefunktionen der Stichprobe und der Grundgesamtheit berechnet und geprüft, ob die Abweichung signifikant ist, d.h. ob die vermutete Verteilung der Grundgesamtheit bestätigt wird oder nicht. Das Maß χ^2 folgt der χ^2 -Verteilung, einer zwei-parametrischen Gammaverteilung (Tab. 4.9). Es wird verglichen mit einem vorgegebenen Wert c , der abhängig ist vom Umfang der Stichprobe und von der gewählten statistischen Sicherheit (Bild 4.15). Die Dichtefunktion der χ^2 -Verteilung ist abhängig vom Stichprobenumfang N und geht für große N in die Normalverteilung über (Tab. 4.9). Der Freiheitsgrad beim χ^2 -Test ist vom Stichprobenumfang, von der Anzahl der Klassen und der Anzahl der statistischen Parameter, die für die zu testende Verteilungsfunktion benötigt werden, abhängig.

Die Hypothese wird angenommen, falls das ermittelte Maß der Abweichung kleiner ist als der Wert c . Die statistische Sicherheit von 95 oder 99 % wird vorgegeben. Die Irrtumswahrscheinlichkeit von $1-\alpha$, dass die Annahme nicht zutrifft, beträgt dann 5 bzw. 1 %. Die Aussagekraft des Tests wächst mit zunehmendem Stichprobenumfang und wachsendem α .

Der Test gilt theoretisch nur für den Bereich der Verteilung, für den Beobachtungen vorliegen. Folgende Rechenschritte fallen an (Tab. 4.10):

1. Der Wertebereich der Variablen wird in k Klassen I_j ($j = 1, 2, \dots, k$) mit gleicher Klassenbreite eingeteilt. Für jede Klasse wird die Klassenbesetzung b bestimmt. In jede Klasse sollen möglichst fünf Werte fallen ($b_j > 5$). Die Klassenbreite kann als das 0,6-fache der Standardabweichung s vorgegeben werden. Eine andere Möglichkeit besteht darin, die Klassenbreite gleich $5 \log N$ zu wählen. Wird die Klassenbreite variabel gehalten und dafür das Wahrscheinlichkeitsintervall Δp_j konstant gelassen, kann als Richtwert für $\Delta p_j \sim 0,2N$ angenommen werden.
2. Anhand der Verteilungsfunktion $P(x)$ wird für jedes Intervall I_j die theoretische Wahrscheinlichkeit P_{uj} berechnet oder einfacher aus einer großmaßstäblichen graphischen Darstellung der Verteilung im Wahrscheinlichkeitsnetz abgegriffen. Die Differenz der Unterschreitungswahrscheinlichkeiten der unteren und oberen Klassengrenze ergibt $\Delta p_j = P_{uj} - P_{uj-1}$. Daraus berechnet sich die theoretische Anzahl der zu erwartenden Stichprobenwerte $e_j = N \cdot \Delta p_j$. Wird die Klassenbreite mit $0,6s$ vorgegeben, können die zugehörigen Werte p direkt aus speziellen Tabellen entnommen werden [4.16].
3. Die theoretische Anzahl e_j wird mit der Anzahl der beobachteten Werte b_j klassenweise verglichen und daraus die Testgröße χ^2 am zweckmäßigsten tabellarisch berechnet zu:

$$\chi^2 = \sum_{j=1}^k (b_j - e_j)^2 / e_j. \quad (4.59)$$

4. Nach Wahl der Signifikanzzahl α wird der Wert der χ^2 -Verteilung abgelesen (Tab. 4.9) und mit χ^2 nach Gl.(4.59) verglichen. Bei $\chi^2 \leq c$ wird die Hypothese nicht verworfen, bei $\chi^2 \geq c$ abgelehnt. In die χ^2 -Verteilung geht der Freiheitsgrad der Stichprobe ein. Der

Freiheitsgrad F ermittelt sich aus $F = k-r-1$, wobei k die Anzahl der Klassen und r die Anzahl der statistischen Parameter der gewählten Verteilungsfunktion sind.

Tabelle 4.9. Werte für c nach der χ^2 -Verteilung in Abhängigkeit vom Signifikanzniveau α und der Anzahl der Freiheitsgrade F

$\alpha =$									
F	0,01	0,05	0,1	0,5	0,75	0,9	0,95	0,975	0,99
1	0,00	0,00	0,02	0,45	1,32	2,71	3,84	5,02	6,63
2	0,02	0,10	0,21	1,39	2,77	4,61	5,99	7,38	9,21
3	0,11	0,35	0,58	2,37	4,11	6,25	7,81	9,35	11,34
4	0,30	0,71	1,06	3,36	5,39	7,78	9,49	11,14	13,28
5	0,55	1,15	1,61	4,35	6,63	9,24	11,07	12,83	15,09
6	0,87	1,64	2,20	5,35	7,84	10,64	12,59	14,45	16,81
7	1,24	2,17	2,83	6,35	9,04	12,02	14,07	16,01	18,48
8	1,65	2,73	3,49	7,34	10,22	13,36	15,51	17,53	20,09
9	2,09	3,33	4,17	8,34	11,39	14,68	16,92	19,02	21,67
10	2,56	3,94	4,87	9,34	12,55	15,99	18,31	20,48	23,21
11	3,05	4,57	5,58	10,34	13,70	17,28	19,68	21,92	24,73
12	3,57	5,23	6,30	11,34	14,85	18,55	21,03	23,34	26,22
13	4,11	5,89	7,04	12,34	15,98	19,81	22,36	24,74	27,69
14	4,66	6,57	7,79	13,34	17,12	21,06	23,68	26,12	29,14
15	5,23	7,26	8,55	14,34	18,25	22,31	25,00	27,49	30,58
16	5,81	7,96	9,31	15,34	19,37	23,54	26,30	28,85	32,00
17	6,41	8,67	10,09	16,34	20,49	24,77	27,59	30,19	33,41
18	7,01	9,39	10,86	17,34	21,60	25,99	28,87	31,53	34,81
19	7,63	10,12	11,65	18,34	22,72	27,20	30,14	32,85	36,19
20*	8,26	10,85	12,44	19,34	23,83	28,41	31,41	34,17	37,57

* Für größere Freiheitsgrade sind die Werte $(2\chi^2)^{1/2}$ ungefähr normal verteilt um $(2F-1)^{1/2}$ mit der Standardabweichung $s = 1$.

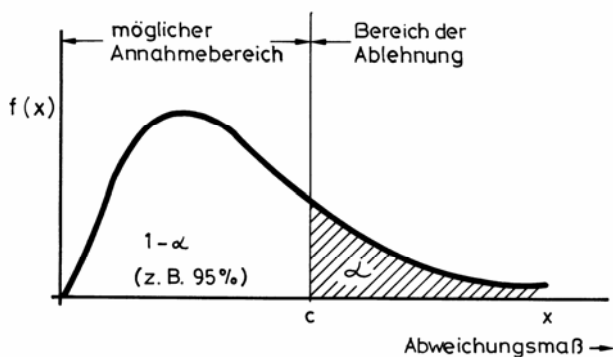


Abb. 4.15. Lage des kritischen Wertes c beim χ^2 -Test

Für die Winterhochwasser am Pegel Brenneckenbrück/Aller wird nach Tab. 4.5 die Pearson Typ-III-Verteilung als Verteilungsfunktion gewählt. Mit dem χ^2 -Test soll auf einem Signifikanzniveau von $\alpha = 95\%$ geprüft werden, ob diese Verteilung angenommen wird. Als konstante Klassenbreite wird $0,6s_x = 0,6 \cdot 16,3 \approx 10 \text{ m}^3/\text{s}$ vorgegeben und die Klasseneinteilung über den beobachteten Wertebereich ($x_{\min} = 12,9 \text{ m}^3/\text{s}$; $x_{\max} = 70,7 \text{ m}^3/\text{s}$) vorgenommen. Die Klassengrenzen sind in Bild 4.12 gestrichelt eingetragen. Die zugehörigen P_u -Werte werden entweder aus der Zeichnung abgegriffen oder berechnet, z.B. für die Klassengrenze $12 \text{ m}^3/\text{s}$ $x_T = 39,2 + 16,3 \cdot k \rightarrow k(0,83; P_u) = -1,669 \rightarrow P_u = 98,5\%$ (Tab. 4.2). Die beobachteten Häufigkeiten b_j pro Klasse werden durch Auszählen bestimmt, die theoretischen durch Bildung $e_j = 36 \Delta p_j$ und in Tab. 4.10 zusammengestellt.

Tabelle 4.10. Durchführung des χ^2 -Tests für die HQ-Abflüsse der Aller/Pegel Brenneckenbrück

Klasse b_j j	Klassen- bereich (m ³ /s)	P_{uj} an Klassen- grenzen (-)	Δp_j (-)	e_j (Anz.)	$b_j - e_j$ (Anz.)	$(b_j - e_j)^2 / e_j$ (-)	
1	6	12-22	0,014-0,122	0,11	3,9	2,1	1,15
2	8	22-32	0,122-0,36	0,24	8,6	-0,6	0,04
3	5	32-2	0,36-0,63	0,27	9,7	-4,7	2,29
4	7	42-52	0,63-0,81	0,18	6,5	0,5	0,04
5	7	52-62	0,81-0,912	0,10	3,7	3,3	3,02
6	3	62-72	0,912-0,965	0,05	1,9	1,1	0,62
Σ :	36						$\chi^2 = 7,16$

Die Zahl der Klassen k beträgt 6, die Zahl der Parameter beträgt $r = 2$, da $C_s = 2C_v$ angenommen wurde. Mit $F = 6 - 2 - 1$ und $\alpha = 95\%$ wird nach Tab. 4.9 $c = 7,81$ abgelesen. Da $\chi^2 = 7,16 < c = 7,81$ ist, wird der Test auf dem Niveau von $1 - \alpha = 5\%$ angenommen.

4.2.4.2 Kolmogorov-Smirnov-Test (K-S-Test)

Anstelle aller Differenzen zwischen empirischer und theoretischer Wahrscheinlichkeit wird beim K-S-Test nur die maximale Abweichung an einem Punkt der Verteilung bewertet. Der K-S-Test kann graphisch oder rechnerisch durchgeführt werden.

Da die maximale Abweichung zwischen empirischer und theoretischer Verteilung sowohl positiv als auch negativ werden kann, wird dieses Maß d als Absolutbetrag ausgedrückt:

$$d = \max \left[\left| P(x_i) - \tilde{P}(x_i - 1) \right| + \left| P(x_i) - \tilde{P}(x_i) \right| \right] \quad (4.60)$$

$P(x_i)$ = Unterschreitungswahrscheinlichkeit nach der theoretischen Verteilungsfunktion an der Stelle x_i ,

$\tilde{P}(x_i)$ = empirische Verteilungsfunktion an der Stelle x_i ; z.B. $\tilde{P}(x_i) = m/(N+1)$ mit m = Rang der nach der Größe geordneten Beobachtungswerte (größter Wert bei Niedrigwasser: $m = 1$).

Für die Ermittlung der Prüfgröße c wird Tab. 4.11 benutzt. Der K-S-Test ist verteilungsfrei. Der K-S-Test umgeht die Klassenbildung, die sich beim χ^2 -Test nachteilig auswirken kann. Er hängt aber auch von der Auftragsart der empirischen Wahrscheinlichkeiten ab.

Tabelle 4.11. Werte c für den Kolmogorov-Smirnov-Test

N	$\alpha=20\%$	$\alpha=10\%$	$\alpha=5\%$	$\alpha=2\%$	$\alpha=1\%$	N	$\alpha=20\%$	$\alpha=10\%$	$\alpha=5\%$	$\alpha=2\%$	$\alpha=1\%$
1	0,900	0,950	0,975	0,990	0,995	31	0,187	0,214	0,238	0,266	0,285
2	0,684	0,776	0,842	0,900	0,929	32	0,184	0,211	0,234	0,262	0,281
3	0,565	0,636	0,708	0,785	0,829	33	0,181	0,208	0,231	0,258	0,277
4	0,493	0,565	0,624	0,689	0,734	34	0,179	0,205	0,227	0,254	0,273
5	0,447	0,509	0,563	0,627	0,669	35	0,177	0,202	0,224	0,251	0,269
6	0,410	0,468	0,519	0,577	0,617	36	0,174	0,199	0,221	0,247	0,265
7	0,381	0,436	0,483	0,538	0,576	37	0,172	0,196	0,218	0,244	0,262
8	0,359	0,410	0,454	0,507	0,542	38	0,170	0,194	0,215	0,241	0,258
9	0,339	0,387	0,430	0,480	0,513	39	0,168	0,191	0,213	0,238	0,255
10	0,323	0,369	0,409	0,457	0,486	40	0,165	0,189	0,210	0,235	0,252
11	0,308	0,352	0,391	0,437	0,468	41	0,163	0,187	0,208	0,232	0,249
12	0,296	0,338	0,375	0,419	0,449	42	0,162	0,185	0,205	0,229	0,246
13	0,285	0,325	0,361	0,404	0,432	43	0,160	0,183	0,203	0,227	0,243
14	0,275	0,314	0,349	0,390	0,418	44	0,158	0,181	0,201	0,224	0,241
15	0,266	0,304	0,338	0,377	0,404	45	0,156	0,179	0,198	0,222	0,238
16	0,258	0,295	0,327	0,366	0,392	46	0,155	0,177	0,196	0,219	0,235
17	0,250	0,286	0,318	0,355	0,381	47	0,153	0,175	0,194	0,217	0,233
18	0,244	0,279	0,309	0,346	0,371	48	0,151	0,173	0,192	0,215	0,231
19	0,237	0,271	0,301	0,337	0,361	49	0,150	0,171	0,190	0,213	0,228
20	0,232	0,265	0,294	0,329	0,352	50	0,148	0,170	0,188	0,211	0,226
21	0,226	0,259	0,287	0,321	0,344	55	0,142	0,162	0,180	0,201	0,216
22	0,221	0,253	0,281	0,314	0,337	60	0,136	0,155	0,172	0,193	0,207
23	0,216	0,247	0,275	0,307	0,330	65	0,131	0,149	0,166	0,185	0,199
24	0,212	0,242	0,269	0,301	0,323	70	0,126	0,144	0,160	0,179	0,192
25	0,208	0,238	0,264	0,295	0,317	75	0,122	0,139	0,154	0,173	0,185
26	0,204	0,233	0,259	0,290	0,311	80	0,118	0,135	0,150	0,167	0,179
27	0,200	0,229	0,254	0,284	0,305	85	0,114	0,131	0,145	0,162	0,174
28	0,197	0,225	0,250	0,279	0,300	90	0,111	0,127	0,141	0,158	0,169
29	0,193	0,221	0,246	0,275	0,295	95	0,108	0,124	0,137	0,154	0,165
30	0,190	0,218	0,242	0,270	0,290	100	0,106	0,121	0,134	0,150	0,161
						∞	$\frac{1,07}{N^{1/2}}$	$\frac{1,22}{N^{1/2}}$	$\frac{1,36}{N^{1/2}}$	$\frac{1,52}{N^{1/2}}$	$\frac{1,63}{N^{1/2}}$

Der Test wird in folgenden Schritten durchgeführt:

1. Ordnen der Werte x der Größe nach und berechnen der empirischen Wahrscheinlichkeiten $P(x)$, z.B. $\tilde{P}(x) = m/(N+1)$, (Gl.(4.41)).
2. Berechnen der theoretischen Unterschreitungswahrscheinlichkeiten P_u der Werte x_i nach der gewählten Verteilung. Bei der Berechnung muss Gl.(4.45) nach $k = (x_i - \bar{x})/s$

aufgelöst und für die k -Werte die zugehörigen Unterschreitungswahrscheinlichkeiten nach Tab. 4.2 interpoliert werden. Bei graphischer Darstellung mit ausreichend großem Maßstab können die Werte $P_u(x)$ abgegriffen werden. Zu beachten ist, dass die Größtabstände häufig im mittleren Bereich auftreten.

- Die vertikalen Abstände zwischen theoretischer und empirischer Verteilung werden ermittelt (Bild 4.16):

$$d_1 = |P(x_m) - \tilde{P}(x_m)| \quad \text{und} \quad d_2 = |P(x_m) - \tilde{P}(x_{m-1})|. \quad (4.60a)$$

- Der maximale Abstand $d_{\max}$ wird bestimmt. Aus der Gleichung $P(d < c) = 1 - \alpha$ wird die Lösung c bestimmt, wobei der Wert c aus Tab. 4.11 in Abhängigkeit von N und α abgelesen wird.
- Die Prüfung, ob die Hypothese angenommen wird, erfolgt für $d_{\max} < c$. Ist die Bedingung erfüllt, kann die Hypothese mit der gewählten Signifikanzzahl nicht verworfen werden.

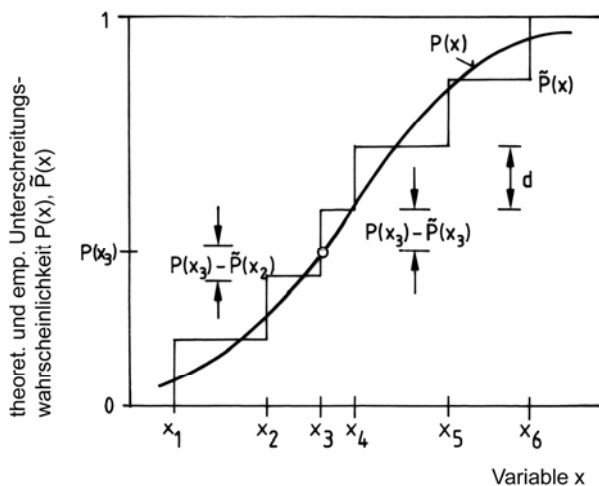


Abb. 4.16. Definition der Prüfgröße d beim Kolmogorov-Smirnov-Test

Ein Beispiel für den K-S-Test ist in Abschnitt 4.3.3.2 enthalten.

4.2.5 Konfidenzintervalle für Verteilungsfunktionen

Die Güte, mit der die berechnete Verteilungsfunktion das Verhalten der Grundgesamtheit repräsentiert, hängt vom Umfang der Stichprobe und dem beobachteten Wertebereich ab und kommt in den Vertrauensbereichen zum Ausdruck. Die Konfidenzgrenzen vermitteln entweder ein Maß der Unbestimmtheit der Überschreitungswahrscheinlichkeit eines vorgegebenen Hochwasserabflusses, oder sie geben

Aufschluss über das Maß der Unbestimmtheit eines Abflusses für eine vorgegebene Überschreitungswahrscheinlichkeit.

Für die Berechnung von Konfidenzgrenzen wird meist von jährlichen Serien ausgegangen. Ein nach Gl.(4.45) berechneter Wert x_T für das Wiederkehrintervall T_n wird als Mittelwert einer Normalverteilung angenommen, die durch diesen Punkt gelegt wird. Von diesem Mittelwert wird nach beiden Seiten das Konfidenzintervall $t(\alpha)s(x)$ gebildet. Der Wert $t = (x - \mu)/\sqrt{N/s_x}$ liegt als t-Verteilung tabelliert vor und entspricht für $N \rightarrow \infty$ der Normalverteilung. Die Endpunkte des Intervalls sind der obere Grenzwert x_T^o und der untere Grenzwert x_T^u :

$$x_T^o = \bar{x}_T + t(\alpha)s(\bar{x}_T) \quad \text{und} \quad x_T^u = \bar{x}_T - t(\alpha)s(\bar{x}_T), \quad (4.61)$$

- α : vorgegebener Vertrauensbereich, z.B. $\alpha = 1, 5, 10 \%$,
 t : Wert der t-Verteilung, z.B. $t_{(1\%)} = 2,576$; $t_{(5\%)} = 1,960$;
 $t_{(10\%)} = 1,645$; $t_{(20\%)} = 1,282$; $t_{(68\%)} = 1$; (s. auch Tab. 5.6),
 $\bar{x}_T$: berechneter Wert nach der Verteilungsfunktion für das Wiederkehrintervall T_n ; entspricht dem Wert bei 50 %,
 $s(\bar{x}_T)$: Standardabweichung dieses Mittelwertes; $s(\bar{x}_T) = \beta_T s_x / (N)^{1/2}$,
wobei s_x die Standardabweichung der Stichprobe bedeutet,
 β_T : Faktor zur Berücksichtigung der Schiefe der Verteilungsfunktion:
Normalverteilung: $\beta_{TN} = (1 + 0,5k^2)^{1/2}$; (k-Werte s. Tab. 4.2)
Gumbelverteilung: $\beta_{TG} = (1 + 1,14k + 1,10k^2)^{1/2}$; $k = (y_T - \bar{y}_N) / s_N$;
(Werte $\bar{y}_N, s_N$ s. Tab. 4.7),
Pearson-III-Verteilung: $\beta_{TP} = [1 + kC_{sx} + k^2(0,5 + 0,375C_{sx}^2)]^{1/2}$
k-Werte s. Tab. 4.2).

Die Auswertung von Gl.(4.61) erfolgt für einzelne Werte x_T . Die einzelnen Punkte werden zu den Konfidenzbändern verbunden.

Bei der Anwendung der log. Pearson Typ-III-Verteilung kann die Rechnung durch Benutzung der k-Werte nach Tab. 4.2 vereinfacht werden. Es ist dann von einem Wert k_{pc} auszugehen, in dem der t-Wert und der Koeffizient β zusammengefasst sind [4.8]. Für den oberen Wert der Konfidenzgrenze gilt mit dem Wert $k(C_{sy,T})$:

$$y_T^o = \bar{y} + k_{pc}^o s_y \quad \text{mit} \quad k_{pc}^o = [k + (k^2 - ab)^{1/2}] / a. \quad (4.62)$$

Für den unteren Grenzwert gilt entsprechend:

$$y_T^u = \bar{y} + k_{pc}^u s_y \quad \text{mit} \quad k_{pc}^u = [k - (k^2 - ab)^{1/2}] / a.$$

Für die Hilfsgrößen wird gesetzt:

$$a = 1 - z_\alpha^2 / [2(N - 1)] \quad \text{und} \quad b = k^2 - (z_\alpha^2 / N),$$

wobei z_α die standardisierte normalverteilte Variable für die Unterschreitungswahrscheinlichkeit $P_u(\alpha)$ ist, d.h. dem k-Wert bei $C_s = 0$ nach Tab. 4.2 entspricht, z.B. $\alpha = 5 \%$, $z_\alpha = +1,6449$ bei $P_u = 95 \%$.

Als Beispiel sollen die 95 %-Konfidenzgrenzen an eine log. Pearson Typ-III-Verteilung bestimmt werden. Die Verteilung wurde für eine 90-jährige Beobachtungsreihe der jährlichen höchsten Werte der täglichen Niederschlagssummen x_i der Station Braunschweig aufgestellt. Für diese Jahresreihe 1889/78 betragen die statistischen Parameter der Werte $y_i = \log x_i$: Mittel $\bar{y} = 1,5057$, Standardabweichung $s_y = 0,1478$ und Schiefekoeffizient $C_{sy} = 0,3678$. Für das 100-jährliche Ereignis N_{100} berechnen sich die Konfidenzbereiche für $k(0,37, 100) = 2,5924$ wie folgt:

Mit $z_5\% = 1,645$ ($= k(0,95\%)$) und $N = 90$ werden a und b bestimmt:

$$a = 1 - 1,645^2 / (2(90 - 1)) = 0,9848 \quad \text{und} \quad b = (2,5924)^2 - 1,645^2 / 90 = 6,7023.$$

Damit werden die Koeffizienten in Gl.(4.62) erhalten zu:

$$k_{0,01}^o = 2,5924 + [(2,5924)^2 - 0,9848 \cdot 6,7023]^{1/2} / 0,9848 = 2,9443,$$

$$k_{0,01}^u = 2,5924 - [(2,5924)^2 - 0,9848 \cdot 6,7023]^{1/2} / 0,9848 = 2,2405.$$

Die oberen und unteren Grenzen des Konfidenzintervalls von 95 % bei $T = 100a$ betragen:

$$y_{100}^o = 1,5057 + 0,1478 \cdot 2,9443 = 1,9409 \quad \text{bzw.} \quad x_{100}^o = 87,2 \text{ mm},$$

$$y_{100}^u = 1,5057 + 0,1478 \cdot 2,2405 = 1,8368 \quad \text{bzw.} \quad x_{100}^u = 68,7 \text{ mm}.$$

Das 100-jährliche Ereignis berechnet man nach Gl.(4.45):

$$Y_{100} = 1,5057 + 0,1478 \cdot 2,5924 = 1,8889 \quad \text{bzw.} \quad x_{100} = 77,4 \text{ mm}.$$

Vergleichsweise werden für $T_n = 100a$ für den 90%-Konfidenzbereich mit $z_{10}\% = 1,282$ die obere Konfidenzgrenze zu 86,9 mm und die untere zu 70,1 mm berechnet.

Das Ergebnis darf nicht so interpretiert werden, dass der Wert N_{100} mit 95%-iger Sicherheit zwischen den Grenzen von 33,7 mm und 90,2 mm liegt. Vielmehr zeigt das Konfidenzband den Schwankungsbereich an, der infolge des Stichprobenumfangs besteht, ohne jedoch anzugeben, ob mit wachsendem Stichprobenumfang der Wert sich der oberen oder unteren Konfidenzgrenze nähert. Die Wechselwirkung zwischen Konfidenzintervall und Stichprobenumfang wird anhand von Teilreihen, die aus der 90-jährigen Beobachtungsreihe gebildet werden, deutlich. Für die einzelnen Teilreihen, deren Verteilungen ebenfalls nach der log. Pearson Typ-III-Verteilung berechnet wurden, wurden folgende Parameter ermittelt:

Reihe	...889/78:	$\bar{y} = 1,5057;$	$s_y = 0,1478;$	$C_{sy} = 0,3678$
"	1889/18:	$\bar{y} = 1,5009;$	$s_y = 0,1552;$	$C_{sy} = 0,2222$
"	1919/48:	$\bar{y} = 1,4940;$	$s_y = 0,1078;$	$C_{sy} = 0,9106$
"	1949/78:	$\bar{y} = 1,5220;$	$s_y = 0,1759;$	$C_{sy} = 0,1876.$

Die 100-jährlichen Ereignisse der einzelnen Teilreihen betragen: $N_{100}(98/18) = 77,1$ mm; $N_{100}(19/48) = 65,1$ mm und $N_{100}(49/78) = 90,2$ mm. Diese Werte und die Verteilungsfunktion der Teilreihen liegen im Konfidenzbereich der 90-jährlichen Zeitreihe. Die 95%-Konfidenzbereiche für die einzelnen Teilreihen, die nicht in Bild 4.17 dargestellt sind, liegen z.T. außerhalb des Konfidenzbandes der langen Reihe. Sie können mit dem Konfidenzbereich der langen Reihe zur Deckung gebracht werden, wenn der Vertrauensbereich a für

die Teilreihen höher angesetzt wird, z.B. zu $\alpha = 90\%$. Durch die Konfidenzbereiche wird zum Ausdruck gebracht, dass jede Verteilungsfunktion verbessert werden kann und kleinere Schwankungsbreiten erhalten werden, wenn der Stichprobenumfang vergrößert wird.

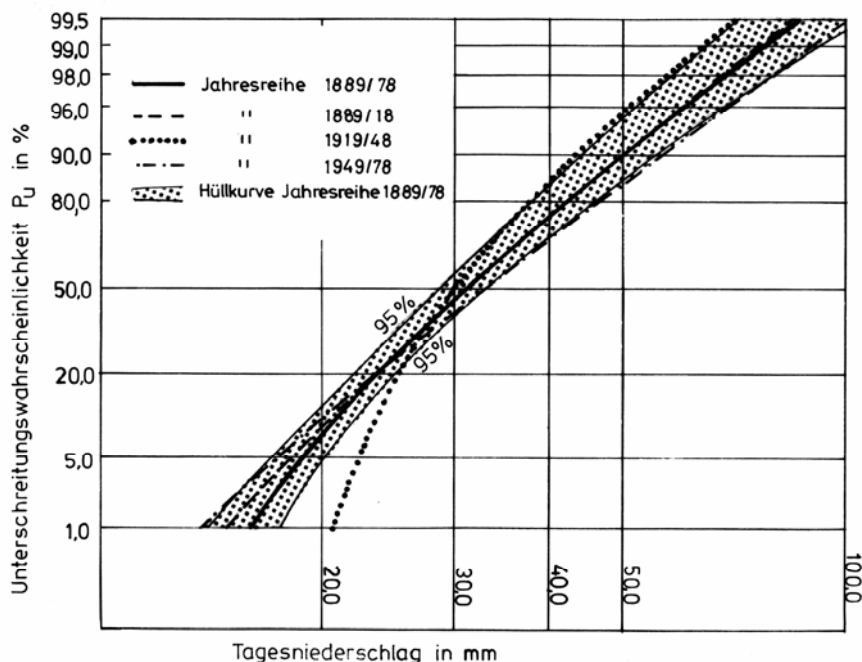


Abb. 4.17. Log. Pearson Typ-III-Verteilung für eine 90-jährliche Beobachtungsreihe mit 95%-Konfidenzbereichen und drei Teilreihen von je 30 Jahren für die jährlichen höchsten Tagessummen an der Station Braunschweig

4.2.6 Ausreißertest für Extremwerte

Als Ausreißer wird ein Beobachtungswert bezeichnet, der nicht in eine Messreihe passt oder den Erwartungen entspricht. Als Erwartung kann die Streuung um das Mittel aufgefasst werden. Beruht der Ausreißer nicht auf einem Messfehler, kann ein Ausreißertest, z.B. nach Grubbs, der von einer hypothetischen Normalverteilung ausgeht, durchgeführt werden [4.59].

Bei der Auftragung von Hoch- oder Niedrigwasserabflüssen in ein Wahrscheinlichkeitspapier können ein oder zwei extreme Ereignisse abseits des allgemeinen Verlaufs der übrigen Beobachtungen liegen. Besonders bei kurzen Beobachtungsreihen muss dieser Extremwert mit einer größeren Wiederholungszeitspanne belegt werden als aufgrund der empirischen Wahrscheinlichkeit berechnet wird. Werden diese Werte im Datenkollektiv behalten, können die statistischen Parame-

ter erheblich beeinflusst werden. Ob Werte als Ausreißer zu behandeln sind, ist schwierig zu beurteilen. Ausreißer sollten nicht nur deswegen aussortiert werden, weil sie ungewöhnlich erscheinen.

Die Wahrscheinlichkeit, dass ein T-jährliches Ereignis in einer Beobachtungsreihe von N Jahren auftritt, berechnet sich nach Gl.(4.28) zu $P(x) = 1 - (1 - 1/T)^N$. Bei einem Ausreißer wird davon ausgegangen, dass er signifikant über dem Wert liegt, der nach Gl.(4.45) berechnet wird. Überschläglich kann bei einer kurzen Messreihe ($N \geq 10$) ein Wert als Ausreißer angesehen werden, wenn er außerhalb des Bereiches $\bar{x} \pm 3$ bis $4s_x$ liegt, wobei $\bar{x}$ und s_x ohne den vermuteten Ausreißer bestimmt werden. Der Bereich $\bar{x} \pm 4s_x$ enthält bei einer eingipfligen Verteilung $> 97\%$ aller Werte (vgl. Tab. 4.1). Bei kurzen Reihen von Hochwasserbeobachtungen kann überschläglich als Ausreißer ein Wert angesehen werden, der größer als das Dreifache des Medians Z der jährlichen Höchstwerte ist.

Für Hochwasseruntersuchungen mit der log. Pearson Typ-III-Verteilung wurde für ein Signifikanzniveau von $\alpha = 10\%$ ein Ausreißertest entwickelt, der auf der Normalverteilung beruht. Wird in Gl.(4.45) ein vom Stichprobenumfang N abhängiger Faktor k_N überschritten, gilt der zugehörige Wert von y_T als Ausreißer.

Eingangsgröße für den Test ist C_s . Wenn $C_s < -0,4$ ist, wird zunächst der Test für untere Ausreißer nach Gl. (4.63) durchgeführt. Bei positivem Ausgang werden

Tabelle 4.12. k_N -Werte für den Ausreißer-Test nach [4.7] für ein Signifikanzniveau von 10%; k_N -Werte entsprechen der Größe $P(90\%)$ des Ausreißer-Tests nach Grubbs

N	k_N	N	k_N	N	k_N	N	k_N	N	k_N	N	k_N	N	k_N
10	2,036	25	2,486	40	2,682	55	2,804	70	2,893	85	2,961	100	3,017
11	2,088	26	2,502	41	2,692	56	2,811	71	2,897	86	2,966	101	3,021
12	2,134	27	2,519	42	2,700	57	2,818	72	2,903	87	2,970	102	3,024
13	2,175	28	2,534	43	2,710	58	2,824	73	2,908	88	2,973	103	3,027
14	2,213	29	2,549	44	2,719	59	2,831	74	2,912	89	2,977	104	3,030
15	2,247	30	2,563	45	2,727	60	2,837	75	2,917	90	2,981	105	3,033
16	2,279	31	2,577	46	2,736	61	2,842	76	2,922	91	2,984	106	3,037
17	2,309	32	2,591	47	2,744	62	2,849	77	2,927	92	2,989	107	3,040
18	2,335	33	2,604	48	2,753	63	2,854	78	2,931	93	2,993	108	3,043
19	2,361	34	2,616	49	2,760	64	2,860	79	2,935	94	2,996	109	3,046
20	2,385	35	2,628	50	2,768	65	2,866	80	2,940	95	3,000	110	3,049
21	2,408	36	2,639	51	2,775	66	2,871	81	2,945	96	3,003	111	3,052
22	2,429	37	2,650	52	2,783	67	2,877	82	2,949	97	3,006	112	3,055
23	2,448	38	2,661	53	2,790	68	2,883	83	2,953	98	3,011	113	3,058
24	2,467	39	2,671	54	2,798	69	2,888	84	2,957	99	3,014	114	3,061

die statistischen Parameter bereinigt und anschließend der Test für obere Ausreißer nach Gl. (4.63) vorgenommen. Ist $C_s > 0,4$, wird umgekehrt vorgegangen und zunächst der obere Ausreißer bereinigt. Für $-0,4 < C_s < 0,4$ erfolgt zunächst eine Überprüfung auf untere Extremwerte, bevor der Test auf obere Ausreißer ange-

wendet wird. Als unterer bzw. oberer Ausreißer kann vereinfacht der kleinste bzw. größte Wert der Stichprobe angesehen werden.

Als oberer Ausreißer y_A^o bzw. unterer Ausreißer y_A^u wird gesetzt:

$$y_A^o \leq \bar{y} + k_N s_y \quad \text{bzw.} \quad y_A^u \geq \bar{y} - k_N s_y \quad (4.63)$$

y_A^o, y_A^u : oberer (unterer) Grenzwert, bei dessen Über- (Unter-)schreiten der Wert als Ausreißer betrachtet wird,

$\bar{y}, s_y$: Mittel bzw. Standardabweichung der Logarithmen der Scheitelabflüsse der Jahresreihe, die von Ausreißern bereits bereinigt ist

k_N : k-Wert nach Tab. 4.12.

Falls ein Wert als Ausreißer eingestuft wird, wird er beim Fehlen von seltenen historischen Hochwassern an der Pegelstelle oder an Nachbarstationen fortgelassen. Liegen jedoch Informationen über große Hochwasser vor Beginn der regelmäßigen Beobachtungen vor, sollten diese herangezogen werden. Hierfür werden in [4.17], [4.7] und [4.50] verschiedene Verfahren vorgeschlagen. So wird nach [4.7] bei Reihen mit $N < 50$ Jahren zusätzlich zur Häufigkeitsstatistik ein Vergleich mit ähnlichen Gebieten gefordert und bei Reihen von $10 < N < 25$ Jahren wird die zusätzliche Anwendung von Niederschlag-Abfluss-Modellen verlangt.

Für die jährliche Serie 1876/1961 der Hochwasserabflüsse des Rheins am Pegel Rheinfelden ($A_{E0} = 34550 \text{ km}^2$; $MQ = 1020 \text{ m}^3/\text{s}$) soll geprüft werden, ob in der 86-jährigen Reihe Ausreißer enthalten sind. Die drei höchsten Werte werden für 1876 mit $5530 \text{ m}^3/\text{s}$ (Rang $m = 86$), für 1881 mit $4764 \text{ m}^3/\text{s}$ ($m = 85$) und für 1882 mit $4371 \text{ m}^3/\text{s}$ ($m = 84$) angegeben. Der kleinste Wert wurde 1949 mit $1361 \text{ m}^3/\text{s}$ ($m = 1$) beobachtet. Die statistischen Parameter wurden für die gesamte Reihe der regelmäßigen Beobachtungen ermittelt zu $\bar{y} = 3,3989$; $s_y = 0,1073$ und $C_{sy} = 0,190$. Nach der log. Pearson Typ-III-Verteilung berechnet sich für diese Parameter das HQ_{100} zu $4721 \text{ m}^3/\text{s}$ und das HQ_{200} zu $5260 \text{ m}^3/\text{s}$. Da C_{sy} zwischen $-0,4 < C_s < 0,4$ liegt, wird der Test für obere und untere Ausreißer durchgeführt für die gesamte Reihe ohne vorherige Bereinigung von möglichen Extremwerten. Für $N = 86$ wird $k_N = 2,966$ abgelesen (Tab. 4.12). Der Grenzwert für obere und untere Ausreißer beträgt:

$$y_A^o = 3,3989 + 2,966 \cdot 0,1073 = 3,7172 \quad \text{bzw.} \quad x_A^o \geq 5210 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{und}$$

$$y_A^u = 3,3089 - 2,966 \cdot 0,1073 = 3,0806 \quad \text{bzw.} \quad x_A^u < 1204 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Da der höchste Wert den Grenzwert überschreitet, liegt ein oberer Ausreißer vor. Die Parameter werden ohne diesen Wert neu ermittelt und betragen für $N = 85$: $\bar{y} = 3,4020$; $s_y = 0,1040$ und $C_{sy} = 0,4824$. Das zugehörige HQ_{100} beträgt $4779 \text{ m}^3/\text{s}$ bzw. $HQ_{200} = 5196 \text{ m}^3/\text{s}$. Falls der höchste beobachtete Wert berücksichtigt wird, sollte er bei einem größeren empirischen Wiederkehrintervall, das über ein statistisches Gewicht bestimmt wird, angetragen werden; der Wert liegt um das 3,3-fache der Standardabweichung vom Mittel entfernt.

Für Niederschlagsauswertung wurde ein spezielles Verfahren zur Elimination von Ausreißern vorgeschlagen [4.13, 4.21]. Danach wird der Mittelwert $\bar{x}$ und die Standardabweichung s_x aus der Stichprobe einschließlich x_A , s_A sowie unter Ausschluss des größten Wertes der Stichprobe berechnet. Anschließend erfolgt eine

Korrektur von $\bar{x}$ und s hinsichtlich des Einflusses von Ausreißern über graphische Darstellungen.

4.2.7 Abschätzung regional gültiger Hochwasserscheitelabflüsse auf statistischer Grundlage

Wenn seltene Hochwasserabflüsse für einen Flussquerschnitt gefordert werden, für den nicht ausreichende oder keine Abflussbeobachtungen vorliegen, kann eine regionale Hochwasseranalyse zu Hilfe genommen werden, bei der durch die räumliche Interpolation der Abfluss- und Niederschlagsaufzeichnungen Angaben über Abflüsse in Abhängigkeit von der Häufigkeit ihres Auftretens und der Einzugsgebietsgröße erhalten werden. Die Ergebnisse werden flussgebietsweise in Form von Abflusslängsschnitten oder Abflussspendenkarten dargestellt [4.22, 4.23, 4.24] und dienen für einfache Fälle zum Abschätzen eines Bemessungshochwassers.

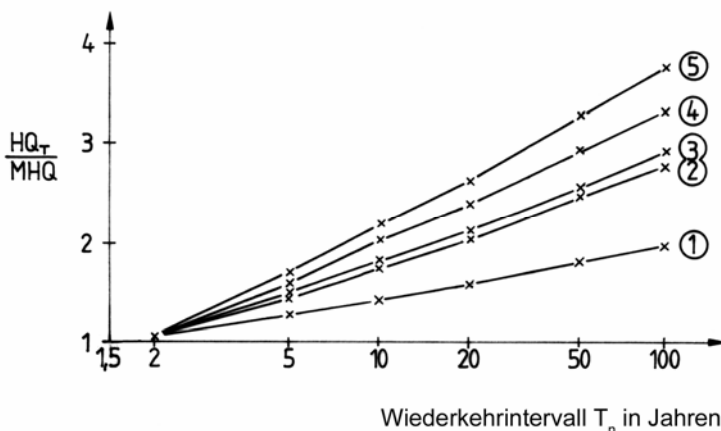


Abb. 4.18. Regionalisierte Verteilung für Hochwasserscheitelabflüsse für 5 Pegel der Murr [4.22]

Unter Heranziehung von gleich langen jährlichen Serien und einer einzigen Verteilungsfunktion werden für jeden Pegel einer Region, die hinsichtlich des Hochwassers als homogen angesehen wird, die Werte ausgewählter HQ_T (z.B. HQ_{20} , HQ_{100}) berechnet und durch MHQ ($\approx HQ_{2,33}$) als Bezugswert dividiert. Als homogen werden Gebiete bekannter geographischer Grenzen oder gemeinsamer Gebietscharakteristiken für die Hochwasserbildung angesehen. Ihre Identifizierung kann mit der Clusteranalyse oder mit geostatistischen Verfahren erfolgen [4.57]. Bei diesem *Bezugs-HQ-Verfahren* werden die dimensionslosen Quotienten HQ_T/MHQ in Abhängigkeit von T_n aufgetragen und für vergleichbare Pegelgemittelt (Bild 4.18). Dadurch wird eine dimensionslose empirische Verteilungsfunktion für einen Fluss erhalten. Die Abflüsse an den Pegeln längs eines Wasserlaufes, die für ausgewählte T_n mit der regional gültigen Verteilung berechnet wurden, werden zu einem Abflussspendenlängsschnitt verbunden. Um die Abhängigkeit von der Fläche des Einzugsgebietes zu erhalten, werden Gewässerregionen, die

den gleichen Quotienten HQ_T/MHq aufweisen, kartenmäßig dargestellt. Durch eine (nicht-) lineare Regression wird zwischen MHq und der Einzugsgebietsgröße A_{E0} ein Zusammenhang hergestellt. Das MHq kann zweckmäßig für eine gewählte Einheitsflächengröße, z.B. 100 km^2 , angegeben werden (Bild 4.19). Durch Multiplikation mit HQ_T/MHq wird für eine vorgegebene Flächengröße das gesuchte HQ_T bestimmt. Aufgrund der vereinfachten Annahmen für eine flächenhafte Regionalisierung können die Werte HQ_T/MHq mit einem Sicherheitszuschlag belegt werden, der etwa dem Vertrauensbereich bei einer Irrtumswahrscheinlichkeit von 5% entspricht (Bild 4.20).

Eine andere Möglichkeit, um die Veränderung von MHq mit der Gebietsgröße zu erhalten, besteht in dem Ansatz für die Hochwasserabflussspende Hq in l/skm^2 :

$$Hq = Hq_0 \cdot \exp(-K \cdot A_{E0}), \quad (4.64)$$

wobei Hq_0 die Hochwasserabflussspende aus einem sehr kleinen Gebiet und K eine Retentionskonstante bedeuten [4.24, 4.25]. Die beiden Größen werden durch Auftragen der MHq aus den Pegelbeobachtungen in einer logarithmischen Skala gegen die Einzugsgebietsfläche in einer linearen Teilung und anschließendem Ausgleich gefunden (vgl. Bild 4.19). Aus der regional gültigen Beziehung für MHq lässt sich die Hochwasserabflussspende angeben als $Hq(T_n, A_{E0}) = f(T_n, MHq(A_{E0}))$ [4.23] (vgl. Bild 4.21).

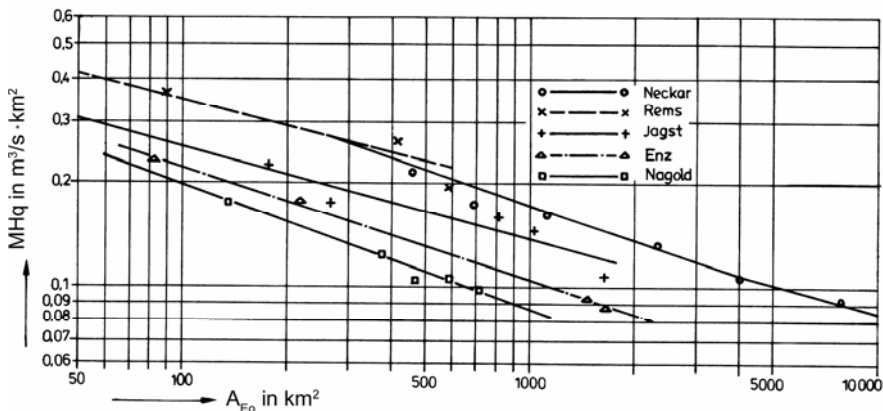


Abb. 4.19. Regionalisierung von MHq für das Neckargebiet nach [4.22]

Bei den empirischen Ansätzen auf statistischer Grundlage wird von Gl.(4.45) ausgegangen, wobei für k oder die Schiefe ein regional gültiger Wert eingesetzt wird [4.26, 4.27]. Mittel und Standardabweichung werden regional kartenmäßig ausgewiesen. Der Ansatz eignet sich auch zur Abschätzung des statistisch maximal möglichen Ereignisses, das durch einen Maximalwert $k_{\max}$ festgelegt ist [4.14, 4.13].

Für tägliche Niederschlagssummen werden *regionale maximale k-Werte* angegeben: für Nordwestdeutschland: $k_{\max} = 9$ [4.26]; Sächsisches Muldegebiet [4.17]:

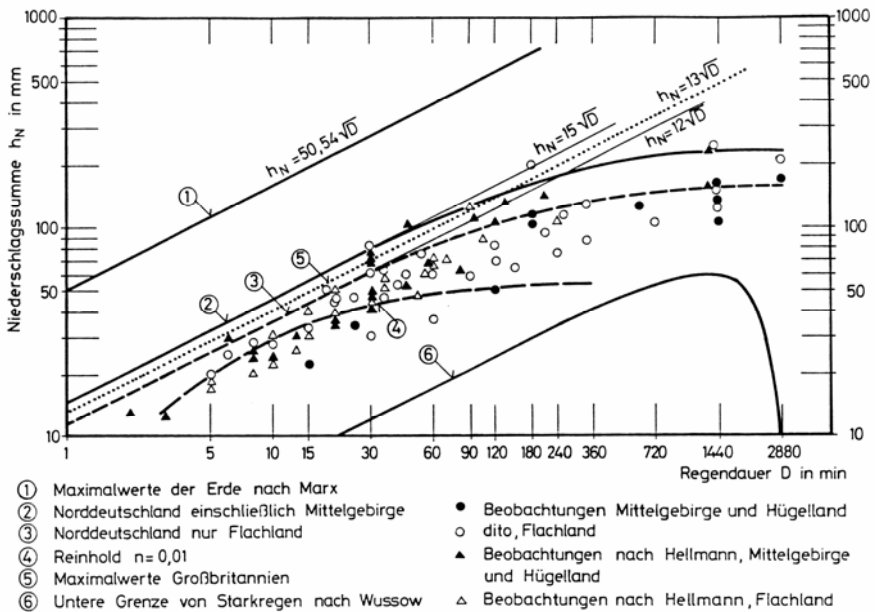


Abb. 4.20. Vergleich maximaler Niederschläge in verschiedenen Regionen und Hüllkurven für Extremwerte

$k_{\max} = 7$; Donau-Traungebiet westlich von Linz: $k_{\max} = 10,8$. Den wahrscheinlich maximalen täglichen Niederschlag erhält man zu: $N_{\max} = \bar{N} + k_{\max}s$ mit der mittleren maximalen täglichen Niederschlagssumme $\bar{N}$ und der Standardabweichung s . Die Werte $\bar{N}$, s liegen z.T. ausgewertet vor [4.26, 4.27, 4.28]. Der maximierte Gebietsniederschlag kann durch numerische Simulation von atmosphärischen Prozessen bestimmt werden, wird aber meist unter Maximierung von beobachteten, den Niederschlag bestimmenden Parametern, z.B. Taupunkt und Wind, berechnet. Regionalisierte maximierte Gebietsniederschläge (MGN) bis 1000 km² Fläche liegen beim DWD vor [4.51].

Eine Abschätzung von Hochwasser kleiner Überschreitungsdauer ($P_{\bar{u}} = 10^{-3}, 10^{-4}$ und $2 \cdot 10^{-4}$) geht nach [4.58] von der log. Pearson III-Verteilung aus und einer maximierten Schiefe von $C_s = 4$ im Bereich $P_{\bar{u}} > 10^{-2}$. Für $C_s = 4$ ergibt sich $k_{10000}/k_{100} = 12,357/4,368 = 2,829$ und $k_{1000}/k_{100} = 1,889$, für $k_{5000}/k_{100} = 2,169$ (s. Tab.4.2). Berechnet man das HQ_{100} mit dem k -Wert $k_{cb_{100}}$, der anhand der beobachteten Reihe als k -Wert nach Pearson III für die Schiefe der Beobachtungsreihe C_b bei einer Wiederholungszeitspanne von 100 Jahren abgelesen wird, zu $HQ_{100} = MHQ + s_{HQ} \cdot k_{cb_{100}}$. Man erhält für $HQ_{10000} = MHQ + (HQ_{100} - MHQ)2,829 = MHQ + s_{HQ} \cdot k_{cb_{100}} \cdot 2,829$ und für $HQ_{1000} = MHQ + s_{HQ} \cdot k_{cb_{100}} \cdot 1,889$.

Eine Abschätzung eines extremen Hochwassers kann mit beobachteten Größtwerten einer Region erfolgen und dient zur Einordnung des Pegels / Gebietes in das regionale Hochwasserregime [4.29, 4.52, 6.91]. Dafür werden die maximalen Scheitelabflüsse gegen die Einzugsgebietsgröße in doppeltlogarithmischen Maß-

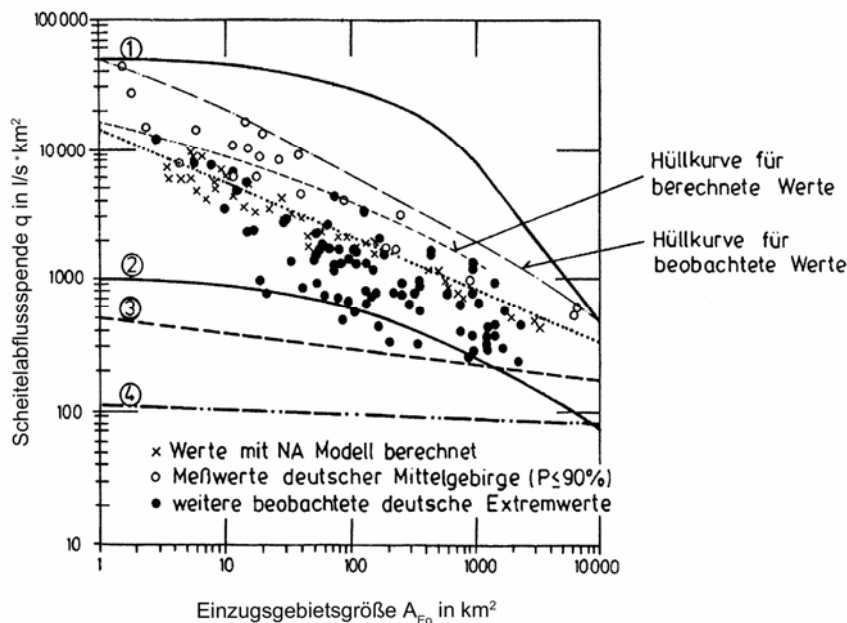


Abb. 4.22. Maximale gemessene und berechnete Hochwasserabflüsse und Hüllkurven nach Wundt (1: HHq Erde, 2: MHq Deutschland, 3: 90 % und 4: 50 % Ebenen u. ozeanische Lagen; 90% Bergland und kontinentale Lagen: punktierte Kurve)

stab aufgetragen und die obere Umhüllende (*Hüllkurve*) eingezogen. Sie hat die Form $HQ_{max} = a A_{Eo}^b$, wobei die Parameter durch eine Regression bestimmt werden. Weitere empirische Grenzkurven lassen sich angeben, die z.B. von 10 % bzw. 50 % der beobachteten Werte überschritten werden, ohne dass der Hüllkurve eine Häufigkeit zugeordnet werden kann. So lautet die 90%-Kurve nach Wundt $HQ = 13,8 A_{Eo}^{0,6}$ (Bild 4.22).

Einen einfachen Aufbau weisen empirische Formeln auf, die einen extremen Hochwasserabfluss in Abhängigkeit von der Einzugsgebietsgröße oder einem mittleren Abfluss wie MQ ausdrücken. Die Formeln gehen häufig auf Regressionen zurück, die anhand einer geeigneten Auftragung von Hochwasserabflüssen einer Region über ausgewählten Merkmalen der zugehörigen Einzugsgebiete gewonnen werden. Aufgrund des formalen Aufbaus können die empirischen Ansätze unterschieden werden nach der Abhängigkeit von der Topographie in der Form $HHQ = f(A_{Eo})$, z.B. $HQ = m A_{Eo}^\beta$ wobei $\beta < 1$ und m ein topographischer oder regional gültiger Koeffizient ist, oder nach dem Zusammenhang zwischen HQ und MQ z.B. $HHQ_{100} = 90MQ^{2/3}$ (Zusammenstellung s.[4.30]). Dieser Spitzenabfluss entspricht aber nicht dem Wert HHQ als höchstem beobachtetem Wert einer Zeit-

reihe. Als Koeffizienten werden morphometrische Größen verwendet, wie Einzugsgebiet, mittlerer Jahresniederschlag, Flussdichte, Seehöhe, Bodenart, usw. Die richtige Auswahl der Formel und Beiwerte erfordert sehr gute Kenntnisse der örtlichen Hochwasserentwicklung.

4.3 Niedrigwasser

4.3.1 Entstehungsursachen und kennzeichnende Größen

Weitaus häufiger als beim Hochwasser werden beim Niedrigwasser mehrere Merkmale wie das Eintrittsdatum, die Größe des Abflusses und seine Dauer gemeinsam angesprochen, da mit Niedrigwasseruntersuchungen das gesamte Ausmaß des Wassermangels erfasst werden soll. Der Niedrigwasserbereich kann in dem humiden Klimabereich von mehreren Wochen bis etwa zu einem Halbjahr reichen. Für die Speicherbewirtschaftung ist zusätzlich die Aufeinanderfolge von mehreren trockenen Jahren, in denen der Abfluss unter dem langjährigen Durchschnitt bleibt, von Bedeutung. In semiariden Regionen erstrecken sich Trockenperioden über zwei und mehr Jahre, wobei Niederschläge nahezu völlig ausbleiben.

Es wird zwischen Niedrigwasser, Dürre oder Trockenheit unterschieden, da sie sich auf verschiedene hydrologische, meteorologische, landwirtschaftliche und ökonomische Größen beziehen. Der Begriff Niedrigwasser als saisonales Abflussminimum ist verknüpft mit dem Sonnenzyklus und seinen regionalen oder lokalen Klimaeffekten. Zeitabschnitte mit anormal trockenem Wetter werden als Dürre eingestuft, wenn die Zeitspanne sehr ausgedehnt ist und die Wasserbilanz stark unausgeglichen ist. Der spürbare Mangel an Wasser im Hinblick auf die Wassernutzung wird dabei mit angesprochen. Eine landwirtschaftliche Trockenheit bezieht sich dagegen überwiegend auf den Wassermangel in der Wurzelzone.

Eine Trockenheit im Sinne der Meteorologie ist zu verzeichnen, wenn der Niederschlag unter dem mittleren Niederschlag bleibt, wobei vorangegangene Zustände, Verdunstung und die zeitliche Verschiebung zwischen Niederschlag als Eingabe und Abfluss als Antwort des hydrologischen Systems unberücksichtigt bleiben. Für Trockenperioden gibt es unterschiedliche Definitionen. Für humide Gebiete wird häufig ein Niederschlag von weniger als 0,25 mm pro Tag, der während einer Zeitspanne eines halben oder vollen Monats unterschritten wird, als Kriterium für eine Trockenperiode angesehen. Nach anderen Vorschlägen, die von der Messgenauigkeit der Niederschlagsbeobachtung ausgehen, darf die Niederschlagssumme innerhalb eines bestimmten Zeitintervalls einen vorgegebenen Grenzwert, z.B. 0,9 bzw. 4,9 mm in 15 bzw. 30 Tagen, nicht überschreiten, um noch als Trockenperiode zu gelten [4.31, 4.32]. Diese meteorologischen Trockenperioden haben nicht unbedingt ein Abflussminimum zur Folge.

Eine andere Definition erfolgt durch den Trockenheitsindex nach Palmer, der auf hydrologisch einheitliche Gebiete angewendet werden kann [4.33]. Der Trockenheitsindex basiert auf einer modifizierten Wasserbilanz, die für Wochen oder

Monate gebildet wird. Berechnet wird die Differenz zwischen dem tatsächlichen und einem hypothetischen Niederschlag, der unter den gegebenen Witterungsbedingungen die Wasserbilanz ausgleichen würde. Diese hypothetische Niederschlagshöhe entspricht der Summe von gewichteter potentieller Evapotranspiration, der möglichen Aufnahme an Bodenfeuchte, des möglichen Abflusses und der möglichen Abgabe an Bodenwasser. Als statistische Gewichte werden die Verhältniswerte von mittlerem beobachtetem Wert zur maximal möglichen, potentiellen Größe eingeführt. So berechnet man den monatlichen Trockenheitsindex für den Monat i aus dem 0,9-fachen Wert des Indexes des Vormonats zuzüglich der gewichteten Differenz aus beobachtetem und theoretisch erforderlichem Niederschlag, der aufgrund der Witterung zur Kompensation der Austrocknung des Gebiets rechnerisch erforderlich ist. Ist die Differenz 0 bis -0,5 sind normale Witterungsbedingungen vorhanden. Indexwerte von -2 bis -3 werden als mäßige und von -4 bis -6 als extreme Trockenheit eingestuft.

Für Niedrigwasser im mitteleuropäischen Raum, die schwerpunktmäßig im Spätsommer einsetzen, sind ausbleibende Niederschläge verbunden mit hoher Temperatur und Verdunstung die meteorologische Ursache. Anthropogene Einflüsse überlagern dieses Naturphänomen [4.60]. Maßgebend für die Schärfe der zu erwartenden Niedrigwasserperiode sind daneben noch der Verlauf des Rückgangs des Grundwasservorrats im Einzugsgebiet, der sich im vorangegangenen Winterhalbjahr gebildet hat, und der Abfluss im Spätwinter, worauf Verfahren einer mittelfristigen Vorhersage beruhen [4.34]. Die Alpenflüsse zeigen infolge der Schneelagen im Hochgebirge einen abweichenden Verlauf des jährlichen Abflusses. Längere Niedrigwasserperioden setzen hier erst im Oktober bis Dezember ein und werden von der Dauer der Kältetemperaturen und den Höhenlagen des Einzugsgebietes bestimmt. Wird im nichtalpinen Raum ein Niedrigwasser durch längeren Frost mit Speicherung des Wassers im Einzugsgebiet in Form von Eis und Schnee verursacht, bleibt es häufig unberücksichtigt, da es nicht einen mangelnden Wasservorrat im Einzugsgebiet bedeutet.

Eine Definition des Niedrigwassers, die den Abfluss im Gewässer, den Füllungsgrad von Speichern und den Wassermangel im Gebiet anspricht, besteht nicht. Für die Speicherwirtschaft sind die Fehlmengen (= Abflussdefizite) zwischen einem festgelegten zulässigen Mindestabfluss und dem tatsächlich vorhandenen (sichtbaren) Abfluss im Gewässer wichtig. Nach der Größe dieses Defizits richtet sich z.B. die Zuschusswassermenge aus Talsperren zur Erhöhung sowie die Entnahme bzw. die Einleitung von Kühl- und Brauchwasser aufgrund wasserrechtlicher Auflagen [4.53, 4.54].

Niedrigwasser können durch mehrere statistisch erfassbare Merkmale einschließlich ihrer Eintrittswahrscheinlichkeit beschrieben werden, wie Größe und zeitlicher Verlauf des Niedrigwasserabflusses, Dauer und Aufeinanderfolge der Niedrigwasserperioden, Eintrittsdatum und räumliche Ausdehnung des Niedrigwassers. Für Niedrigwasseranalysen wird zweckmäßig eine Folge von trockenen bzw. niederschlagsarmen Tagen betrachtet, an denen ein bestimmter (mittlerer) Niedrigwasserabfluss unterschritten wird. Dieser Grenzwert hängt von der Gewässernutzung ab, da die einzuhaltende Mindestwasserführung damit gekoppelt ist. Ein Schwellenwert wird als Mindestabfluss vorgegeben bei Einleitungen, um ein

angestrebtes Verdünnungsverhältnis einhalten zu können. Zum Niedrigwasserbereich werden überschlägig Abflüsse gerechnet, die 0,15 bis 0,50MQ unterschreiten. Bei Wasserentnahmen oder bei der Erzeugung von Wasserkraft wird ebenfalls der Grenzabfluss benötigt. Im Hinblick auf die Wasserversorgung kann als Trockenheitsindex das Verhältnis von projektiertem zu aktuellem Wasserverbrauch im Trockenjahr zur Einschätzung der Bemessungsgrundlagen eines Versorgungssystems herangezogen werden. Von einem minimalen Wasserstand als Grenzwert ist auszugehen für die Landwirtschaft im flusssnahen Bereich (Grundwasserstand), für die Schifffahrt (Mindesttauchtiefe) oder für den Wassersport und die Volkserholung (Mindestwasserflächen).

Als niedrigster Wert jeden Jahres dient der mittlere minimale Abfluss an sieben aufeinander folgenden Tagen als stellvertretend für das Wochenmittel. Dadurch wird auch der Wochengang des Wasserverbrauchs und der Einleitungen kompensiert. Mit diesem Mittel wird der unterschiedlich verlaufende Niedrigwasserabfluss an Werktagen und Wochenenden erfasst. Der Vergleich des Tagesminimums eines jeden Jahres als unterer Grenzwert der Abflüsse nach DIN 4049 mit MNq-Werten in einem Flussgebiet lässt bedingt Rückschlüsse auf die Niedrigwasserführung zu. Der tägliche Minimalwert als niedrigster Wasserstand oder Minimalabfluss kann durch fehlende Niederschläge, starken Wasserverbrauch oder Zurückhalten des Abflusses durch Verkrautung, Eis oder Stauanlagen verursacht werden. Störungen des natürlichen Abflusses können durch die Entnahme von Bewässerungswasser, durch Veränderung der Brauchwasserentnahme an Wochenenden und Feiertagen, durch Ablassen oder Füllung von Flussstauhaltungen, durch Schleusenwasser verbunden mit Schwall- und Sunkwellen oder Rückstau von Stauanlagen auftreten.

Um die Dauer von Niedrigwasser und den zugehörigen mittleren Minimalabfluss zu erfassen, werden Vielfache der Dauer von sieben Tagen gebildet oder es wird auf Dauern von 15, 30, ... Tagen übergegangen, um Vielfache des mittleren Monats zu erhalten. Bei der Ermittlung von mehrmonatigen mittleren Minimalwerten bleiben kurzfristige Anschwellungen des Abflusses dann unberücksichtigt, wenn sie keine nennenswerte Veränderung der allgemeinen Niedrigwassersituation zur Folge haben, da Schäden mit zunehmender Dauer der Trockenperiode sich meist umgekehrt proportional vergrößern oder irreversibel sind. Rückschlüsse über die Dauer und das räumliche Ausmaß von Niedrigwasserperioden in einem Flussgebiet können aus dem mittleren Eintrittsdatum gezogen werden, insbesondere wenn jahreszeitliche oder durch steigende Wasserentnahmen bedingte Verschiebungen über Jahrzehnte beurteilt werden sollen.

In unserem Klimabereich fallen Niedrigwasserperioden von mehreren Wochen bis zu drei Monaten Dauer an, bevorzugt in der Zeit von Juli bis September. Für eine Dauer von 180 Tagen verschiebt sich das mittlere Eintrittsdatum bis in den April und entspricht etwa der Einteilung des hydrologischen Jahres. Da Niedrigwasserperioden sich meist als Folge von großräumigen und länger andauernden, stabilen Großwetterlagen (Hochdruckgebiete, antizyklonale Wetterlagen) einstellen, sind die Zusammenhänge z.B. zwischen dem 7-tägigen und 30-tägigen Niedrigwasserabfluss im Allgemeinen entsprechend straff [4.31].

Die zeitliche Aufeinanderfolge von extremen jährlichen Trockenperioden wird auch in Verbindung mit kosmischen Erscheinungen gebracht wie dem Sonnenfleckenzyklus. Diese Perioden von vier bis fünf und ca. elf Jahren sind jedoch kaum schlüssig nachzuweisen und wenig geeignet zur Vorhersage von extremen Trockenperioden [4.35].

4.3.2 Datenkollektive für Niedrigwasseranalysen

Das Niedrigwasserkollektiv kann in der Regel aus den minimalen Abflusssummen vorgegebener Dauern gebildet werden, deren mittlerer Abfluss als Merkmal dient. Dieser minimale Wert jeden Jahres wird gefunden, indem ein Zeitabschnitt ZA der Dauer von einem Jahr wie ein Zeitfenster kontinuierlich über die gesamte Beobachtungsdauer geschoben wird (Bild 4.23). Die Ermittlung der einzelnen jährlichen Werte sollte mit Abschluss der wasserreichen Periode, z.B. dem Winterende, beginnen. Der Zeitabschnitt ZA sollte so lang gewählt werden, dass das hydrologische Jahr nicht zerschnitten wird: z.B. eine Einteilung vom 1. April bis 31. März des folgenden Jahres, da sich extreme Niedrigwasserperioden bis in den Dezember erstrecken können. Im Alpengebiet wird häufig vom 1. Oktober ausgegangen.

Beim Aufbereiten von Niedrigwasserdaten ist die Güte der Niedrigwasserbeobachtung zu überprüfen. Die Wasserstandsbeobachtung kann empfindlich beeinflusst werden durch kurzfristige anthropogene Eingriffe (Einleitungen oder Entnahmen), durch natürliche Störungen (Verkrautung, Veränderung der Sohlenlage) oder durch Rückstau. Außerdem können zunehmende Einleitungen von neu angeschlossenen Kläranlagen oder steigende Entnahme von Brauch- oder Beregnungswasser in der Niedrigwasserentwicklung einem linearen oder exponentiell verlaufenden Trend zur Folge haben. Bei Niedrigwasser sollte eine Trenduntersuchung stets vorgenommen werden, wenn durch zunehmende anthropogene Eingriffe eine Inhomogenität vermutet wird. Neben stetig oder sprunghaft verlaufenden anthropogenen Veränderungen im Einzugsgebiet können auch langjährige Klimaschwankungen, die schwer zu erkennen sind, die Ursache von Inhomogenitäten bilden [4.60].

Eine einfache Methode zur Eliminierung saisonaler Effekte besteht in der Verwendung standardisierter Werte. Die zyklischen Abweichungen vom Mittelwert lassen sich bei graphischer Darstellung visuell feststellen. Auf einfache Weise können auch Schwankungen durch Bildung von gleitenden Mitteln deutlich gemacht werden. Für eine Zeitreihe von N äquidistanten Beobachtungen $x_1, x_2, x_3, \dots, x_N$, ergibt sich das gleitende Mittel von drei aufeinanderfolgenden Werten zu:

$$y_{N-1} = 0,33 (w_1 x_{N-2} + w_2 x_{N-1} + w_3 x_N), \quad (4.65)$$

mit den statistischen Gewichten:

$$0,33 (w_1 + w_2 + w_3) = 1.$$

Bei Niedrigwasserdaten können zwei Arten von Fehlern auftreten: Messfehler und Fehler der Stichprobe. Zu den Messfehlern gehören Gerätefehler und Beobach-

tungsfehler; Fehler bei der Aufstellung der Abflusskurve sind hier ebenfalls einzuordnen. Stichprobenfehler hängen vom Umfang N des verwendeten Datenkollektivs ab und nehmen mit kleiner werdendem N zu. Bei normal verteilten Werten und großen Stichprobenumfängen mit dem Mittel $\bar{x}$ und der Standardabweichung s_x betragen die Standardfehler des Mittels $s_M = (s_x^2/N)^{1/2}$, der Standardabweichung $s_s = (s_x^2/(2N))^{1/2}$ und des Schiefekoeffizienten $s_{Cs} = ([6N(N-1)]/[(N-2)(N+1)(N+3)])^{1/2}$. Bei Anwendung von Verteilungsfunktionen sollte darauf geachtet werden, in welcher Größenordnung die statistischen Parameter infolge des Stichprobenumfangs schwanken können. Auf die Verwendung von Verteilungsfunktionen mit mehr als drei Parametern sollte daher verzichtet werden.

Im Hinblick auf den Aufwand für eine Analyse kann es ausreichen, nur einzelne Merkmale einer Niedrigwasserperiode anzusprechen. So ist der mittlere Niedrigwasserabfluss von mehreren aufeinander folgenden Tagen zur Beurteilung von Entnahmen und Einleitungen geeignet (Bild 4.23). Die variable Unterschreitungsdauer eines Schwellenwertes für eine vorgegebene Niedrigwasserabflussspende ist gefragt bei der Bereitstellung von Ersatzwasser aus Talsperren zum Abflussausgleich oder bei Mindestabgaben in einer Ausleitungsstrecke. Das Abflussdefizit zwischen diesem konstanten Schwellenwert und der Ganglinie $Q(t)$ dient zur Ermittlung des Zuschusswassers zur Anreicherung einer Niedrigwasserperiode.

Die minimalen Abflüsse jeden Jahres für eine vorgegebene Dauer D von 7, 15, 30, ..., 120 und 183 Tagen bilden das Datenkollektiv für die Häufigkeitsuntersuchungen. Gelegentlich werden auch die mittleren minimalen Abflüsse an zehn aufeinander folgenden Tagen oder Vielfache einer Dekade untersucht. Der mittlere Niedrigwasserabfluss einer Dauer von x Tagen und einem Wiederkehrintervall T_n von n Jahren wird als $NMxQ(T_n)$ bezeichnet, z.B. von 7 Tagen Dauer und einem Wiederkehrintervall von $T_n = 50$ Jahren als $NM7Q(50)$ [4.36]. Die Ermittlung der mittleren jährlichen Niedrigwasserabflüsse ist bereits für Dauern bis zu 7 Tagen arbeitsaufwendig, so dass sich für größere Dauern der Einsatz der Datenverarbeitung empfiehlt. Anstelle der mittleren Niedrigwasserabflüsse für eine Dauer von 6 Monaten können näherungsweise die MQ-Werte des Sommerhalbjahres verwendet werden. Bei der Verwendung von minimalen Monatswerten ergeben sich Werte, die 5 bis 15 % größer sind als das $NM30Q$ jeden Jahres.

Bei der Vorgabe einer Dauer von mehr als einem Monat wird für jedes Jahr ein Wert für den minimalen jährlichen Abfluss erhalten. Die Länge der Beobachtungsreihe von N Jahren weist jedoch einen Umfang von $N-1$ Werten auf, falls beim N -ten Jahr die Niedrigwasserperiode sich über das Ende des Sommerhalbjahres erstreckt. Die Unabhängigkeit zwischen zwei Niedrigwasserwerten ist in der Regel dann gewährleistet, wenn zwischen den beiden Stichproben die jährliche Grundwasserneubildungsperiode liegt. Für Dauern von weniger als einem Monat kann auch der zweit- oder drittkleinste Abfluss je Jahr ermittelt werden, so dass partielle Serien gebildet werden können. Von partiellen Serien für Niedrigwasserabflüsse von wenigen Tagen Dauer ist aber aufgrund der zu fordernden statistischen Unabhängigkeit der Werte abzuraten und dafür den jährlichen Serien der Vorzug zu geben, insbesondere, wenn mehrere Dauerstufen zusammen betrachtet werden. Partielle Serien müssen jedoch gebildet werden, wenn die untersuchte Dauer größer als 12 Monate ist.

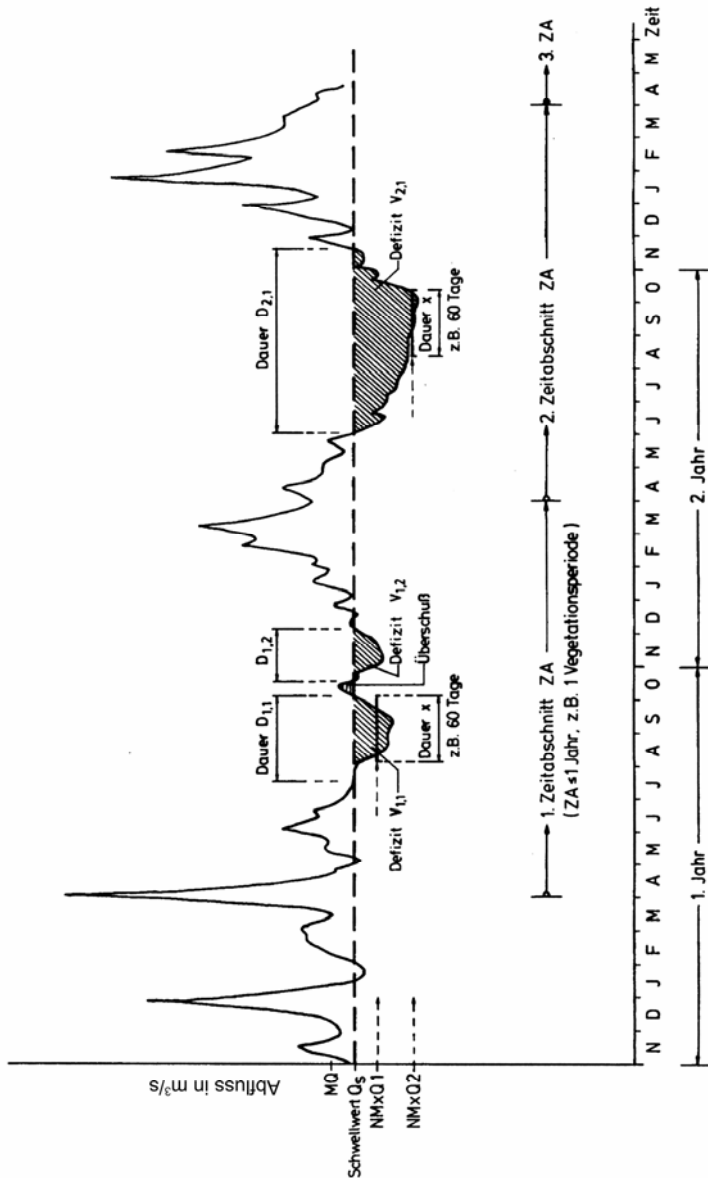


Abb. 4.23. Festlegungen für Niedrigwasserabfluss, -dauer, -defizit und Überschuss bei der Auswertung von Niedrigwasser; Beziehungen nach [4.36]

Der Extrapolationsbereich von Niedrigwasserhäufigkeiten ist meist stark eingeschränkt, wegen der großen Störanfälligkeit der Niedrigwasserdaten durch anthro-

pogene Eingriffe Bei einer Extrapolation der Minimalwerte sollten außerdem die geologischen Eigenarten des Einzugsgebietes berücksichtigt werden, insbesondere bei Karstgebieten, wo Nq-Spenden von Null auftreten können. Durch Talsperrenabgaben kann umgekehrt das Niedrigwasser über längere Zeiträume aber auch erhöht und vergleichmäßigt werden. Da Wasserwirtschaftspläne, in welche Niedrigwasser einbezogen werden, für Zeitspannen von 20 bis 30 Jahren ausgelegt werden, lassen sich daraus Hinweise für den Extrapolationsbereich ableiten. So erhält man als obere Grenze für die Extrapolation das 50-jährliche Ereignis, wenn eine 15- bis 25-jährige homogene Beobachtungsreihe zugrunde gelegt wird.

4.3.3 Anpassung von Verteilungsfunktionen an Niedrigwassermerkmale

4.3.3.1 Einseitig begrenzte Verteilungsfunktion und freie Anpassung

Bevor theoretische Verteilungen verwendet werden, sollten zunächst immer die empirischen Wahrscheinlichkeiten von Niedrigwasser bestimmt und in ein Wahrscheinlichkeitspapier eingetragen werden. Falls der in Betracht kommende Extrapolationsbereich weniger als $N/3$ der N Beobachtungsjahre ausmacht, kann die Ausgleichskurve visuell durch die Beobachtungswerte, welche nach der empirischen Wahrscheinlichkeit aufgetragen wurden, gelegt werden. Bei größerer Extrapolation werden theoretische Verteilungsfunktionen angewendet. In einigen Fällen kann die theoretische Verteilungsfunktion trotz Korrekturen nicht hinreichend genau an die empirische Häufigkeit angepasst werden, da geologische und klimatologische Besonderheiten ungewöhnliche Verläufe der empirischen Verteilung hervorrufen können. In diesen Fällen empfiehlt sich der graphische Ausgleich. In kleinen Einzugsgebieten wird häufig der Abfluss Null erhalten. Dies erfordert eine besonders kritische Bewertung der Ergebnisse, falls eine Verteilungsfunktion verwendet wird, die eine logarithmische Transformation enthält.

Bei Verwendung von theoretischen Verteilungsfunktionen ist es zweckmäßig, Niedrigwasserabflüsse verschiedener Dauern auf demselben Wahrscheinlichkeitspapier einzutragen, da für den gesamten Niedrigwasserbereich eine gute Anpassung zwischen der gewählten theoretischen und empirischen Verteilung anzustreben ist (Bild 4.24). Das Verfahren zur Berechnung der Verteilungsfunktion und des Anpassungstests entspricht dem für Hochwasser.

Bei einigen Einzugsgebieten ergibt die empirische Verteilung einen Knick beim Übergang von einer mehrmonatigen Trockenzeit zu den kleinsten Abflüssen von mehr als einem Jahr Dauer. Diese Knickpunkte können durch eingipflige Verteilungsfunktionen im Allgemeinen nicht wiedergegeben werden, so dass der Ausgleich sich durch bereichsweise lineare Regressionen empfiehlt.

Zur Beschreibung von Niedrigwasserereignissen seltener Eintrittswahrscheinlichkeit werden Verteilungsfunktionen benötigt, die für extreme Ereignisse sehr kleine Abflüsse oder den Wert Null ergeben. Negative Abflüsse sind unlogisch, wenn auch in dem Grenzfall ($T_n \rightarrow \infty$) mathematisch nicht vollkommen auszuschließen [4.16]. Eine linksseitige Begrenzung lässt sich auf zwei Arten erreichen.

Die einfachste Art ist, anstelle der Messwerte ihre Logarithmen zu verwenden. Für den linken Rand ergibt sich dann nach Entlogarithmieren von $y(P=1)$ Null. Durch das Logarithmieren werden die ursprünglichen Werte im oberen Bereich gestaucht

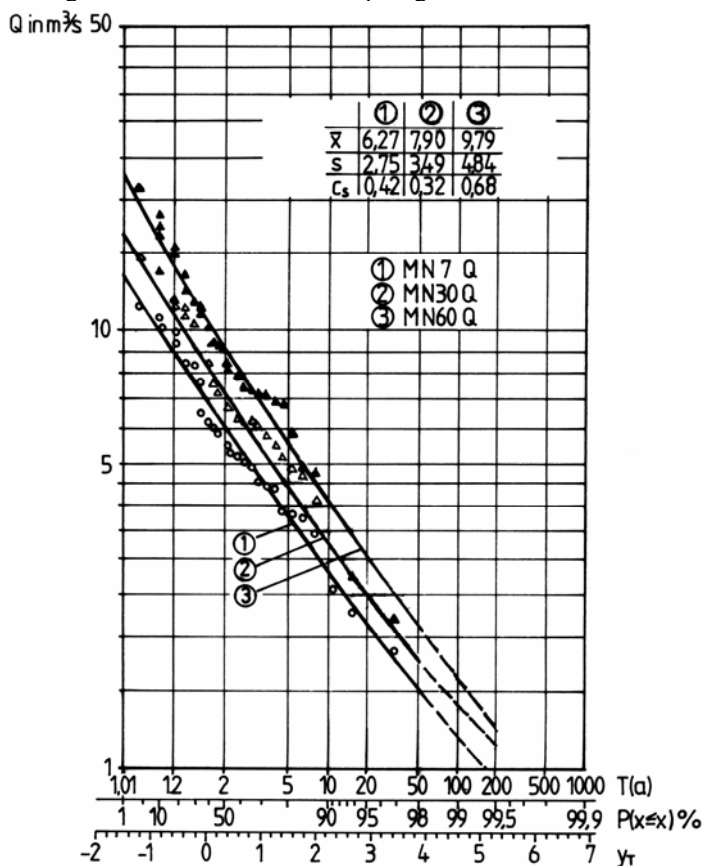


Abb. 4.24 Häufigkeit von mehrtägigen Niedrigwasserabflüssen der Ems am Pegel Rheine nach der Extremwert Typ-III-Verteilung ($A_{E0} = 3696 \text{ km}^2$; $MQ_{41/80} = 34,9 \text{ m}^3/\text{s}$; $SoMQ = 18,9 \text{ m}^3/\text{s}$)

und im unteren Bereich entzerrt, was eine systematische Verkleinerung der Schiefe zur Folge hat. Als Verteilungen werden in diesen Fällen meist die Normal-, die Pearson Typ-III-Verteilung bei $C_s < 0$ und die Extremwert Typ-I-Verteilung verwendet.

Die zweite Möglichkeit besteht in der Verwendung von linksseitig begrenzten Verteilungen, wie der Extremwert Typ-III-, der Pearson Typ-I und der Pearson Typ-III-Verteilung bei $C_s > 0$ [4.37]. Bei einigen Verteilungen können sich negative Abflüsse bei sehr seltenen Häufigkeiten ergeben. Auch kann der Fall eintreten, dass der theoretische Wert $x(P=1)$ größer ist als der kleinste beobachtete Wert. Um dieses zu vermeiden, sollten die Verteilungsfunktionen so transformiert

werden, dass der theoretische Wert $x(P=1) = 0$ wird. Für eine linksseitige Begrenzung einer Verteilungsfunktion für Minimalwerte gilt mit Null im Ursprung die Forderung Gl.(4.38):

$$x_T = 0 = \bar{x}(1 + C_v k) \quad \text{mit} \quad k = f(C_s; P_u = 1, 0), \quad (4.66)$$

$$C_v = -1/[k(C_s; 1, 0)].$$

Die Transformation in den Ursprung wird dadurch erreicht, dass die Parameter, die von der Schiefe abhängen, über den Variationskoeffizienten bestimmt werden. Durch Festlegung von $C_s = 2C_v$ werden dreiparametrische Pearson Typ-III-Verteilungsfunktionen in zweiparametrische umgewandelt.

Für Niedrigwasseruntersuchungen wird häufig die Extremwert Typ-III-Verteilung benutzt, aber auch die Lognormal-, die Pearson Typ-I- und die Typ-III-Verteilung werden angewendet. Bei der freien Anpassung der empirischen Wahrscheinlichkeiten wird meist ein Wahrscheinlichkeitspapier mit einer Achse geteilt nach der Gumbel-Verteilung und einer logarithmisch geteilten Achse verwendet [4.4, 4.17, 4.38]. Auch wird die Anwendung der Normal-Verteilung, der Extremwert Typ-III-Verteilung und der Pearson Typ-III-Verteilung auf ein Kollektiv von logarithmisch transformierten NQ-Werten vorgeschlagen [4.36] (Bild 4.11).

4.3.3.2 Extremwert-Typ-III-Verteilung

Der Extremwert Typ-III-Verteilung oder Weibull-Verteilung liegt die Annahme zugrunde, dass aus einer Reihe von normalverteilten Teilkollektiven die Extremwerte herausgesucht und zu einem neuen Kollektiv zusammengestellt werden, das Gegenstand der weiteren Analyse ist [4.39–4.41]. Da eine Begrenzung in Richtung des gewünschten Wertes erfolgt, wird sie bei Kleinstwerten bevorzugt.

Die Werte der Extremwert Typ-III-Verteilung sind nach unten durch den kleinstmöglichen Abfluss ε begrenzt. Die Verteilungsfunktion der Überschreitungswahrscheinlichkeit lautet nach Gl.(4.49) (Bild 4.25):

$$P(X > x) = \exp - \left[\left(\frac{x - \varepsilon}{\beta - \varepsilon} \right)^\alpha \right] \quad \text{mit} \quad \varepsilon \leq x < +\infty \quad \text{und} \quad \beta > \varepsilon, \varepsilon \geq 0. \quad (4.67)$$

Für die Dichtefunktion $f(x) = dP(x) / dx$ wird erhalten:

$$f(x) = \frac{\alpha}{\beta - \varepsilon} \left(\frac{x - \varepsilon}{\beta - \varepsilon} \right)^{\alpha-1} \exp - \left(\frac{x - \varepsilon}{\beta - \varepsilon} \right)^\alpha. \quad (4.68)$$

Die Parameter α , β , und ε gelten für die Grundgesamtheit und werden für die Stichprobe oft mit a , b und u bezeichnet. Es bedeuten:

- α : dimensionsloser Parameter ($\alpha > 0$), der die Hilfsgrößen $A(\alpha)$ und $B(\alpha)$ bestimmt in Abhängigkeit von der Schiefe $C_s(\alpha)$; $(1/\alpha)$ wird auch als Maßstabsparameter bezeichnet;

β : Parameter ($\beta > 0$), der gleich dem Abfluss in m^3/s ist, für dessen Überschreitung sich der Wert $P_u(x) = 1/e = 0,368$ ergibt. Dieser Lageparameter wird als

Tabelle 4.13. Hilfsgrößen zur Ermittlung der Parameter der Extremwert Typ-III-Verteilung

C_s	A (α)	B (α)	ε	α
2,0	0,0000	1,0000	-1,0000	1,0000
1,9	0,0144	1,0490	-1,0346	1,0348
1,8	0,0296	1,1017	-1,0721	1,0729
1,7	0,0454	1,1582	-1,1128	1,1146
1,6	0,0619	1,2190	-1,1571	1,1605
1,5	0,0791	1,2845	-1,2055	1,2111
1,4	0,0968	1,3552	-1,2584	1,2672
1,3	0,1151	1,4316	-1,3165	1,3294
1,2	0,1340	1,5146	-1,3806	1,3988
1,1	0,1532	1,6048	-1,4516	1,4766
1,0	0,1728	1,7032	-1,5304	1,5639
0,9	0,1925	1,8110	-1,6184	1,6626
0,8	0,2123	1,9293	-1,7170	1,7743
0,7	0,2321	2,0602	-1,8281	1,9017
0,6	0,2516	2,2055	-1,9538	2,0475
0,5	0,2708	2,3680	-2,0972	2,2155
0,4	0,2894	2,5511	-2,2617	2,4102
0,3	0,3074	2,7593	-2,4519	2,6377
0,2	0,3245	2,9976	-2,6731	2,9049
0,1	0,3406	3,2739	-2,9332	3,2218
0,0	0,3558	3,5985	-3,2427	3,6020
-0,1	0,3698	3,9862	-3,6164	4,0644
-0,2	0,3827	4,4563	-4,0737	4,6343
-0,3	0,3943	5,0386	-4,6443	5,3496
-0,4	0,4048	5,7795	-5,3748	6,2703
-0,5	0,4141	6,7557	-6,3417	7,4944
-0,6	0,4222	8,0952	-7,6730	9,1864
-0,7	0,4294	10,0469	-9,6175	11,6652
-0,8	0,4355	13,1531	-12,7176	15,6265
-0,9	0,4407	18,8668	-18,4261	22,9337
-1,0	0,4451	32,7720	-32,3269	40,7484

charakteristische Trockenheit bezeichnet und durchschnittlich in 36,8 % der Fälle unterschritten;

ε : Parameter, der den kleinstmöglichen Abfluss in m^3/s (= untere Grenze) bezeichnet; d.h. für Niedrigwasser wird $\varepsilon \geq 0$.

Die Parameter werden wie folgt berechnet [4.3]:

$$\beta = \bar{x} + s_x A(\alpha) \quad \text{und} \quad \varepsilon = \beta - s_x B(\alpha) \quad (4.69)$$

mit:

$$A(\alpha) = [1 - \Gamma(1 + 1/\alpha)]B; \quad B(\alpha) = [\Gamma(1 + 2/\alpha) - \Gamma^2(1 + 1/\alpha)]^{-1/2}, \quad (4.70)$$

$$C_{sx}(\alpha) = [\Gamma(1 + 3/\alpha) - 3\Gamma(1 + 2/\alpha)\Gamma(1 + 1/\alpha) + 2 \cdot \Gamma^3(1 + 1/\alpha)]B^3.$$

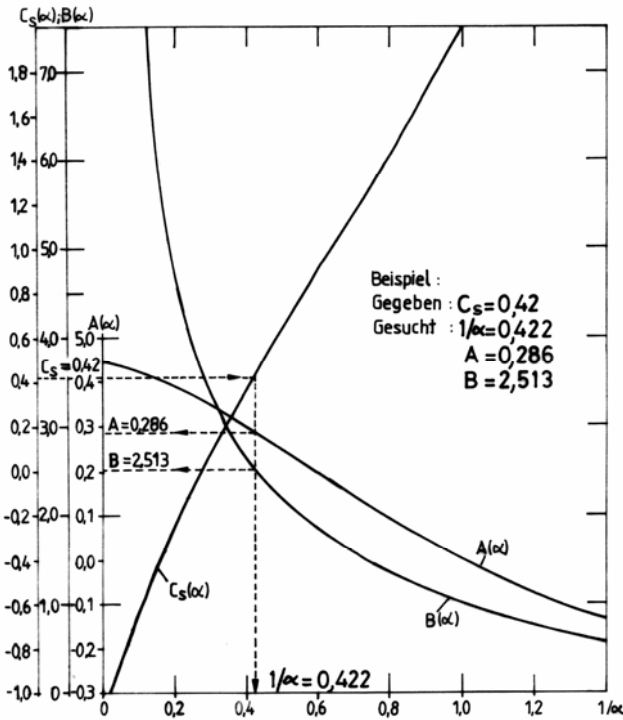


Abb. 4.25. Parameter der Extremwert Typ-III-Verteilung (Weibull-Verteilung)

Das Kriterium für $\varepsilon \geq 0$ lautet: $\beta + s_x[A(\alpha) - B(\alpha)] \geq 0$. Die Werte $A(\alpha)$, $B(\alpha)$, $1/\alpha$ sind in Abhängigkeit von der Schiefe C_s tabelliert (Tab. 4.13) oder können aus Bild 4.25 abgegriffen werden.

Für die numerische Berechnung wird vereinfacht gesetzt:

$$P(x) = e^{-y} \quad \text{mit} \quad y = [(x - \varepsilon)/(\beta - \varepsilon)]^\alpha. \quad (4.71)$$

Bei Niedrigwasserhäufigkeiten entsprechen die Unterschreitungswahrscheinlichkeiten den Überschreitungswahrscheinlichkeiten, da die Extremwerte in abnehmender Reihenfolge betrachtet werden. Die Wahrscheinlichkeit, dass der Wert x erreicht oder unterschritten wird, ist:

$$1 - P(x) = 1 - e^{-y} = 1/T_n \quad (4.72)$$

oder:

$$\ln T_n = [-\ln(x - \varepsilon) + \ln(\beta - \varepsilon)]$$

oder:

$$\log(x - \varepsilon) = \log(\beta - \varepsilon) - 0,43y / \alpha \quad \text{mit} \quad y = -\log(-\log P_u(x)).$$

Tabelle 4.14. Häufigkeitsfaktoren k der Unterschreitungswahrscheinlichkeit P für die Extremal Typ-III-Verteilung (Weibull-Verteilung)

	Wiederholungszeitspanne T_n in Jahren							
	∞	100	50	25	10	5	2	1,01
Schiefe	Unterschreitungswahrscheinlichkeit P in Prozent							
C_s	0,0	1,0	2,0	4,0	10,0	20,0	50,0	99,0
-1,0	-32,323	-3,053	-2,547	-2,029	-1,316	-0,739	0,152	1,697
-0,9	-18,421	-2,988	-2,511	-2,015	-1,323	-0,754	0,142	1,740
-0,8	-12,717	-2,919	-2,471	-1,999	-1,329	-0,768	0,131	1,786
-0,7	-9,616	-2,845	-2,427	-1,980	-1,333	-0,783	0,119	1,835
-0,6	-7,672	-2,767	-2,379	-1,958	-1,337	-0,797	0,106	1,886
-0,5	-6,341	-2,685	-2,328	-1,933	-1,338	-0,811	0,092	1,941
-0,4	-5,375	-2,600	-2,273	-1,905	-1,338	-0,825	0,077	1,999
-0,3	-4,644	-2,512	-2,215	-1,873	-1,336	-0,838	0,061	2,059
-0,2	-4,073	-2,422	-2,154	-1,839	-1,332	-0,850	0,044	2,122
-0,1	-3,616	-2,331	-2,090	-1,802	-1,325	-0,860	0,026	2,188
0,0	-3,243	-2,239	-2,025	-1,762	-1,316	-0,870	0,008	2,256
0,1	-2,933	-2,148	-1,958	-1,720	-1,305	-0,878	-0,011	2,326
0,2	-2,673	-2,058	-1,891	-1,676	-1,292	-0,884	-0,031	2,398
0,3	-2,542	-1,969	-1,823	-1,631	-1,276	-0,889	-0,051	2,471
0,4	-2,262	-1,883	-1,756	-1,585	-1,259	-0,893	-0,070	2,546
0,5	-2,097	-1,800	-1,690	-1,538	-1,240	-0,894	-0,090	2,621
0,6	-1,954	-1,721	-1,626	-1,491	-1,219	-0,894	-0,110	2,696
0,7	-1,828	-1,645	-1,563	-1,445	-1,197	0,892	-0,129	2,771
0,8	-1,717	-1,573	-1,503	-1,399	-1,174	-0,889	-0,148	2,846
0,9	-1,618	-1,505	-1,445	-1,354	-1,151	-0,884	-0,166	2,919
1,0	-1,530	-1,441	-1,390	-1,310	-1,126	-0,878	-0,183	2,992
1,1	-1,452	-1,380	-1,337	-1,268	-1,102	-0,870	-0,200	3,063
1,2	-1,381	-1,324	-1,288	-1,227	-1,077	-0,862	-0,215	3,132
1,3	-1,317	-1,272	-1,240	-1,187	-1,053	-0,853	-0,230	3,199
1,4	-1,258	-1,222	-1,196	-1,150	-1,029	-0,843	-0,244	3,264
1,5	-1,205	-1,177	-1,154	-1,114	-1,005	-0,833	-0,256	3,327
1,6	-1,157	-1,234	-1,115	-1,080	-0,982	-0,822	-0,268	3,388
1,7	-1,113	-1,094	-1,078	-1,047	-0,959	-0,811	-0,279	3,446
1,8	-1,072	-1,057	-1,043	-1,016	-0,937	-0,800	-0,289	3,501
1,9	-1,035	-1,022	-1,010	-0,987	-0,915	-0,788	-0,298	3,555
2,0	-1,000	-0,990	-0,980	-0,959	-0,895	-0,777	-0,307	3,605

Für die Rechnung wird T_n vorgegeben, so dass y_T direkt berechnet oder aus Tab. 4.6 abgelesen werden kann. Dabei kehrt sich jedoch das Vorzeichen von y_T in

Tab. 4.6 um, da die dort angegebene Überschreitungswahrscheinlichkeit der Unterschreitungswahrscheinlichkeit bei der Extremwert Typ-III-Verteilung entspricht. Für das 100-jährige Wiederkehrintervall nach der Extremwert Typ-III-Verteilung beträgt $y_T = -4,6001$ und die Überschreitungswahrscheinlichkeit 99 %. Mit den Größen β und ε , die mit Hilfe der Schiefe $C_s(\alpha)$ und den zugehörigen

Werten $A(\alpha)$ und $B(\alpha)$ berechnet werden können, ergibt $y = [(x_T - \varepsilon)/(\beta - \varepsilon)]^\alpha$ nach x_T aufgelöst:

$$x_T = y^{1/\alpha}(\beta - \varepsilon) + \varepsilon. \quad (4.73)$$

Die Extremwert Typ-III-Verteilung ist linksseitig begrenzt durch den Minimalwert, wenn der kleinste Wert $x = \varepsilon$ ist:

$$x_{\min} = \bar{x} + s_x \varepsilon \quad \text{oder} \quad x_{\min} = \bar{x} + s_x [A(\alpha) - B(\alpha)].$$

Zur Berechnung der Überschreitungswahrscheinlichkeit wird die inverse Funktion $P^{-1}(x)$ der Verteilungsfunktion benötigt [4.16]:

$$P^{-1}(x) = A(\alpha) - B(\alpha)[1 - (-\ln P)]^{1/\alpha} = k(C_x; 1 - P). \quad (4.74)$$

Der Ausdruck kann benutzt werden, um die normierten Abszissenwerte k zu berechnen (Tab. 4.14). Werden die normierten k -Werte verwendet, so kann x_T nach Gl.(4.45) berechnet werden. Bei Anwendung der Gleichung muss beachtet werden, dass die Werte des Niedrigwassers mit wachsendem Wiederholungszeitraum kleiner werden müssen. Bei Niedrigwasser, das seltener als das Mittel eintritt, wird dies durch ein Minuszeichen in Gl.(4.45) erreicht, was bei der Verwendung von Tab. 4.2 zu beachten ist. Werden bei der Extremwert Typ-III-Verteilung die Parameter a , β und mit der Momentenmethode ermittelt, sind Plausibilitätskontrollen angebracht. Die Verteilungsfunktionen für Niedrigwasser unterschiedlicher Dauer z.B. NM15Q, NM30Q usw., die aus derselben Beobachtungsreihe berechnet werden, können sich bei graphischer Darstellung überschneiden.

Für seltene Wiederkehrintervalle ergeben sich dann kleinere Niedrigwasserabflüsse bei größerer Dauer als bei kürzerer Dauer, so dass eine Verbesserung des kleinstmöglichen Abflusses angebracht ist. Werden empirische Häufigkeiten der Niedrigwasserwerte in ein Wahrscheinlichkeitspapier eingetragen und die aufgetragenen Punkte nach Augenschein ausgeglichen, entfällt in der Regel das Problem der Überschneidung. Es werden dann allerdings Verteilungsfunktionen erhalten, die unterschiedliche Bildungsgesetze aufweisen können.

Die Extremwert Typ-III-Verteilung soll auf die Niedrigwasserabflüsse der Ems am Pegel Rheine angewendet werden. Zusätzlich zur Trenduntersuchung wurde das mittlere Eintrittsdatum zur Beurteilung der Homogenität der Reihe herangezogen mit dem Ergebnis, dass kein signifikanter Trend festzustellen ist. Aus den Abflussaufzeichnungen der Jahre 1881/1970 sind für die letzten 30 Jahre die mittleren Eintrittsdaten in Tab. 4.15 angegeben.

Zur Berechnung der Häufigkeit der siebentägigen Werte (NM7Q) werden zunächst die empirischen Wahrscheinlichkeiten ermittelt. Dazu werden die Werte der Größe nach geordnet, wobei der kleinste Wert den Rang $m = 1$ erhält. Die empirische Wahrscheinlichkeit wurde nach $\tilde{P}(x) = (N + 1)/m$ ermittelt. Dem kleinsten beobachteten Wert wird eine Wiederholungszeitpanne von 81 Jahren und dem größten eine von $81/80 = 1,0125$ Jahren zugeordnet. Jeder Wert wird entsprechend seinem Wiederkehrintervall und seiner Größe in einen Netzdruck, dessen Abszisse nach der Gumbel-Verteilung und dessen Ordinate logarithmisch geteilt ist, eingetragen. Wird eine Ausgleichskurve nach Augenschein durch die Punkte gelegt, lassen sich bei Verwendung dieses Netzdruckes die Schwänze der Verteilung als Geraden darstellen. Werden mehrere Niedrigwasser von unterschiedlicher Dauer

eingetragen, dürfen sich die Kurven nicht schneiden und sollten zueinander etwa parallel verlaufen (Bild 4.24).

Die statistischen Parameter wurden anhand der Jahresreihe 1941/70 nach Gl.(4.5), (4.11) und (4.19) bestimmt: Mittel: $\bar{x} = 6,27 \text{ m}^3/\text{s}$; Standardabweichung: $s_x = 2,75 \text{ m}^3/\text{s}$; Schiefe $C_{sx} = 0,42$. Die Berechnung der theoretischen Wahrscheinlichkeit kann auf zwei Wegen erfolgen. Bei Verwendung von Tab. 4.14 erfolgt die Bestimmung nach Gl.(4.45). Das 50-jährige Ereignis wird für $k(0,42;0,98) = -1,743$ nach dem ersten Lösungsweg berechnet zu:

$$NM7Q_{50} = 6,27 + (-1,73 \cdot 2,75) = 1,48 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Tabelle 4.15. Eintrittsdatum des n-tägigen mittleren Niedrigwassers in der Ems (Pegel Rheine, $A_{E0} 3696 \text{ km}^2$, $SoMQ = 19,2 \text{ m}^3/\text{s}$)

Jahresreihe	Mittleres Eintrittsdatum des n-Tägigen Niedrigwassers			
	NM 7Q	NM 15Q	NM 30Q	NM 60Q
1941/45	12.8.	10.8.	30.7.	12.7.
1946/50	7.9.	13.8.	26.8.	8.8.
1951/55	12.8.	10.8.	9.8.	18.7.
1956/60	24.8.	21.8.	13.7.	16.6.
1961/65	25.9.	21.9.	29.8.	23.8.
1966/70	26.8.	2.9.	20.8.	6.8.
1941/70	28.8.	23.8.	11.8.	24.7.

Für den zweiten Lösungsweg wird von Tabelle 4.13 oder Bild 4.26 ausgegangen und für $C_{sx} = 0,42$ abgelesen: $1/\alpha = 0,422$; $\alpha = 2,369$; $A = 0,286$ und $B = 2,513$. Nach Gl.(4.69) wird: $\beta = 6,27 + 0,286 \cdot 2,75 = 7,057 \text{ m}^3/\text{s}$; $\varepsilon = 7,057 - 2,513 \cdot 2,75 = 0,1463 \text{ m}^3/\text{s}$ und $\beta - \varepsilon = 6,911 \text{ m}^3/\text{s}$. Mit diesen Parametern berechnet sich $NM7Q_{50}$ nach Gl.(4.73) zu:

$$1 - e^{-y} = \frac{1}{50} = 0,02; \quad e^{-y} = 0,98 \quad \text{bzw. } y = 0,0202;$$

$$NM7Q_{50} = 0,0202^{0,422} \cdot 6,911 + 0,1463 = 1,48 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Die Niedrigwasserabflüsse für weitere Wiederkehrintervalle werden in den Netzdruck eingetragen und zur theoretischen Verteilungsfunktion verbunden (Bild 4.25).

Zur besseren Schätzung der Parameter für die Extremwert Typ-III-Verteilung kann ein *graphisches Anpassungsverfahren* herangezogen werden [4.34]. Für die Anpassung wird ein Wahrscheinlichkeitspapier benutzt, dessen Wahrscheinlichkeitsachse nach Gumbel und dessen Merkmalachse dekadisch logarithmisch geteilt ist. Im Wahrscheinlichkeitsnetz nach Gumbel werden die Abflusswerte x_i über der reduzierten Variablen y_T aufgetragen. Dazu wird nach Gl.(4.52) verwendet: $P(x) = \exp[-\exp(-y)]$ bzw. $y_T = \ln(-\ln P(x))$. In die Gleichung der Verteilungsfunktion für die Extremwert Typ-III-Verteilung eingesetzt, ergibt sich:

$$e^{-e^{-y}} = \exp \left[- \frac{x - \varepsilon}{\beta - \varepsilon} \right]^{\alpha} \quad \text{und daraus:}$$

$$\ln(x - y) = \ln(\beta - \varepsilon) + (1/\alpha)y. \quad (4.75)$$

Dieser Ausdruck entspricht einer Geradengleichung $y = a + bx$ und kann zur Parameterbestimmung von a , b und e verwendet werden. Zur graphischen Bestimmung der Parameter werden die NQ-Werte (x_i) der Größe nach geordnet, ihre empirische Wahrscheinlichkeit berechnet, die Werte x_i in das Wahrscheinlichkeitsnetz eingetragen und die aufgetragenen Punkte per Hand ausgeglichen. Die Extrapolation dieser Ausgleichskurve führt zu einem ersten Näherungswert für ε . Für diesen Wert ε werden die Werte $\ln(x - \varepsilon)$ gebildet und entsprechend ihren empirischen Wahrscheinlichkeiten aufgetragen. Wird für e der zutreffende Wert gewählt, stellt sich die neue Ausgleichskurve als Gerade dar. Falls dies nicht zutrifft, wird anschließend solange korrigiert, bis ein geradliniger Ausgleich möglich ist. Nachdem auf diese Weise ε festgelegt ist, können α und β aus der Graphik abgelesen werden.

In der Geradengleichung ist der Anstieg $1/\alpha = \tan \alpha$. Bei der Verwendung von Wahrscheinlichkeitspapier, dessen eine Achse dekadisch logarithmisch geteilt ist, wird:

$$\alpha = \log \exp \frac{\Delta y_T}{\Delta \log(x - \varepsilon)} \quad (4.76)$$

Δy_T : Abschnitt auf der y_T -Achse zwischen $y_T = -1$ und y_T bei ε ,
 $\Delta \log(x - \varepsilon)$: zugehöriger Abschnitt auf der Merkmalsachse.

Der Zahlenwert für ε wird auf der y_T -Skala als Achsenabschnitt bei $y_T = 0$ abgelesen, d.h. $P(x) = \exp(-\exp[0]) = 1/e = 0,368 = 36,8 \%$.

Als Beispiel für eine Parameterkorrektur sollen die mittleren siebentägigen Niedrigwasserabflüsse NM7Q am Pegel Herrenhausen/Leine der Jahresreihe 1941/71 herangezogen werden (Tab. 4.16). Der Verlauf der empirischen Wahrscheinlichkeiten ist gekrümmt und strebt gegen den Abflusswert von $6 \text{ m}^3/\text{s}$. Dieser Wert wird in erster Näherung für die Auftragung der Werte $\ln(x - \varepsilon)x_i$ nach den empirischen Häufigkeiten verwendet (Bild 4.26). Da sich die verbesserten Werte bereits durch eine Gerade ausgleichen lassen, wird auf eine erneute Korrektur verzichtet und $\varepsilon = 6 \text{ m}^3/\text{s}$ als kleinstmöglicher Abfluss angesehen. Der häufigste Wert β wird bei $y_T = 0$ zu $\beta = 20,6 \text{ m}^3/\text{s}$ abgelesen. Der Winkel zwischen der y_T -Achse und der Ausgleichsgeraden beträgt $\delta = 57^\circ$, der Maßstabsfaktor $\alpha = \tan \delta = 1,55$. Die Unterschreitungswahrscheinlichkeit P_u bzw. x erhält man:

$$P_u(x) = \exp - \left(\frac{x - 6,0}{20,6 - 6,0} \right)^{1,55} = e^{-0,016 \cdot (x - 6,0)^{1,55}},$$

$$\text{bzw. } x = \varepsilon + (\beta - \varepsilon)e^{y/\alpha} \quad \text{und} \quad x = 6,0 + 14,6 \cdot e^{y/1,55}.$$

Anhand von 52 langjährig beobachteten Pegeln, die über das Gebiet der Bundesrepublik Deutschland annähernd gleichmäßig verteilt sind, bestehen zwischen den Parametern α , ε und β der Extremwert Typ-III-Verteilung und ausgewählten Größen der einzelnen Stichproben der Niedrigwasserabflüsse folgende Zusammenhänge [4.34]:

$$\beta_D = aMNxQ, \quad \varepsilon_D = a'NNxQ \quad \text{und} \quad \alpha_D = f(D)$$

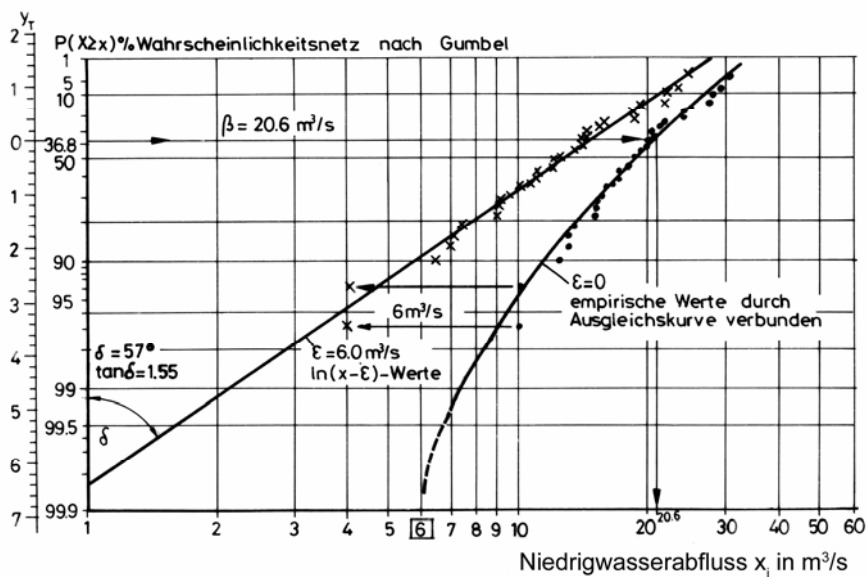


Abb. 4.26. Anpassung einer Extremwert Typ-III-Verteilung und Ermittlung der Parameter für die 7-tägige Niedrigwasser der Leine am Pegel Herrenhausen ($A_{E0} = 5329 \text{ km}^2$, $MQ = 50,1 \text{ m}^3/\text{s}$, $SoMQ = 35,2 \text{ m}^3/\text{s}$)

MN_xQ : Mittleres Niedrigwasser der Dauer $D = x$ Tage in m^3/s (= Mittel d. Stichprobe),
 NN_xQ : Niedrigster Niedrigwasserabfluss der Dauer $D = x$ Tage in m^3/s (= kleinster Wert der Stichprobe),
a: Koeffizient, $a \approx 1,07$; Abhängigkeiten a von D siehe [4.34],
a' : Koeffizient, $a' \approx 0,82$; Abhängigkeiten a' von D siehe [4.34],
 α_D : Exponent, abhängig von der Dauer $D = x$ in Tagen:

D	:	7	15	30	60	90	120	Tage
α_D	:	2,06	1,99	1,90	1,80	1,78	1,73	.

Bei kurzen Beobachtungsreihen, die ausgeprägte Trockenperioden wie 1959 nicht enthalten, ist der kleinste Wert der Stichprobe NN_xQ nicht mehr repräsentativ, so dass gesetzt wird $\varepsilon = 0,51NN_xQ(5)$. $N_xQ(5)$ ist für die gewählte Dauer x der Wert der Stichprobe, dem eine empirische Wahrscheinlichkeit von $P(x) = m/(N+1) \gg 80\%$ oder rd. 5 Jahren zugeordnet werden kann. Mit den obigen Parametern erhält man die Überschreitungswahrscheinlichkeit eines vorgegebenen Niedrigwasserabflusses x_T nach der Extremwert Typ-III-Verteilung überschläglich (Gl.(4.71)) zu:

$$P(x) \approx \exp - \left[(x_T - 0,82NN_xQ) / (1,07MN_xQ - 0,82 \cdot NN_xQ) \right]^{\alpha_D} . \quad (4.77)$$

Bei vorgegebener Überschreitungswahrscheinlichkeit $P(x)$ erhält man die Größe des Niedrigwasserabflusses x_T zu:

$$x_T = 0,82NNxQ + (1,07MNxQ - 0,82NNxQ)\exp(y/\alpha_D) \quad (4.77a)$$

Tabelle 4.16. Siebentägige Niedrigwasserabflüsse NM7Q in m³/s am Pegel Herrenhausen/Leine, empirische Wahrscheinlichkeiten P(x) und reduzierte Variable y_T nach Gl.(4.52). Theoretische Wahrscheinlichkeit P(x) und d₁, d₂ für den K-S-Test

NM7Q	Y _T	$\tilde{P}(x) =$ m/N+1	P(x)	d ₁	d ₂	NM7Q	Y _T	$\tilde{P}(x) =$ m/N+1	P(x)	d ₁	d ₂
30,57	1,24	0,031	0,030	0,001	0,030	18,28	-0,46	0,531	0,507	0,024	0,007
29,46	1,02	0,062	0,042	0,020	0,011	17,27	-0,55	0,562	0,579	0,017	0,048
28,04	0,86	0,094	0,064	0,030	0,002	17,16	-0,65	0,594	0,587	0,007	0,025
27,75	0,73	0,125	0,070	0,055	0,024	16,97	-0,75	0,625	0,601	0,024	0,007
25,20	0,62	0,156	0,136	0,020	0,011	16,11	-0,86	0,656	0,663	0,007	0,038
24,59	0,51	0,187	0,157	0,030	0,001	15,67	-0,98	0,687	0,694	0,007	0,038
24,56	0,42	0,219	0,158	0,061	0,029	15,24	-1,11	0,719	0,724	0,005	0,037
21,80	0,33	0,250	0,284	0,034	0,065	15,21	-1,24	0,750	0,726	0,024	0,007
21,54	0,24	0,281	0,298	0,017	0,048	15,08	-1,40	0,781	0,735	0,046	0,015
20,45	0,15	0,312	0,362	0,050	0,081	13,59	-1,57	0,812	0,830	0,018	0,049
20,43	0,06	0,344	0,364	0,020	0,052	13,17	-1,77	0,844	0,854	0,010	0,042
20,10	-0,02	0,375	0,384	0,009	0,040	13,02	-2,01	0,875	0,863	0,012	0,019
20,10	-0,10	0,406	0,384	0,022	0,009	12,49	-2,32	0,906	0,890	0,016	0,015
19,41	-0,19	0,437	0,429	0,008	0,023	10,06	-2,74	0,937	0,980	0,043	0,074
18,41	-0,28	0,469	0,498	0,029	0,061	10,03	-3,45	0,969	0,980	0,011	0,043
18,37	-0,37	0,500	0,501	0,001	0,032						

Für die siebentägigen Niedrigwasserabflüsse der Leine am Pegel Herrenhausen der Jahresreihe 1941/71 (Tab. 4.16) soll mit dem K-S-Test auf einem Niveau von $\alpha = 5\%$ geprüft werden, ob die Stichprobe der Extremwert Typ-III-Verteilung folgt. Kleinster Wert der Stichprobe ist NM7Q = 10,03 m³/s; das Mittel beträgt MN7Q = 19,04 m³/s. Zunächst werden für die geordneten Werte $x = \text{NM7Q}$ die empirischen Wahrscheinlichkeiten P(x) ermittelt; im Beispiel $\tilde{P}(x) = m/(N + 1)$ (Tab. 4.16). Die theoretischen Wahrscheinlichkeiten werden angenähert nach Gl.(4.77) bestimmt. Die Parameter für die Dauer D = 7 betragen: Exponent: $\alpha_7 = 2,06$; kleinster Wert: $\varepsilon = 0,82NNxQ = 0,82 \cdot 10,03 = 8,22$ m³/s, häufigster Wert: $\beta = 1,07 \cdot 19,03 = 20,36$ m³/s. Damit wird: $P(x) = \exp[-(x-8,22)/(12,14)^{2,06}]$. Falls nicht von Gl.(4.77) Gebrauch gemacht wird, empfiehlt es sich, P(x) graphisch zu ermitteln.

Für die x_T -Werte $x = \text{NM7Q}$ wird die theoretische Wahrscheinlichkeit berechnet. Nach Tab. 4.16 beträgt der Maximalabstand (Gl.(4.60a)):

$$d_1 = |P(x_m) - \tilde{P}(x_m)| = |0,158 - 0,219| = 0,061,$$

$$d_2 = |P(x_m) - \tilde{P}(x_m - 1)| = |0,362 - 0,050| = 0,081.$$

Aus der Gleichung $P(d < c) = 1 - \alpha$ ist die Lösung zu bestimmen für N = 31 und ein gewähltes α von 5 %. Der Wert c beträgt nach Tab. 4.11 $c = 0,238$. Da $c = 0,238 > d_{\max} = 0,081$ ist, kann die Hypothese nicht verworfen werden.

4.3.3.3 Vergleich von Verteilungen bei Niedrigwasseruntersuchungen

Für Beobachtungsreihen von mehr als 20 Jahren wird nach [4.50] die gemeinsame Anwendung der Normal-, Extremal Typ-III- und Pearson Typ-III-Verteilung auf ein homogenes Datenkollektiv empfohlen. Als Ergebnis wird ein Bereich von wahrscheinlichen Werten erhalten. Nach Bildung der Stichprobe durch Berechnung der mittleren Niedrigwasserabflüsse vorgegebener Dauer x für jedes Jahr werden die Werte $NMxQ$ auf Trend und Zyklus überprüft. Dies geschieht durch Sichtprüfung, indem die Werte als Zeitreihe aufgetragen werden, bevor gegebenenfalls eine Trendberechnung durchgeführt wird. Anschließend wird die Berechnung mit den trendbereinigten Daten in folgenden Schritten vorgenommen:

1. Ordnen und Umformen der Werte $NMxQ_i$ in ihre natürlichen oder dekadische Logarithmen $y_i = \ln NMxQ_i$ bzw. $y_i = \log x_i$. Berechnen der empirischen Wahrscheinlichkeit nach Gl.(4.41) für $c = 0,4$. Auftragung der empirischen Häufigkeiten $P(x_i)$ der $NMxQ_i$ (y-Werte) auf Wahrscheinlichkeitspapier, dessen Wahrscheinlichkeitsachse nach dem Gaußschen Integral und dessen Merkmalsachse dekadisch logarithmisch geteilt ist.
2. Berechnen der statistischen Parameter (Mittel $\bar{y}$, Standardabweichung s_y und Schiefe C_{sy}) nach den Gln.(4.5, 4.12 und 4.19) mit den bereinigten Werten. Die Schiefe soll zwischen $-1 < C_s < 1$ liegen, andernfalls müssen die Werte auf Ausreißer überprüft werden.
3. Berechnen von Werten der Verteilungsfunktionen $x(T_n)$. Dazu wird für die gewählte Wiederholungszeitspanne T_n für welche das $NMxQ(T_n)$ berechnet werden soll, der Häufigkeitsfaktor k in Gl.(4.45) in Abhängigkeit von der gewählten Verteilungsfunktion ermittelt als k_{NV} für Normal-Verteilung (NV) aus Tab. 4.2 mit $C_s = 0$, als k_{PV} für Pearson Typ-III-Verteilung (PV) aus Tab. 4.2 und als k_{EV} für Extremwert Typ-III-Verteilung (EV) aus Tab. 4.14.
4. Für alle Verteilungen wird geprüft, ob $x_{\min} < x_0$ ist. Dafür gibt es für die Normal-Verteilung keine Prüfmöglichkeit. Für die Pearson Typ-III-Verteilung ist eine Prüfung nur möglich, wenn $C_s > 0$ und für die Extremwert Typ-III-Verteilung kann ein Vergleich mit x bei $P = 0$ erfolgen. Gegebenenfalls wird die Anpassung mit dem K-S-Test getestet.
5. Festlegung des T_n -jährlichen Niedrigwasser-Abflusses $NMxQ(T_n)$ durch Vergleich der Werte nach den Verteilungen.

Als Beispiel soll die Eintrittswahrscheinlichkeit der Niedrigwasserabflüsse der jährlichen Serie am Pegel Schmittlotheim/Eder für eine vorgegebene Dauer von 7, 15, 30, ..., 120 Tagen nach der Extremwert Typ-III-Verteilung berechnet und mit anderen Verteilungen verglichen werden. Die Trenduntersuchung für die jährlichen NQ-Werte verschiedener Dauern nach Tab. 4.17 führte zu dem Ergebnis, dass ein Trend zu vernachlässigen ist. Die statistischen Parameter sind für die Werte x_i und die transformierten Werte $y_i = \log x_i$ in Tab. 4.18 zusammengestellt. Außerdem wurden einige Niedrigwasserabflüsse, die nach der Extremwert Typ-III-Verteilung berechnet wurden, in die Tabelle aufgenommen.

Nach Ordnen der $NMxQ$ -Werte mit zunehmender Größe werden die empirischen Wahrscheinlichkeiten nach Gl.(4.41) berechnet, hier $\tilde{P}(x) = m/(N + 1)$. Die Auftragungen der empirischen Wahrscheinlichkeiten erfolgen in einem Wahrscheinlichkeitspapier, dessen Wahrscheinlichkeitsachse nach Gumbel und dessen Abszisse logarithmisch geteilt sind (Bild 4.27). Die punktweise Berechnung der Wahrscheinlichkeiten der Extremwert Typ-III-Verteilung nach Gl.(4.45) und mit Tab. 4.14, der Normal- bzw. Pearson Typ-III-Verteilung mit Hilfe von Tab. 4.2 soll für das Wiederkehrintervall von $T_n = 100$ Jahren und die Dauer von 30 Tagen aufgezeigt werden:

Tabelle 4.17. Jährliche Niedrigwasserabflüsse in m^3/s der Dauer 7 bis 120 Tage der Jahresreihe 1936/84 am Pegel Schmittlotheim/Eder ($A_{Eo} = 1202 \text{ km}^2$; $MQ(41/80) = 19,0 \text{ m}^3/\text{s}$, $SoMQ = 9,32 \text{ m}^3/\text{s}$)

193..		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	NM7Q							1,86	1,01	1,39	1,21
	NM15Q							1,99	1,25	1,80	1,57
	NM30Q							2,09	1,63	2,59	1,86
	NM60Q							3,04	1,79	3,09	1,99
	NM90Q							4,46	2,03	4,31	2,09
	NM120Q							4,67	1,98	5,29	2,19
194..	NM7Q	1,29	1,88	2,97	3,10	3,50	2,32	2,73	0,68	1,51	0,63
	NM15Q	1,59	2,48	3,32	3,37	3,74	2,77	2,84	0,69	1,56	0,68
	NM30Q	1,80	2,56	3,69	3,50	4,47	3,33	3,19	0,78	1,75	0,75
	NM60Q	2,23	3,92	4,83	4,10	6,35	4,90	3,69	0,91	2,45	1,04
	NM90Q	2,34	6,84	5,48	5,11	8,39	7,53	5,23	1,06	3,18	1,19
	NM120Q	3,01	6,92	6,72	5,76	12,2	7,87	6,34	1,25	4,33	1,27
195..	NM7Q	2,20	2,96	1,34	2,11	3,06	3,99	3,42	1,38	4,36	0,53
	NM15Q	3,14	3,05	1,41	2,11	3,20	4,65	3,76	1,70	4,97	0,56
	NM30Q	3,36	3,39	1,61	2,06	3,68	5,26	4,61	2,03	5,47	0,60
	NM60Q	4,88	4,86	1,98	2,60	3,86	5,38	9,17	2,60	6,71	0,64
	NM90Q	4,78	5,87	2,20	2,71	4,95	6,90	13,3	3,41	9,64	0,80
	NM120Q	5,88	6,34	2,35	3,14	8,86	7,12	14,7	3,98	9,50	0,87
196..	NM7Q	3,41	3,89	2,23	2,23	0,59	2,70	1,83	2,01	3,94	2,01
	NM15Q	3,92	4,05	2,70	3,50	0,64	3,06	1,96	2,12	4,31	2,31
	NM30Q	4,44	4,98	2,96	3,79	0,91	3,62	2,24	2,80	4,50	2,49
	NM60Q	5,57	7,36	3,30	4,24	1,03	4,49	3,08	3,49	4,77	3,41
	NM90Q	8,50	8,74	3,92	4,95	1,06	5,41	7,10	4,13	4,96	6,98
	NM120Q	8,90	8,88	4,97	5,57	1,17	8,16	11,3	5,29	5,90	6,44
197..	NM7Q	2,84	1,91	1,04	0,18	2,80	1,40	0,47	2,83	1,05	1,36
	NM15Q	3,05	2,00	1,20	0,23	2,94	1,73	0,61	3,05	1,44	1,53
	NM30Q	4,09	2,16	1,76	0,40	3,27	2,07	0,88	4,15	2,17	1,69
	NM60Q	6,56	2,21	2,67	1,01	3,48	2,41	1,03	4,24	4,44	2,14
	NM90Q	9,98	2,33	4,51	1,18	4,30	3,04	1,19	6,54	6,97	4,24
	NM120Q	9,35	2,79	4,81	1,36	7,41	4,03	1,36	6,42	6,53	4,17
198..	NM7Q	3,89	5,77	1,76	0,90						
	NM15Q	4,20	5,86	1,86	1,03						
	NM30Q	4,33	0,85	1,90	1,33						
	NM60Q	6,01	8,74	2,28	1,95						
	NM90Q	6,93	9,54	2,96	2,26						
	NM120Q	10,2	11,0	4,51	2,64						

$$EV : x_{100} = 2,83 + 1,440 \cdot k(0,474;100) = 2,83 - 1,440(1,822) = 0,207 \text{ m}^3/\text{s},$$

$$NV : y_{100} = 0,384 - 0,268 \cdot k(0;100) = 0,384 - 0,268(2,326) =$$

$$-0,239 > x_{100} = 0,576 \text{ m}^3/\text{s},$$

$$PV : y_{100} = 0,384 + 0,268 \cdot k(0,904;100) = 0,784 - 0,268(-2,957) =$$

$$-0,008 > x_{100} = 0,981 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Die Verteilungsfunktionen sind in Bild 4.27 dargestellt. 1959 betrug $NM30Q = 0,60 \text{ m}^3/\text{s}$. Der errechnete Wert der PV und NV ist höher als der Messwert in einer Beobachtungsreihe von 49 Jahren.

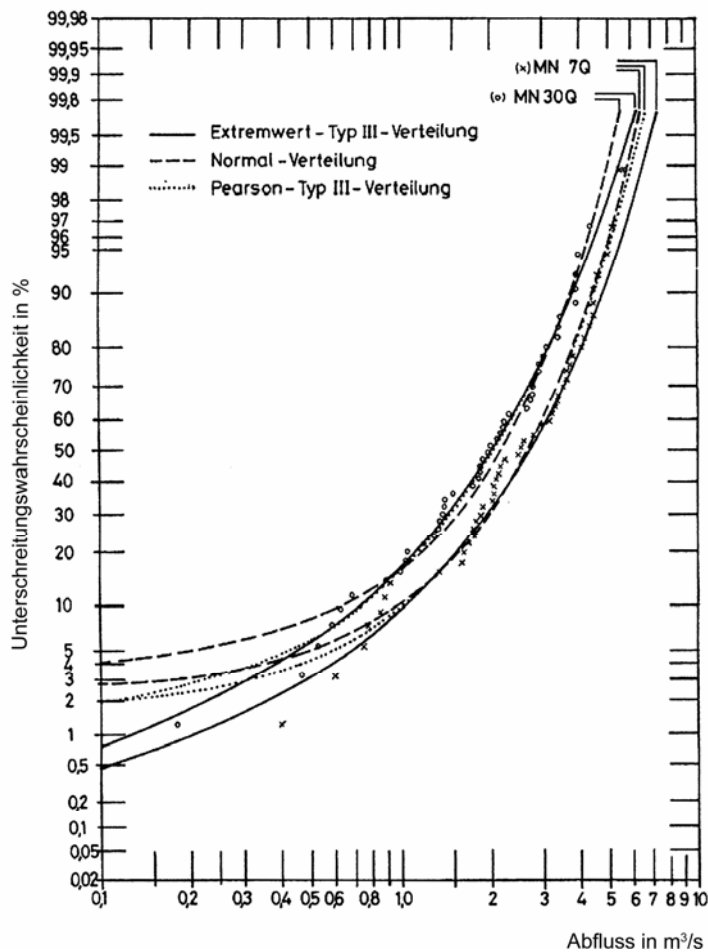


Abb. 4.27. Vergleich verschiedener Verteilungsfunktionen für Niedrigwasserperioden unterschiedlicher Dauer am Pegel Schmittlotheim/Eder ($MQ = 19,1 \text{ m}^3/\text{s}$, $SoMQ = 9,4 \text{ m}^3/\text{s}$, Jahresreihe 1936/84)

Tabelle 4.18. Statistische Parameter der Werte x_i und logarithmisch transformierte Werte $y_i = \log x_i$ sowie Überschreitungswahrscheinlichkeiten der Extremwert Typ-III-Verteilung der NMxQ-Werte von 7 bis 183 Tage Dauer am Pegel Schmittlotheim/Eder (Jahresreihe 1936/84).

Statistische Parameter	NM7Q	NM15Q	NM30Q	NM60Q	NM90Q	NM120Q	NM150Q	NM183Q
x	2,176	2,448	2,830	3,686	4,907	5,739	6,619	7,796
s_x	1,201	1,285	1,440	2,003	2,800	3,214	3,677	3,712
C_s	0,619	0,426	0,474	0,772	0,666	0,541	0,600	0,517
C_{vx}	0,552	0,525	0,509	0,543	0,571	0,560	0,555	0,476
y	0,257	0,313	0,384	0,495	0,607	0,674	0,742	0,834
s_y	0,298	0,289	0,268	0,286	0,296	0,301	0,287	0,246
C_{sy}	-1,044	-1,084	-0,904	-0,630	-0,679	-0,786	-0,720	-0,992
C_{vy}	1,161	0,925	0,699	0,541	0,487	0,446	0,386	0,295
$P_{\bar{u}}$	1%	5,44	5,77	6,59	9,35	12,6	14,3	16,5
"	10%	3,81	4,17	4,77	6,43	8,73	10,1	11,6
"	20%	3,17	3,54	4,04	5,31	7,21	8,43	9,67
"	50%	2,04	2,35	2,71	3,40	4,56	5,42	6,21
"	80%	1,11	1,30	1,55	1,90	2,42	2,88	3,35
"	96%	0,396	0,421	0,593	0,853	0,808	0,855	1,14
"	98%	0,235	0,209	0,370	0,648	0,471	0,386	0,625
"	99%	0,127	0,058	0,207	0,496	0,219	0,058	0,294

4.3.4 Zweidimensionale Wahrscheinlichkeitsuntersuchungen

Zur Kennzeichnung der Schärfe einer Niedrigwasserperiode kann die eindimensionale Behandlung nicht ausreichen, wenn z.B. ein Ereignis vom Durchfluss her als sehr niedrig eingestuft werden muss, von der Dauer dagegen nicht. In diesem Fall muss die Häufigkeit des Abflusses und der Dauer zusammen betrachtet werden und sie bildet ein zweidimensionales Wahrscheinlichkeitsproblem. Weitere zweidimensionale Probleme treten auf bei Regenintensität und -dauer, Hochwasserscheitel und -fülle und dem Zusammentreffen von Tide- und Binnenhochwasser in Ästuarien oder Hochwasser im Haupt- und Nebenfluss [4.55].

Verteilungsfunktionen mit zwei oder mehreren Variablen sind seit längerem bekannt [4.9, 4.42, 4.43]. So wurde die zweidimensionale Normalverteilung bereits von Galton beschrieben. Die Dichtefunktion der zweidimensionalen Normalverteilung für die Variablen x und y , die den Korrelationskoeffizient r aufweisen, lautet:

$$f(x, y, r) = \frac{1}{2\pi s_x s_y \sqrt{1-r^2}} \exp \left(-\frac{1}{2(1-r^2)} \left[\frac{(x-\bar{x})^2}{s_x^2} + \frac{(y-\bar{y})^2}{s_y^2} - 2r \frac{(x-\bar{x})(y-\bar{y})}{s_x s_y} \right] \right) \quad (4.78)$$

mit den Randverteilungen (= eindimensionale Verteilungen nach Gl. (4.36)):

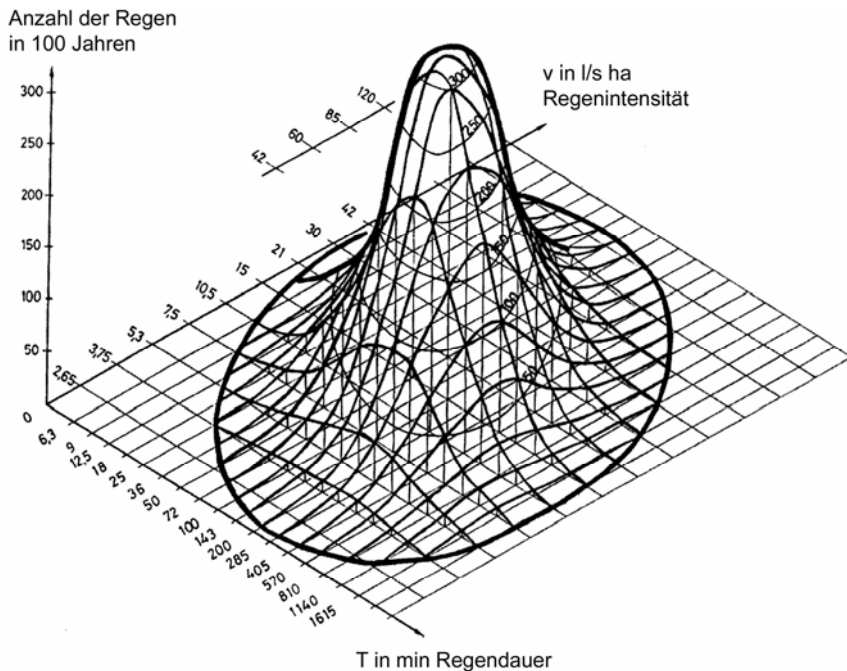


Abb. 4.28. Zweidimensionale Verteilung von Regenintensität und Regendauer an der Station Esslingen

$$f(x) = \frac{1}{s_x \sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(x - \bar{x})^2}{2s_x^2}\right), \quad f(y) = \frac{1}{s_y \sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(y - \bar{y})^2}{2s_y^2}\right).$$

Für die normierte Verteilung ($\bar{x} = \bar{y} = 0$, $s_x = s_y = 1$) vereinfacht sich die zweidimensionale Dichtefunktion zu:

$$f(x, y, r) = \frac{1}{2\pi\sqrt{1-r^2}} \exp\left(-\frac{1}{2(1-r^2)}(x^2 - 2rxy + y^2)\right). \quad (4.79)$$

Die Verteilungsfunktion der Unterschreitungswahrscheinlichkeit wird erhalten zu:

$$P(x, y, r) = \frac{1}{2\pi(1-r^2)^{1/2}} \int_{-\infty}^{x1} dx \int_{-\infty}^{y1} \exp\left(-\frac{1 \cdot (x^2 + y^2 - 2xy)}{2 \cdot (1-r^2)}\right) dy. \quad (4.80)$$

Der geometrische Ort aller Punkte gleicher Wahrscheinlichkeit ist eine Ellipse, die k-fache Streuungsellipse (Bild 4.29):

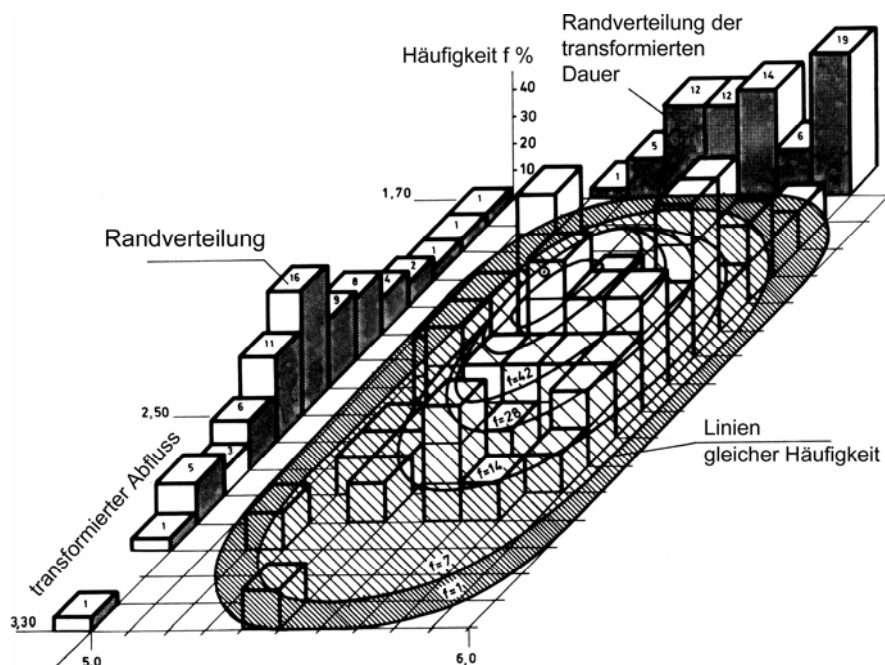


Abb. 4.29. Zweidimensionale Verteilung von Niedrigwasserabfluss NM7Q und zugeordneter Dauer der Salzach am Pegel Burghausen ($A_{E0} = 6649 \text{ km}^2$; $MQ = 254 \text{ m}^3/\text{s}$; $NMQ = 77,4 \text{ m}^3/\text{s}$; $C_v = 0,29$; $C_s = -0,29$)

$$k^2 = \frac{(x - \bar{x})^2}{s_x^2} + \frac{(y - \bar{y})^2}{s_y^2} - 2r \frac{(x - \bar{x})(y - \bar{y})}{s_x s_y} \quad (4.81)$$

Für $r = 0$ sind die Symmetrieachsen der Ellipse parallel zu den Koordinatenachsen. Da die Größen x und y unabhängig voneinander sind, ergibt sich die Gesamtwahrscheinlichkeit $P(x,y)$ des gleichzeitigen Eintreffens von x und y aus dem Produkt $P(x)P(y)$ der Einzelwahrscheinlichkeiten. Für $r = 1$ ist die zweidimensionale Wahrscheinlichkeit gleich der eindimensionalen Wahrscheinlichkeit. Zwischenwerte sind in Schritten von $0,05r$ für die Normalverteilung tabelliert [4.44]. Die Wiederkehrintervalle können mit speziellen Tabellen der Unterschreitungswahrscheinlichkeit direkt zugeordnet werden [4.45, 4.46].

Die Anwendung der mehrdimensionalen Normalverteilung setzt in der Regel eine Merkmalstransformation voraus, da Größen wie Niedrigwasserführung und -dauer nur in wenigen Fällen normalverteilt sind (Bild 4.29). Um die Randverteilungen in Normalverteilungen zu überführen, können folgende nichtlineare Ansätze verwendet werden:

$$x_{\text{transformiert}} = e^{x/a} \quad \text{für } C_s < 0, \quad x_{\text{transformiert}} = \ln(x - b) \quad \text{für } C_s > 0. \quad (4.82)$$

Die Parameter a und b werden z.B. durch wiederholtes Anwenden der Gl. (4.82) auf die Daten gefunden. Durch die Transformation wird der ursprüngliche Informationsgehalt der Daten schwerer durchschaubar.

Mit der zweidimensionalen Normalverteilung kann dann eine Gesamtwahrscheinlichkeit für ein Niedrigwasser, gekennzeichnet durch Abfluss und Dauer, berechnet werden. Die Interpretation der mehrdimensionalen Wahrscheinlichkeit bereitet Schwierigkeiten, da für die praktische Beurteilung eines Niedrigwasserereignisses nicht die Gesamtwahrscheinlichkeit von Dauer und Abfluss von Bedeutung ist, sondern die Einstufung des Wiederkehrintervalls für das gesamte Ereignis Vorrang hat. Für die Häufigkeit von Regendauer, -höhe und -spende liegen regionale Untersuchungen vor [4.49].

4.3.5 Maßgebliche Trockenperioden für die Speicherwirtschaft

Soll der Nutzraum eines Speichers auf die Überbrückung einer Trockenperiode ausgelegt werden, muss der Bemessung eine kritische Niedrigwasserperiode, die eine vorgegebene Eintrittswahrscheinlichkeit aufweist, zugrunde gelegt werden. Die Niedrigwasserperiode vorgegebener Eintrittswahrscheinlichkeit kann u.a. aufgrund einer Auswertung, die mit der für Niedrigwasserabflüsse vorgegebener Dauern vergleichbar ist, berechnet werden. Soll während der Trockenperiode eine bestimmte konstante Abgabe eingehalten werden, so entspricht diese dem Schwellenwert (Bild 4.23 und 4.30). Der erforderliche Speicherinhalt entspricht der Fehlmenge zwischen Zufluss und der einzuhaltenden Abgabe, falls eine Niedrigwasseraufhöhung bis zu diesem Mindestabfluss erfolgen soll (Bild 4.30). In Anlehnung an die Methodik des Summenlinienverfahrens erfolgt die fortlaufende Summierung der Differenzen zwischen Niedrigwasserzufluss und Schwellenwert (Entnahmesummenlinie) ab einem bestimmten Datum, z.B. 1. April. Bei positiver Differenz erfolgt eine Zuweisung als Überschuss, sonst als Defizit. Diese Differenzbildung kann über eine Zeitspanne innerhalb eines Jahres z.B. für eine Vegetationsperiode oder fortlaufend über mehrere Jahre vorgenommen werden. Zur Trennung einzelner jährlicher Perioden kann als Schranke eingeführt werden, dass der Schwellenwert an mehr als 15 zusammenhängenden Tagen überschritten werden muss. Das Kollektiv der Defizite kann nach der Eintrittshäufigkeit ausgewertet werden.

Aufbauend auf der Methodik zur Bildung mehrtägiger Niedrigwasserabflüsse werden jährliche und überjährliche minimale Wasserdargebote auf ihre Eintrittswahrscheinlichkeit untersucht [4.47]. Da die Anwendung des Summenlinienverfahrens nicht direkt die Eintrittshäufigkeit bestimmter Speicherzustände angibt, wird die Abflussganglinie verwendet und fortlaufend die n -monatige Abflusssumme gebildet. Die feste Zeitspanne D , über welche die Abflusssumme gebildet wird, wird mit $6 < D < 120$ Monaten vorgegeben. Anstelle der Abflusssumme des Monats n wird die Abflusssumme des Monats n und der $n-1$ Vormonate gebildet und für den Monat n auf der Zeitachse aufgetragen. Dieses Vorgehen entspricht der Bildung des gleitenden Mittels. Diese Ganglinie der fortlaufenden Summen

von jeweils n Monaten weist etwa in jährlichen Abständen Minimalwerte auf, wenn $D < 12$ gewählt wird. Die Unabhängigkeit der einzelnen Minimalwerte ist dann gegeben, wenn ihr Abstand untereinander mehr als D Monate beträgt. Durch Variation des Zeitabschnittes D für die Summenbildung werden unabhängige Werte für minimale Zuflussdargebote für D aufeinander folgende Monate Dauer gefunden, die in einem Wahrscheinlichkeitspapier nach Gauß eingetragen und per Hand ausgeglichen werden. Diese Auftragung des kleinsten Dargebots erfolgt nach:

$$\tilde{P}_{\min} = 1 - (0,5)^{1/N}, \quad (4.83)$$

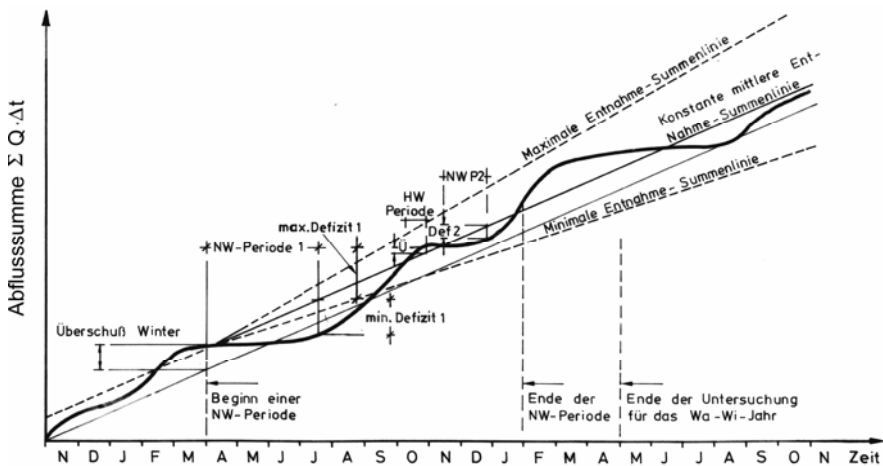


Abb. 4.30. Anwendung der Summenlinie zur Auswertung von Niedrigwasserperioden bezüglich eines Schwellenwertes und zur Ermittlung von Abflussdefiziten während Niedrigwasserperioden vorgegebener Grenzwerte für den einzuhaltenden Abfluss

wobei N die Anzahl der D -monatigen Abflusssummen darstellt. Alle weiteren Werte werden aufgetragen nach (Bild 4.32):

$$\tilde{P} = \tilde{P}_{\min} + [(m-1)(0,5)^{1/N}]/(N-1). \quad (4.83a)$$

Da es bei größeren Dauern zwangsläufig zur Bildung von partiellen Serien kommt, werden nur die Werte, deren empirische Wahrscheinlichkeit 50% unterschreitet, berücksichtigt.

Anschließend werden in Bild 4.31, das die Unterschreitungshäufigkeit der Abflussvolumen verschiedener Dauer enthält, für vorgegebene Wahrscheinlichkeiten

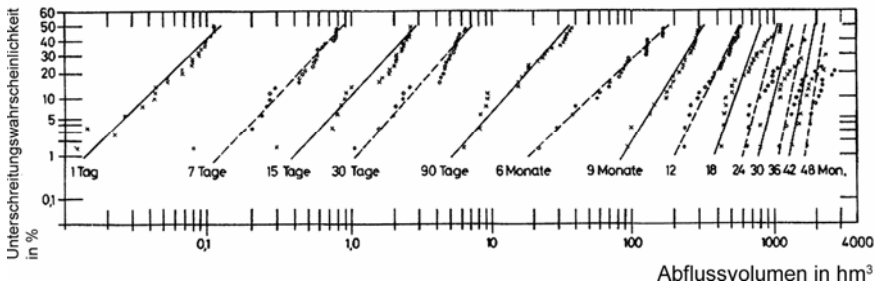


Abb. 4.31. Unterschreitungswahrscheinlichkeit von Abflussvolumen über eine vorgegebene Dauer für den Pegel Schmittlotheim/Eder

Linien parallel zur Abszisse gelegt und an den Schnittpunkt mit den Verteilungen gleicher Dauer die zugehörigen Abflussvolumen abgelesen. Die so erhaltenen Abflussvolumen einer Unterschreitungswahrscheinlichkeit werden über der Dauer aufgetragen und ergeben das minimale Wasserdargebot bestimmter Eintrittswahrscheinlichkeit (Bild 4.32). Mit dem Verfahren werden Häufigkeitsaussagen für mehrere aufeinander folgende Jahre mit unterdurchschnittlichem Wasserdargebot erhalten. Diese Aussagen schließen an die Zeitspannen der saisonalen Niedrigwasserabflüsse nach Tab. 4.17. Für Niedrigwasser innerhalb eines Jahres können ähnlichen Kurven entwickelt werden.

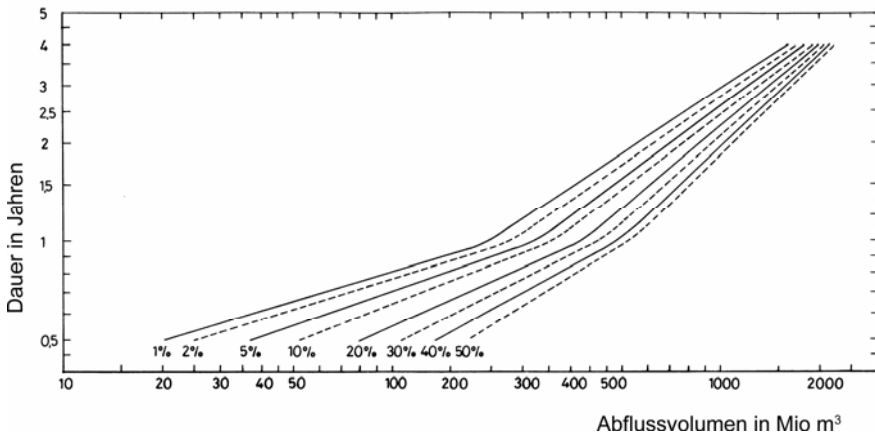


Abb. 4.32. Minimales Wasserdargebot über vorgegebene Zeitspanne und Eintrittswahrscheinlichkeit für den Pegel Schmittlotheim/Eder

Wenn anstelle des Defizits eine konstante Zuschusswassermenge beim Unterschreiten eines Schwellenwerts zur Verfügung stehen muss, werden ebenfalls partielle Serien erhalten. Dieses Problem tritt auf, wenn beim Unterschreiten eines Mindestabflusses Kühlwasser aus einem Speicher bereitgestellt werden muss. Im Normalfall wird das Gewässer zur Entnahme von Kühlwasser herangezogen. Die

Häufigkeitsuntersuchung umfasst die Länge der Zeitspannen, in denen der Mindestabfluss unterschritten wird.

Zur Abschätzung von regionalen Niedrigwasserabflüssen werden Niedrigwasserabflusslängsschnitte verwendet [4.48]. In diesem Längsschnitt sind die mehrtägigen NMxQ-Werte von verschiedenen Pegeln längs eines Wasserlaufes für ausgewählte Häufigkeiten in Verbindung gebracht, so dass auch für nicht beobachtete Gewässerabschnitte daraus Informationen über Nq-Verläufe erhalten werden (Bild 4.21).

Anstelle von zusammenhängenden Niedrigwasserperioden kann auch von den Dauerzahlen ausgegangen werden [4.54]. Für eine vorgegebene Dauer von z.B. $D = 30\text{d}$ wird für einen Zeitabschnitt von 1 Jahr, der sich vom 1. April bis zum 31. März des folgenden Kalenderjahres erstreckt, aus der Dauerlinie der zugehörige Abfluss herausgesucht bzw. linear interpoliert und damit eine jährliche Serie gebildet. Anschließend werden die Werte mit den empirischen Häufigkeiten an eine theoretische Verteilungsfunktion, z.B. die Extremwert-Typ-III-Verteilung, angepasst. Unter Zugrundelegung der Dauerzahlen wird in ähnlicher Weise mit den Abflussdefizits verfahren um ihre Eintrittswahrscheinlichkeiten zu bestimmen. Im Hinblick auf die anthropogene Beeinflussung der Niedrigwasser wird auch bei diesem Vorgehen eine Homogenitätsuntersuchung der Wahrscheinlichkeitsuntersuchung vorangestellt. Die Beobachtungsreihen sollten eine Länge von 20 bis 30 Jahren aufweisen, um eine zuverlässige Extrapolation auf seltene Niedrigwasser vornehmen zu können.

Als Dauerstufen werden $D = 1, 4, 14, 30\text{ d}$ empfohlen, wobei die maximale Dauer 90 d nicht überschreiten sollte. Die übrigen Dauerstufen werden für Abfluss-Stufen $\Delta Q_s = (MQ - NQ)/m$ gebildet, wobei für m ein Wert von 20 bis 50 empfohlen wird

5 Abhängigkeiten von Zufallsvariablen und Zeitreihenmodelle

5.1 Anwendung von Regressionen

5.1.1 Mathematische Grundlagen und einfache lineare Regression

Die Korrelationsanalyse untersucht stochastische Zusammenhänge zwischen gleichwertigen (normal verteilten) Zufallsvariablen. Maß für die Straffheit des linearen Zusammenhanges ist der *Korrelationskoeffizient*; dabei kann sowohl von der ersten auf die zweite Variable geschlossen werden als auch umgekehrt. Eine Abhängigkeit nach Ursache und Wirkung wird bei voneinander abhängigen Kollektiven angenommen und durch die *Regression* ausgedrückt. Wird die Variable y als abhängige und die andere x als unabhängig aufgefasst, handelt es sich um eine Regression von y bezüglich x . Eine Abgrenzung der Begriffe Korrelation als Zusammenhang der Grundgesamtheit und Regression als Zusammenhang der Stichprobe wird nicht vorgenommen.

Der Zusammenhang ist nicht streng funktional, wird aber in der Form $y = f(x)$ ausgedrückt und verbindet hydrologische Beobachtungen, zwischen denen eine sachlogische Beziehung hergestellt werden soll. So hängen die Wasserstände längs eines Flusses voneinander ab: das Steigen des Wasserstandes an einem Flussquerschnitt hat auch einen steigenden Wasserstand an einer flussabwärts gelegenen Stelle zur Folge. Niederschläge im Zwischeneinzugsgebiet, seitliche Zuflüsse sind solche Störgrößen, dass einem bestimmten Wasserstand am oberhalb gelegenen Pegel nicht eindeutig ein bestimmter Wasserstand an dem unterhalb gelegenen entspricht. Vielmehr kann dem Wasserstand am ersten Pegel nur ein Kollektiv von Wasserständen am zweiten Pegel zugeordnet werden. Der Wasserstand am unterhalb gelegenen Pegel kann mit der Regressionsrechnung anhand von Oberpegeln vorhergesagt werden.

Außerdem werden Regressionen bei der Trendanalyse, der Schließung von Messlücken in Zeitreihen und der Verdichtung von regionalen hydrologischen Informationen durch räumliche Interpolation angewendet. Bei Trenduntersuchungen ist die unabhängige Variable die Zeit, z.B. ein Jahr. Regressionen dienen zur Ergänzung von ungleich lang beobachteten Zeitreihen sowie zur Extrapolation auf Extremwerte, die außerhalb der Beobachtungen liegen. Durch die Regression kann über die Eintrittshäufigkeit der Werte keine Aussage gemacht werden.

Bei der Regression besteht ein Zusammenhang zwischen einer oder mehrerer als unabhängig aufgefasster Variablen x_i und der abhängigen y_i in linearer oder

nichtlinearer Form (Bild 5.1). In Ergänzung zum Trend werden gleitende Mittel verwendet; durch fortlaufende Mittelung von n aufeinander folgenden Werten ($n < 5$) und Auftragung des Mittels anstelle des Wertes x bei $(n+1)/2$ entsteht eine geglättete Ganglinie. Sind x und y zeitabhängige Variable, kann die innere Struktur der Zeitreihe untersucht werden, indem der Zusammenhang von nicht zeitgleichen Beobachtungen ermittelt wird. Wird die lineare Korrelation zwischen den Werten $x_i(t)$ und dem um k verschobenen Wert $x_i(t+k)$ einer Zeitreihe aufgestellt, handelt es sich um eine Autokorrelation mit der Zeitverschiebung k ; wird $x(t+k)$ durch $y(t+k)$ ersetzt, erhält man die Kreuzkorrelation. Zusätzlich zur Bestimmung von Mittel und Varianz muss bei der Korrelationsrechnung die *Kovarianz* ermittelt werden, da durch die Kovarianz die Stärke des Zusammenhangs der Datenkollektive ausgedrückt wird.

Die Aufstellung einer linearen Regression zwischen den Beobachtungen $x_1, y_1; x_2, y_2; \dots$ kann auf die Berechnung einer Ausgleichskurve nach dem Prinzip der kleinsten Quadrate zurückgeführt werden; Ableitungen in [5.1]. Die Abstände zwischen den beobachteten Werten der abhängigen Variablen und der Ausgleichskurve werden so bestimmt, dass die Summe dieser Abstandsquadrate S zum Minimum wird. Die lineare Regression lautet:

$$y(x) = b_0 + b_1x_1 + b_2x_2 + \dots + b_nx_n + \dots + b_mx_m. \quad (5.1)$$

Die nichtlineare Regression kann die Form annehmen:

$$y(x) = a_0 + a_1x + a_2x^2 + \dots + a_mx^m. \quad (5.2)$$

Die Quadratsumme der Abstände der beobachteten y_i -Werte von der Regressionskurve $y(x_i)$ beträgt für die nichtlineare Regression nach Gl.(5.2):

$$S = \sum_{i=1}^m (y_n - a_0 - a_1x_n - a_2x_n^2 - \dots - a_mx_n^m)^2. \quad (5.3)$$

Die notwendige Bedingung für ein Extremum von S ist:

$$\delta S / \delta a_0 = 0, \quad \delta S / \delta a_1 = 0, \quad \delta S / \delta a_2 = 0, \quad \dots, \quad \delta S / \delta a_m = 0. \quad (5.4)$$

Durch Bildung der partiellen Ableitungen von S nach den einzelnen Regressionskoeffizienten und Setzen des Ausdruckes gleich Null werden Normalgleichungen erhalten. Mit ihnen werden die Regressionskoeffizienten bestimmt (Tab. 5.1). Die Regressionskoeffizienten unterliegen keinerlei Einschränkungen, sie treten in der Hydrologie meist als positive Werte auf; negative Werte bilden die Ausnahme, z.B. bei der Korrelation von Frosttemperaturen mit Schneehöhen. Die $m+1$ linearen Bestimmungsgleichungen enthalten ebenso viele Unbekannte, so dass Gl.(5.4) mit dem Gaußschen Algorithmus aufgelöst werden kann. Die manuelle Berechnung ist zeitintensiv und praktisch auf $m < 3$ beschränkt. In der Hydrologie gelingt es nur in wenigen Fällen, bis zu fünf unabhängige Variablen zu erhalten, so dass in der Regel eine Beschränkung auf ein bis zwei erfolgt.

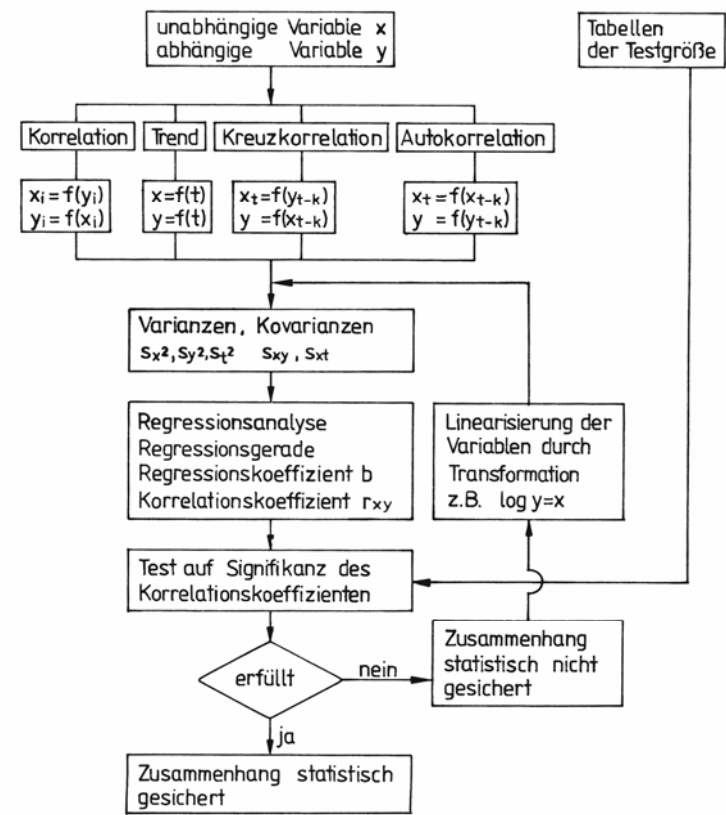


Abb. 5.1. Zusammenhang zwischen zwei Stichproben von Zufallsvariablen

Tabelle 5.1. Näherung funktionaler Gleichungen durch Normalgleichungen

Funktion	Normalgleichung:			
$y = a + bx$	aN	$+ b \sum x$		$= \sum y$
	$a \sum x$	$+ b \sum x^2$		$= \sum (xy)$
$y = ab^x$ bzw. $\log y = \log a + x \log b$	$N \log a$	$+ \log b \sum x$		$= \sum \log y$
	$\log a \sum x$	$+ \log b \sum x^2$		$= \sum (x \log y)$
$y = a + bx + cx^2$	aN	$+ b \sum x$	$+ c \sum x^2$	$= \sum y$
	$a \sum x$	$+ b \sum x^2$	$+ c \sum x^3$	$= \sum xy$
	$a \sum x^2$	$+ b \sum x^3$	$+ c \sum x^4$	$= \sum (x^2 y)$
$y = ab^x c^{x^2}$ bzw. $\log y = \log a + x \log b + x^2 \log c$	$N \log a$	$+ \log b \sum x$	$+ \log c \sum x^2$	$= \sum \log y$
	$\log a \sum x$	$+ \log b \sum x^2$	$+ \log c \sum x^3$	$= \sum (x \log y)$
	$\log a \sum x^2$	$+ \log b \sum x^3$	$+ \log c \sum x^4$	$= \sum (x^2 \log y)$

Bei der *einfachen linearen Regression* besteht folgende Beziehung zwischen der unabhängigen Variablen x_1 und der abhängigen y , wenn mit b_0 das Absolutglied und b_1 der Regressionskoeffizient bezeichnet werden:

$$y = b_0 + b_1 x_1. \quad (5.5)$$

Zur Bestimmung der Parameter der Regressionsgleichung werden eingeführt $\Delta y = y - \bar{y}$ und $\Delta x_1 = x_1 - \bar{x}_1$ und die partiellen Ableitungen gebildet:

$$\delta S / \delta b_0 = -2 \sum (y_i - b_0 - b_1 x_i) \quad \text{und} \quad \delta S / \delta b_1 = -2 \sum x_i (y_i - b_0 - b_1 x_i) = 0$$

$$b_1 = \Sigma(\Delta x_1 \Delta y) / \Sigma(\Delta x_1)^2, \quad b_1 = s_{x_1 y} / s_{x_1}^2. \quad (5.6)$$

Werden $\Sigma(\Delta x)^2 = \Sigma x_i^2 - (\Sigma x_i)^2 / N$ und $\Sigma(\Delta y \Delta x) = \Sigma(yx) - \Sigma y \Sigma x / N$ umgeformt, erhält man:

$$b_1 = (N \Sigma xy - \Sigma x \Sigma y) / (N \Sigma x^2 - (\Sigma x)^2). \quad (5.6a)$$

Das Einsetzen der Mittel $\bar{x}$ und $\bar{y}$ in Gl.(5.5) ergibt das Absolutglied:

$$b_0 = \bar{y} - b_1 \bar{x}_1. \quad (5.7)$$

Gleichung (5.6) wird erhalten, wenn die Quadratsumme der Abstände zwischen Messwerten und Regressionsgeraden in y -Richtung minimiert wird.

Wird dagegen der quadratische Abstand in x -Richtung minimiert, wird $b_1' = s_{x_1 y} / s_y^2$ erhalten. Der Korrelationskoeffizient r_{yx} entspricht dem geometrischen Mittel aus beiden Regressionskoeffizienten und wird für einer Stichprobe:

$$r_{yx} = (b_1 b_1')^{1/2} = s_{x_1 y} / s_{x_1} s_y = \frac{\Sigma(x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{[\Sigma(x_i - \bar{x})^2 \cdot \Sigma(y_i - \bar{y})^2]^{1/2}} \quad \text{mit } -1 < r_{yx} < 1, \quad (5.8)$$

oder in anderer Schreibweise für Tabellenrechnungen:

$$r_{yx} = \frac{N \Sigma(x_i y_i) - (\Sigma x_i \cdot \Sigma y_i)}{([\Sigma x_i^2 - (\Sigma x_i)^2][\Sigma y_i^2 - (\Sigma y_i)^2]^{1/2}}, \quad (5.8a)$$

Als Bestimmtheitsmaß wird $B = r^2$ ($0 \leq B \leq 1$) eingeführt. B ist ein normiertes Maß für den Anpassungsgrad einer Regression an die Messpunkte. Der Korrelationskoeffizient entspricht dem Winkel zwischen den beiden Regressionsgeraden, die den Anstieg b_1 bzw. b_1' aufweisen. Stehen die beiden Geraden senkrecht aufeinander, ist $r_{xy} = 0$.

Der Korrelationskoeffizient ist abhängig von der Länge der Messreihe; Je länger die Beobachtungsreihe, desto höher der Korrelationskoeffizient, falls die

Streuung gleich bleibt. Bei kleinem Stichprobenumfang N wird daher r unterschätzt, so dass für alle Erwartungswerte ρ von r gesetzt werden kann:

$$\rho = r \left[1 + \frac{1 - r^2}{2(N - 3)} \right] \quad \text{für } N \geq 8.$$

Ist aufgrund der physikalischen Zusammenhänge unklar, welche Größe die abhängige ist, z.B. bei zwei Grundwassermessstellen, bietet sich die orthogonale Regression an, bei der die Ausgleichsgerade so bestimmt wird, dass die Quadratsumme der Abstände beobachteter Wertepaare rechtwinklig (orthogonal) zur Regressionsgerade ein Minimum wird. Dies wird durch Standardisieren der Wertepaare erreicht in der Form $k_x = (x_i - \bar{x})/s_x$ und $k_y = (y_i - \bar{y})/s_y$. Mit den Wertepaaren k_{x_i} und k_{y_i} in Gl. 5.5 eingesetzt wird die Regression ermittelt. Die Regressionsbeziehung wird durch die Transformation eindeutig umkehrbar. Der Korrelationskoeffizient wird nach Gl. 5.8 bestimmt für die Werte x und y .

Eine Reihe von Funktionen lassen sich durch Transformation auf lineare Regressionen zurückführen (s. Kap. 5.1.3).

5.1.2 Lineare Mehrfachregression

Werden zwei oder mehr Kollektive von unabhängigen Variablen verwendet um eine gemeinsame lineare Beziehung zur Abhängigen y herzustellen, erhält man die lineare multiple Regression. So besteht eine mehrfache lineare Regression in der Abhängigkeit der Wasserstände von zwei Pegeln längs eines Wasserlaufes, wenn als dritte Veränderliche der Pegelstand des Seitenvorfluters oder der Niederschlag des zwischen den Pegeln gelegenen Gebietes hinzugefügt wird. Es besteht die Aufgabe, für die gegebenen drei Kollektive y_i , x_i und z_i die Abhängigkeit des y -Kollektivs gleichzeitig vom x - und z -Kollektiv zu bestimmen. Bei einer linearen zweifachen Regression kann das Ergebnis dargestellt werden als Geradenschar $y = b_0 + b_1x$, wobei b_0 von z abhängt. Infolge der Linearität der Korrelation ist $b_0 = b + b_2z$. Damit wird die Beziehung $y = y(x_i; z_i)$:

$$y(x_i, z_i) = b_0 + b_1x_i + b_2z_i. \quad (5.9)$$

Zur Bestimmung der Koeffizienten b_0 , b_1 und b_2 wird die minimale quadratische Abstandssumme bestimmt:

$$S = \sum_{i=1}^N [y_i - y(x_i, z_i)]^2 = \sum_{i=1}^N [y_i - (b_0 + b_1x_i + b_2z_i)]^2 \rightarrow \min. \quad (5.10)$$

Durch die partielle Ableitung dieser Gleichung nach den Koeffizienten b_0 , b_1 und b_2 werden folgende drei Normalgleichungen für die Bestimmung der Koeffizienten erhalten:

$$\delta S / \delta b_0 = 0 \rightarrow \sum_{i=1}^N (y_i - b_0 - b_1x_i - b_2z_i)(-1) = 0,$$

$$\delta S / \delta b_1 = 0 \rightarrow \sum_{i=1}^N (y_i - b_0 - b_1 x_i - b_2 z_i)(-x_i) = 0,$$

$$\delta S / \delta b_2 = 0 \rightarrow \sum_{i=1}^N (y_i - b_0 - b_1 x_i - b_2 z_i)(-z_i) = 0,$$

oder

$$\begin{aligned} \sum y_i - N b_0 - b_1 \cdot \sum x_i - b_2 \cdot \sum z_i &= 0, \\ \sum y_i x_i - b_0 \cdot \sum x_i - b_1 \cdot \sum x_i^2 - b_2 \cdot \sum z_i x_i &= 0, \\ \sum y_i z_i - b_0 \cdot \sum z_i - b_1 \cdot \sum x_i z_i - b_2 \cdot \sum z_i^2 &= 0. \end{aligned} \quad (5.11a)$$

Wird für $y_i \Delta y_i = y_i - \bar{y}$ eingeführt und die entsprechenden Ausdrücke Δx_i und Δz_i , erhält man nach einigen Umformungen die Koeffizienten zu:

$$b_0 = \bar{y} - b_1 \bar{x} - b_2 \bar{z}, \quad (5.12)$$

$$b_1 = \frac{\sum \Delta x_i \Delta y_i \cdot \sum \Delta z_i^2 - \sum \Delta y_i \Delta z_i \cdot \sum \Delta x_i \Delta z_i}{\sum \Delta x_i^2 \cdot \sum \Delta z_i^2 - (\sum \Delta x_i \Delta z_i)^2} \quad (5.13)$$

$$b_2 = \frac{\sum \Delta y_i \Delta z_i \cdot \sum \Delta x_i^2 - \sum \Delta x_i \Delta y_i \cdot \sum \Delta x_i \Delta z_i}{\sum \Delta x_i^2 \cdot \sum \Delta z_i^2 - (\sum \Delta x_i \Delta z_i)^2} \quad (5.14)$$

Das Bestimmtheitsmaß $B = r_{yxz}^2$ beträgt:

$$r_{yxz}^2 = B = \frac{s_y^2(x_i, z_i)}{s_y^2} = \frac{\sum_{i=1}^N (y(x_i, z_i) - \bar{y})^2 / (N-1)}{\sum_{i=1}^N (y_i - \bar{y})^2 / (N-1)} \quad (5.15)$$

mit:

$$\begin{aligned} s_y^2(x_i, z_i) &= \sum_{i=1}^N (b_1 x_i + b_2 z_i)^2 / (N-1) \\ &= [b_1 \cdot \sum \Delta x_i \Delta y_i + b_2 \cdot \sum \Delta y_i \Delta z_i] / (N-1) \end{aligned}$$

oder nach Einführung von $\Delta x_i = x_i - \bar{x}$ usw.:

$$B = (b_1 \cdot \sum \Delta x_i \Delta y_i + b_2 \cdot \sum \Delta y_i \Delta z_i) / \sum \Delta y_i^2 \quad \text{mit } 0 \leq B \leq 1. \quad (5.15a)$$

Als Streuung der Vorhersage wird der Ausdruck $s_y^2(1-B)$ bezeichnet.

Für die lineare Mehrfachregression von m unabhängigen Variablen nach Gl. (5.1) dient folgendes Gleichungssystem für die Bestimmung der Regressionskoeffizienten, wenn eingeführt werden $\Delta x_i = x_i - \bar{x}$ usw. [5.3]:

$$\begin{aligned}
b_1 \Sigma \Delta x_1^2 + b_2 \Sigma (\Delta x_1 \Delta x_2) + \dots + b_m \Sigma (\Delta x_1 \Delta x_m) &= \Sigma (\Delta y \Delta x_1), \\
b_1 \Sigma (\Delta x_1 \Delta x_2) + b_2 \Sigma \Delta x_2^2 + \dots + b_m \Sigma (\Delta x_2 \Delta x_m) &= \Sigma (\Delta y \Delta x_2), \\
&\vdots \\
b_1 \Sigma (\Delta x_1 \Delta x_m) + b_2 \Sigma (\Delta x_2 \Delta x_m) + \dots + b_m \Sigma \Delta x_m^2 &= \Sigma (\Delta y \Delta x_m).
\end{aligned} \tag{5.16}$$

Das Gleichungssystem wird nach den Koeffizienten $b_1, b_2, \dots, b_m$ aufgelöst und b_0 durch Einsetzen der Mittel in Gl.(5.1) erhalten. Der Korrelationskoeffizient $r_{y \dots xm}$ berechnet sich zu :

$$r_{y \dots xm} = \left[(b_1 s_{x_1 y} + b_2 s_{x_2 y} + \dots + b_m s_{x_m y}) / s_y^2 \right]^{1/2}. \tag{5.17}$$

Die Einflüsse der einzelnen Veränderlichen x_i bzw. z_i auf y_i sind durch den einfachen Korrelationskoeffizienten nach Gl.(5.8) ausgedrückt. Ein Vergleich der Bestimmtheitsmasse, die durch die einfache Korrelation erhalten werden, mit dem der Mehrfachkorrelation ist erforderlich, wenn eine Verbesserung der Ergebnisse durch Einbeziehung einer weiteren Veränderlichen beurteilt werden soll.

Lineare Mehrfachregressionen werden als kurzfristige Wasserstands- bzw. Abflussvorhersage von weniger als 48 Stunden Vorhersagezeit bei dem Hochwasserwarndienst und der Schifffahrt sowie als Abflussvorhersage bei der Wasserkraftnutzung angewendet. Als *Vorhersage* wird die Vorausschätzung des Abflusses oder Wasserstandes mit Angabe des Eintrittsdatums bezeichnet; *Prognose* ist die Vorausschätzung ohne Angabe der Eintrittszeit. Für das Auftreten von Extremwerten ist die *kurzfristige Vorhersage* mit Vorhersagezeiten bis zu 7 Tagen wichtig. Eine *langfristige Vorhersage* reicht bis zu mehreren Monaten und wird meist für allgemeine wasserwirtschaftliche Aufgabe benötigt, wie Verteilung von Bewässerungswasser, Stromlieferungen aus Wasserkraft und Überbrückung von Trockenperioden.

Operationelle Vorhersagen werden während des Ablaufs des Hochwassers vorgenommen [5.55]. Die operationelle Vorhersage beruht auf der Regression von zeitgleichen Beobachtungen von Regen und Abfluss an mehreren Stellen, die beim Hochwasserablauf nacheinander durchlaufen werden. Als *Vorhersagezeitraum* (Vorwarn- oder Vorlaufzeit) wird der Zeitabstand zwischen zwei Zeitpunkten während der Vorhersage bezeichnet, nämlich der Ausgabe der Vorhersage und dem Eintreffen des Ereigniswertes. Zum Beispiel erfolgt bei einer 12-Stunden-Vorhersage am 18.1.86 die Ausgabe um 6⁰⁰; am selben Tag wird um 18⁰⁰ der Ereigniswert eintreten.

Die Zielgröße der operationellen Vorhersage wird anhand der unabhängigen Vorhersagevariablen (Einflussgrößen), deren Messwerte vor der Ausgabe bekannt sein müssen, berechnet. So ist bei der Abflussvorhersage die Abflussganglinie am Vorhersagepegel (Ausgangspegel) bis zum Zeitpunkt T_0 bekannt. Zur Zeit T_0 soll der Abfluss, der sich zu den Zeitpunkten $1\Delta t, 2\Delta t, \dots, n\Delta t$ einstellen wird, ermittelt

werden. Die zukünftige Ganglinie wird durch m Stützstellen aus den Vorhersagevariablen $x(t)$ gebildet. Sollen die Abflüsse Q_t' für die Zeitintervalle Δt_i ($i = 1, 2, \dots, n$) vorhergesagt werden, kann folgendes Gleichungssystem für T_0 aufgestellt werden (Bild 5.2):

$$\begin{aligned} Q_{1\Delta t}' &= a_0 + a_1x_1 + a_2x_2 + \dots + a_mx_m, \\ Q_{2\Delta t}' &= b_0 + b_1x_1 + b_2x_2 + \dots + b_mx_m, \\ &\vdots \quad \quad \quad \vdots \quad \quad \quad \vdots \quad \quad \quad \vdots \quad \quad \quad \vdots \\ Q_{n\Delta t}' &= g_0 + g_1x_1 + g_2x_2 + \dots + g_mx_m. \end{aligned} \quad (5.18)$$

Die Regressionskoeffizienten a_i , b_i , ..., g_i müssen vorab anhand einer Reihe von abgelaufenen Hochwassereignissen ermittelt werden. Nach Ablauf des Vorhersagezeitraumes von Δt wird die alte Vorhersage (T_0) durch eine neue ($T_{0+\Delta t}$) ersetzt, in welche die neuen Vorhersagevariablen, d.h. die neuen Messungen am Ende von Δt , eingehen. Das Fortführen der Parameter kann mit einem Filter erfolgen. Auf diese Weise werden überlappende vorhergesagte Ganglinien erhalten, die sich mit fortschreitender Vorhersage dem tatsächlichen Verlauf immer besser anpassen.

Bei Regressionen sind Vorhersagevariablen der Abfluss/Wasserstand am Ausgangspegel und an den davon oberhalb gelegenen Pegeln und gegebenenfalls die Abflussänderung ΔQ , der Gebietsniederschlag sowie die Schneehöhe mit Lufttemperatur. Wenn Wasserstände bei nicht einheitlichem Verlauf der Durchflussprofile, z.B. bei gegliedertem Querschnitt oder bei Profilwechsel, nur bereichsweise lineare Zusammenhänge aufweisen, dann erfordern sie nichtlineare Ansätze. Um die wichtigsten Variablen auszuwählen, wird die Regression schrittweise um jeweils eine unabhängig Variable vergrößert und ihr Einfluss auf die Verbesserung der Zielgröße ermittelt, z.B. aufgrund der Zunahme des Betrags des Korrelationskoeffizienten. Die Vorhersagevariablen werden nach der Rangfolge, die der Größe ihres Einflusses auf die Vorhersagegröße y entspricht, geordnet (=schrittweise multiple Regression).

Die Güte der Vorhersage nimmt mit wachsendem Verhältnis von Vorhersagezeit und Fließzeit im Einzugsgebiet ab. Regressionsmodelle können vorteilhaft eingesetzt werden, wenn die Laufzeit der Eingabegrößen bis zum Vorhersagepegel höchstens dem Vorhersagezeitraum entspricht. Gütemaßstab ist der Korrelationskoeffizient, der aus den Werten der gemessenen und vorhergesagte Ganglinie gebildet wird. Zusätzlich kann das Verhältnis der Standardabweichungen von vorhergesagten und beobachteten Abflüssen der Hochwasserperiode herangezogen werden. Bei der Abflussvorhersage muss in Verbindung mit der geforderten Genauigkeit beachtet werden, dass der zugeordnete Schwankungsbereich der Wasserstände meist kleiner ist (Bild 5.2). Die Güte des Korrelationskoeffizienten sollte $r^2 > 0,7$ betragen und der Anstieg der Regressionsgeraden $a_1 = s_{xy}/s_x$: $0,7 \leq a_1 \leq 1,3$ (vgl. Tab. 5.2). Ein weiteres Gütekriterium bilden die Abweichungen der gemessenen von den gerechneten Abflüssen in m^3/s , ihre Häufigkeitsverteilung bzw. ihr Variationskoeffizient. So kann für den Rhein bei Kaub ($A_{Eo} = 103729 \text{ km}^2$, $MQ =$

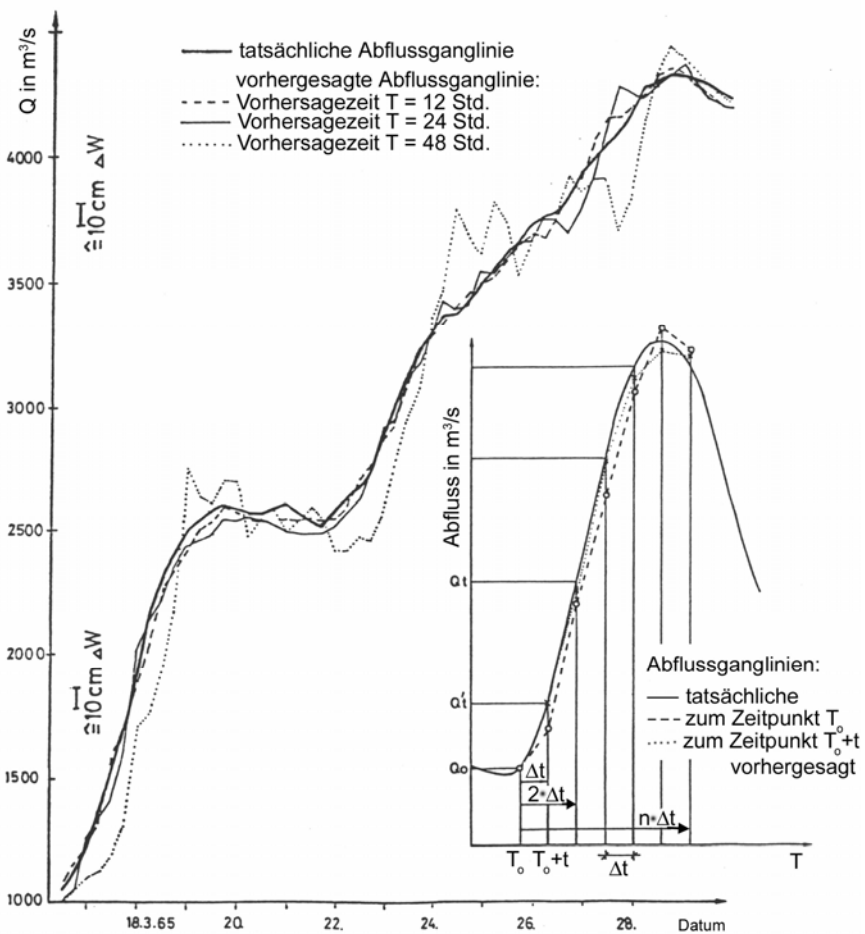


Abb. 5.2. Anwendung auf die Abflussvorhersage des Rheins bei Kaub mit Angabe eines Dezimeterintervalls für die Wasserstände in verschiedenen Abflussbereichen; (Nebenfigur) Schema der Abflussvorhersage mit linearen Regressionen

1280 m³/s) eine Hochwasservorhersage von mehr als 48 Stunden und eine Niedrigwasservorhersage von mehr als 72 Stunden mit ausreichender Genauigkeit durchgeführt werden [5.4]. Bei Flussgebieten unter 2000 km² ist der Vorhersagezeitraum auf $\ll 1$ Tag beschränkt, wenn die Vorhersage anhand von Pegeln allein erfolgt. Eine Vergrößerung der Vorhersagezeitspanne ist in mittleren Einzugsgebieten durch Einbeziehung des Niederschlags und seiner Vorhersage möglich [5.4, 5.5]. Meist werden mit Niederschlag-Abflussmodellen Vorhersagen für größere

Gebiete z.B. $>4000\text{ km}^2$ und $\Delta t \geq 6$ erstellt, damit das Schadenpotential in einem vertretbaren Verhältnis zur Aufwendung für die Vorhersage steht.

Längere sommerliche Niedrigwasserperioden können mit repräsentativen Variablen wie den Grundwasserständen bzw. Bodenwasservorrat, dem Niederschlagsüberfluss des Winters und dem mittleren Abfluss gegen Ende des Winterhalbjahres vorhergesagt werden [5.6–5.9]. Diese saisonale Vorhersage für zukünftige Zustände, die in mehreren Monaten eintreten können, erfolgt überwiegend auf statistischer Grundlage, z.B. Regressionen oder Zeitreihenmodellen.

Tabelle 5.2. Bewertungsmassstäbe für den Korrelationskoeffizienten r nach Chaddock und Appollov

Bereich von r	Grad der Korrelation nach Chaddock	Bereich von r	Güte der hydrologischen Vorhersage nach Appollov
$< 0,3$	sehr gering		
0,3 bis 0,5	mäßig		
0,5 bis 0,7	deutlich	$< 0,6$	unzureichend
0,7 bis 0,9	eng	$> 0,6$	gering
0,9 bis 1,0	sehr eng, straff	$> 0,8$	ausreichend
$r = 1$	funktional	$> 0,9$	gut

Als Beispiel sollen für die Blies (Saar) die Hochwasserstände am Pegel Neunkirchen (Blies, $A_{Eo} = 311\text{ km}^2$) vorhergesagt werden aus den Wasserständen des Pegels Ottweiler (Blies, $A_{Eo} = 141,3\text{ km}^2$) und des Pegels Hangard (Oster, $A_{Eo} = 114,8\text{ km}^2$), der in einem Nebengewässer der Blies liegt. Durch die Hinzunahme des Pegels in der Oster wird eine Verbesserung der Vorhersage angestrebt. Die Vorhersage soll sich auf Winterereignisse beschränken, von denen folgende Scheitelwasserstände beobachtet wurden (Tab. 5.3)

Tabelle 5.3. Scheitelwasserstände (HW) in cm von 12 Winterhochwassern der Blies an den Pegeln Neunkirchen und Ottweiler und an der Oster am Pegel Hangard (Jahresreihe 1963/71)

Tag	27.	20.	18.	31.	06.	02.	11.	24.	15.	14.	23.	27.
Monat	03.	11.	01.	01.	12.	01.	12.	12.	01.	03.	02.	01.
Jahr	63	63	65	65	65	66	66	67	68	69	70	71
Wasserstände in cm:												
Neunkirchen y	172	309	302	283	443	298	319	419	361	267	337	230
Ottweiler x_1	93	193	187	174	291	184	205	260	212	169	216	144
Hangard x_2	120	258	255	238	317	246	265	304	292	242	272	191

a) *Einfach lineare Regression:* $HW_{\text{Neunkirchen}} = f(HW_{\text{Ottweiler}})$

Für die einfache lineare Regression $y = b_0 + b_1x_1$ betragen:

Mittel:

$\bar{x}_1$

=

$\Sigma x_1 / N$

=

23,28/12

=

1,940 m

(Gl. (4,5))

$\bar{y}$

=

$\Sigma y / N$

=

37,40/12

=

3,117 m

Varianzen:	$s_{x_1}^2 = \Sigma(x_1 - \bar{x}_1)^2 / (N - 1)$	$= 2,857/11$	$= 0,260 \text{ m}^2$
(Gl. (4.10))	$s_y^2 = \Sigma(y - \bar{y})^2 / (N - 1)$	$= 6,118/11$	$= 0,556 \text{ m}^2$
Standard- abweichungen:	s_{x_1}	$= 0,260^{1/2}$	$= 0,510 \text{ m}$
(Gl. (4.11))	s_y	$= 0,556^{1/2}$	$= 0,746 \text{ m}$
Kovarianz:	$s_{x_1y} = \Sigma[(x_1 - \bar{x}_1)(y - \bar{y})] / (N - 1)$	$= 4,144/11$	$= 0,377 \text{ m}^2$
(Gl. (4.20))			

Regressionskoeffizienten (Gln.(5.7 und 5.8)):

$$b_1 = s_{x_1y} / s_{x_1}^2 = 0,377 / 0,260 = 1,450,$$

$$b_0 = \bar{y} - b_1 \bar{x}_1 = 3,177 - (1,450 \cdot 1,940) = 0,304 \text{ m}.$$

Die einfache lineare Regression für die HW-Stände in Metern lautet (Bild 5.3a):

$$HW_{\text{Neunkirchen}} = 0,304 + 1,450 HW_{\text{Ottweiler}}.$$

Korrelationskoeffizient r und Bestimmtheitsmaß B betragen (Gl.(5.8)):

$$r_{xy} = s_{x_1y} / s_{x_1} s_y = 0,377 / (0,510 \cdot 0,746) = 0,991,$$

$$B = r_{xy}^2 = 0,991^2 = 0,982.$$

Sollen die Koeffizienten der Regression mit den Normalgleichungen nach Tab. 5.1 geschätzt werden, erhält man für $y = b_0 + b_1 x_1$ mit $\Sigma x_1^2 = 48,02$ und $\Sigma xy = 76,70$:

$$aN + b\Sigma x : 12a + 23,28b = 37,40 \rightarrow a = 0,31 = b_0,$$

$$a\Sigma x + b\Sigma x^2 = \Sigma(xy) : 23,28a + 48,02b = 76,70 \rightarrow b_1 = 1,45.$$

b) *Lineare Mehrfachregression* $HW_{\text{Neunkirchen}} = f(HW_{\text{Ottweiler}}, HW_{\text{Hangard}})$

Für die lineare multiple Regression $y = b_0 + b_1 x_1 + b_2 x_2$ betragen:

Mittel (Gl.(4.5)):

$$\bar{x}_1 = 1,940 \text{ m}; \quad \bar{y} = 3,117 \text{ m}; \quad \bar{x}_2 = (\Sigma x_2) / N = 2,500 \text{ m}.$$

Standardabweichungen (Gl.(4.11)): $s_{x_1} = 0,510 \text{ m}; s_y = 0,746 \text{ m};$

$$s_{x_2} = \Sigma[(x_2 - \bar{x}_2)^2 / (N - 1)]^{1/2} = (3,057/11)^{1/2} = 0,527 \text{ m}$$

Varianzen (Gl.(4.10)): $s_{x_2} = 0,527^2 = 0,278 \text{ m}^2; \quad s_y^2 = 0,556 \text{ m}^2.$

Kovarianzen (Gl.(4.20)):

$$s_{x_1y} = 0,377 \text{ m}^2; \quad s_{x_2y} = \Sigma[(x_2 - \bar{x}_2)(y - \bar{y})]/(N-1) = 4,100/11 = 0,373 \text{ m}^2.$$

$$s_{x_1x_2} = \Sigma[(x_1 - \bar{x}_1)(x_2 - \bar{x}_2)]/(N-1) = 2,798/11 = 0,254 \text{ m}.$$

$$s_{x_1x_2}^2 = 0,254^2 = 0,0645 \text{ m}^2;$$

Regressionskoeffizienten (Gln.(5.12), (5.13) und (5.14)):

$$b_1 = (s_{x_2}^2 s_{x_1y} - s_{x_1x_2} s_{x_2y}) / (s_{x_1}^2 s_{x_2}^2 - s_{x_1x_2}^2) =$$

$$(0,278 \cdot 0,377 - 0,254 \cdot 0,373) / (0,260 \cdot 0,278 - 0,0645) = 1,324,$$

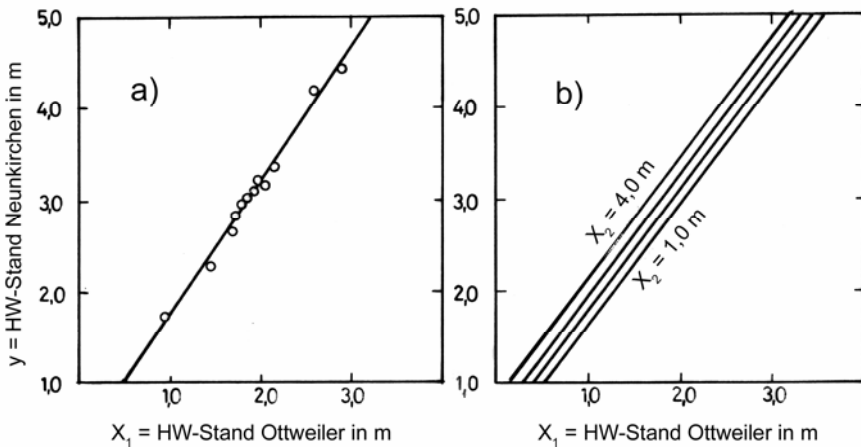


Abb. 5.3. Lineare Regressionen zwischen Hochwasserständen an Pegeln im Einzugsgebiet der Blies (Saar). Vorhersagepegel: Neunkirchen/Blies (y); Vorhersagevariable: **a)** Pegel Ottweiler/Blies (x_1) sowie **b)** die Pegel Ottweiler/Blies (x_1) und Hangard/Oster (x_2)

$$b_2 = (s_{x_1}^2 \cdot s_{x_2y} - s_{x_1x_2} \cdot s_{x_1y}) / (s_{x_1}^2 s_{x_2}^2 - s_{x_1x_2}^2) =$$

$$(0,260 \cdot 0,373 - 0,254 \cdot 0,377) / (0,260 \cdot 0,278 - 0,0645) = 0,129,$$

$$b_0 = \bar{y} - b_1 \bar{x}_1 - b_2 \bar{x}_2 = 3,117 - 1,324 \cdot 1,940 - 0,129 \cdot 2,500 = 0,266 \text{ m}.$$

Die lineare multiple Regression für die Wasserstände in m lautet:

$$HW_{\text{Neunk.}} = 0,226 + 1,324 HW_{\text{Ottw.}} + 0,129 HW_{\text{Hangard.}}$$

Korrelationskoeffizient r und Bestimmtheitsmaß B betragen (Gl.(5.15)):

$$r = [(b_1s_{x1y} + b_2s_{x2y}) / s_y^2]^{1/2} =$$
$$[(1,324 \cdot 0,377 + 0,129 \cdot 0,373) / 0,556]^{1/2} = 0,992;$$
$$B = r^2 = 0,992^2 = 0,984.$$

Die Mehrfachregression ist als Geradenschar dargestellt (Bild 5.3b).

5.1.3 Nichtlineare Regressionen und Transformationen

Soll eine nichtlineare Regression aufgestellt werden, ist oft die Funktion der Regressionskurve unbekannt. Bei einer Variablen vermittelt die graphische Darstellung der Werte x, y einen Überblick über den Verlauf der Ausgleichskurve und gibt einen Anhalt über den Funktionstyp. Transformationen der Variablen werden durchgeführt mit dem Ziel, Normalverteilung bzw. Linearität zu erreichen oder die Varianz zu stabilisieren. Häufig kann eine nichtlineare Regression auf eine lineare durch Transformation der Variablen zurückgeführt werden, z.B. durch Logarithmieren einer oder mehrerer Variablen. So können die Ausdrücke $y = be^{ax}$ und $y = ax^b$ durch Logarithmieren der Größen y bzw. y und x linearisiert werden. Ausdrücke $y = a+b/x$ und $y = a/(b+cx)$ werden linearisiert, indem als Variable 1/x bzw. 1/y eingeführt werden. Weitere Transformationen enthält [5.2]. Mit der Transformation soll erreicht werden, dass eine einfache (lineare) Beziehung zwischen den Variablen auftritt und die Verteilung der Werte über den Bereich der Regressionskurve gleichmäßig wird. Außerdem wird angestrebt, dass die Häufigkeitsverteilungen der einzelnen Variablen (Randverteilungen) sich der Normalverteilung nähern.

Um die Varianz der abhängigen Variablen zu stabilisieren, trägt man Mittel und Varianz von mehreren Stichproben, die aus Teilmengen der gesamten Beobachtungen gewonnen werden, gegeneinander auf. Falls die Varianz linear vom Mittel abhängt, z. B. in der Form $s^2 = (ay)^2$, wird $z = \ln y$ gewählt um die Varianz zu stabilisieren (vergl. Tab. 5.4).

Tabelle 5.4. Transformation der Variablen zur Stabilisierung der Varianz [5.50]

Verteilungsfunktion der Variablen y	Varianz, ausgedrückt durch das Mittel $\bar{y}$	Transformation	Angenäherte Varianz im neuen transformierten Maßstab
Empirisch	$a \cdot \bar{y}$	$\sqrt{y}$	1,4 a
Poisson	$\bar{y}$	$\sqrt{y}$	0,25
Empirisch	$a\bar{y}^2$	$\ln y$	a
Binomial (proportional)	$\bar{y}(1 - \bar{y}) / N$	$\log y$ $\sin^{-1} \cdot \sqrt{y}$	0,189a 1/4N

Zur Transformation in normalverteilte Werte, insbesondere bei positiven y , dient der Ansatz [5.26](s. Gl. 4.28):

$$z = (y^\lambda - 1)/\lambda \quad \text{mit } \lambda \neq 0 \quad \text{und} \quad z = \ln y \quad \text{mit } \lambda = 0.$$

Ein geeigneter Wert λ verringert die Schiefe der Stichprobe, optimal auf Null; λ wird durch Probieren gefunden. Graphisch ergeben bei einem optimalen λ die Werte der Stichprobe eine Gerade in einem geeigneten Wahrscheinlichkeitspapier.

Die Quadrate der Abweichungen erreichen bei der einfachen nichtlinearen Regression ein Minimum, wenn die Koeffizienten a_0 und a_1 einen bestimmten Wert annehmen. Die Form von x ist unabhängig davon und kann ohne Änderung der Allgemeingültigkeit der Gleichung der Regression die Form annehmen $y = a_0 + a_1 f(x)$. Für $f(x) = \ln x$ bzw. $\log x$ lautet die Regression:

$$y = a_0 + a_1 \ln x \quad \text{bzw.} \quad x = \exp[(y - a_0)/a_1]. \quad (5.19)$$

In einem Koordinatensystem mit logarithmisch geteilter x -Achse und linear geteilter y -Achse ergibt Gl.(5.19) eine Gerade. Häufig wird auch der Ansatz:

$$y = a_0 \cdot \exp(a_1 x). \quad (5.20)$$

gewählt, der sich als Gerade $\ln y = \ln a_0 + a_1 x$ in einem Koordinatensystem mit nicht-transformierter x -Achse und logarithmisch geteilter y -Achse ergibt. Die Regressionskoeffizienten werden über Normalgleichungen bestimmt (Tab. 5.1).

Eine Parabel beliebiger Ordnung $y = a_0 x^{a_1}$ stellt sich als Gerade dar, wenn anstelle $f(y) \log y$ bzw. $\ln y$ gesetzt wird. Bekanntes Beispiel hierfür ist die Abflusskurve eines Pegels, die zumindest bereichsweise in der Form $Q = a_0 W^{a_1}$ dargestellt werden kann (s. Bild 2.13). Die Transformation ergibt:

$$\log y = \log a_0 + a_1 \log x \quad \text{oder} \quad y = a_0 \cdot x^{a_1}. \quad (5.21)$$

Werden $\log y = z_y$ und $\log x = z_{x_1}$ gesetzt, wird die lineare Beziehung $z_y = \log a_0 + a_1 z_{x_1}$ erhalten. Die Koeffizienten der Regression und der Korrelationskoeffizient werden wie für die lineare Regression bestimmt. Bei den logarithmischen Transformationen ergeben sich angenähert die Regressionskoeffizienten, da $\Sigma[\ln y_i - \overline{\ln y}(x_i)]^2 = \ln[y_i / \bar{y}(x_i)]^2$ zum Minimum gesetzt wurde anstelle von $\Sigma[y_i - \bar{y}(x_i)]^2$. Bei der logarithmischen Transformation erhalten die kleineren Werte ein höheres Gewicht.

Die graphische Darstellung der Parabel als Gerade erfolgt im doppelt logarithmischen Netz. Ergibt das Auftragen der Wertepaare in diesem Netz eine kontinuierlich gekrümmte Kurve, kann sie häufig in eine Gerade verwandelt werden, indem eine Konstante x_0 zu x oder eine Konstante y_0 zu y oder zu beiden Variablen addiert wird, so dass die allgemeine Parabelgleichung erhalten wird:

$$y - y_0 = a_0(x - x_0)^{a_1}.$$

Unabhängig von der Form der Gleichung können auch andere Funktionen $f(x)$ bzw. $f(y)$ zur Linearisierung eingeführt werden; Zusammenstellungen enthalten z.B. [5.1, 5.2].

Wird für nichtlineare Mehrfachregressionen von dem Ansatz ausgegangen:

$$y = a_0 x_1^{a_1} x_2^{a_2} x_3^{a_3} \dots x_n^{a_n}, \quad (5.22)$$

kann die Linearisierung durch folgende Transformation erfolgen:

$$\log y = \log a_0 + a_1 \log x_1 + a_2 \log x_2 + \dots + a_n \log x_n,$$

da für $\log y = z_y$ und $\log x_i = z_x$ Gl.(5.1) erhalten wird.

Die nichtlineare Mehrfachregression kann auch als Näherung einer Kurve durch eine Potenzreihe angegeben werden (Gl.(5.2)). Die Koeffizienten werden durch Anwendung des Prinzips der kleinsten Abstandsquadrate bestimmt. Es wird gefordert, dass die Gleichung $S = (y - a_0 - a_1 x - \dots - a_m x^m)$ zum Minimum wird. Dazu werden die partiellen Ableitungen nach den Koeffizienten gebildet, und für die m Koeffizienten werden m Gleichungen erhalten.

$$\begin{aligned} \delta S / \delta a_0 &= \sum (y_i - a_0 - a_1 x_i - a_2 x_i^2 - \dots - a_m x_i^m) = 0, \\ \delta S / \delta a_1 &= -\sum x_i (y_i - a_0 - a_1 x_i - a_2 x_i^2 - \dots - a_m x_i^m) = 0, \\ \delta S / \delta a_2 &= -\sum x_i^2 (y_i - a_0 - a_1 x_i - a_2 x_i^2 - \dots - a_m x_i^m) = 0, \\ &\vdots \\ \delta S / \delta a_n &= -\sum x_i^m (y_i - a_0 - a_1 x_i - a_2 x_i^2 - \dots - a_m x_i^m) = 0. \end{aligned} \quad (5.23)$$

Nach Auflösung werden $m+1$ Normalgleichungen erhalten:

$$\begin{aligned} -\sum y_i + n a_0 + a_1 \sum x_i + a_2 \sum x_i^2 + \dots + a_m \sum x_i^m &= 0, \\ -\sum x_i y_i + a_0 \sum x_i + a_1 \sum x_i^2 + a_2 \sum x_i^3 + \dots + a_m \sum x_i^{m+1} &= 0, \\ -\sum x_i^2 y_i + a_0 \sum x_i^2 + a_1 \sum x_i^3 + a_2 \sum x_i^4 + \dots + a_m \sum x_i^{m+2} &= 0, \\ &\vdots \\ -\sum x_i^m y_i + a_0 \sum x_i^m + a_1 \sum x_i^{m+1} + a_2 \sum x_i^{m+2} + \dots + a_m \sum x_i^{2m} &= 0. \end{aligned} \quad (5.24)$$

Die Lösung der $m+1$ Normalgleichungen nach $a_1, \dots, a_m$ ist für einige Fälle in Tab. 5.1 angegeben. Durch die Nichtlinearität bleibt die Definition für das Bestimmtheitsmaß unverändert:

$$B = r^2 = s_y^2(x_i) / s_y^2 = \Sigma(y(x_i) - \bar{y})^2 / \Sigma(y_i - \bar{y})^2. \quad (5.25)$$

Dabei sind die Werte $y(x_i)$ durch die angenommene Gleichung der Regressionskurve gegeben.

Falls eine Regression zwischen den vorgegebenen Variablen nicht hergestellt werden kann, lässt sich oft durch Zusammenfassen mehrerer Variabler ein besseres Ergebnis erzielen. Dabei können jedoch Scheinkorrelationen auftreten. Die Ursache für das Versagen einer linearen Regression liegt meist in der Nichtlinearität zwischen den Variablen. So hängt der Abfluss des einzelnen Hochwasserereignisses von einer Reihe von ereignisabhängigen Parametern ab, die durch ereignisunabhängige Größen, wie Gefälle, Flussentwicklung und Flächennutzung, nur grob erfaßt werden. Nichtlineare Regressionen werden häufig für regionale Abflussanalysen herangezogen [5.7, 5.10]. Nichtlineare Mehrfachregression werden für die Vorhersage von Hochwasserständen und die Vorhersage des Abflusses aus Niederschlägen mit Koaxialdiagrammen benutzt [5.11, 5.12].

Am Beispiel der Einzugsgebiete von Lippe und Emscher soll mit nichtlinearen Regressionen der Zusammenhang von mittlerer Hochwasserabflussspende und Gebietsgröße bzw. Versiegelungsgrad hergestellt werden. Aus 13 Beobachtungsjahren werden die mittleren Hochwasserabflussspenden MHq in l/skm^2 ($= y$), die zugehörigen Einzugsgebietsgrößen A_{E0} in km^2 ($= x_1$) und die Versiegelungsgrade A_V in Prozent ($= x_2$) nach [5.13] zusammengestellt (Tab. 5.5).

Tabelle 5.5. Mittlere Hochwasserabflussspende MHq in l/skm^2 und Bebauungsanteile A_V in % von Teileinzugsgebieten (A_{E0} in km^2) des Lippe- und Emschergebietes

MHq	$\log MHq$	A_{E0}	$\log A_{E0}$	A_V	$\log A_{E0}$
y	z_y	x_1	z_{x_1}	x_2	z_{x_2}
41,9	1,62221	4838	3,68467	4,9	0,69020
47,2	1,67394	3162	3,49998	5,2	0,71600
56,2	1,75282	2841	3,45347	5,0	0,69897
53,1	1,72509	2005	3,30212	2,1	0,32222
56,2	1,74974	1008	3,00346	2,2	0,34242
144,8	2,16084	764	2,88309	50,0	1,69897
194,5	2,28892	251	2,39967	41,6	1,61909
109,5	2,03941	136	2,13354	10,9	1,03743
161,0	2,20683	110	2,04139	36,4	1,56110
188,0	2,27416	101	2,00432	49,6	1,69548
244,1	2,38757	36	1,55630	33,6	1,52634
436,0	3,63949	11	1,04139	41,3	1,61595
174,2	2,24105	38	1,57978	3,8	0,57978

a) Abhängigkeit des mittleren Hochwassers von der Einzugsgebietsgröße als einfache nichtlineare Regression $MHq = f(A_{E0})$

Der gewählte Ansatz $y = a_0 x_1^{a_1}$ ergibt nach Transformation in Logarithmen: $\log y = \log a_0 + a_1 \log x_1$. Für die weitere Rechnung werden die Bezeichnungen $\log y = z_y$ und $\log x_1 = z_{x_1}$

eingeführt. Die Parameter für die einfache lineare Regression mit logarithmisch transformierten Werten sind:

Mittel:

$$\bar{z}_{x_1} = \Sigma z_{x_1} / N = 32,5819 / 13 = 2,5063; \quad \bar{z}_y = \Sigma z_y / N; \quad \bar{z}_y = 26,7605 / 13 = 2,0585.$$

Varianz und Kovarianz:

$$s_{z_{x_1}}^2 = 8,8216 / 12 = 0,7351; \quad s_{z_y}^2 = 1,2519 / 12 = 0,1043;$$

$$s_{z_{x_1}z_y} = -3,0900 / 12 = -0,2575.$$

Regressionskoeffizienten:

$$a_1 = -0,2575 / 0,7351 = -0,3503; \quad a_0 = 2,9365.$$

Die Regressionsgleichung lautet: $z_y = 2,9365 - 0,3503 z_{x_1}$. Nach Entlogarithmieren erhält man folgende Abhängigkeit zwischen der Einzugsgebietsgröße x_1 in km^2 und der mittleren Hochwasserabflusspende y in l/s km^2 :

$$y = 863,97 x_1^{-0,3503}.$$

Die graphische Darstellung ergibt eine Gerade im doppelt logarithmischen Papier (Bild 5.4a). Korrelationskoeffizient r und Bestimmtheitsmaß B betragen:

$$r_{xy} = -0,2575 / 0,8574 \cdot 0,3230 = -0,9298; \quad B = 0,8645.$$

b) Abhängigkeit des mittleren Hochwassers vom Einzugsgebiet und von der Versiegelung als mehrfache nichtlineare Regression $MHq = f(A_{Eo}, A_V)$

Der Ansatz $y = a_0 x_1^{a_1} \cdot x_2^{a_2}$ ergibt nach Transformation in Logarithmen:

$$z_y = \log a_0 + a_1 z_{x_1} + a_2 z_{x_2}.$$

Die Parameter betragen:

$$\text{Mittel: } \bar{z}_{x_1} = 2,5063; \quad \bar{z}_{x_2} = 1,0848; \quad \bar{z}_y = 2,0585.$$

Varianzen und Kovarianzen:

$$s_{z_{x_1}}^2 = 0,7351; \quad s_{z_{x_2}}^2 = 0,2977; \quad s_{z_y}^2 = 0,1043;$$

$$s_{z_{x_2}z_y} = 0,1403; \quad s_{z_{x_1}z_{x_2}} = -0,2694.$$

Regressionskoeffizienten:

$$a_1 = (s_{z_{x_2}}^2 \cdot s_{z_{x_1}z_y} - s_{z_{x_1}z_{x_2}} \cdot s_{z_{x_2}z_y}) / (s_{z_{x_1}}^2 \cdot s_{z_{x_2}}^2 - s_{z_{x_1}z_{x_2}}^2) = -0,2657;$$

$$a_2 = (s_{z_{x_1}}^2 \cdot s_{z_{x_2}z_y} - s_{z_{x_1}z_{x_2}} \cdot s_{z_{x_1}z_y}) / (s_{z_{x_1}}^2 \cdot s_{z_{x_2}}^2 - s_{z_{x_1}z_{x_2}}^2) = 0,2309;$$

$$\log a_0 = z_y - a_1 z_{x_1} - a_2 z_{x_2} = 2,4739.$$

Die Regressionsgleichung lautet:

$$z_y = 2,4739 - 0,2657 z_{x_1} + 0,2309 z_{x_2}$$

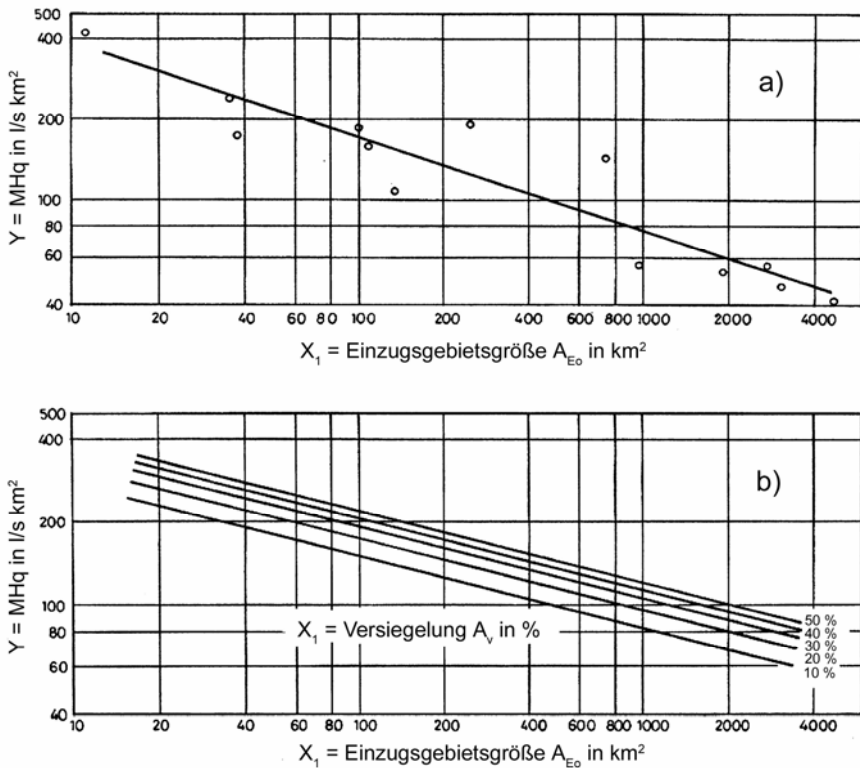


Abb. 5.4. Nichtlineare Regression zur Beurteilung des Einflusses der Versiegelung A_V in % des Einzugsgebietes A_{Eo} auf die mittlere Hochwasserspende MHq als **a)** einfache nichtlineare Regression $MHq = f(A_{Eo})$ und **b)** als zweifache nichtlineare Regression $MHq = f(A_{Eo}, A_V)$

oder entlogarithmiert:

$$y = 297,78 x_1^{-0,2657} x_2^{0,2309} \quad \text{bzw.} \quad MHq = 298 A_{Eo}^{-0,27} A_V^{0,23}.$$

Korrelationskoeffizient und Bestimmtheitsmaß:

$$r = [(a_1 s_{z_{x_1} z_y} + a_2 s_{z_{x_2} z_y}) / s_{z_y}^2]^{1/2} = 0,9831; \quad B = 0,9665.$$

Die Berechnung des mittleren Hochwassers wird durch Hinzunahme des Versiegelungsgrades besser beschrieben als durch die Abhängigkeit von der Flächengröße allein (Bild 5.4b).

Über die Einbeziehung weiterer hydrologischer Kenngrößen des Einzugsgebiets, des Gebietsniederschlags und die auftretenden Fehler bestehen Untersuchungen, z.B. [5.53].

Als Beispiel einer nichtlinearen Regression soll die Hochwasservorhersage aus Wasserständen behandelt werden. Die Hochwasserprognose nach dem *Pegelbezugslinienverfahren* ist in graphischer Form bereits sehr lange bekannt. Es werden Regressionen zwischen den Scheitelwasserständen an Pegeln längs eines Flusses aufgestellt (Bild 5.5). Wird am ober-

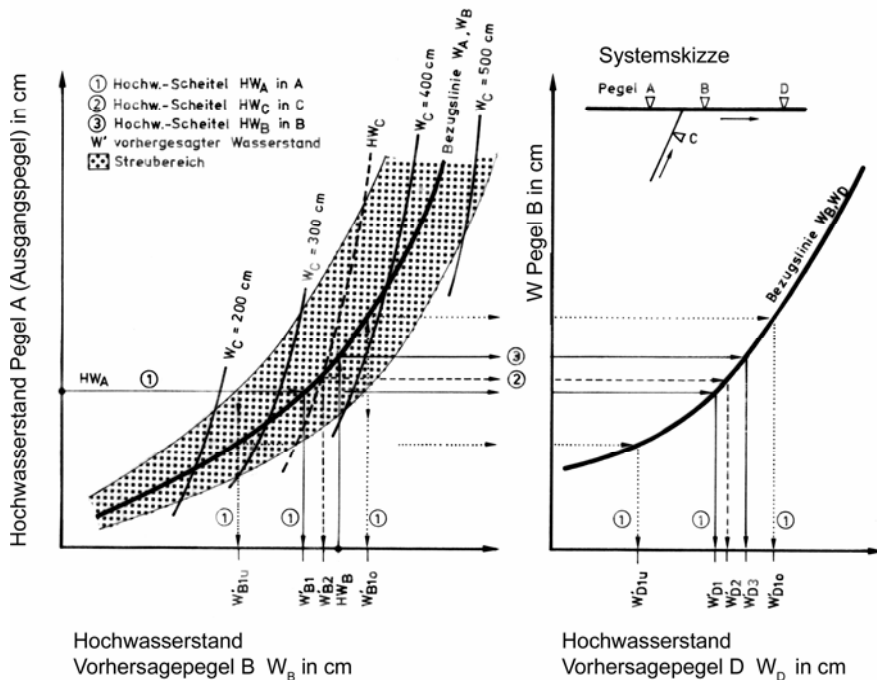


Abb. 5.5. Vorhersage der Hochwasserscheitelstände an den Pegeln B und D mit Pegelbezugslinien an einem größeren Flussgebiet als Beispiel einer nichtlinearen mehrfachen Regression

halb gelegenen Pegel (Pegel A) der Scheitelwasserstand beobachtet, kann für die unterhalb gelegenen Pegel der voraussichtliche Scheitelwasserstand als erste Vorhersage angegeben werden (Vorhersagewerte W_{B1} bzw. W_{D1} am Pegel B bzw. D). Ist später am ersten Unterwasserpegel (Pegel B) der Höchstwert W_B eingetreten, kann die Vorhersage verbessert werden. Die Zuflüsse eines bedeuten den Nebenflusses (Pegel C), die ggf. zwischen den Pegeln dazukommen, werden durch einen Scharparameter der Wasserstandsbezugslinien berücksichtigt. Da die Werte streuen, wird ein Bereich angegeben, mit dem ein unterer (W_{B1u} , W_{D1u}) und ein oberer (W_{Blo} , W_{Dlo}) Grenzwert der ersten Vorhersage angegeben werden kann.

Das Pegelbezugslinienverfahren und die Methode der zeitgerechten Abflusssummen sind empirische Verfahren der Hochwasservorhersage, die an großen Flüssen angewendet werden. Das Pegelbezugslinienverfahren eignet sich für Vorhersagen bis zum Hochwasserscheitel, wenn die Wellenform maßgeblich durch das Gerinne beeinflusst wird und weniger durch Nebenflüsse [5.14]. Der Vorhersagezeitraum beträgt oft 24 Stunden; er kann bei Strömen wie Oder bis 1,5 Tage und bei der Elbe bis 7 Tage betragen.

Der Hochwassermelddienst ist wasserstandsorientiert. Die erste Meldestufe beginnt beim Eintreten von Ausuferungen und kleineren Überflutungen landwirtschaftlicher Flächen. Die nächste Stufe vieler Hochwassermeldeordnungen ist die Hochwasserbedrohung von Siedlungen. Die höchste Meldestufe ist der Hochwasseralarm, d. h. die akute Gefahr größerer Überschwemmungen aufgrund der zu erwartenden extremen Wasserständen [5.51].

5.1.4 Konfidenzintervalle von Regressionen

Die Gleichung der Regressionsgeraden richtet sich danach, ob der Fehlerausgleich in y- oder x-Richtung vorgenommen wird. Daneben hängt die Lage der Regressionsgeraden vom Stichprobenumfang ab. Ähnlich wie bei der zweidimensionalen Normalverteilung liegen Punkte gleicher Wahrscheinlichkeit auf Ellipsen, die um den Schwerpunkt der Regression gelegt werden können. Ein Schnitt parallel zur y-Achse ergibt bei angenommener Normalverteilung den Wert der Regressionsgeraden als den häufigsten Wert. Für jeden Schnitt lässt sich symmetrisch zum häufigsten Wert ein Bereich angeben, der einen vorgegebenen Wahrscheinlichkeitsprozentsatz einschließt (vgl. Tab. 4.1). Der Bereich wird mit der t-Verteilung festgelegt und entspricht den Konfidenzintervallen an die Regression.

Der Regressionsgeraden $y = a + bx$ entspricht die Varianz $\text{Var}(y) = \text{Var}(a) + x^2 \text{Var}(b) + 2x \text{Cov}(a, b)$, wobei für die Kovarianz $\text{Cov}(a, b) = s^2 x / \sum \Delta x^2$ gesetzt werden kann. Die Varianz wird mit $\Delta x = x - \bar{x}$ [5.2]:

$$\text{Var}(y) = s^2 (1/N + \Delta x^2 / \sum \Delta x^2_i) \quad (5.26)$$

und der Standardfehler als Quadratwurzel der Varianz

$$s_y = s_y^2 (1/N + \Delta x^2 / \sum \Delta x^2_i)^{1/2}. \quad (5.26a)$$

Die Konfidenzbereiche ergeben sich, indem der Standardfehler mit dem Wert der t-Verteilung für eine vorgegebene Vertrauensgrenze α multipliziert wird (Tab. 5.6). Da die Vertrauensgrenzen sich nach beiden Seiten erstrecken, handelt es sich um einen zweiseitigen Test. Damit lautet die Gleichung des Konfidenzintervalles $\text{Konf}(y_G)$ bezüglich der Werte x, y der Regressionsgeraden:

$$\text{Konf}(y_G) = b_0 + b_1 x \pm t_{\alpha; F} (\hat{s}_y N^{-1/2}) [1 + (x - \bar{x})^2 / \hat{s}_x^2]^{1/2}. \quad (5.27)$$

Der Freiheitsgrad F beträgt $F = N - 2$ und die Standardabweichung der Regression ist $\hat{s}_y, \hat{s}_x$, wenn s_y, s_x die Standardabweichungen der Stichprobe sind:

$$\begin{aligned} \hat{s}_y &= s_y [(N-1)(1-r^2)/(N-2)]^{1/2}, \\ \hat{s}_x &= s_x [N/(N-1)]^{1/2}. \end{aligned} \quad (5.28)$$

Tabelle 5.6. Werte der t-Verteilung in Abhängigkeit von der Irrtumswahrscheinlichkeit α und dem Freiheitsgrad F

F	Irrtumswahrscheinlichkeit α für einseitige Fragestellungen								
	0,40	0,30	0,25	0,20	0,10	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,325	0,727	1,000	1,376	3,078	6,134	12,706	31,821	63,657
2	0,289	0,617	0,816	1,061	1,886	2,920	4,303	6,965	9,925
3	0,277	0,584	0,765	0,978	1,638	2,353	3,182	4,541	5,841
4	0,271	0,569	0,741	0,941	1,533	2,132	2,776	3,747	4,604
5	0,267	0,559	0,727	0,920	1,476	2,015	2,571	3,365	4,032
6	0,265	0,553	0,718	0,906	1,440	1,943	2,447	3,143	3,707
7	0,263	0,549	0,711	0,896	1,415	1,895	2,365	2,998	3,499
8	0,262	0,546	0,706	0,889	1,397	1,860	2,306	2,896	3,355
9	0,261	0,543	0,703	0,883	1,383	1,833	2,262	2,821	3,250
10	0,260	0,542	0,700	0,879	1,372	1,812	2,228	2,764	3,169
11	0,260	0,540	0,697	0,876	1,363	1,796	2,201	2,718	3,106
12	0,259	0,539	0,695	0,873	1,356	1,782	2,179	2,681	3,055
13	0,259	0,538	0,694	0,870	1,350	1,771	2,160	2,650	3,012
14	0,258	0,537	0,692	0,868	1,345	1,761	2,145	2,624	2,977
15	0,258	0,536	0,691	0,866	1,341	1,753	2,131	2,602	2,947
16	0,258	0,535	0,690	0,865	1,337	1,746	2,120	2,583	2,921
17	0,257	0,534	0,689	0,863	1,333	1,740	2,110	2,567	2,898
18	0,257	0,534	0,688	0,862	1,330	1,734	2,101	2,552	2,878
19	0,257	0,533	0,688	0,861	1,328	1,729	2,093	2,539	2,861
20	0,257	0,533	0,687	0,860	1,325	1,725	2,086	2,528	2,845
22	0,256	0,532	0,686	0,858	1,321	1,717	2,074	2,508	2,819
24	0,256	0,531	0,685	0,857	1,318	1,711	2,064	2,492	2,797
26	0,256	0,531	0,684	0,856	1,315	1,706	2,056	2,479	2,779
28	0,256	0,530	0,683	0,855	1,313	1,701	2,048	2,467	2,763
30	0,256	0,530	0,683	0,854	1,310	1,697	2,042	2,457	2,750
40	0,255	0,529	0,681	0,851	1,303	1,684	2,021	2,423	2,704
60	0,254	0,527	0,679	0,848	1,296	1,671	2,000	2,390	2,660
120	0,254	0,526	0,677	0,845	1,289	1,658	1,980	2,358	2,617
∞	0,253	0,524	0,674	0,842	1,282	1,645	1,960	2,326	2,576
	0,80	0,60	0,50	0,40	0,20	0,10	0,05	0,02	0,01
Irrtumswahrscheinlichkeit α für zweiseitige Fragestellungen									

Das Konfidenzintervall für die Messwerte ist weiter als das für die Regressionsgerade, da zu der $\text{Var}(y)$ noch s^2 addiert werden muss, also $s(1+1/N+\Delta x^2/\Sigma \Delta x^2_i)^{1/2}$ für s_y eingesetzt wird:

$$\text{Konf}(y_W) = b_0 + b_1 x \pm t_{\alpha;F} \hat{s}_y [1 + 1/N + (x - \bar{x})^2 / N \hat{s}_x^2]^{1/2}. \quad (5.29)$$

Die Breite des Konfidenzintervalles ist von x abhängig und ist am kleinsten beim Mittel.

Für die lineare Regression $\text{HW}_{\text{Neunkirchen}} = 0,304 + 1,450 \text{ HW}_{\text{Ottweiler}}$ berechnen sich die Konfidenzintervalle der Regressionsgeraden für $\alpha = 95\%$ zu $(t_{(0,95;10)}) = 2,23$ bei zweiseitiger Fragestellung):

$$\hat{s}_y = 0,746[11(1 - 0,9909^2)/10]^{1/2} = 0,1053,$$

$$\hat{s}_x = 0,510[12/11]^{1/2} = 0,5327,$$

$$\text{Konf}(y_G) = 0,304 + 1,450x \pm 0,0683[1 + 3,5517(x - 1,940)^2]^{1/2}.$$

Durch Einsetzen von Werten x wird der Konfidenzbereich punktweise ermittelt; z.B. für das Mittel $\bar{y} = 3,117$:

$$\text{Konf}(y_G) = 3,117 \pm 0,0683 = 3,05 \text{ bzw. } 3,18\text{m}.$$

Für die Messwerte berechnen sich die Konfidenzgrenzen zu:

$$\text{Konf}(y_W) = 0,304 + 1,450x \pm 0,2346[1,0833 + 0,2937(x - 1,940)^2]^{1/2}.$$

Der Konfidenzbereich beim Mittel beträgt:

$$\text{Konf}(y_W) = 3,117 \pm 0,2561 = 2,86 \text{ bzw. } 3,37\text{m}.$$

5.2 Anwendung der Korrelationsrechnungen

5.2.1 Korrelationskoeffizienten und ihre Bewertung

Der *totale Korrelationskoeffizient* r_{xy} ist der Quotient von Kovarianz und Produkt der Standardabweichungen. Werden zwei Stichproben, die aus nicht miteinander korrelierten Grundgesamtheiten stammen (Korrelationskoeffizient der Grundgesamtheit $\rho = 0$), miteinander korreliert, wird dennoch in vielen Fällen ein Korrelationskoeffizient $r \neq 0$ errechnet. Es wird dann mit dem t-Test geprüft, ob der Korrelationskoeffizient der Stichprobe signifikant von Null verschieden ist. Bei kleinen Werten von r wird $\rho = 0$ als Nullhypothese angenommen. Ist $\rho \neq 0$, gehört die Menge

$$t_0 = |r| \cdot [F/(1 - r^2)]^{1/2} \quad \text{mit } F = N - 2 \quad (5.30)$$

einer t-Verteilung (Tab. 5.6). Beim t-Test für den einfachen Korrelationskoeffizienten wird die Hypothese H_0 für $\rho = 0$ verworfen, wenn $t_0 \geq t_{(\alpha; F)}$ nach Tab. 5.6 ist. Der Freiheitsgrad beträgt $F = N - 2$. Bei großen Stichprobenumfängen ($N > 120$) kann man anstelle von Tab. 5.5 die Signifikanzschwellen der Standardnormalverteilung benutzen (vgl. Tab. 4.1). Ist $r > 0$, können qualitative Bewertungsmassstäbe angegeben werden (Tab. 5.2). Bei größeren Werten von r wird als Nullhypothese $\rho \neq 0$, angenommen und dies mit dem F-Test geprüft. Ist der Korrelationskoeffizient $r \neq 0$, weicht seine Verteilung umso stärker von der Normalverteilung ab, je kleiner N und je größer $|r|$ sind. Die Annäherung an die Normalverteilung erfolgt durch die Transformation $z = \tanh^{-1}r$ von R.A. Fisher [5.1] (Tab. 5.7). Für z wird gesetzt:

Tabelle 5.7. Korrelationskoeffizient r in Abhängigkeit von der Hilfsgröße z (zitiert nach R.A. Fisher [5.1])

z	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,0	0,0000	0,0100	0,0200	0,0300	0,0400	0,0500	0,0599	0,0699	0,0798	0,0898
0,1	0,0997	0,1096	0,1194	0,1293	0,1391	0,1489	0,1586	0,1684	0,1781	0,1877
0,2	0,1974	0,2070	0,2165	0,2260	0,2355	0,2449	0,2543	0,2636	0,2729	0,2821
0,3	0,2913	0,3004	0,3095	0,3158	0,3275	0,3364	0,3452	0,3540	0,3627	0,3714
0,4	0,3800	0,3885	0,3969	0,4053	0,4136	0,4219	0,4301	0,4382	0,4462	0,4542
0,5	0,4621	0,4699	0,4777	0,4854	0,4930	0,5005	0,5080	0,5154	0,5227	0,5299
0,6	0,5370	0,5441	0,5511	0,5580	0,5649	0,5717	0,5784	0,5850	0,5915	0,5980
0,7	0,6044	0,6107	0,6169	0,6231	0,6291	0,6351	0,6411	0,6469	0,6527	0,6584
0,8	0,6640	0,6696	0,6751	0,6805	0,6858	0,6911	0,6963	0,7014	0,7064	0,7114
0,9	0,7163	0,7211	0,7259	0,7306	0,7352	0,7398	0,7443	0,7447	0,7531	0,7574
1,0	0,7616	0,7658	0,7699	0,7739	0,7779	0,7818	0,7857	0,7895	0,7932	0,7969
1,1	0,8005	0,8041	0,8076	0,8110	0,8144	0,8178	0,8210	0,8243	0,8275	0,8306
1,2	0,8337	0,8367	0,8397	0,8426	0,8455	0,8483	0,8511	0,8538	0,8565	0,8591
1,3	0,8617	0,8643	0,8668	0,8692	0,8717	0,8741	0,8764	0,8787	0,8810	0,8832
1,4	0,8854	0,8875	0,8896	0,8917	0,8937	0,8957	0,8977	0,8996	0,9015	0,9033
1,5	0,9051	0,9069	0,9087	0,9104	0,9121	0,9138	0,9154	0,9170	0,9186	0,9201
1,6	0,9217	0,9232	0,9241	0,9261	0,9275	0,9289	0,9302	0,9316	0,9329	0,9341
1,7	0,9354	0,9366	0,9379	0,9391	0,9402	0,9414	0,9425	0,9436	0,9447	0,9458
1,8	0,9468	0,9478	0,9488	0,9498	0,9508	0,9517	0,9526	0,9535	0,9544	0,9553
1,9	0,9562	0,9570	0,9579	0,9587	0,9595	0,9603	0,9610	0,9618	0,9625	0,9633
2,0	0,9640	0,9647	0,9654	0,9660	0,9667	0,9673	0,9680	0,9686	0,9692	0,9698
2,1	0,9704	0,9710	0,9715	0,9721	0,9726	0,9732	0,9737	0,9742	0,9747	0,9752
2,2	0,9757	0,9762	0,9766	0,9771	0,9775	0,9780	0,9784	0,9788	0,9792	0,9797
2,3	0,9801	0,9804	0,9808	0,9812	0,9816	0,9819	0,9823	0,9826	0,9830	0,9833
2,4	0,9836	0,9839	0,9843	0,9846	0,9849	0,9852	0,9855	0,9857	0,9860	0,9863
2,5	0,9866	0,9868	0,9871	0,9873	0,9876	0,9878	0,9882	0,9883	0,9885	0,9888
2,6	0,9890	0,9892	0,9894	0,9896	0,9898	0,9900	0,9902	0,9904	0,9906	0,9908
2,7	0,9910	0,9911	0,9913	0,9915	0,9917	0,9918	0,9920	0,9921	0,9923	0,9924
2,8	0,9926	0,9927	0,9929	0,9930	0,9932	0,9933	0,9934	0,9935	0,9937	0,9938
2,9	0,9939	0,9940	0,9942	0,9943	0,9944	0,9945	0,9946	0,9947	0,9948	0,9949

$$z = \frac{1}{2} - \ln[(1+r)/(1-r)] = \tanh^{-1}r. \quad (5.31)$$

Mit der Standardabweichung $s_z = 1/(N-3)^{1/2}$ erhält man die obere bzw. untere Konfidenzgrenze für den Korrelationskoeffizienten zu:

$$\text{Konf}(z_o) = z + t_{(\alpha;F)} s_z \quad \text{und} \quad \text{Konf}(z_u) = z - t_{(\alpha;F)} s_z. \quad (5.32)$$

Für $N > 100$ entspricht $t_{(\alpha;F)}$ den Werten der Normalverteilung (Tab. 5.6). Die Konfidenzgrenzen werden Gl.(5.32) für z berechnet. Anschließend erfolgt die Rücktransformation $r = \tanh z$ mit Tab. 5.7. Die z -Transformation kann benutzt werden, um Korrelationskoeffizienten, die aus zwei unterschiedlich großen Stichproben berechnet werden, miteinander zu vergleichen [5.1].

Liegen Korrelationen zwischen mehreren Variablen x , y und z vor, kann der Korrelationskoeffizient r auf verschiedene Weise gebildet werden (Ableitung z.B. in [5.1, 5.16]). Wenn mit r_{xy} der Korrelationskoeffizient zwischen x und y bezeichnet wird und mit r_{xz} bzw. r_{yz} die jeweils paarweisen Korrelationskoeffizienten

zwischen x bzw. y und z , so ergibt sich der *partielle Korrelationskoeffizient* $r_{xy,z}$ zwischen x und y bei Konstanthaltung von z zu:

$$r_{xy,z} = \frac{r_{xy} - r_{xz}r_{yz}}{[(1 - r_{xz}^2)(1 - r_{yz}^2)]^{1/2}} = \frac{r_{yx} - r_{zx}r_{zy}}{[(1 - r_{zx}^2)(1 - r_{zy}^2)]^{1/2}} = r_{yx,z}. \quad (5.33)$$

Der partielle Korrelationskoeffizient bestimmt die Beziehung zwischen zwei normalverteilten Variablen unter Ausschaltung des Einflusses der dritten Variablen. Da der partielle Korrelationskoeffizient den Zusammenhang zwischen der abhängigen und einer beliebigen unabhängigen Variablen ausdrückt, wird er bei Konstanthaltung von y bzw. x durch zyklische Vertauschung der Indizes erhalten. Die Konstanthaltung von y ergibt:

$$r_{xz,y} = \frac{r_{xz} - r_{xy}r_{yz}}{[(1 - r_{xy}^2)(1 - r_{yz}^2)]^{1/2}} = \frac{r_{zx} - r_{zy}r_{xy}}{[(1 - r_{yx}^2)(1 - r_{zy}^2)]^{1/2}} = r_{zx,y}. \quad (5.33a)$$

Die Konstanthaltung von x ergibt:

$$r_{yz,x} = \frac{r_{yz} - r_{xy}r_{xz}}{[(1 - r_{xy}^2)(1 - r_{xz}^2)]^{1/2}} = \frac{r_{yz} - r_{yx}r_{zx}}{[(1 - r_{yx}^2)(1 - r_{zx}^2)]^{1/2}} = r_{yz,x}. \quad (5.33b)$$

Formeln für partielle Korrelationskoeffizienten mit mehr als drei Zufallsvariablen sind z.B. in [5.1, 5.17, 5.18] angegeben.

Der partielle Korrelationskoeffizient kann Werte zwischen $-1 \leq r \leq 1$ annehmen und sein Vorzeichen entspricht dem des Regressionskoeffizienten. Die Berechnung des partiellen Korrelationskoeffizienten verschafft Aufschluß über die gegenseitige Bedeutung der Variablen. Der partielle Korrelationskoeffizient gibt die Güte des Zusammenhangs zwischen zwei Variablen in einer Mehrfachregression zuverlässiger wieder als der totale. Der partielle Korrelationskoeffizient wird wie der totale geprüft, jedoch wird der Freiheitsgrad für jede ausgeschaltete Variable um den Wert 1 verringert.

Die Abhängigkeit der Variablen x von den anderen Zufallsvariablen y und z wird durch den *multiplen Korrelationskoeffizienten* $r_{x,yz}$, der zwischen 0 und 1 liegt, ausgedrückt:

$$r_{xy,z} = \left(\frac{r_{xy}^2 + r_{xz}^2 - 2r_{xy}r_{xz}r_{yz}}{1 - r_{yz}^2} \right)^{1/2} = [1 - (1 - r_{xy}^2)(1 - r_{xz,y}^2)]^{1/2}. \quad (5.34)$$

Die anderen multiplen Korrelationskoeffizienten werden durch zyklische Vertauschung erhalten. Bei vier Variablen können partielle Korrelationskoeffizienten zweiter Ordnung gebildet werden (Formelzusammenstellungen s. [5.1, 5.16, 5.17]).

Ob der multiple Korrelationskoeffizient r signifikant von Null verschieden ist, wird mit dem F-Test geprüft, dessen Testgröße F_0 lautet [5.1]:

Tabelle 5.8. Signifikanzschranken der F-Verteilung (zitiert nach R.A. Fisher [5.1]). Bei Überschreitung des Tabellenwertes ist der Effekt signifikant mit der Irrtumswahrscheinlichkeit

V_2	$\alpha = 10\%$			$\alpha = 5\%$			$\alpha = 1\%$		
	$v_1 = 1$	$= 2$	$= 3$	$v_1 = 1$	$= 2$	$= 3$	$v_1 = 1$	$= 2$	$= 3$
5	4,06	3,78	3,62	6,61	5,79	5,41	16,26	13,27	12,06
6	3,78	3,46	3,29	5,99	5,14	4,76	13,75	10,92	9,78
7	3,59	3,26	3,07	5,59	4,74	4,35	12,25	9,55	8,45
8	3,46	3,11	2,92	5,32	4,46	4,07	11,26	8,65	7,59
9	3,36	3,01	2,81	5,12	4,26	3,86	10,56	8,02	6,99
10	3,29	2,92	2,73	4,96	4,10	3,71	10,04	7,56	6,55
12	3,18	2,81	2,61	4,75	3,89	3,49	9,33	6,93	5,95
14	3,10	2,73	2,52	4,60	3,74	3,34	8,86	6,51	5,56
16	3,05	2,67	2,46	4,49	3,63	3,24	8,53	6,23	5,29
18	3,01	2,62	2,42	4,41	3,55	3,16	8,29	6,01	5,09
20	2,97	2,59	2,38	4,35	3,49	3,10	8,10	5,85	4,94
22	2,95	2,56	2,35	4,30	3,44	3,05	7,95	5,72	4,82
24	2,93	2,54	2,33	4,26	3,40	3,01	7,82	5,61	4,72
26	2,91	2,52	2,31	4,23	3,37	2,98	7,72	5,53	4,64
28	2,89	2,50	2,29	4,20	3,34	2,95	7,64	5,45	4,57
30	2,88	2,49	2,28	4,17	3,32	2,92	7,56	5,39	4,51
40	2,84	2,44	2,23	4,08	3,23	2,84	7,31	5,18	4,31
60	2,79	2,39	2,18	4,00	3,15	2,76	7,08	4,98	4,13
120	2,75	2,35	2,13	3,92	3,07	2,68	6,85	4,79	3,95
∞	2,71	2,30	2,08	3,84	3,00	2,60	6,63	4,61	3,78

$$F_0 = \frac{r^2}{(1-r^2)} \frac{(N - (k - u) - 1)}{(k - u)} = \frac{v_2}{v_1} \frac{r^2}{(1-r^2)}. \quad (5.35)$$

Der Freiheitsgrad v_1 entspricht der Anzahl der Zufallsvariablen k minus der Zahl der Einflussgröße (= unabhängige Variable) u , d.h. $v_1 = 2$ für x, y oder x, z oder y, z . Der Freiheitsgrad $v_2 = N - v_1 - 1$ berücksichtigt die ausgeschalteten Variablen mit, also z, y oder x bei der Korrelation zwischen drei Messgrößen x, y, z . Überschreitet der Betrag von F den Wert von Tab. 5.8, ist er signifikant verschieden von Null mit der statistischen Sicherheit $1 - \alpha$. Ist $r_{xy,z} = 0$, beruht die Korrelation zwischen x und y nur auf einer gemeinsamen Beeinflussung durch z . Bei einfacher Korrelation ist $v_1 = 1$ und $u = 0$.

Als Beispiel für partielle und multiple Korrelationskoeffizienten soll für einen Hochwasserrückhaltepolder geklärt werden, in welchem Zusammenhang Hochwasserscheitelabfluss HQ , Hochwasserfülle S und Basisabfluss Q_B am Pegel Uptloh/Lager Hase ($A_{E0} = 515 \text{ km}^2$) stehen. Gegeben sind von 33 Hochwasserereignissen (partielle Serie) die Hochwasserscheitelabflüsse HQ in m^3/s ($= x$), die Hochwasserfülle S in hm^3 ($= y$) und der Basisabfluss Q_B in m^3/s ($= z$) zu Beginn des Hochwassers (Tab. 5.9). Gesucht ist die Abhängigkeit aller Größen voneinander. Die Berechnung wird in folgenden Schritten vorgenommen:

- 1) Berechnen der totalen Korrelationskoeffizienten für die drei Variablen nach Gl.(5.8) ergibt

$$r_{xy} = 0,94451, \quad r_{xz} = -0,09826 \quad \text{und} \quad r_{yz} = -0,13310.$$

Der Test der Korrelationskoeffizienten erfolgt nach der t-Verteilung für $\alpha = 5 \%$ und $F = N - 2 = 31$. Für t_0 wird gesetzt (Gl.(5.30)):

$$t_0 = |r|[(N - 2)/(1 - r^2)]^{1/2} > t_{(\alpha; F)}.$$

Für r_{xy} wird $t_0 = 16,01 > t_{(0,05; 31)} = 2,04$ (Tab. 5.6, zweiseitige Fragestellung) und der Zusammenhang zwischen Hochwasserscheitelabfluss und -fülle bestätigt. Für r_{xz} wird mit $t_0 = 0,56 < 2,04$ und für r_{yz} wird mit $t_0 = 0,74 < 2,04$ kein Zusammenhang bezüglich Fülle und Basisabfluss bestätigt. Anstelle des Werts t_0 kann auch durch Auflösung von Gl.(5.30) nach r ein Korrelationskoeffizient $\hat{r}(\alpha; t)$ verwendet werden, dessen Größe erreicht sein muss, um den Test anzunehmen. Tabellen von $\hat{r}$ in [5.1, 5.16].

2) Berechnung der Konfidenzintervalle des Korrelationskoeffizienten r mit der z-Transformation nach Gl.(5.32):

Mit $z_{0,u} = z \pm 2,04/(30)^{1/2}$ wird erhalten für $r_{xy} = 0,994451$:

$$z_{0,u} = 1,7783 \pm 0,3724.$$

Für $z_0 = 2,15$ wird $r_0 = 0,9732$ und für $z_u = 1,41$ wird $r_u = 0,8875$ (Tab. 5.7). Die Konfidenzintervalle für den Korrelationskoeffizienten r_{xy} lauten:

$$r_u = 0,888 < r_{xy} < -0,945 < r_0 = 0,973.$$

Die Konfidenzgrenzen $-0,26 < r_{xz} < 0,43$ sind so weit, dass sie keine Aussage zulassen, ähnliches gilt für r_{yz} .

3) Berechnung der partiellen Korrelationskoeffizienten nach den Gln. (5.33, 5.33a bzw. 5.33b):

$$r_{xy,z} = \frac{r_{xy} - r_{xz}r_{yz}}{[(1 - r_{xz}^2)(1 - r_{yz}^2)]^{1/2}} = \frac{0,93143}{(0,97280)^{1/2}} = 0,94436,$$

$$r_{xz,y} = \frac{r_{xz} - r_{xy}r_{yz}}{[(1 - r_{xy}^2)(1 - r_{yz}^2)]^{1/2}} = \frac{0,02745}{(0,10599)^{1/2}} = 0,08432,$$

$$r_{yz,x} = \frac{r_{yz} - r_{xy}r_{xz}}{[(1 - r_{xy}^2)(1 - r_{xz}^2)]^{1/2}} = \frac{0,04024}{(0,10686)^{1/2}} = 0,12325.$$

4) Testen der partiellen Korrelationskoeffizienten nach demselben Verfahren wie für die Korrelationskoeffizienten nach 2):

Der Freiheitsgrad F beträgt $F = N - 2 - m$ bzw. $F = 33 - 2 - 1 = 30$, wobei m die Anzahl der Zufallsvariablen ist, die konstant gehalten werden. Der t-Test für $r_{xy,z}$ angenommen. Für den Konfidenzbereich von $r_{yz,x}$ erhält man mit $z_{0,u} = z \pm 2,04/(30)^{1/2}$: $0,885 < r_{xy,z} = 0,9444 < 0,973$. Für $r_{yz,x}$ erhält man sehr große Konfidenzintervalle von $-0,2449 < r_{yz,x} = 0,12325 < r_0 = 0,4621$.

Tabelle 5.9. Hochwasserscheitel HQ in m³/s, HW-Fülle S in hm³ und Basisabfluss QB in m³/s am Pegel Uptloß, Lager Hase

Nr.	HQ m ³ /s	S hm ³	QB m ³ /s	Nr.	HQ m ³ /s	S hm ³	QB m ³ /s	Nr.	HQ m ³ /s	S hm ³	QB m ³ /s
1	27,1	5,87	2,38	12	21,7	6,49	11,0	23	10,5	1,18	3,86
2	54,5	21,99	4,34	13	33,4	17,72	6,68	24	15,9	2,63	7,75
3	24,0	4,58	5,41	14	19,9	6,80	13,2	25	22,3	6,80	3,78
4	20,7	3,81	5,77	15	17,6	6,18	2,26	26	16,9	7,73	9,23
5	16,3	3,19	3,55	16	19,8	9,06	6,46	27	21,7	5,87	6,58
6	21,9	5,00	8,66	17	11,3	2,73	5,22	28	25,4	10,8	27,99
7	54,5	22,40	5,14	18	21,6	7,47	5,39	29	52,1	23,1	24,73
8	16,7	2,83	7,49	19	17,3	7,83	2,36	30	18,7	5,36	10,10
9	26,6	8,03	5,15	20	19,1	6,59	4,28	31	19,6	5,41	1,84
10	33,0	9,06	10,6	21	29,3	7,78	11,4	32	17,7	4,69	6,34
11	20,0	4,43	14,2	22	29,8	12,88	6,60	33	56,9	24,82	4,76

Das Ergebnis bestätigt die Aussage der totalen Korrelationskoeffizienten, wonach Hochwasserscheitel und -fülle signifikant voneinander abhängen. Der Basisabfluss ist von beiden Größen unabhängig. Ihre Abhängigkeit ist in einer linearen Regression einschließlich der Konfidenzbereiche nach den Gln.(5.27, 5.29) in Bild 5.6 dargestellt. Durch die partiellen Korrelationskoeffizienten wird diese Tendenz bestätigt.

- 5) Es soll mit dem multiplen Korrelationskoeffizienten geprüft werden, ob jeweils zwei der drei Variablen gleichzeitig von Einfluss auf die dritte sind. Dazu werden die multiplen Korrelationskoeffizienten nach Gl.(5.34) berechnet:

$$r_{x,yz} = \left(\frac{r_{xy}^2 + r_{xz}^2 - 2r_{xy}r_{xz}r_{yz}}{1 - r_{yz}^2} \right)^{1/2} = \left(\frac{0,87705}{0,98228} \right)^{1/2} = 0,94492,$$

$$r_{y,zx} = \left(\frac{r_{xy}^2 + r_{yz}^2 - 2r_{xy}r_{xz}r_{yz}}{1 - r_{xz}^2} \right)^{1/2} = \left(\frac{0,88511}{0,99034} \right)^{1/2} = 0,94538,$$

$$r_{x,yz} = \left(\frac{r_{xz}^2 + r_{yz}^2 - 2r_{xy}r_{xz}r_{yz}}{1 - r_{xy}^2} \right)^{1/2} = \left(\frac{0,00267}{0,10790} \right)^{1/2} = 0,157172.$$

- 6) Testen des multiplen Korrelationskoeffizienten mit dem F-Test für $\alpha = 5\%$.

Die Zahl der Zufallsvariablen beträgt $k = 3$, die der Einflussgrößen (= unabhängige Variablen) $u = 2$. Die Testgröße lautet nach Gl.(5.35):

$$F_0 = \frac{r^2}{(1 - r^2)} \cdot \frac{(N - (k - u) - 1)}{(k - u)} = \frac{v_2}{v_1} \cdot \frac{r^2}{(1 - r^2)} \leq F_{(\alpha; v_1; v_2)}$$

mit $v_1 = 3 - 1 = 2$, $v_2 = 33 - (3 - 1) - 1 = 30$ und $F(5\%; 2; 30) = 3,32$ (Tab. 5.7).

$$F_{x,yz} = \frac{r_{x,yz}^2}{1 - r_{x,yz}^2} \cdot \frac{v_1}{v_2} \geq F_{(\alpha; v_1; v_2)}; \quad F_{x,yz} = 125,02 > 3,31,$$

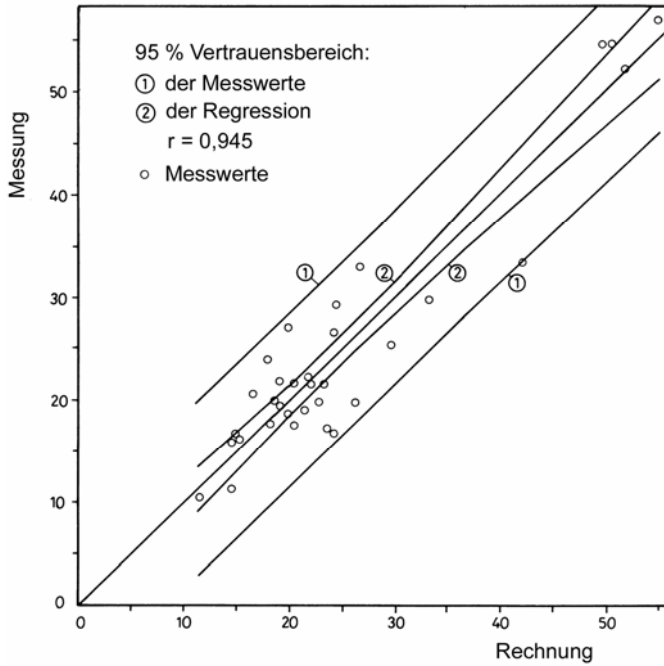


Abb. 5.6. Linearer Zusammenhang zwischen Hochwasserscheitel und -dauer am Pegel Uptloh/Lager Hase mit Konfidenzbereichen

$$F_{y,xz} = \frac{r_{y,xz}^2}{1 - r_{y,xz}^2} \cdot \frac{v_1}{v_2} \geq F_{(\alpha; v_1; v_2)}; F_{y,xz} = 126,17 > 3,31,$$

$$F_{z,xy} = \frac{r_{z,xy}^2}{1 - r_{z,xy}^2} \cdot \frac{v_1}{v_2} \geq F_{(\alpha; v_1; v_2)}; F_{z,xy} = 0,38 < 3,31.$$

Die Korrelationskoeffizienten sind von Null verschieden. Es besteht keine Abhängigkeit zwischen Basisabfluss und Hochwasser. Ein straffer Zusammenhang besteht zwischen Hochwasserscheitel und -fülle.

5.2.2 Scheinkorrelation

Eine straffe Korrelation zwischen zwei Variablen schließt nicht notwendigerweise eine Ursache-Wirkung-Beziehung zwischen den Variablen ein. Zwar sind voneinander unabhängige Variable nicht miteinander korreliert, jedoch müssen nicht korrelierte Variable nicht unabhängig voneinander sein, da die Abhängigkeit von korrelierten Variablen stochastisch ist. Als Scheinkorrelation wird ein mathematisch formaler Zusammenhang zwischen zwei Variablen bezeichnet, die aus kausalen Gründen nicht miteinander korreliert sind.

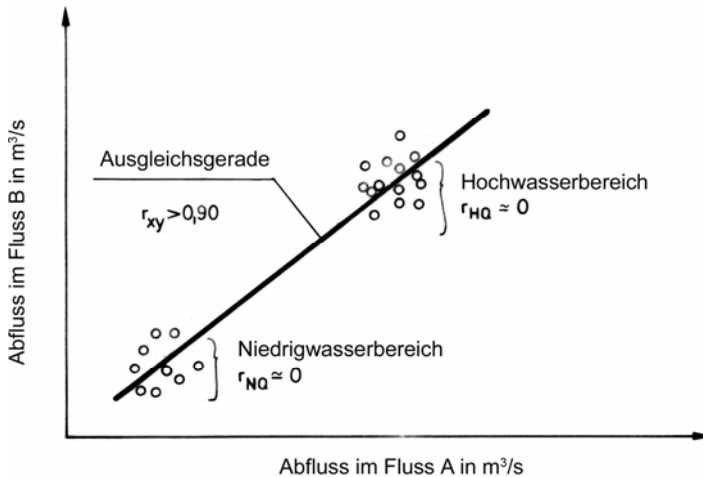


Abb. 5.7. Scheinbare Korrelation zwischen den Abflüssen in den Flüssen A und B durch Verwendung von heterogenen Datengruppen (Klumpung)

Bei Korrelationsuntersuchungen sollen homogene Daten verwendet werden, die über den zu untersuchenden Bereich der Werte möglichst gleichmäßig verteilt sind. Weisen Daten Häufungen (Klumpungen, Cluster) in mehreren Gruppen auf, können in den einzelnen Datenanhäufungen keine Zusammenhänge bestehen, für das gesamte Kollektiv wird jedoch ein scheinbar straffer Zusammenhang berechnet. So kann sich zwischen niedrigsten und höchsten Monatsabflüssen an zwei Pegeln, die in hydrologisch unterschiedlichen Flussgebieten liegen, eine straffe Korrelation ergeben (Bild 5.7). Diese Scheinkorrelation ist umso straffer, je weiter die beiden Extremwertkollektive auseinander liegen. Formale Korrelationen infolge von Datenklumpungen können durch graphische Darstellung des Datenkollektivs und Ermittlung der Korrelationskoeffizienten der einzelnen Datenanhäufungen verhältnismäßig einfach erkannt werden.

Formale Korrelationen ("Indexkorrelationen") können auch auf unerkannte Weise erhalten werden, wenn die Variablen nicht direkt als absolute Größen sondern als relative Werte bezogen auf eine dritte Größe z.B. als Quotient in die Rechnung eingehen. In diesen Fällen hängen beide Größen von einem dritten Merkmal ab. Ist außerdem die Streuung der Variablen, die unerkannt mehrfach in die Berechnung eingeht, groß, werden besonders hohe Korrelationen vorgetäuscht. Bei der Verwendung von relativen Werten, die in der Hydrologie und Hydraulik für Vergleichsbetrachtungen benutzt werden, ist vorab mit Hilfe der Dimensionsanalyse zu prüfen, ob die zu korrelierenden Größen eine oder mehrere gemeinsame Größen enthalten.

Für zwei Variable x_1 und x_2 mit $\sigma_{x_1} = \sigma_{x_2}$ und $r(x_1, x_2)$ beträgt die Korrelation $r(x_2 - x_1, x_2)$ nach Gl. 4.20: $r(x_2 - x_1, x_2) = -\sqrt{0,5 [1 - r(x_1, x_2)]}$, so dass für im Fall $r(x_1, x_2) = 0$ rein formal erhalten wird $r(x_2 - x_1, x_2) = -0,71$.

Tabelle 5.10. Korrelationskoeffizienten bei Verwendung von Verhältniswerten als Variable und Sonderfälle (Scheinkorrelationen) nach [5.19]

Fall; graphische Darstellung	Korrelationskoeffizient r_{yz} (angenähert)
Verhältniswerte mit gleichem Zähler (y-Achse: $y = x_1/x_2$, z-Achse: $z = x_1/x_4$)	$\frac{C_1^2 - r_{14}C_1C_4 - r_{12}C_1C_2 + r_{24}C_2C_4}{(C_1^2 + C_2^2 - 2r_{12}C_1C_2)^{1/2}(C_1^2 + C_4^2 - 2r_{14}C_1C_4)^{1/2}}$
Sonderfall: $r_{12} = r_{14} = r_{24} = 0$:	$r_{yz} = \frac{C_1^2}{(C_1^2 + C_2^2)^{1/2}(C_1^2 + C_4^2)^{1/2}} \quad \text{führt zur}$
Lösung für $C_1 = C_2 = C_4$:	$r_{yz} = 0,5$,
„ $C_1 = 2C_2 = 2C_4$:	$r_{yz} = 0,8$,
„ $C_1 = 3C_2 = 3C_4$:	$r_{yz} = 0,9$.
Verhältniswerte mit gleichem Nenner (y-Achse: x_1/x_2 , z-Achse x_3/x_2):	$\frac{r_{13}C_1C_3 - r_{12}C_1C_2 - r_{23}C_2C_3 - r_{23}C_2C_3 + C_2^2}{(C_1^2 + C_2^2 - 2r_{12}C_1C_2)^{1/2}(C_2^2 + C_3^2 - 2r_{23}C_2C_3)^{1/2}}$
Sonderfall: $r_{12} = r_{13} = r_{23} = 0$:	$r_{yz} = \frac{C_2^2}{(C_1^2 + C_2^2)^{1/2}(C_2^2 + C_3^2)^{1/2}} \quad \text{führt zur}$
Lösung für $C_1 = C_2 = C_3$:	$r_{yz} = 0,5$,
„ $C_2 = 2C_1 = 2C_3$:	$r_{yz} = 0,8$,
„ $C_2 = 3C_1 = 3C_3$:	$r_{yz} = 0,9$.
Zähler von z gleich Nenner von y (y-Achse: x_1/x_2 , z-Achse: x_2/x_4):	$\frac{r_{12}C_1C_2 - r_{14}C_1C_4 + r_{24}C_2C_4 - C_2^2}{(C_1^2 + C_2^2 - 2r_{12}C_1C_2)^{1/2}(C_2^2 + C_4^2 - 2r_{24}C_2C_4)^{1/2}}$
Sonderfall: $r_{12} = r_{14} = r_{24} = 0$:	$r_{yz} = \frac{-C_2^2}{(C_1^2 + C_2^2)^{1/2}(C_2^2 + C_4^2)^{1/2}} \quad \text{führt zur}$
Lösung für $C_1 = C_2 = C_4$:	$r_{yz} = -0,5$,
„ $C_2 = 2C_1 = 2C_4$:	$r_{yz} = -0,8$,
„ $C_2 = 3C_1 = 3C_4$:	$r_{yz} = -0,9$.
Verhältniswert mit eigenem Nenner (y-Achse: x_1/x_2 , z-Achse: x_1/x_2 oder y-Achse $1/x_1$, z-Achse: x_1/x_2)	$\frac{r_{12}C_1 - C_2}{(C_1^2 + C_2^2 - 2r_{12}C_1C_2)^{1/2}}$
Sonderfall $r_{12} = 0$:	$r_{yz} = \frac{-C_2}{(C_1^2 + C_2^2)^{1/2}} \quad \text{führt zur}$
Lösung für $C_1 = C_2$:	$r_{yz} = -0,71$,
„ $C_1 = 2C_2$:	$r_{yz} = -0,89$,
„ $C_1 = 3C_2$:	$r_{yz} = -0,95$.

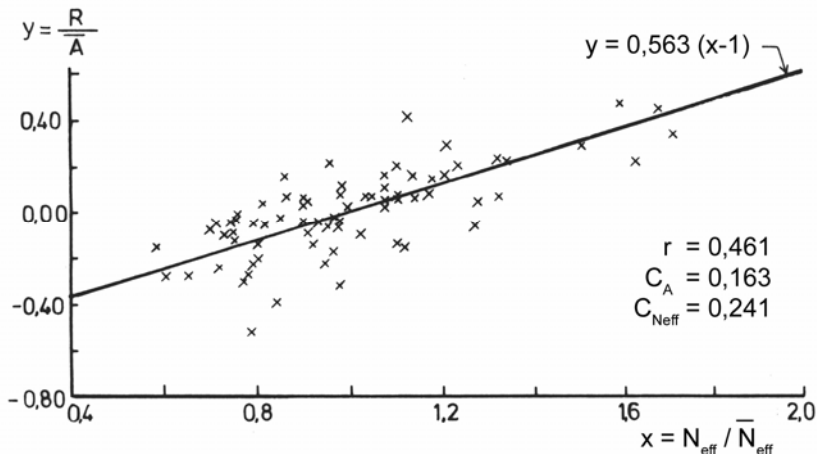


Abb. 5.8. Lineare zwischen Rücklagen R als Verhältniswert des mittleren jährlichen Abflusses A und effektiven Niederschlags $N_{\text{eff}} = A + R$ als Verhältnis des mittleren effektiven Niederschlags $\bar{N}_{\text{eff}}$

Die Zusammenhänge zwischen den einzelnen Variablen, die als relative Größen verwendet werden, und dem Korrelationskoeffizienten wurden bereits von Pearson untersucht [5.2, 5.18, 5.19]. Werden vier unabhängige Zufallsvariable x_1 , x_2 , x_3 und x_4 betrachtet, besteht zwischen den Quotienten $y = x_1/x_2$ und $z = x_3/x_4$ folgender Korrelationskoeffizient r_{yz} :

$$r_{yz} = \frac{r_{13}C_1C_3 - r_{14}C_1C_4 - r_{23}C_2C_3 + r_{24}C_2C_4}{(C_1^2 + C_2^2 - 2r_{12}C_1C_2)^{1/2}(C_3^2 + C_4^2 - 2r_{34}C_3C_4)^{1/2}} \quad (5.36)$$

r_{12} : Korrelationskoeffizient zwischen x_1 und x_2 ; $r_{12} = s_{12}/s_1s_2$; usw.,

C_1 : Variationskoeffizient von x_1 ; $C_1 = s_1/\bar{x}_1$; usw.,

Mittel von x_1/x_2 : $\bar{y} \approx (\bar{x}_1/\bar{x}_2)(1 + C_2^2 - r_{12}C_1C_2)$,

Standardabweichung von x_1/x_2 : $s_y \approx \bar{x}_1/\bar{x}_2(C_1^2 + C_2^2 - 2r_{12}C_1C_2)^{1/2}$.

Es wird $r_{yz} = 0$, wenn $r_{13} = r_{14} = r_{23} = r_{24} = 0$. In diesem Fall liegt keine Korrelation vor. Scheinkorrelationen zwischen den Größen x_1 , x_2 , x_3 , x_4 können entstehen, wenn eine Variable in der anderen implizit enthalten ist. Der Korrelationskoeffizient nach Gl.(5.36) nimmt bei bestimmten Verhältnissen des Variationskoeffizienten der einzelnen Variablen, die nicht miteinander korreliert sind, aber unerkannt in den Größen y und z auftauchen, Werte von $0,5 < r_{yz} < 0,95$ an (Tab. 5.10). Ist der Variationskoeffizient der Variablen x_1 , x_2 etwa gleich und wird eine dritte Variable x_3 in beiden zu korrelierenden Größen gemeinsam verwendet, beträgt der Korrelationskoeffizient $\geq 0,5$. Das gemeinsame Element kann im Zähler der Variablen $y = x_1/x_2$ und $z = x_1/x_4$ enthalten sein, wenn die Korrelation r_{yz} zwischen y und z gebildet wird und für die graphische Darstellung ebenfalls nur die

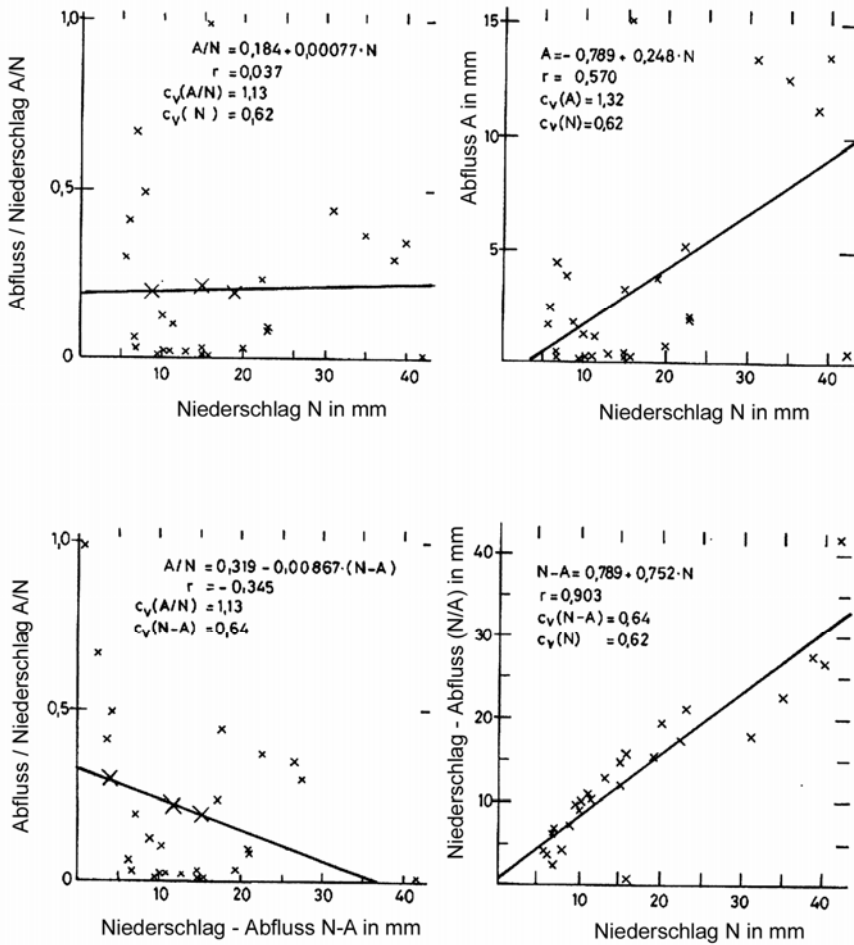


Abb. 5.9. Veränderung des Korrelationskoeffizienten bei Niederschlag-Abflussereignissen; **a)** durch Verwendung des Rückhalts (N-A) anstelle des Abflusses, **b)** durch Benutzung des Abflussbeiwerts A/N in Abhängigkeit vom Rückhalt (unteres Bild)

Größen y und z verwendet werden. Wenn die gemeinsame Variable einen Variationskoeffizienten aufweist, der dreimal so groß ist wie von den beiden zu korrelierenden Variablen, wächst der Korrelationskoeffizient bis auf 0,95 unabhängig davon, ob das gemeinsame Element im Zähler oder Nenner enthalten ist. Andererseits wird $r_{yz} = 0,5$ und nicht $r_{yz} = 1$, obwohl die Korrelations- und Variationskoeffizienten sich gleichen (Tab. 5.10).

Bei den Formeln in Tab. 5.10 wurde davon ausgegangen, dass höhere Potenzen als C_v^2 zu Null gesetzt werden können.

Tabelle 5.11. Näherungswerte für den Korrelationskoeffizienten r_{yz} bei Verwendung von Produkten als Variable und Sonderfälle (Scheinkorrelationen) nach [5.19]

Fall; graphische Darstellung	Korrelationskoeffizient r_{yz} (angenähert)
<i>Produkte mit gemeinsamen Nenner</i> (y-Achse: x_1x_2 , z-Achse x_3x_2):	$\frac{r_{13}C_1C_3 + r_{12}C_1C_2 - r_{23}C_2C_3 + r_{23}C_2C_3 + C_2^2}{(C_1^2 + C_2^2 + 2r_{12}C_1C_2)^{1/2}(C_2^2 + C_3^2 + 2r_{23}C_2C_3)^{1/2}}$
Sonderfall: $r_{12} = r_{13} = r_{23} = 0$:	$r_{yz} = \frac{C_2^2}{(C_1^2 + C_2^2)^{1/2}(C_2^2 + C_3^2)^{1/2}} \quad \text{führt zur}$
Lösung für $C_1 = C_2 = C_3$: $r_{yz} = 0,5$, „ $C_1 = 2C_2 = 2C_3$: $r_{yz} = 0,8$, „ $C_2 = 3C_1 = 3C_3$: $r_{yz} = 0,85$, „ $C_2 = 3C_1 \quad 3C_3$: $r_{yz} = 0,9$.	
<i>Koeffizient als gemeinsame Variable</i> (y-Achse: x_1x_2 , z-Achse: x_2)	$\frac{r_{12}C_1 + C_2}{(C_1^2 + C_2^2 + 2r_{12}C_1C_2)^{1/2}}$
Sonderfall $r_{12} = 0$	$r_{yz} = \frac{C_2}{(C_1^2 + C_1^2)^{1/2}} \quad \text{führt zur}$
Lösung für $C_1 = C_2$: $r_{yz} = 0,71$, „ $C_1 > C_2$: $r_{yz} > 0,71$.	

Bei der dritten Möglichkeit von Scheinkorrelation weisen die Variablen gemeinsame Summanden auf. Die Größen x und y sind nicht korreliert; es wird jedoch x mit $x+y$ korreliert. Der Korrelationskoeffizient beträgt:

$$r_{yz} = 1/[1 + (s_x/s_y)^2]^{1/2}. \quad (5.37)$$

Für $(s_x/s_y) \approx 1$ ergibt sich ein Korrelationskoeffizient von $r = 0,71$.

Als Beispiel soll der Zusammenhang zwischen effektivem Niederschlag und Rückhalt in einem Flussgebiet aufgezeigt werden, wenn beide Variablen als relative Größen verwendet werden (Bild 5.8). Der effektive Gebietsniederschlag N_{eff} in einem Flussgebiet sei $N_{\text{eff}} = A + R$. Mit A wird die jährliche Abflusshöhe und mit R die Rücklage bezeichnet. Wird die Rücklage R als Bruchteil des mittleren Abflusses A ausgedrückt, also R/A , und gegen die relative Größe des effektiven Niederschlags als Bruchteil des mittleren jährlichen Effektivniederschlags, also $N_{\text{eff}}/\bar{N}_{\text{eff}}$ aufgetragen, erhält man Korrelationskoeffizienten, die vom Verhältnis der Variationskoeffizienten C_A und $C_{N_{\text{eff}}}$ abhängen (Tab. 5.9). Im Beispiel ist $C_{N_{\text{eff}}}/C_A = 0,241/0,163$, d.h. $C_{N_{\text{eff}}} \approx 1,5C_A$. Diese Scheinkorrelation wird verursacht, da $R/\bar{A}$ mit $(A + R)/\bar{A}$ korreliert wird. Der Schluss aus dieser Korrelation, dass die Rücklage von der Höhe des Effektivniederschlags des Vorjahres abhängt, ist daher nicht zulässig.

Eine scheinbare Verbesserung der Korrelationen zwischen Niederschlag und Abfluss lässt sich häufig erreichen, wenn der Abfluss indirekt zur Niederschlagshöhe in Abhängigkeit gebracht wird (Bild 5.9).

Bei der vierten Möglichkeit, Scheinkorrelationen zu erhalten, werden gemeinsame variable Faktoren verwendet. Für das Mittel des Produkts $x_1 x_2$ kann angenähert $y \approx \bar{x}_1 \bar{x}_2 (1 + r_{12} C_1 C_2)$ und für die Standardabweichung des Produktes $x_1 x_2$: $s_y \approx \bar{x}_1 \bar{x}_2 (C_1^2 + C_2^2 + 2r_{12} C_1 C_2)^{1/2}$ gesetzt werden. Zwischen den Produkten $y = x_1 x_2$ und $z = x_3 x_4$ besteht dann folgender Zusammenhang:

$$r_{yz} = \frac{r_{13} C_1 C_3 + r_{14} C_1 C_4 + r_{23} C_2 C_3 + r_{24} C_2 C_4}{(C_1^2 + C_2^2 + 2r_{12} C_1 C_2)^{1/2} (C_3^2 + C_4^2 + 2r_{34} C_3 C_4)^{1/2}}. \quad (5.38)$$

Für die Produkte zwischen den Variablen $x_1, \dots, x_4$ lassen sich bei entsprechender Anordnung der Variablen hohe Korrelationskoeffizienten berechnen (Tab. 5.11). Werden die unkorrelierten Größen x_1 und x_3 mit einer unkorrelierten Größe x_2 multipliziert, erhält man formal zwischen den beiden Produkten ein Korrelationskoeffizienten von $r = 0,5$, wenn die drei Variationskoeffizienten ungefähr gleich sind. Ist der Variationskoeffizient C_2 der Variablen x_2 , die als gemeinsamer Faktor verwendet wird, doppelt so hoch wie C_1 und C_3 wird ein Korrelationskoeffizient von $r = 0,8$ berechnet.

5.2.3 Autokorrelation und Kreuzkorrelation

Die *Autokorrelation* stellt lineare Zusammenhänge der Zufallsgröße $x(t)$ innerhalb einer Zeitreihe fest. Dazu wird eine Zeitreihe um ein Zeitintervall t gegen sich selbst verschoben und mit der Ausgangsreihe korreliert. Der *Autokorrelationskoeffizient* wird als Produktmomentenkoeffizient gebildet und lautet für die Grundgesamtheit und die Zeitverschiebung:

$$\rho_\tau = \frac{\text{Cov}(x(t), x(t + \tau))}{[\text{Var}(x(t)) \text{Var}(x(t + \tau))]^{1/2}}. \quad (5.39)$$

Gleichung (5.39) wird als Autokorrelationsfunktion oder als standardisierte Autokovarianzfunktion bezeichnet. Durch die Division mit der Standardabweichungen hebt sich die Maßeinheit der Kovarianz in Gl. (5.39) heraus. Der dimensionslose Autokorrelationkoeffizient wird bei der Verwendung von endlichen Zeitreihen als Reihenkorrelationskoeffizient bezeichnet. Der Autokorrelationskoeffizient ist ein Maß für den linearen Zusammenhang der (Zufalls-) Größen x_i und x_{i+k} . Er beträgt für eine Stichprobe und die Zeitverschiebung k nach Gl.(5.39):

$$r_k = \frac{\sum_{i=1}^{N-k} (x_i - \bar{x}_i)(x_{i+k} - \bar{x}_{i+k})}{s_i s_{i+k}} \quad \text{mit } -1 < r_k < +1. \quad (5.40)$$

Für Tabellenrechnungen wird Gl.(5.40) umgeformt in:

$$r_k = \frac{\sum_{i=1}^{N-k} x_i x_{i+k} - \left[\sum_{i=1}^{N-k} x_i \sum_{i=1}^{N-k} x_{i+k} \right] / (N-k)}{\left[\left(\sum_{i=1}^{N-k} x_i^2 - \left(\sum_{i=1}^{N-k} x_i \right)^2 / (N-k) \right) \right]^{1/2} \left[\left(\sum_{i=k+1}^{N-k} x_{i+k}^2 - \left(\sum_{i=k+1}^{N-k} x_{i+k} \right)^2 / (N-k) \right) \right]^{1/2}} \quad (5.40)$$

Zur Vereinfachung geht man bei Gl.(5.40) von der Näherung $\bar{x}_i \approx \bar{x}_{i+k}$ aus, die bei langen Reihen ($N > 100$) und kleinem k zutrifft. Wird $\tau = k \cdot \Delta t$ gesetzt, ist näherungsweise $\text{Var}(x(t)) \approx \text{Var}(x(t+\tau))$, so dass in Gl.(5.39) der Nenner $\text{Var}(x(t))$ entspricht. Der Schätzwert des Autokovarianzkoeffizienten c_k beträgt bei langen Zeitreihen angenähert:

$$c_k = \frac{1}{N-k} \sum_{t=1}^{N-k} (x_t - \bar{x})(x_{t+k} - \bar{x}) \quad \text{für } k \geq 0 \quad (5.41)$$

oder näherungsweise

$$\tilde{c}_k = \frac{1}{N} \sum_{t=1}^{N-k} (x_t - \bar{x})(x_{t+k} - \bar{x}). \quad (5.41a)$$

Für $k = 0$ wird $c_0 = s_x^2$; damit erhält man überschlägig für den Autokorrelationskoeffizienten den Ausdruck:

$$\tilde{r}_k = \tilde{c}_k / c_0 = \left[\sum_{i=1}^{N-k} (x_i - \bar{x})(x_{i+k} - \bar{x}) \right] / \left[\sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2 \right] \quad (5.42)$$

für $k = 1, 2, \dots, m$ und mit $m < N/4$.

Für sehr lange Zeitreihen kann vereinfachend gesetzt werden:

$$r_k = \sum_{i=1}^{N-k} (x_i - \bar{x})(x_{i+k} - \bar{x}) / s_x^2 (N-k). \quad (5.43)$$

Da für $k = 0$ die Kovarianz gleich der Varianz wird, wird $r_0 = 1$. Die Autokovarianzfunktion ist symmetrisch zum Maximum bei $k = 0$. Der Wert des Autokorrelationskoeffizienten sinkt auf Null, wenn in dem Zufallsprozess der Wert $x(t)$ unabhängig von den vorausgegangenen Werten wird. Der Abszissenschnittpunkt der Autokorrelationsfunktion gibt einen Hinweis auf den Grad des zeitlichen Zusammenhangs („Gedächtnis“), mit dem das Zufallsereignis von den Vorwerten abhängt. Bei Abflussreihen werden die Anzahl der Zeitverschiebungen und die Straffheit des Zusammenhangs hauptsächlich durch die Retentionseigenschaften des Einzugsgebiets beeinflusst. Für diskrete Zeitschritte wird die Zeitverschiebung $k \cdot \Delta t$, wobei Δt zu einem Tag, Monat oder Jahr gewählt wird. Die maximale Verschiebung sollte zwischen $N/10$ und $2N/s_x$ liegen, häufig wird $k < N/4$ gewählt, wobei N mehr als 50 Werte umfassen sollte. Die maximale Verschiebung sollte mindestens das Dreifache der größten Periodizität der Variablen betragen.

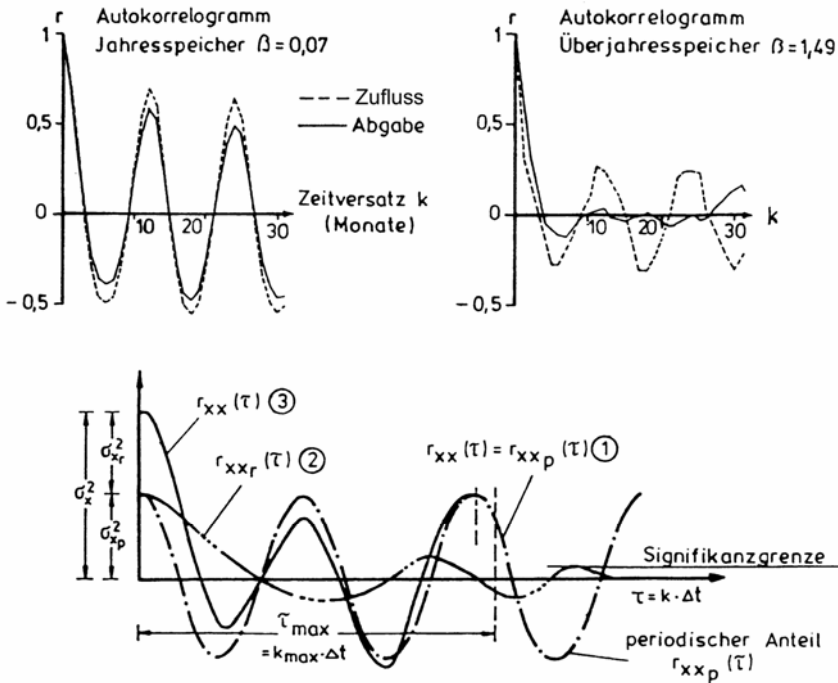


Abb. 5.10. Oberes Bild: Korrelogramm der Zuflüsse und Abgaben von Talsperren mit unterschiedlichem Ausbaugrad β ; unteres Bild: Überlagerung von periodischer (1) und zufälliger (2) Autokovarianz einer Funktion $x_t(t)$ (3)

Für den Autokorrelationskoeffizienten nach Gl.(5.40) lassen sich die Signifikanzgrenzen für jede Zeitverschiebung k angeben zu (Anderson-Test) [5.23]:

$$r_k(\alpha) = [-1 \pm t_{(\alpha)}(N - k - 1)^{1/2}] / (N - k + 1), \quad (5.44)$$

wobei N die Anzahl der Beobachtungswerte bedeutet. Für große Stichproben ($N > 100$) beträgt der Wert t für $\alpha = 95\%$ $t_{(\alpha)} = 1,645$ und für $\alpha = 99\%$ wird $t_{(\alpha)} = 2,326$ (Tab. 5.6).

Die graphische Darstellung der Autokorrelationskoeffizienten über der Zeitverschiebung k ist das Korrelogramm (Bild 5.10). Bei den Korrelogrammen treten einige typische Fälle auf: Wenn große Werte $x(t)$ mit großen Werten von $x(t+k)$ zusammentreffen, wird $r_k > 0$; treffen große Werte $x(t)$ mit kleinen Werten $x(t+k)$ zusammen wird $r_k < 0$. Bei einer Reihe aus rein zufälligen Größen wird bei großem N $r_k = 0$ erhalten für alle Werte $k \neq 0$. Bei normalverteilten Werten liegen 19 von 20 Werten im Intervall $\pm N^{1/2}$. Stationäre Reihen zeigen meist nach wenigen Zeitversätzen ein Absinken der r_k -Werte unter das $\pm 2/N^{1/2}$ Signifikanzniveau (Bild 5.11). Enthält die Reihe hingegen einen stärkeren ansteigenden linearen

Trend, nehmen die r_k -Werte etwa linear ab und werden erst für sehr große k klein, da der Trend alle anderen Eigenschaften überdeckt. Wenn eine Reihe Saisonschwankungen enthält, findet man diese auch im Korrelogramm mit der gleichen Frequenz wieder [5.52]. So wird z.B. bei monatlichen Abflüssen r_6 groß und negativ sowie r_{12} groß und positiv (Bild 5.10). Wenn bei den x_t sinusartige Schwankungen vorliegen, sind sie auch bei den r_k vorhanden. Ist $x_t = a \cos \omega t$ mit $a = \text{const}$ und $0 < \omega < \pi$ wird $r_k \approx \cos(k \cdot \omega)$ für große N . In diesen Fällen empfiehlt es sich, die saisonalen Schwankungen z.B. durch Subtraktion der Monatsmittel zu eliminieren, bevor das Korrelogramm aufgestellt wird (Bild 5.11).

Die Autokorrelationsfunktion entsteht aus Gl. 5.41, wenn für eine stationäre Zeitreihe, deren diskrete Werte um den Mittelwert $\bar{x}$ bereinigt werden ($x_i = x_t - \bar{x}$), verwendet wird:

$$r_{xx}(k) = \lim_{N \rightarrow \infty} \frac{1}{N} \sum_{i=1}^{N-k} x_i \cdot x_{i+k}.$$

Das Verhalten der Autokovarianzfunktion ist für folgende zwei Sonderfälle wichtig. Als *rein zufällige Funktion* $x_r(t)$ hat sie an der Stelle $k = 0$ den Wert:

$$r_{xxr}(0) = s_{xr}^2 = \lim_{N \rightarrow \infty} \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i^2.$$

Der Wert der Autokovarianzfunktion wird an einer Stelle $k_{\max} \cdot \Delta T$ zu Null $r_{xxr}(k_{\max}) = 0$, da ohne die Nullbedingung eine deterministische Abhängigkeit vorliegen würde (s. Bild 5.10).

Für eine *rein periodische Funktion* $x_p(t)$ der Periode ω lautet die Autokovarianzfunktion, wobei x_p um den Mittelwert bereinigt ist:

$$r_{xpp}(k) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{2} (a_n^2 + b_n^2) \cos n \left(\frac{2\pi\tau}{\omega} \right),$$

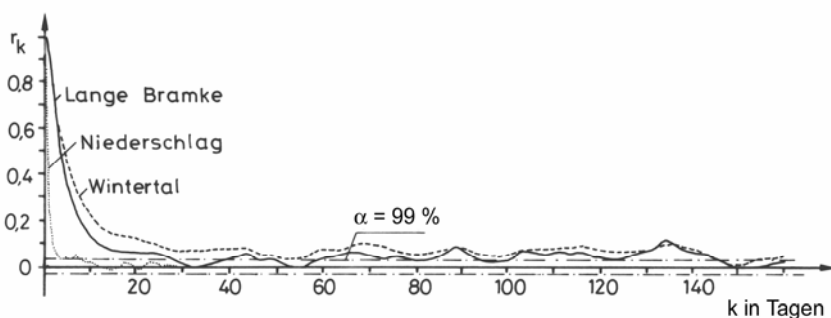


Abb. 5.11. Korrelogramm der täglichen Abflüsse aus zwei bewaldeten Versuchsgebieten (Wintertal und Lange Bramke; Oker, Harz) für die Jahresreihe 1949/69. (vom Trend und Mittel bereinigte stationäre Werte; Signifikanzgrenzen für $\alpha = 99\%$) [5.24]

wobei gilt

$r_{xxp}(0) = s_{xp}^2$ und $\tau = k \cdot \Delta T$ sowie nach einer Fourier-Reihe entwickelt ist:

$$x_p(t) = \sum_{n=1}^{\infty} a_n \sin n \left(\frac{2\pi t}{\omega} \right) + \sum_{n=1}^{\infty} b_n \cos n \left(\frac{2\pi t}{\omega} \right),$$

mit den Koeffizienten

$$a_n = \frac{2}{\omega} \sum_{\tau=1}^{\omega T} x_i \sin \left(2\pi n \frac{t}{\omega} \right) dt \text{ und } b_n = \frac{2}{\omega} \sum_{\tau=1}^T \cos \left(2\pi n \frac{t}{\omega} \right) dt$$

x_i sind die um den Mittelwert $\bar{x}$ bereinigten Messwerte $x(t)$: $x_i = x(t) - \bar{x}$. T ist die gesamte Beobachtungsdauer der Zeitreihe. Sie muss so gewählt werden, dass sie einem ganzzahligen Mehrfachen der Periode p entspricht. Bei $T = 20$ bis 30ω wird etwa eine stabile Parameterschätzung erreicht.

Da sich $r_{xxp}(0)$ nach einer Periode p wiederholt, tritt nach jeder Periode der Wert s_{xp}^2 wieder auf. Die Autokovarianz einer Funktion, die zufällige und periodische Anteile enthält, entspricht nach dem Überlagerungsprinzip der Summe der Autokovarianzen (s. Bild 5.10).

$$r_{xx}(\tau) = r_{xxr}(\tau) + r_{xxp}(\tau).$$

Bei $k = 0$ liegt die Überlagerung der Varianzen vor: $s_x^2 = s_{xp}^2 + s_{xr}^2$.

Das Maximum der Autokovarianzfunktion $r_{xx}(\tau)$ für $\tau > \tau_{\max}$ entspricht s_{xp}^2 , so dass damit auch die Varianz s_{xr}^2 bestimmt werden kann.

Da für $\tau > \tau_{\max}$ $r_{xxr}(\tau) = 0$ ist, kann die Periode der Funktion $x_p(\tau)$ direkt aus der Funktion $r_{xx}(\tau)$ für $\tau > \tau_{\max}$ abgelesen werden. Wenn die Periode ω bekannt ist, können die Koeffizienten a_n und b_n bestimmt werden.

Bei der *Kreuzkorrelation* wird der statistische Zusammenhang zwischen zwei Variablen x und y hergestellt, wobei die Variable y um ein Zeitmaß k verschoben ist. Analog zur Autokovarianz lautet die Funktion der Kreuzkovarianz:

$$c_{xy}(\tau) = \text{Cov}[x(t), y(t + \tau)]$$

und daraus die Funktion der Kreuzkorrelation:

$$R_{xy}(\tau) = c_{xy}(\tau) / (\sigma_x \sigma_y). \quad (5.45)$$

Der Kreuzkorrelationskoeffizient der Stichprobe berechnet sich zu:

$$R_k = \frac{\Sigma \left(x_i - \frac{1}{N-k} \Sigma x_i \right) \left(y_{i+k} - \frac{1}{N-k} \Sigma y_{ik} \right)}{\left[\Sigma \left(x_i - \frac{1}{N-1} \Sigma x_i \right)^2 \cdot \Sigma \left(y_{i+k} - \frac{1}{N-k} \Sigma y_{i+k} \right)^2 \right]^{1/2}}. \quad (5.46)$$

Näherungsweise kann für Gl.(5.46) geschrieben werden, z.B. bei großem N und kleiner Verschiebung k:

$$R_k = \frac{\sum_{i=1}^{N-k} (x_i - \bar{x})(y_{i+k} - \bar{y})}{s_x s_y (N - k)}.$$

Die Signifikanzgrenzen werden nach Gl.(5.44) berechnet.

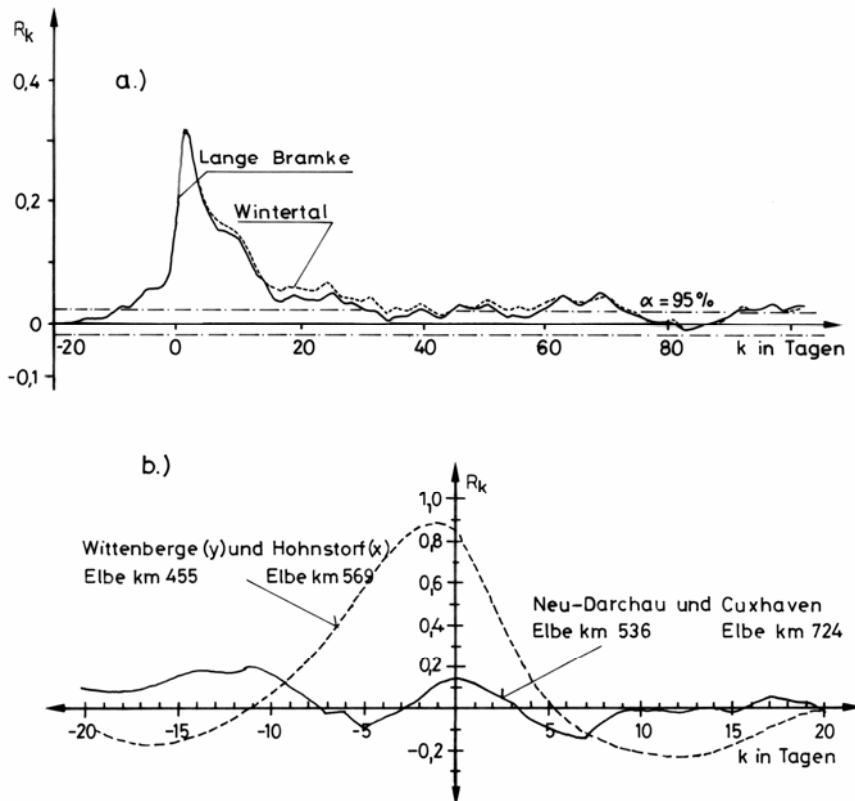


Abb. 5.12. Kreuzkorrelogramm a) zwischen den täglichen Abflüssen und Niederschlägen aus zwei kleinen benachbarten Einzugsgebieten (Wintertal; Lange Bramke; beide Oker, Harz) für die Jahresreihe 1949/69. (Signifikanzgrenzen für $\alpha = 95\%$) [5.24], b) der Hochwasserstände an den Elbpegeln Wittenberge und Hohnstorf (Binnenhochwasser) und Tidepegel Cuxhaven mit Binnenpegeln Neu-Darchau für die HW-Periode Zeit von 10.12.74 bis 31.1.75

Die graphische Darstellung der Koeffizienten R_{xy} gegen die Zeitverschiebung k ist das Kreuzkorrelogramm. Sein Maximum zeigt, bei welchem Zeitversatz ein linearer Zusammenhang zwischen beiden Variablen besteht (Bild 5.12). Die Kreuz-

korrelationsanalyse ist geeignet, um typische Reaktionszeiten eines Systems zu bestimmen, z. B. die Konzentrationszeit in einem Einzugsgebiet [5.24] (Bild 5.12) oder die Fließzeiten in Flussabschnitten. Sie wird benutzt, um das gleichzeitige Zusammentreffen von Binnen- und Tidehochwasser zu analysieren. Regionale Korrelationsanalysen können Zusammenhänge zwischen Nachbarstationen aufzuzeigen, um z.B. auf die erforderliche Netzdichte zu schließen [5.20, 5.21].

5.3 Einführung in die Zeitreihenanalyse und einfache stochastische Zeitreihenmodelle

5.3.1 Überblick über mathematische Modelle und Zeitreihenmodelle

Hydrologische Modelle als eine vereinfachte Darstellung des komplexen hydrologischen Systems oder eines Teils davon werden überwiegend als mathematische Modelle konzipiert. Ein hydrologisches System nimmt verschiedene Zustände an. Ihre zeitliche Aufeinanderfolge sind die Prozesse, welche die Eingabegrößen in Ausgabegrößen umformen. Als Variable wird eine messbare Charakteristik des Systems angesehen, die zu verschiedenen Zeitpunkten unterschiedliche Werte annehmen kann. Wird mit $x(t)$ die Eingabevariable und mit $y(t)$ die Ausgabevariable bezeichnet, besteht das mathematische Modell allgemein aus den Größen x und y , ihren Ableitungen nach der Zeit und den Parametern P :

$$f[x(t), y(t); \delta x / \delta t, \delta y / \delta t; \delta^2 x / \delta t^2, \delta^2 y / \delta t^2; \dots, P_1, P_2, \dots] + \varepsilon(t) = 0.$$

Diese Funktion muss in expliziter Form bekannt sein [5.22]. Die Parameter P_i werden durch Messungen am hydrologischen Prototyp oder durch Optimierung bestimmt. Die Variable $\varepsilon(t)$ erklärt den Fehler, d.h. die Abweichungen vom Prototyp zur Zeit t , die auf die vereinfachten Annahmen des verwendeten Modells zurückzuführen sind. Wenn eine von den Variablen x , y oder ε eine Zufallsvariable ist mit einer Wahrscheinlichkeitsverteilung, repräsentiert die Gleichung ein stochastisches, sonst ein deterministisches Modell. Bei linearen Modellen besteht zwischen Ein- und Ausgabe ein linearer Zusammenhang (Bild 5.13).

Wichtiges Ordnungsmerkmal bei der Klassifizierung der mathematischen Modelle mit überwiegend deterministischen Komponenten im Sinne eines physikalischen Ursache-Wirkung-Prinzips ist die räumliche Differenzierung der Ein- und Ausgabevariablen. Eine andere Unterscheidung folgt der theoretischen Konzeption. Die Modellierung kann auf eine Wiedergabe der inneren Funktionsweise unter Berücksichtigung der Systemeigenschaften zielen. An Modelltypen treten dabei auf: Black-Box-Modelle, Konzept-Modelle und Modelle auf physikalischer Basis.

Bei den *Black-Box-Modellen* (Blockmodellen) besteht eine Vorstellung über die abhängige und unabhängige Variable. Das System ist eine undifferenzierte Einheit, z.B. ein Einzugsgebiet ohne innere Differenzierung. Lineare Gleichungen

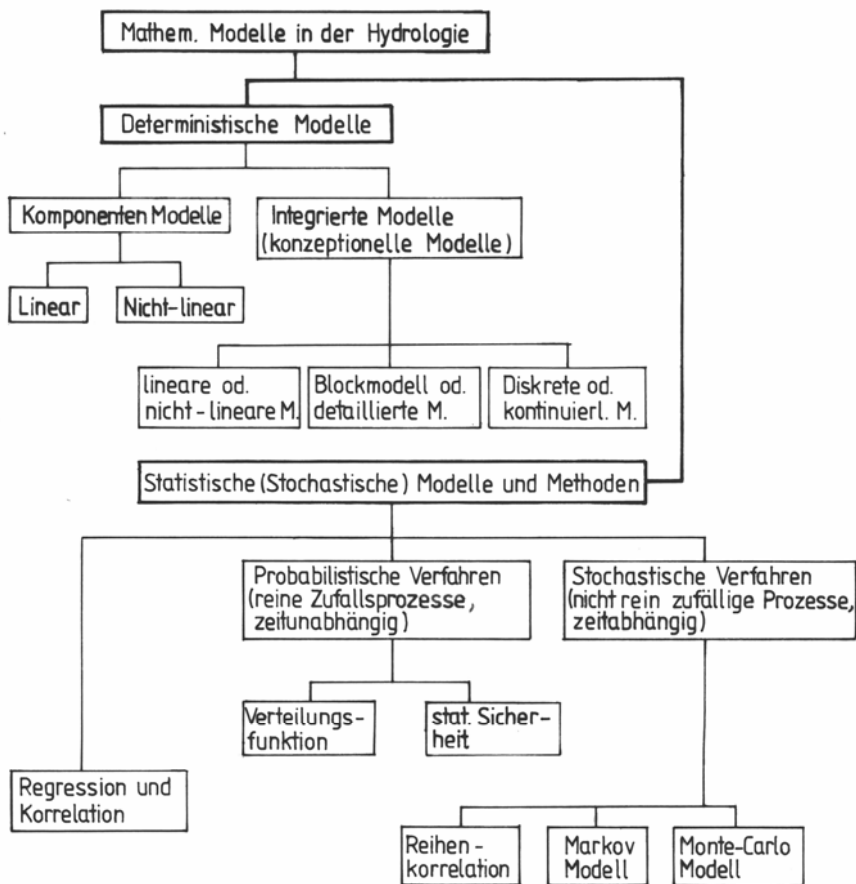


Abb. 5.13. Klassifizierung von mathematischen Modellen in der Hydrologie, verändert nach [5.25]

beschreiben das Übergangsverhalten zahlenmäßig und nach Koeffizienten, die über eine Regressionsanalyse o.ä. gewonnen werden.

In *Konzept-Modellen* (gray or white models) ist die Wirkung bestimmter Phänomene, z.B. der Speicherung, angesprochen. Teilprozesse oder -systeme (Abflusskomponenten oder Teileinzugsgebiete werden berücksichtigt. Zur Anwendung kommt die Kontinuitätsgleichung zusammen mit einer phänomenbezogenen charakteristischen Gleichung, z.B. einer Speicher-Abflussbeziehung. Die dafür benutzten hydrologischen Parameter (z.B. Reaktionszeiten) werden anhand der Beobachtungsdaten optimal angepasst. Die Modelle auf physikalischer Basis benutzen die Kontinuitäts- und Bewegungsgleichung als partielle Differentialgleichung mit Anfangs- und Randbedingungen. Die physikalisch bestimmbaren Kennwerte sind zum Teil messbar. Die Klassifizierung der Modelle nach Bild 5.13 entspricht einer

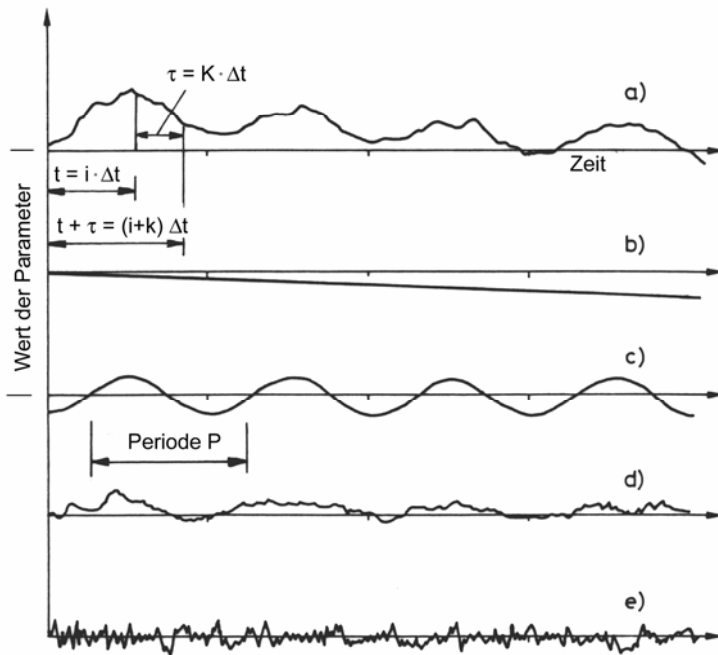


Abb. 5.14. Zerlegung einer Zeitreihe in Trend, saisonale und stochastische Komponenten für additive Zeitreihenmodelle, z.B. $a = b + c + d$ oder $a = b + c + e$ (a = Beobachtungsreihe, b = Trend (hier: linear); c = periodische Komponenten (hier: saisonal); d = autokorrelative Residuen; e = zufällig verteilte Residuen)

häufig gewählten Einteilung, in der nur einige Aspekte des Modellaufbaus und der Anwendungen zum Ausdruck kommen.

Statistische oder stochastische Modelle, die vom Parameter Zeit abhängen, werden bevorzugt, wenn der gesamte Komplex der Parameter schwer übersehbar und messbar ist. Die *Zeitreihenanalyse* handelt von der statistischen Untersuchung von Funktionen für zeitliche Zufallsvariable. Die Zeitreihe der hydrologischen Variablen x_t wird als Realisierung eines stochastischen Prozesses und die Zeitreihenwerte x_t als Funktionen der Zeit aufgefasst. Die Zeitreihenanalyse dient zur kürzest möglichen Beschreibung des zeitlichen Ablaufs eines stochastischen hydrologischen Prozesses, zur Kontrolle des zeitlichen Vorganges oder zur Prognose von zukünftigen Entwicklungen. Das Vorgehen bei der Zeitreihenanalyse richtet sich nach der Aufgabe und wird auch davon bestimmt, welches stochastische Modell für die Synthese zugrunde gelegt werden soll. Über die verschiedenen Verfahren der Zeitreihenanalyse liegt umfangreiches Schrifttum vor, über die Grundlagen in [5,26–5.30] und über die Anwendung in der Hydrologie [5.17, 5.31–5.35].

Eine Zeitreihe heißt stochastisch, wenn die Fluktuationen zufällig sind. Können die Fluktuationen jedoch durch statistische Parameter, die über die Zeitreihe unveränderbar sind, beschrieben werden, handelt es sich um eine stationäre Reihe. Bei einer stationären Zeitreihe sind Werte für das Mittel und die Varianz als Bruchteil des Mittels unabhängig von der Länge der Zeitreihe. Eine unabhängige Zeitreihe weist keine Abhängigkeiten in Zeit und Raum auf.

Die Analyse der Zeitreihe wird in einer bestimmten Reihenfolge vorgenommen. Aus der Zeitreihe werden nacheinander Trend, Saisoneffekte, zyklische Schwankungen eliminiert, so dass unregelmäßige Fluktuationen, die Residuen, übrig bleiben. (Bild 5.14). In der ersten Stufe der Analyse werden die Abhängigkeiten von der Zeit geklärt und diese Komponenten eliminiert. Die Beobachtungswerte x_t einer Zeitreihe können sich aus einem glatten Trend (laufendes Mittel) G_t , einer saisonalen (periodischen) S_t und einer irregulären, zufälligen Komponente R_t (Residuen) additiv zusammensetzen, also $x_t = G_t + S_t + R_t$ (Bild 5.14). Die glatte Komponente kann in eine Trend- und zyklische Komponente aufgeteilt werden. Die Eliminierung des Trends erfolgt durch die Methode der kleinsten Quadrate, gleitende Mittel oder Differenzenbildung. Trends können in Abflussreihen durch Zunahme der Siedlungsdichte auftreten. Seltener sind Unstetigkeiten (Sprünge), die durch plötzliche Änderung der Landnutzung, Speicherbau oder Naturkatastrophen hervorgerufen werden.

Sprunghafte Veränderungen können mit dem Test nach Cochran [5.1] oder der Doppelsummenlinie erkannt werden. In einfachen Fällen wird der Sprung auch durch Betrachtung des Verlaufs der Summenlinie erkannt. Nach Bereinigung des Trends werden die periodischen Anteile ausgeschaltet. Der periodische Anteil muss entweder bei bekannter oder unbekannter Periode bestimmt werden. Bei den hydrologischen Größen wie Niederschlag und Abfluss sind die astronomisch bedingten, jährlichen Zyklen von Bedeutung. Wöchentliche Zyklen treten in Zeitreihen der Wasserver- und -entsorgung auf. Die saisonale Komponente kann sinusförmig verlaufen und wiederholt sich dann regelmäßig nach einer festen Anzahl von Berechnungszeitschritten $p(S_t = S_{t+p})$. Weist der Saisonverlauf hingegen eine variable Amplitude auf, kann ein multiplikatives Zeitreihenmodell $x_t = G_t S_t R_t$ angesetzt werden. Durch Verwendung von logarithmisch transformierten Komponenten wird der Saisoneffekt wieder additiv. Die logarithmische Transformation ist zur Stabilisierung der Varianz geeignet, wenn diese Varianz mit zunehmendem Mittelwert wächst. Um den Einfluss der einzelnen Komponenten herauszuarbeiten, müssen sie isoliert werden, d.h. bei additiven Zeitreihenmodellen werden die einzelnen Komponenten der Reihe nach von den Werten der Zeitreihe subtrahiert; beim multiplikativen Ansatz herausdividiert.

Wichtiges diagnostisches Hilfsmittel sind die Autokorrelationsfunktionen als Analyse im Zeitbereich und die Spektralanalyse als Analyse im Frequenzbereich. Bei den frequenzorientierten Verfahren steht die Bestimmung der Frequenz im Vordergrund, z.B. bei der Spektralanalyse oder der Periodogrammanalyse [5.37]. Im Hinblick auf den Abfluss wird meist nur die jährliche Periode als Zyklus festgestellt (Bild 5.15). Bei einer Reihe von Pegeln kann noch eine zweite schwächer ausgeprägte vier- bis fünfjährige Periode festgehalten werden, die meist unberücksichtigt bleiben kann [5.24, 5.36]. Die Vorhersage von jährlichen Abflüssen mit

der harmonischen Analyse oder Periodogrammanalyse lässt aber einen großen Streuungsbereich offen [5.38].

Für stochastische Komponenten wird davon ausgegangen, dass sie zufällig um Null schwanken. Bedeutend ist bei der Zeitreihenanalyse ein verallgemeinernder stochastischer Prozess. Er wird auch als weißes Rauschen (white noise) bezeichnet. Bei diesem Prozess haben alle Zufallsvariablen ε_t für alle t den Erwartungswert $\mu = E(x_t) = 0$, die Varianz $\text{Var}(\varepsilon_t) = s_\varepsilon^2$ und $r_k = E(x_t, x_{t+k})$, wobei $r_k = \sigma_\varepsilon^2 = 1$ für $k = 0$ und für alle übrigen k wird $r_k = 0$.

Ein stochastischer Prozess, der durch eine Zeitreihe ausgedrückt wird, wird als stationär in Bezug auf das Mittel oder als Stationarität erster Ordnung bezeichnet, wenn die Mittel zeitinvariant sind und zum Zeitpunkt t und $t+k$ von m (Teil)-Reihen übereinstimmen. Wenn zusätzlich die Kovarianz $\text{Cov}(x)$ stationär ist, d.h. unabhängig von t aber abhängig von der Zeitverschiebung k , liegt Stationarität zweiter Ordnung vor. Gilt die Invarianz der statistischen Parameter bis zum r -ten statistischen Moment, wird der Zufallsprozess mit einer Stationarität r -ter Ordnung belegt. Praktisch wird die Stationarität überprüft, indem die Zeitvarianz von Mittel und Varianz nachgewiesen werden.

Im Allgemeinen sind die Komponenten G_t und S_t nicht stationär und deterministisch im statistischen Sinn, wohingegen das Residualelement stationär und stochastisch ist. Die meisten hydrologischen Zeitreihen haben einen geringen Grad an Nichtstationarität, z.B. infolge von anthropogenen Einflüssen oder systematischen Datenfehlern. Zur Durchführung der Zeitreihenanalyse müssen aus rechen-technischen Gründen kontinuierliche Beobachtungen in äquidistante diskrete Werte umgeformt werden. Gegebenenfalls kann eine Transformation der Daten erfolgen, um sie praktisch stationär zu machen. Eine (schwach) stationäre Zeitreihe kann durch den Erwartungswert, die Varianz und den Autokorrelationskoeffizienten beschrieben werden, da die Autokovarianz nur von der Zeitverschiebung k abhängt und für $k \rightarrow \infty$ gegen Null geht. Die Autokovarianzfunktion ist symmetrisch zum Maximum bei $k = 0$.

Die statistischen Eigenschaften von x_t müssen in der Regel anhand einer Zeitreihe bestimmt werden. Ein Zerlegen der Zeitreihe in mehrere aufeinander folgende Teilreihen scheitert oft an der Kürze der gesamten Beobachtungsreihe. Die statistischen Eigenschaften einer Zeitreihe beschreiben nicht alle Realisierungen des Zufallsprozesses, da nur durch die Summe aller Realisierungen der Zufallsprozess erfasst wird. Wegen dieser beschränkten Aussage heißt der Prozess ergodisch hinsichtlich der statistischen Eigenschaften. Wenn die statistischen Eigenschaften der einzelnen Zeitreihen mit der Wahrscheinlichkeit 1 gegen die statistischen Eigenschaften der Grundgesamtheit konvergieren, handelt es sich um einen ergodischen stochastischen Prozess. Bei einem ergodischen Prozess können die statistischen Parameter für eine gegebene Zeit t anhand des Prozesses bestimmt werden. Die Parameter sind dabei unabhängig von der Zeitreihe, d.h. ein stationäres Verhalten wird vorausgesetzt.

Für die Auswahl eines stochastischen Modells zur Simulation der Zeitreihen nach Bild 5.13 steht u.a. die Autokorrelation als Hilfsmittel zur Verfügung. Anhand des Korrelogramms, das von Trend und periodischen Komponenten bereinigt ist, kann der Grad des Prozesses abgeschätzt werden. Ist der Autokorrelationskoeff-

fizient $r_k = 0$ für alle $k \neq 0$, liegt ein reiner Zufallsprozess vor, anderenfalls gibt der Schnittpunkt des Korrelogramms mit der Konfidenzgrenze einen Hinweis auf den Grad der Abhängigkeit (Bild 5.11). Mit der Spektraldichte kann zusätzlich die Periodizität in der Zeitreihe eingegrenzt werden. Oszilliert die Spektraldichte um einen konstanten Wert, liegt der Fall des weißen Rauschens vor.

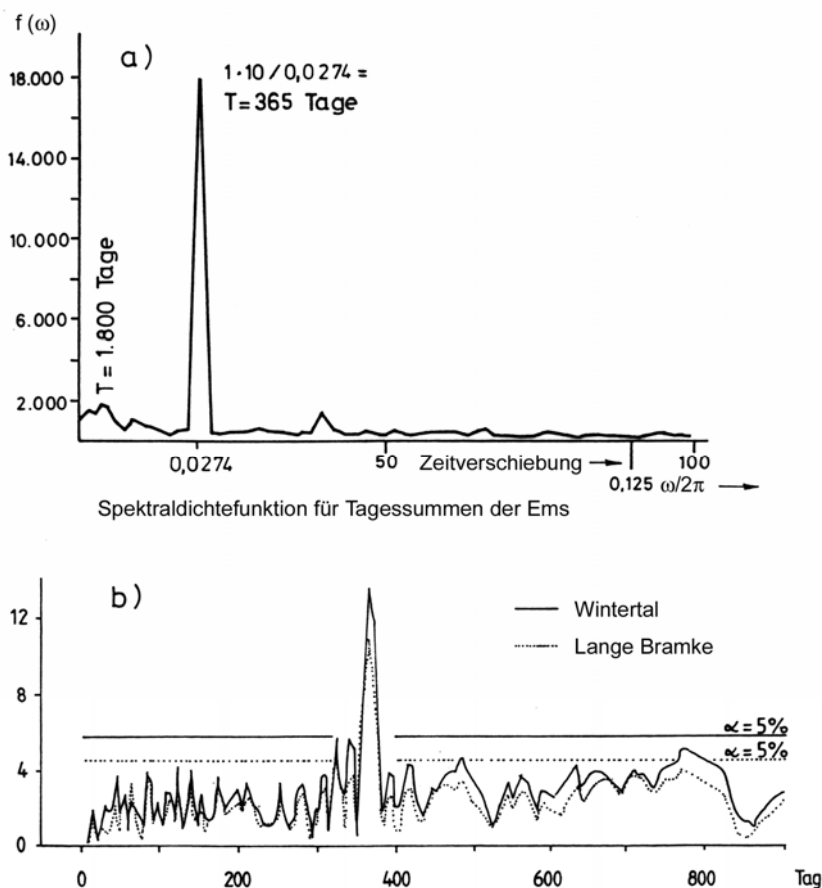


Abb. 5.15. Spektral- und Periodogrammanalyse. **a)** Spektraldichtefunktion für 10- und 30-Tages-mittel einer 90-jährigen Abflussreihe der Ems (Jahresreihe 1881/1970) [5.36], **b)** Periodogrammanalyse der Abflüsse aus zwei kleinen bewaldeten Gebieten (Wintertal und Lange Bramke/Oker) (Jahresreihe 1949/1969) [5.24]; Originalwerte weisen bei 365 d eine Periode auf, die bei Heraustrennung des Jahrgangs verschwindet

Bei der Anwendung von stochastischen Modellen sollte die Zahl der Modellparameter auf ein Minimum beschränkt werden. Die Summe aller verwendeten Pa-

parameter sollte nicht größer als $N/15$ bis $N/20$ werden, d.h. auf einen Modellparameter sollten mehr als 15 bis 20 Beobachtungswerte fallen. Durch die sparsame Verwendung von Parametern werden einige wichtige Eigenschaften des Naturprozesses im Modell wiedergegeben. Als Kriterium für die Güte eines Modells wird häufig angesehen, wie gut mit dem Modell zusätzliche stochastische Eigenschaften des Modells, die nicht unmittelbar von den Modellparametern abhängen, simuliert werden, z.B. die Wiedergabe von Extremwerten.

5.3.2 Weitere Techniken der Zeitreihenanalyse

Die Daten der Zeitreihen müssen mit einigen Techniken behandelt werden, bevor die Anwendung eines Wahrscheinlichkeitsmodells erfolgen kann. Zeitreihen, die eine langfristige Änderung im Mittel (Trend) enthalten, werden in Abhängigkeit davon analysiert, ob der Trend berechnet und/oder beseitigt werden soll oder ob Fluktuationen erfasst werden sollen. Der Trend kann als Gerade, Polynom m -ten Grades nach Gl.(5.2) als Exponentialfunktion $x_t = ae^{bt}$, als Ansatz $x_t = ca^{bt}$ (Gompertz-Kurve) oder als logistische Funktion $x_t = 1/(1+b[\exp(-at)])$ vorliegen [5.27, 5.28]. Polynome liefern formal eine gute Approximation, wenn ihr Grad möglichst hoch gewählt wird. Sie haben aber für Prognosezwecke den Nachteil, dass sie schnell divergieren, insbesondere ab Polynomen dritten Grades, bei denen ein Wendepunkt auftritt. Ein schwach verlaufender Trend wird eliminiert durch Berechnung der aufeinander folgenden jährlichen Mittel. Nichtsaisonale trendbehaftete Daten können mit einer Polynomkurve in der Form $y(t) = \exp(a + br^t)$ angepasst werden. Die nichtlinearen Trendansätze kommen bei Analysen des Wasserbedarfs in Betracht.

Eine weitere Methode zur Ermittlung des Trends ist das Filtern (Glättungsfilter) [5.16]. Ein linearer Filter verwandelt eine Zeitreihe x_t in eine Reihe y_t durch den linearen Operator:

$$y_T = \sum_{r=q}^S a_r x_{t-r}, \quad a_r : \text{Gewichte}, \quad \sum_r a_r = 1. \quad (5.48)$$

Diese gleitenden Mittel sind oft symmetrisch mit $S = q$ und $a_j = a_{-j}$. Einfaches Beispiel eines symmetrischen Glättungsfilters ist das einfache gleitende Mittel $a_r = 1/(2q+1)$ für $r = -q, \dots, +q$. Der geglättete Wert von x lautet:

$$y_T = \frac{1}{2q+1} \sum_{r=-q}^{r=q} x_{t-r} = s_m(x_t) \quad (5.49)$$

und die Residuen betragen:

$$\text{Res}(x_t) = x_t - s_m(x_t) = \sum_{r=-q}^S b_r x_{t-r}. \quad (5.50)$$

Das Residuum vom geglätteten Wert ist ebenfalls ein linearer Filter, da $\sum b_r = 0$, $b_0 = -a_0$ und $b_r = -a_r$ für $r \neq 0$ gilt. Oft können Glättungen in zwei oder mehr Stufen hintereinander durchgeführt werden. Dies entspricht mehreren linearen Filtern in Reihe. Filter I mit dem Gewicht a_{j1} wirkt auf x_t und erzeugt y_t , Filter II mit dem

Gewicht a_{j2} wirkt auf y_t und erzeugt z_t usw. Diese Glättungsfilter werden zum Herausfiltern periodischer Vorgänge und Trends verwendet [5.16]. Außerdem werden Filter als Übertragungssysteme verwendet, um diskrete Einzelfunktionen in Ausgaben zu überführen. Dies wird hauptsächlich benutzt zur Vorhersage von Abflüssen und Niederschlägen in Form des Kalman-Filters [5.39].

Zur Eliminierung von Trends ist auch die Differenzenbildung geeignet [5.29]. Der lineare Trend $x_t = a_0 + a_1 t$ lautet für den Zeitpunkt $t-1$: $x_{t-1} = a_0 + a_1(t-1)$. Die Differenz beträgt $\Delta x_t = x_t - x_{t-1}$ oder eingesetzt $\Delta x_t = a_0 + a_1 t - a_0 - a_1(t-1) = a_1$. Durch die Bildung der ersten Differenz wird das Polynom ersten Grades auf ein Polynom nullten Grades reduziert; der Parameter a_0 verschwindet. Wird zu dem Trendwert noch der Wert der Residuen addiert, erhält man den Beobachtungswert. Für seine Annäherung durch einen Trend kann geschrieben werden $x_t = a_0 + a_1 t + e_t$. Die erste Differenz $\Delta x_t = x_t - x_{t-1}$ beträgt für den linearen Trend:

$$\Delta x_t = a_1 + \Delta e_t = a_1 + e_t - e_{t-1}. \quad (5.51)$$

Die zweite Differenz der Beobachtungen lautet:

$$\Delta^2 x_t = x_t - \Delta x_{t-1} = x_t - x_{t-1} - (x_{t-1} - x_{t-2}), \quad = x_t - 2x_{t-1} + x_{t-2}, \quad (5.52)$$

bzw.

$$\Delta^2 x_t = a_1 + \Delta e_t - (a_1 + \Delta e_{t-1}) = \Delta^2 e_t, \quad \Delta^2 e_t = \Delta e_t - \Delta e_{t-1}. \quad (5.52a)$$

Ein Trendpolynom n -ten Grades wird durch $(n+1)$ -te Differenzen eliminiert. Dabei werden $(n+1)$ -te Differenzen der Residuen gebildet. Der Grad des Trends ist erreicht, wenn bei der Bildung der Differenz r -ter Ordnung eine Stabilisierung eintritt. Diese wird erkannt, wenn sich die aufeinander folgenden Differenzen kaum noch unterscheiden und deutlich um Null schwanken, d.h. positive und negative Differenzen von etwa gleichem Betrag in ziemlich regelmäßiger Folge wechseln [5.30].

Bei einer Zeitreihe von Monatswerten ohne Trendkomponente kann eine Saisonkomponente eliminiert werden, indem die Monatsmittel $\bar{x}_i$ und das Mittel der gesamten Beobachtungsreihe $\bar{x}$ eingeführt werden. Durch Bildung der Differenz $\bar{x}_i - \bar{x}$ werden saisonbereinigte Werte berechnet zu $x_{t1} = x_{t1-i} - (\bar{x}_i - \bar{x})$. Saisoneffekte lassen sich auch durch Differenzenbildung beseitigen, indem bei monatlichen Daten gebildet wird:

$$\Delta_{12} x_t = x_t - x_{t-12}. \quad (5.53)$$

Bei Verwendung stochastischer Modelle treten Zufallselemente in der Zeitreihe auf. Ein Zufallsglied wird aufgefasst als Element einer Grundgesamtheit, das die gleiche Chance wie jedes andere hat, aus der Grundgesamtheit gezogen zu werden. Dabei kann die Grundgesamtheit eine beliebige Verteilungsfunktion aufweisen, wenn nur die Voraussetzung erfüllt ist, dass die einzelnen Elemente unabhängig voneinander sind. Zufallszahlen in Gleich- oder Normalverteilung sind in vielen Tabellenwerken veröffentlicht oder können als sogenannte Pseudozufalls-

zahlen über Rechenprozeduren erzeugt werden. Diese Zufallsgeneratoren erzeugen Zahlen, die praktisch kein Bildungsgesetz aufweisen und nicht konvergieren. Die Zufallszahlen müssen in die Wahrscheinlichkeitsverteilung der Stichprobe transformiert werden. Dazu wird eine Zufallsvariable Z und eine beliebige Dichtefunktion $f_y(y)$ gesucht, deren Verteilungsfunktion lautet:

$$P_y(y) = \int_{-\infty}^y f_y(x) dx.$$

Aus einer Gleichverteilung (0,1) wird eine Zufallszahl Z_G ausgewählt und diese gleich der Unterschreitungswahrscheinlichkeit $P_y(y)$ gesetzt (Bild 5.16). Anschließend wird die Gleichung der Verteilungsfunktion nach y aufgelöst. Zum Beispiel ergibt die Umformung der Weibull-Verteilung (Gl.4.67):

$$P_y(y) = 1 - \exp(-[(y - \epsilon)/(\beta - \epsilon)]^\alpha) \quad \text{bzw.} \quad y = (\beta - \epsilon)[-\ln(1 - P_y(y))]^{1/\alpha} + \epsilon.$$

Wenn $P_y(y)$ durch z substituiert wird, können Zufallsgrößen y der Extremwert-Typ-III-Verteilung erzeugt werden, wenn für y gesetzt wird:

$$y = (\beta - \epsilon)[-\ln(1 - z)]^{1/\alpha} + \epsilon.$$

Werte für andere Verteilungsfunktionen können Tab. 5.12 entnommen werden; die zugehörigen Ableitungen sind in [5.21] aufgeführt.

Wenn Zufallsgrößen für mehrere Zeitreihen an verschiedenen Pegeln gleichzeitig erzeugt werden sollen, müssen die gegenseitigen Abhängigkeiten berücksichtigt werden [5.31, 5.40].

Als Beispiel soll die Simulation einer eingipfeligen empirischen Verteilung dienen, die durch unterschiedlich große Datenkollektive von Zufallszahlen wiedergegeben werden soll. Anhand der gegebenen Dichte wird die Summenfunktion mit den Klassenbesetzungszahlen berechnet. Die Summenfunktion wird mit gleichverteilten Zufallszahlen belegt und jede

Tabelle 5.12. Ausdruck für die Zufallsgröße zur Simulation von Zufallsgrößen einer vorgegebenen Verteilungsfunktion

Bezeichnung	Dichtefunktion	Zufallsgröße y'
Log. Normalverteilung ($y = \ln x$)	Gl.(4.38)	$y' = \exp(s_y Z_N + y)$
Pearson-Typ-III-Verteilung	Gl.(4.47)	$y' = \frac{2}{C_s} \left(1 + \frac{C_s Z_N}{6} + \frac{C_s^2}{36} \right)^3 - \frac{2}{C_s}$
Extremwert-Typ-III-Verteilung	Gl.(4.68)	$y' = (\beta - \epsilon)[-\ln(Z_G)]^{1/\alpha} + \epsilon$

Z_N : Zufallszahl aus einer Standardnormalverteilung,

Z_G : gleichverteilte Zufallszahl aus dem Intervall (0,1)

Zufallszahl wird über die Summenfunktion der empirischen Verteilung einem Klassenelement der simulierten Verteilung zugeordnet (Bild 5.16). Je dichter die Ordinate der Summenfunktion mit Zufallszahlen belegt wird, desto genauer wird die Verteilung simuliert, wie die unterschiedliche Anzahl von Simulationsläufen zeigt (Tab. 5.13).

Zur Erzeugung von Zufallszahlen kann von einer Gleichverteilung ausgegangen werden. Eine Gleichverteilung ist ein-parametrig und definiert durch:

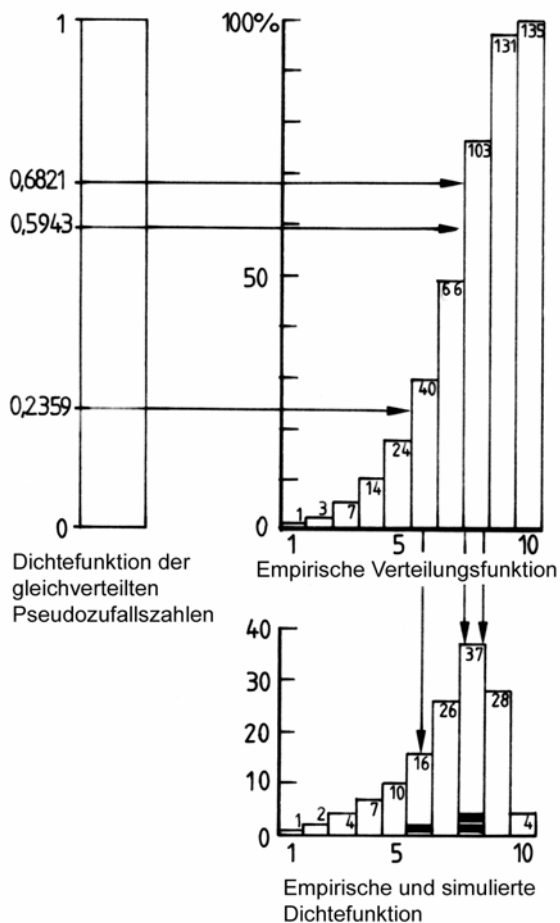


Abb. 5.16. Zuordnung der Zufallszahlen zur Simulation einer beliebigen Verteilung

$$P(y) = \int_0^{x=y} c dx = cx \quad 0 < x < 1/c$$

und die Dichtefunktion lautet

$$f(y) = \begin{cases} c & \text{für } 0 < x \leq 1/c \\ 0 & \text{für } x < 0, x > 1/c \end{cases}$$

Die obere Begrenzung ist $1/c$, da der Wert der Verteilung für ∞ $F(\infty) = 1$ sein muss. Die statistischen Maßzahlen haben die Werte:

$$c \quad \text{für } 0 < x \leq 1/c$$

$f(y) =$
 $0 \quad \text{für } x < 0, x > 1/c$

Die obere Begrenzung ist $1/c$, da der Wert der Verteilung für $\infty F(\infty) = 1$ sein muss. Die statistischen Maßzahlen haben die Werte:

$\bar{x} = 1/2c \quad \text{bzw.} \quad s_x^2 = 1/12c^2 \quad \text{und} \quad s_x = \bar{x}/\sqrt{3}.$

Tabelle 5.13. Wiedergabe einer empirischen Dichtefunktion durch unterschiedlich lange Simulationsläufe

Klasse	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Klassenbesetzung der empirischen Dichtefunktion										
	1	2	4	7	10	16	26	37	28	4
Klassenbesetzung der simulierten Dichtefunktion nach:										
n = 1000 Simulationen	1	2	4	6	11	18	27	35	27	4
n = 3000 Simulationen	1	2	5	7	10	17	26	35	27	4
n = 5000 Simulationen	1	2	4	7	10	16	26	37	28	4

5.3.3 Selbsterklärende Zeitreihenmodelle

In Zeitreihen können hydrologische Größen nicht als isoliert zu betrachtende Ereignisse aufgefasst werden, sondern als Erscheinungen, bei deren Beobachtung die Zeit- oder Ortsangabe als wesentliche Merkmale sind. Weist die Reihe eine signifikante Autokorrelation auf, hängt die Variable auch von vorangegangenen k Zeitschritten ab. Die Beachtung dieser Eigenart führt dazu, dass die Ergebnisse aufeinander folgender Beobachtungen als ein in einer definierten Richtung ablaufender Prozess aufzufassen sind. Solche Ereignisfolgen lassen sich mit bedingten Wahrscheinlichkeiten (Übergangswahrscheinlichkeiten) als Ausdruck einer stochastischen Beziehung zwischen zwei Ereignissen beschreiben. Eine Ereignisfolge, bei der die Übergangswahrscheinlichkeit nur vom Ergebnis der unmittelbar vorangegangenen Beobachtungen und nicht zusätzlich vom Ergebnis noch früherer Beobachtungen bedingt wird, heißt Markovsche Kette. Der Typ der Ereignisfolgen, die diese Voraussetzungen erfüllt, heißt *Markov-Prozess*.

Jede Zeitreihe kann als endliche Realisation einer Folge von korrelierten Zufallsvariablen: $\dots, y_{t-2}, y_{t-1}, y_t, y_{t+1}, y_{t+2}, \dots$ aufgefasst werden (stochastischer Prozess). Der Wert y_t kann aus den übrigen Werten der Zeitreihe selbst erklärt werden. Wenn alle Zufallsvariablen den gleichen Erwartungswert $E(y_t) = \bar{y}$ und die gleiche Varianz $Var(y_t) = s_y^2$ für alle t haben, liegt ein (schwach) stationärer Prozess vor. Der Einfachheit halber werden meist nur Prozesse betrachtet, die vom Mittel bereinigt sind, d.h. der Erwartungswert $E(y_t) = 0$, da $(y_t - \bar{y})$ als Variable verwendet wurde. Der Modellansatz für eine reine Zufallsgröße $z(t_i) = \varepsilon_i$ mit $i = 1, 2, \dots$ lautet daher $z(t_i) = \bar{z} + \varepsilon_i s_z$, wobei die Zufallsgrößen ε_i mit einem Zufalls-

zahlengenerator $\bar{\varepsilon} = 0$ und $s_{\varepsilon} = 1$ erzeugt werden. Bei dem reinen Zufallsprozess sind die Zufallsvariablen nicht autokorreliert, d.h. die Kovarianz ist gleich Null.

Viele Operationen der Zeitreihenanalyse sind Filterungen gleichzusetzen. Ein Filter F ist eine Transformation, die aus der Eingabevariablen x_t eine Ausgabevariable $y_t = F(x_t)$ erzeugt. Beim linearen, zeitinvarianten Filter gilt das Superpositionsprinzip; eine Vervielfachung der Inputvariablen vervielfacht die Outputvariablen in gleicher Weise: $F(x_{1,t} + x_{2,t}) = y_{1,t} + y_{2,t}$. Außerdem gilt die zeitliche Unveränderlichkeit in der Form $F(x_{t+\tau}) = y_{t+\tau}$. Ein linearer zeitinvarianter Filter kann als Autoregressiver Prozess (AR-Prozess) oder Moving-Average-Prozess (MA-Prozess) dargestellt werden.

Der Wert x_t einer Zeitreihe kann beschrieben werden als Summe von statistisch-deterministischen Komponenten $f(t)$ und einer Zufallskomponenten z_t . Wenn die Zeitreihe aus einem stationären Prozess stammt, sind die zeitverschobenen Kovarianzen zwischen den Elementen der Zeitreihe Funktionen der absoluten Differenzen zwischen den Indizes der Elemente (*autoregressives Modell p -ter Ordnung, $AR(p)$*).

$$x_t = \beta_0 + \beta_1 x_{t-1} + \beta_2 x_{t-2} + \dots + \beta_p x_{t-p} + z_t \quad 5.54$$

β_i : autoregressive Koeffizienten,

z_t : unabhängiger, zufallsbedingter Term.

Für $p = 1$ wird ein autoregressives Modell erster Ordnung erhalten und Gl.(5.54) lautet:

$$x_t = \beta_1 x_{t-1} + z_t \quad (5.54a)$$

und durch sukzessive Substitution

$$x_t = \beta_1(\beta_1 x_{t-2} + z_{t-1}) + z_t,$$

$$x_t = \beta_1^2(\beta_1 x_{t-3} + z_{t-2}) + \beta_1 z_{t-1} + z_t.$$

Für einen AR-Prozess unendlicher Ordnung erhält man:

$$x_z = z_t + \beta z_{t-1} + \beta^2 z_{t-2} + \dots$$

mit dem Erwartungswert $E(x_t) = 0$ und der Varianz $s_x^2 = s_z^2/(1-\beta^2)$, wenn $|\beta| < 1$ ist. Die Autokorrelationsfunktion ergibt sich zu:

$$\rho(k) = \sigma_z^2 \sum_{i=0}^{\infty} \beta^i \beta^{k+1} \quad \text{für } k \geq 0.$$

Ein Markov-Prozess erster Ordnung liegt vor, wenn der vorangegangene Wert der Zeitreihe bis zu einer Zeitverschiebung berücksichtigt wird. Ein Markov-Prozess erster Ordnung ist nach Gl.(5.54) für $i = 1$ bestimmt und lautet für die vom Mittel bereinigte Größe x und den Autokorrelationskoeffizienten ρ_1 für $k = 1$:

$$x_t = \mu_x + \rho_1(x_{t-1} - \mu_x) + \varepsilon_t \quad (5.55)$$

ρ_1 : Autokorrelationskoeffizient für $k = 1$,

ε_t : Zufallskomponente $E(\varepsilon) = 0$ und $\text{Var}(\varepsilon) = \sigma_\varepsilon^2$,

μ_x : Mittel von x .

Beträgt die Varianz von x_i σ_x^2 , besteht folgende Beziehung zur Varianz der Zufallskomponenten ε_i :

$$\begin{aligned} \text{Var}(x_i) = \sigma_x^2 &= E[\mu_x + \rho_{x,1}(x_{i-1} - \mu_x) + \varepsilon_{i+1}]^2 - E^2(x_i) = E[\dots] - \mu_x^2 \\ \sigma_x^2 &= \rho_{x,1}^2 \sigma_x^2 + \sigma_\varepsilon^2 \end{aligned} \quad (5.56)$$

oder

$$\sigma_\varepsilon^2 = \sigma_x^2(1 - \rho_{x,1}^2) \quad \text{bzw.} \quad \sigma_x = \sigma_\varepsilon / (1 - \rho_1^2)^{1/2}.$$

Zur Erzeugung von Werten x_{i+1} müssen die Parameter der Stichprobe $\bar{x}$, s_x und r_1 gebildet sowie eine Zufallszahl t aus einer Gleichverteilung $(0,1)$ gezogen werden. Da der Zufallsterm σ_1 die Verteilung $(0, \sigma_\varepsilon^2)$ aufweist, muss der Ausdruck $t\sigma_\varepsilon = t\sigma_x(1-r^2)^{1/2}$ gebildet werden. Damit steht ein Markov-Modell erster Ordnung zur Erzeugung von Werten x_i , die eine Verteilung (μ_x, σ_x^2) aufweisen, zur Verfügung und lautet:

$$x_i = \mu_x + \rho_1(x_{i-1} - \mu_x) + t_i \sigma_x (1 - \rho_1^2)^{1/2}. \quad (5.57)$$

Für die Stichprobe wird erhalten:

$$x_i = \bar{x}_i + b(x_{i-1} - \bar{x}_{i-1}) + t_i s[(1 - r^2)]^{1/2}, \quad (5.57a)$$

mit dem Regressionskoeffizienten:

$$b_i \approx r_1 (s_{x_i} / s_{x_{i-1}}). \quad (5.58)$$

Zur Erzeugung von x_{i+1} werden die Werte $\bar{x}$, s_x und r_k der Stichprobe berechnet und in Gl.(5.57) eingesetzt. Der erste Wert für x_i wird vorgegeben, z.B. als ein Wert aus der Beobachtungsreihe, die erste Zufallszahl gezogen und x_{i+1} berechnet. Um den Einfluss der vorgegebenen Anfangszahl auszuschalten, werden z.B. die ersten 50 Werte unberücksichtigt bleiben. Mit Gl.(5.57) werden normalverteilte Werte x erzeugt, falls eine Autokorrelation existiert. Für $r_k = 0$ wird ein reiner Zufallsprozess erhalten. Gleichung (5.57) kann auch zur Erzeugung von gammaverteilten Werten x benutzt werden.

Wird z.B. zur Simulation von jährlichen Abflüssen $(x_1, \dots, x_N)$ ein AR(1)-Prozess angewendet, lautet die Rekursionsformel:

$$x_t - \bar{x} = \beta_1(x_{t-1} - \bar{x}) + \varepsilon_t, \quad (5.59)$$

mit β_1 als dem Autokorrelationskoeffizienten r_1 für $k = 1$ nach Gl. (5.40):

$$r_1 = \frac{\sum_{t=1}^{N-1} (x_t - \bar{x})(x_{t+1} - \bar{x})}{\sum_{t=1}^N (x_t - \bar{x})^2}.$$

Der positive Koeffizient β_1 nimmt mit wachsender Einzugsgebietsgröße zu und wird besonders groß bei Flussgebieten, die große Seen oder andere Wasserspeicher aufweisen. In Gl.(5.59) ist ε_t eine normalverteilte Zufallsvariable mit dem Mittel $\mu = 0$ und der Varianz s_ε^2 als Schätzung:

$$s^2 = \left(\frac{N-1}{N} \right) (1 - r_1^2) \sum_{t=1}^N (x_t - \bar{x})^2 / (N-3).$$

Für den AR(2)-Prozess wird folgendes Modell erhalten:

$$x_t - \bar{x} = \beta_1(x_{t-1} - \bar{x}) + \beta_2(x_{t-2} - \bar{x}) + \varepsilon_t, \quad (5.60)$$

mit den aus der Stichprobe berechneten Parametern [5.31]:

$$\bar{x} = \Sigma x_t / N; \quad \beta_1 = r_1(1 - r_2^2)/(1 - r_2^2); \quad \beta_2 = (r_2 - r_1^2)/(1 - r_1^2),$$

wobei nach Gl.(5.42) für $r_1 = c_1/c_0$ und $r_2 = c_2/c_0$ gesetzt werden.

Die Varianz der Zufallskomponente s_ε^2 wird erhalten zu:

$$s_\varepsilon^2 = \frac{(N-2)}{(N-5)} [c_0 - \beta_1 c_1 - \beta_2 c_2]$$

Als *Moving-Average-Modelle q-ter Ordnung* (MA(q)-Prozesse oder Gleitmittelprozess der Ordnung q), wird bezeichnet:

$$x_t - \mu = \varepsilon_t + \alpha_1 z_{t-1} + \alpha_2 z_{t-2} + \dots + \alpha_q z_{t-q}. \quad (5.61)$$

Die Abweichung der x_t -Werte vom Mittel wird als gewichtete Summe der (voneinander unabhängigen) Zufallsvariablen z_t ausgedrückt. Die Zufallsvariable hat den Erwartungswert $E(z_t) = 0$ und die Varianz $\text{Var}(\varepsilon_t) = s_z^2$. Die Zufallsvariablen x sind meist so skaliert, dass $\alpha_0 = 1$ wird. Für die Variablen erhält man $E(x_t) = 0$ und

$\text{Var}(x_t) = s_z^2 \cdot \sum_{i=0}^n x$. Die Autokorrelationsfunktion des MA(q)-Prozesses be-

trägt: $\rho(k) = \frac{\sum_{i=0}^{q-k} \alpha_i \alpha_{i+k}}{\sum_{i=0}^{q-k} \alpha_i^2}$ für $k=1, \dots, q$ und wird $r_k = 0$ für $k=0$ und

bzw. $k > q$. Für den MA(1)-Prozess $x_t = z_t + \alpha_1 z_{t-1}$ mit $\alpha_0 = 1$ lautet die Autokorrelationsfunktion $\rho(1) = \beta_1/(1+\beta_1^2)$ für $k=\pm 1$ und wird für $k=0$, $r_k = 1$, sonst $r_k = 0$. Die Autokorrelationsfunktion ist Null für Zeitverschiebungen, die länger sind als das „Gedächtnis“ des MA-Modells. Anhand des unendlich langen MA-Prozesses kann man nachweisen, dass AR- und MA-Prozesse reziprok zueinander in Beziehung stehen [5.27]. AR- und MA-Modelle werden für die Abflussvorhersage ein-

gesetzt, wobei p und q klein gehalten werden, z.B. $p = 1$ bis 2 und oft $q = 0$. Bei Anwendung von Gl. 5.60 wird ε_t und β durch Einsetzen der Größen x aus vorangegangenen Zeitschritten Δt berechnet.

In der Hydrologie werden häufig Kombinationen von AR- und MA-Modellen (ARMA-Modelle) angewendet, mit denen stationäre Prozesse simuliert werden können. Während bei dem AR-Prozess die Ordnung dadurch bestimmt wird, dass die Autokorrelation verschwindet, ist die Festlegung der Ordnung beim ARMA-Prozess nicht so einfach (Schätzverfahren siehe [5.28]). Bei nichtstationären Prozessen werden ARIMA-Modelle (Autoregressive Integrated Moving Average) eingesetzt [5.29, 5.31]. Ein ARIMA (p,d,q)-Prozess bezeichnet mit p bzw. q die Ordnung des AR- bzw. MA-Prozesses und mit d die Differenzenordnung nach Gln.(5.51–5.53). Ein ARMA (p,q)-Prozess kann also mit dem ARIMA ($p,0,q$)-Prozess gleichgesetzt werden. Zur Simulation von jährlichen Abflüssen dient folgendes ARIMA (1,0,1)-Modell:

$$(x_t - \mu) + \beta_1(x_{t-1} - \mu) = \varepsilon_t + \alpha_1\varepsilon_{t-1}. \quad (5.62)$$

Die Parameter α_1 und β_1 können durch Lösung der folgenden Gleichungen abgeschätzt werden [5.31]:

$$r_1 = -[(\beta_1 - \alpha_1)(1 - \alpha_1\beta_1)]/(1 - 2\alpha_1\beta_1 - \alpha_1^2) \quad \text{und} \quad r_2 = \beta_1r_1.$$

Eine verfeinerte Schätzung der Parameter ist in [5.29] angegeben. ARIMA (1, 0,1)-Modelle nach Gl.(5.62) sind zur Simulation von mittleren monatlichen Abflüssen geeignet, nach [5.41] ARIMA (1,0,0)-Modelle. Modelle von einer kleinen Ordnung geben das Langzeitverhalten hydrologischer Prozesse nur für bestimmte Größen, z.B. die Einzelwerte des Abflusses, hinreichend genau wieder.

Bei Speicheruntersuchungen ist die Wahrscheinlichkeitsaussage auf die Summe $\Sigma Q\Delta t$ anzuwenden. Bei jährlichen Abflussbilanzen ergibt sich die Differenz S_k zwischen der Zuflusssumme und der mittleren Abgabensumme $MQ\Delta t = \Sigma Q\Delta t/N$ zu:

$$S_k = \sum_{t=1}^k Q\Delta t - \frac{K}{N} \sum_{t=1}^N Q\Delta t. \quad (5.63)$$

Der Abstand zwischen dem örtlichen Maximum und Minimum der Summenlinie ist das Spannmaß (Spannweite) R_N :

$$R_N = \max S_k + |\min S_k| \quad \text{mit } k=1, \dots, n.$$

Es gleicht dem erforderlichen Speicherbedarf, wenn die Abgabe dem Mittelwasser entspricht. Bei der Ermittlung der Speichergöße mit Summenlinien tritt der Einfluss der kumulativen Größen besonders deutlich hervor. Anhand zahlreicher und langer Messreihen hydrologischer und geophysikalischer Größen wurde von Hurst der Einfluss der Länge der Beobachtungsreihe auf das Spannmaß untersucht und folgender Ausdruck angegeben (Hurst-Phänomen) [5.17, 5.21, 5.42]:

$$E(R_N / s_N) = cN^H \quad \text{bzw.} \quad R_N = s_N (N/2)^H \quad (5.64)$$

c : Konstante,

N : Anzahl der Beobachtungsjahre,

R_N : Spannweite bzw. Speicherinhalt bei Jahresvollaussgleich für N Beobachtungsjahre,

s_N : Standardabweichung der Zuflüsse der N Beobachtungsjahre,

H : Exponent (Hurst-Koeffizient); $0,5 < H < 1$ (Mittel $H = 0,7$) von Hurst anhand von sehr langen Messreihen nachgewiesen).

Für normalverteilte unabhängige Zufallsgrößen wird $H = 0,5$, und damit erhält man für den Erwartungswert der Spannweite R_{NV} :

$$E(R_{NV}) = \sigma(\pi N / 2)^{1/2} \approx 1,25\sigma(N)^{0,5} \quad (5.64a)$$

und für die Varianz:

$$\text{Var}(R_{NV}) = \sigma^2(0,272)^2 N.$$

Die exponentielle Abhängigkeit des Spannmaßes von der Länge der Beobachtungsreihe ist mit ein Grund für die Verwendung von künstlich generierten Zeitreihen bei Speicherplanungen. Das Hurst-Phänomen läßt sich mit Modellen des sog. gebrochenen Rauschens simulieren [5.43, 5.44].

5.3.4 Autoregressionsmodell zur Simulation monatlicher Abflüsse

Häufig verwendete Zeitreihenmodelle gehen auf Markov-Modelle 1. Ordnung (Gl.(5.57)) zurück [5.21, 5.31]: Für die Zuflüsse einer Saison oder eines Jahres wird Gl.(5.57) mit μ als Mittelwert und ρ als Autokorrelationskoeffizient mit der Zeitverschiebung 1 umgeformt zu:

$$q_i = \mu + \rho(q_{i-1} - \mu) + e_i. \quad (5.65)$$

Wenn der stochastische Anteil e_i den Mittelwert $\mu = 0$ hat und die Varianz unabhängig von q_{i-1} ist, dann ist auch e_i normalverteilt, wenn q_i normalverteilt ist. Es besteht zwischen der Varianz des stochastischen Anteils σ_e und der Varianz der Messwerte σ_x der Zusammenhang nach Gl. (5.56): $\sigma_e = \sigma_x \cdot (1-\rho)^{1/2}$.

Wird t_i eine unabhängige normalverteilte Größe mit dem Mittel $\mu = 0$ und der Standardabweichung $\sigma = 1$ eingeführt, dann ist $t_i \sigma_i (1-\rho^2)$ eine normalverteilte unabhängige Variable mit dem Mittel $\mu = 0$ und der Varianz $\sigma^2(1-\rho^2)$. Die Rekursionsbeziehung zur Erzeugung der synthetischen Zeitreihe lautet nach Fiering [5.45]:

$$q_i = \mu + \rho \cdot (q_{i-1} - \mu) + t_i \sigma (1 - \sigma^2)^{1/2}. \quad (5.66)$$

Die Anwendung des Fiering-Modells auf eine normalverteilte Stichprobe mit dem Mittel $\bar{x}$, der Standardabweichung s und dem Autokorrelationskoeffizienten r_1 ergibt die Rekursionsformel:

$$q_i = \bar{x}(1 - r_1) + r_1 q_{i-1} + t_i s(1 - r_1^2)^{1/2}. \quad (5.67)$$

Wird der Stichprobe eine Gammaverteilung zugrundegelegt, gilt:

$$q_i = \bar{x}(1 - r_1) + r_1 q_{i-1} + \xi_i s(1 - r_1^2)^{1/2}, \quad (5.68)$$

wobei ξ_i die gammaverteilten Variablen mit dem Mittel 0 und der Standardabweichung 1 sind.

Das Markov-Modell nach Gl.(5.68) setzt einen stationären Prozess voraus. Wenn die Daten eine Periodizität aufweisen, z.B. den innerjährlichen Zyklus in Form des Monatsganges, wird Gl.(5.68) um die Monatswerte durch einen zusätzlichen Index erweitert. μ_{xj} ist das Mittel von x im Monat j ($j = 1, \dots, 12$); x_j ist der Schätzwert des Mittels des Monats j . Der Autokorrelationskoeffizient r_1 zwischen jeweils zwei aufeinander folgenden Monaten beträgt:

$$r_{x,j} = \left(\sum_{i=1}^N x_{i,j} x_{i,j+1} - N \bar{x}_j \bar{x}_{j+1} \right) / (N-1) s_{x,j} s_{x,j+1}$$

mit

$$s_{x,j}^2 = \left(\sum_{i=1}^N x_{i,j}^2 - N \bar{x}_j^2 \right) / (N-1).$$

Die ursprünglich für Jahre aufgestellte Rekursionsgleichung läßt sich auch auf monatliche Zuflüsse, q_{ij} anwenden. Der erste Index kennzeichnet das Jahr, in welchem der Abfluss auftritt. Der zweite Index läuft zyklisch zwischen $j = 1, 2, \dots, m$; für Monatswerte wird also $m = 12$. Der Zufluss im Jahr p und Monat m ist also $q_{p,m}$. Für die Aufstellung der Rekursionsgleichung werden zunächst die mittleren Zuflüsse für den Monat berechnet zu:

$$\bar{x}_j = \frac{1}{N} \sum_{k=1}^N x_{k,j} \quad (5.69)$$

N : Anzahl der Beobachtungsjahre,
 $j=1,2,\dots,m$: Kennung des Zeitintervalls (Monats).

Die Varianz der einzelnen Zeitintervalle t , z.B. Monate, berechnet man nach Gl.(4.10) zu:

$$s_j^2 = \frac{1}{N} \cdot \sum_{k=1}^N x_{k,j}^2 - \frac{1}{N(N-1)} \left(\sum_{k=1}^N x_{k,j} \right)^2. \quad (5.70)$$

Der Autokorrelationskoeffizient r_j wird nach Gl.(5.40):

$$r_j = \frac{\sum_{k=1}^N x_{k,j} x_{k,j-1} - N \bar{x}_j \bar{x}_{j-1}}{s_j s_{j-1} (N-1)} \quad (5.71)$$

Die Rekursionsgleichung wird dann erhalten zu:

$$q_{1,1} = \bar{x}_1 + \frac{r_1 s_1}{s_m} (q_{0,m} - \bar{x}_m) + t_{1,1} s_1 (1 - r_1^2)^{1/2},$$

$$q_{1,2} = \bar{x}_2 + \frac{r_2 s_2}{s_1} (q_{1,m} - \bar{x}_1) + t_{1,2} s_2 (1 - r_2^2)^{1/2} \text{ usw.}$$

oder allgemein:

$$q_{i,j} = \bar{q}_j + \frac{r_j s_j}{s_{j-1}} (q_{i,j-1} - \bar{q}_{j-1}) + t_{i,j} s_j (1 - r_j^2)^{1/2} \quad (5.72)$$

q_{ij} : generierte i-te Zuflusssumme im i-ten Zeitintervall t , z.B. bei $t = 1$ im Monat

$j = 1, \dots, 12$ und $i = 1, 2, \dots, 1200$,

$\bar{q}_j$: mittlerer Zufluss im Monat j ($j \leq 12$),

s_j : Standardabweichung im Monat j ($j \leq 12$),

r_j : Autokorrelationskoeffizient zwischen q_j und q_{j-1} ,

t_i : normalverteilte Zufallszahl mit dem Mittel 0 und der Varianz 1. Normalverteilte Zufallszahlen $t_1, t_2, \dots$ werden aus gleichverteilten (0,1) Zufallszahlen u_1, u_2 abgeleitet, indem z.B. in folgende Gleichungen benutzt werden [5.40]:

$$t_1 = [\ln(1/u_1)]^{0.5} \cdot \cos(2\pi u_2) \text{ und } t_2 = [\ln(1/u_1)]^{0.5} \cdot \sin(2\pi u_2).$$

Normalverteilte Zufallszahlen werden meist mit der Standardsoftware geliefert, so dass eine gesonderte Generierung in der Regel entfällt.

Die Verteilungsfunktion der Zuflüsse und die Autokorrelationskoeffizienten r_1 werden aus der historischen Beobachtungsreihe abgeleitet und die Zufallsvariablen entsprechend transformiert. Für die Simulation von monatlichen normalverteilten Abflüssen lautet der Algorithmus für ein hydrologisches Jahr, das im November beginnt:

$$\dots q_2 = \bar{q}_{\text{Dez}} + r_{\text{Dez/Nov}} (s_{\text{Dez}} / s_{\text{Nov}}) (q_1 - \bar{q}_{\text{Nov}}) + t_1 s_{\text{Dez}} (1 - r_{\text{Dez/Nov}}^2)^{1/2},$$

$$q_3 = \bar{q}_{\text{Jan}} + r_{\text{Jan/Dez}} (s_{\text{Jan}} / s_{\text{Dez}}) (q_2 - \bar{q}_{\text{Dez}}) + t_2 s_{\text{Jan}} (1 - r_{\text{Jan/Dez}}^2)^{1/2} \dots$$

Sind die monatlichen Abflüsse nicht normalverteilt und weisen sie keine zu große Schiefe ($C_s \leq 2$) auf, muss die Größe t_i transformiert werden. Bei Annahme einer Lognormalverteilung werden die Abflüsse in ihre Logarithmen umgewandelt, die statistischen Parameter der logarithmierten Werte ermittelt, auf die Rekursionsformel angewendet und das Ergebnis entlogarithmiert. Bei Annahme einer Gammaverteilung werden die statistischen Parameter der nicht transformierten Werte x bestimmt. Um die Schiefe der historischen Reihe zu erhalten, wird folgende Umformung empfohlen für die normalverteilte Größe t in die gammaverteilte Größe t_g vorgenommen [5.45]:

$$t_g = \frac{2}{C_{t,j}} \left(1 + \frac{C_{t,j} t_i}{6} - \frac{C_{t,j}^2}{36} \right)^3 - \frac{2}{C_{t,j}}, \quad (5.73)$$

wobei die Schiefe berechnet wird zu:

$$C_{t,j} = \frac{C_{sj} - r_{j-1}^3 C_{sj-1}}{(1 - r_j^2)^{3/2}} \quad (5.75)$$

t_i : normalverteilte Zufallszahl (0,1),

t_g : gammaverteilte Zufallszahl (0,1, C_g),

C_{sj} : Schiefe des Monats j ,

r_j : Korrelationskoeffizient zwischen den Abflüssen der Monate j und $j-1$.

Bei der Anwendung des Fiering-Modells wird das hydrologische Jahr in Zeitintervalle von Monaten oder Dekaden eingeteilt. Bei der Erzeugung von monatlichen Abflüssen müssen die sich daraus ergebenden Jahressummen an die simulierten Jahresabflüsse angepasst werden [5.46]. Da die statistischen Parameter wie Mittel, Varianz und Schiefe aus Stichproben gewonnen werden müssen, nehmen bei Verkleinerung des Berechnungszeitintervalls Δt die Streuungs- und Schiefemaße im Allgemeinen zu. Dies kann zur Berechnung von nicht realistischen bzw. sehr kleinen Abflüssen führen und wird ausgeschaltet, indem z.B. eine Transformation der Werte oder eine Begrenzung auf Null vorgenommen wird. Die Verkleinerung des Zeitintervalls führt zu einer Vergrößerung der Anzahl der Modellparameter, was bei der Generierung von täglichen Werten besonders deutlich wird [5.47]. Die Annahme, dass mindestens 20 Beobachtungswerte auf einen Modellparameter entfallen sollen, beschränkt ihre Anzahl m auf $m \leq N/20$. Diese Bedingung wird z.B. bei einer 60-jährigen Beobachtungsreihe mit $N = 365 \cdot 60 = 21900$ Beobachtungswerten und drei Parametern, wie Mittel, Varianz und Schiefe, für das Berechnungsintervall $\Delta t = 1$ Tag gerade erfüllt, da $m = 3 \cdot 365 = 1095 = 21900/20$ ist. Eine Eigenschaft des Markov-Prozesses für normalverteilte Größen kommt in der Autokorrelationsfunktion der berechneten synthetischen Zuflüsse zum Ausdruck. Werte, die k Zeiteinheiten voneinander entfernt liegen, haben die Autokorrelation r_k , was im gewissen Gegensatz zu der Autokorrelation von Beobachtungsreihen steht. Mit aus diesem Grund wird auch die Anwendung von Markov-Prozessen höherer Ordnung mit $m > 3$ (Gl. (5.54)) vorgeschlagen.

Beim Simulationsmodell können die berechneten Werte nicht unmittelbar verglichen werden. Direkt können die Modellparameter in Form der statistischen Maßzahlen mit den zugehörigen Größen der Stichprobe verglichen werden, wobei entsprechend den verschiedenen Stichprobenumfängen Korrekturen an den Modellgrößen angebracht werden können. Zusätzlich werden auch simulierte Extremwerte als Einzelwerte oder Summengrößen zur Überprüfung der Güte des Simulationsmodells herangezogen.

Als Beispiel für die Zeitreihensimulation sollen Monatsabflüsse nach dem Fiering-Modell erzeugt werden. Gegeben sind die monatlichen Abflüsse an einem Pegel für eine 57-jährige Beobachtungsreihe. Die Berechnung wird in folgenden Schritten vorgenommen:

1. Zur Vorbereitung der Simulation werden für jeden der zwölf Monate die folgenden statistischen Parameter bestimmt. Wenn die Abflüsse normalverteilt sind, werden für jeden Monat ($j = 1, \dots, 12$) berechnet: der mittlere Abfluss nach Gl.(5.69), die Standardabweichung nach Gl.(5.70), der Korrelationskoeffizient mit dem Abfluss des Vormonats nach

Tabelle 5.14. Statistische Parameter einer Beobachtungsreihe von monatlichen Abflusssummen in hm^3 von $N = 57$ Jahren

Monat	Mittel $\bar{q}_j$	Standard- abweichung s_j	Schiefe C_s	Korrelations- koeffizient r_j	Regressions- koeffizient b_j
N	234,26	168,84	1,21	0,49	0,67
D	332,28	234,11	1,81	0,16	0,22
J	355,60	183,58	0,22	0,20	0,16
F	302,14	183,01	1,09	0,04	0,04
M	80,58	143,52	0,56	0,00	0,00
A	250,10	131,90	0,67	0,06	0,06
M	139,60	80,91	1,42	0,42	0,26
J	108,41	69,08	2,58	0,37	0,32
J	130,88	129,50	1,96	0,33	0,62
A	108,11	75,92	0,84	0,38	0,22
S	97,54	92,34	2,77	0,47	0,57
O	144,42	123,61	1,29	0,54	0,72

Gl.(5.71) sowie der Regressionskoeffizienten zwischen dem Abfluss des betrachteten und vorhergehenden Monats $b_j = r_j s_j / s_{j-1}$ (Tab. 5.14).

2. Die neuen Variablen $y_i = q_i - q_j$ werden nach Gl.(5.72) berechnet:

$$q_{ij} = \bar{q}_j + b_j(q_{ij-1} - \bar{q}_{j-1}) + z_i s_j [1 - r_j^2]^{1/2}$$

Das Modell besteht aus folgenden zwölf Gleichungen, die nacheinander durchlaufen werden. Als Anfangsabfluss wird z.B. das Mittel des Oktober $q_0 = q_0 = q_{i,0} = 144,42 \text{ hm}^3/\text{Monat}$ vorgegeben:

$q_{i,N}$	=	234,26	+ 0,67	$(q_{i,0} - 144,42)$	+	t_i	168,84	$(1 - 0,49^2)^{1/2}$
$q_{i,D}$	=	332,28	+ 0,22	$(q_{i,N} - 234,26)$	+	t_i	234,11	$(1 - 0,16^2)^{1/2}$
$q_{i,J}$	=	355,60	+ 0,16	$(q_{i,D} - 332,28)$	+	t_i	183,58	$(1 - 0,20^2)^{1/2}$
$q_{i,F}$	=	302,14	+ 0,04	$(q_{i,J} - 355,60)$	+	t_i	183,01	$(1 - 0,04^2)^{1/2}$
$q_{i,M}$	=	80,58	+ 0,00	$(q_{i,F} - 302,14)$	+	t_i	143,52	$(1 - 0,00^2)^{1/2}$
$q_{i,A}$	=	250,10	+ 0,06	$(q_{i,M} - 80,58)$	+	t_i	131,90	$(1 - 0,06^2)^{1/2}$
$q_{i,M}$	=	139,60	+ 0,26	$(q_{i,A} - 250,10)$	+	t_i	80,91	$(1 - 0,42^2)^{1/2}$
$q_{i,J}$	=	108,41	+ 0,32	$(q_{i,M} - 139,60)$	+	t_i	69,08	$(1 - 0,37^2)^{1/2}$
$q_{i,J}$	=	130,88	+ 0,62	$(q_{i,J} - 108,41)$	+	t_i	129,50	$(1 - 0,33^2)^{1/2}$
$q_{i,A}$	=	108,11	+ 0,22	$(q_{i,J} - 130,88)$	+	t_i	75,92	$(1 - 0,38^2)^{1/2}$
$q_{i,S}$	=	97,54	+ 0,57	$(q_{i,A} - 108,11)$	+	t_i	92,34	$(1 - 0,47^2)^{1/2}$
$q_{i,O}$	=	144,42	+ 0,72	$(q_{i,S} - 97,54)$	+	t_i	123,61	$(1 - 0,54^2)^{1/2}$

Um die synthetischen Zeitreihen zu erzeugen, wird eine Folge von normalverteilten Zufallszahlen $z_1, z_2, \dots$ berechnet. Normalverteilte Zufallszahlen z_i aus einer Zufallszahlentabelle lauten z.B.: ... 0,226; -1,265; 1,456; 0,056; -0,596; 0,146; -0,280; -0,901; -1,767; 0,544; -0,392; -0,879; -0,124 usw.

Die z_i müssen nach Gl.(5.74) in gammaverteilte Zufallszahlen umgerechnet werden; für $z = 0,226$ erhält man:

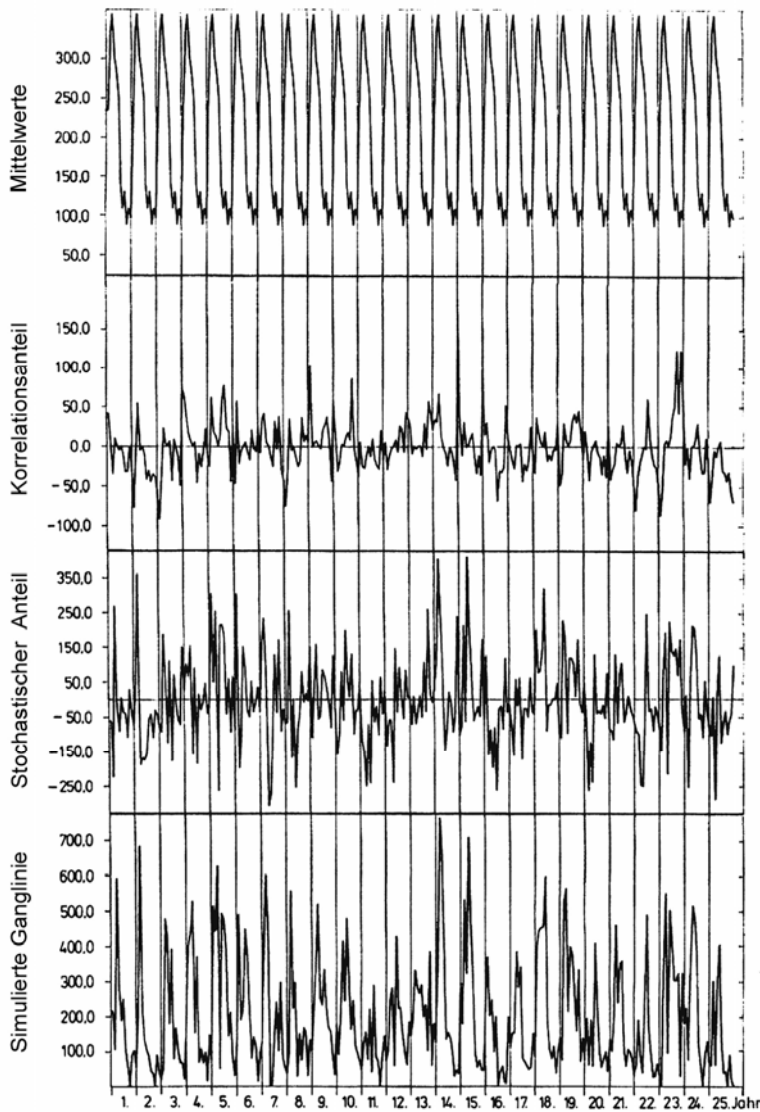


Abb. 5.17. Summanden des Fiering-Modells nach Gl.(5.72) für eine 25-jährige simulierte Ganglinie monatlicher Abflüsse

Die einzelnen Anteile, aus denen sich die monatlichen Abflüsse zusammensetzen, sind ebenfalls in Bild 5.18 aufgenommen. Die statistischen Parameter aus den Simulationsläufen sind mit den Parametern aus der Beobachtungsreihe nach Tab. 5.14 in Bild 5.18 verglichen.

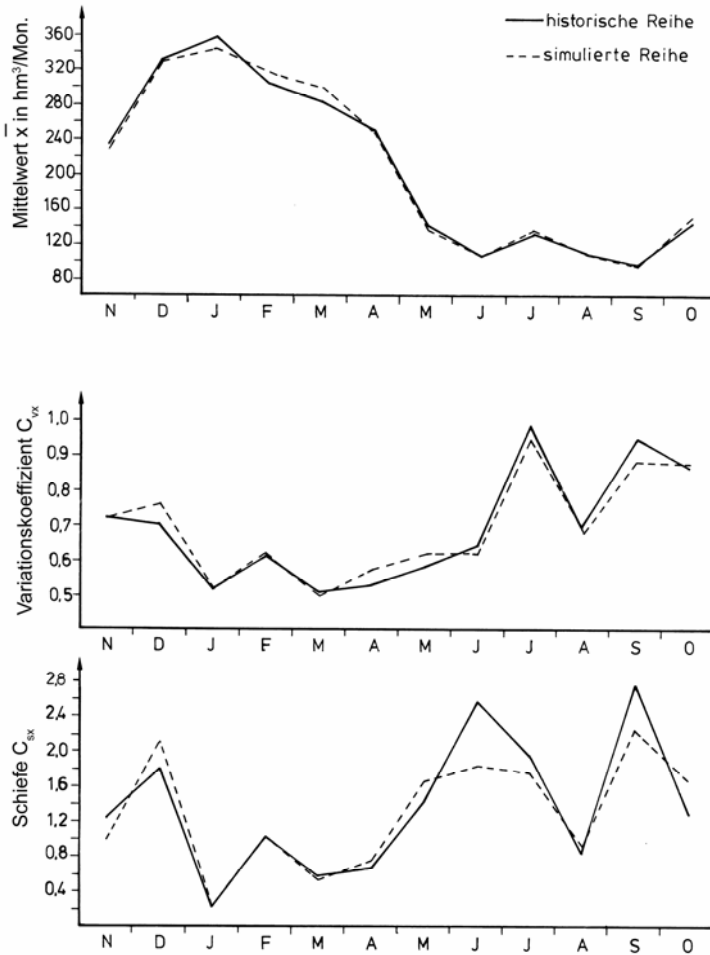


Abb. 5.18. Statistische Parameter für monatliche Abflüsse, berechnet aus der Ursprungsreihe (57 Beobachtungsjahre) und einer Reihe für Monatswerte für 500 simulierte Jahre

Autoregressive Modelle werden auch bei der Erzeugung von gleichzeitigen Abflussreihen in einem Flussgebiet eingesetzt. Um die räumliche Abhängigkeit der Abflüsse in benachbarten Gebieten sicherzustellen, muss auch die Kreuzkorrelation unter den Stationen bei der Simulation bewahrt bleiben. Dafür werden die Ansätze nach Fiering zu einem multivariaten Autoregressionsmodell, in dem die Auto- und Kreuzkorrelation erhalten bleiben, erweitert [5.40, 5.48]. Speziell für mehrere Pegelstationen wurde von Young-Pisano ein Ansatz entwickelt, der sich für Monatswerte eignet [5.49]. Die Anwendung des Modells setzt normalverteilte Stichproben voraus, so dass eine Transformation der beobachteten Abflussdaten Q in der Form $q = \ln Q$ oder $q = Q^{1/3}$ in der Regel unumgänglich ist.

6 Niederschlag-Abfluss-Modelle für Hochwasserabläufe

6.1 Systemanalytische Behandlung von Abflussprozessen

6.1.1 Modellkonzepte für Niederschlag-Abflussprozesse

Hydrologische Erscheinungen, wie der Ablauf von Hochwasserwellen, können nach Methoden der Systemanalyse untersucht werden. Als ein hydrologisches System kann im Allgemeinen ein materielles Gebilde in der Natur aufgefasst werden, z.B. das Einzugsgebiet eines Flusses. Streng genommen gehören alle hydrologischen Systeme zu nicht linearen, zeitvarianten Systemen mit verteilten Parametern. Zwar konnten mit linearen zeitinvarianten Systembeschreibungen zufrieden stellende Ergebnisse erreicht werden durch Einteilung eines Flusses in Abschnitte, jedoch sind die Laufzeiten von Hochwassern von der Wellenhöhe und –form abhängig, so dass die linearen Systemmodelle zu charakteristischen Abweichung der simulierten und beobachteten Werte führen. Die Hauptaufgabe von *deterministischen Abfluss-Modellen* ist die Transformation des meteorologischen Inputs auf das Einzugsgebiet in eine Abflussganglinie an einen Gewässerpunkt. Demgegenüber ist eine fundamentale Eigenschaft der *stochastischen Modelle* die statistische Beschreibung von Beobachtungsdaten, bei denen der hydrologische Aspekt nur in den Daten selbst enthalten ist.

Bei deterministischen Modellen wird eine physikalisch begründete Ursache-Wirkung-Beziehung zwischen den Variablen vorausgesetzt (Bild 5.13). Als Parameter wird eine quantitative Kenngröße für das hydrologische System definiert, die mit der Zeit konstant bleibt, z.B. die Flächengröße eines Einzugsgebietes. Die Wirkung des hydrologischen Systems wird mit wenigen charakteristischen Gleichungen beschrieben. Die Hauptaufgabe jeder Systemuntersuchung besteht in der Bestimmung dieser Übertragungseigenschaften und ihre Verifizierung anhand von repräsentativen Naturmessungen.

Eine große Gruppe bilden die Niederschlag-Abfluss-Modelle – oder kurz als Abflussmodelle bezeichnet – die nach Blocksystemen und detaillierten Systemen unterschieden werden (Bild 5.13). Bei Blockmodellen (black box oder lumped models) wird das Einzugsgebiet als homogene zeitinvariante Einheit aufgefasst, Beim Blocksystem wird die Übertragungsfunktion aus den beobachteten Ein- und

Ausgabegrößen ohne Berücksichtigung der Feinstruktur des Systems bestimmt und wird meist mit einer gewöhnlichen Differentialgleichung erfasst. Bei konzeptionellen Modellen sind Eingabe, Parameter und Zustandsvariable nach Zeit und Raum variabel, was häufig die Verwendung von partiellen Differentialgleichungen erfordert. Bei den detaillierten Systemen werden die Abflussbildung und die Abflusskonzentration flächenhaft erfasst und die einzelnen Komponenten berücksichtigt. Die Parameter werden aus den Naturbeobachtungen optimal abgeleitet. Hinsichtlich der Wirkungsweise des Systems wird vom Superpositionsprinzip und von der Zeitinvarianz der Systemcharakteristik ausgegangen. Die Überlagerung der aus verschiedenen Eingaben resultierenden Ausgaben setzt Linearität voraus. Daneben werden auch nichtlineare Speicher verwendet [6.1]. Lineare Systeme haben die Eigenschaft, einen zeitvariablen Eingang linear in einen zeitvariablen Ausgang umzuformen. Die Linearität bedeutet, dass sich Wirkungen überlagern, unabhängig von dem was vorher war oder später folgt. Ein lineares System, dessen Ausgänge infolge $x_1(t)$ und $x_2(t)$ gleich $y_1(t)$ und $y_2(t)$ sind, erhält unter Einwirkung von $x(t) = x_1(t) + x_2(t)$ einen Ausgang $y(t) = y_1(t) + y_2(t)$.

Modelle sollten Prinzipien folgen wie: (a) gute Anpassung an den natürlichen Ablauf, (b) Näherung und mathematische Beschreibung sollte so einfach wie möglich sein und desgleichen auch die Modellanwendung, (c) Physikalische Aspekte der hydrologischen Phänomene sollten durch die eingesetzte Mathematik nicht unterdrückt werden, (d) Orientierung des Modellkonzepts an den vorhandenen meteorologischen Informationen, (e) Systematisierung der Modellparameter, welche die physikalische Charakteristik des Einzugsgebietes widerspiegeln und ihre gleiche Organisation in allen Modellen, (f) gute Benutzeroberflächen und Gebrauchsanleitungen.

Zweck der Modellierung ist die Simulation und die Vorhersage der natürlichen oder anthropogen veränderten Abflussvorgänge, die Optimierung von Parametern oder die Schulung. Bei chronologisch arbeitenden deterministischen Modelle werden Ganglinien erzeugt, die entweder ein einzelnes Hochwasserereignis oder eine lange Zeitspanne (sog. Langzeit- oder Kontinuumssimulation) erfasst; bei stochastischen Modellen sind Verteilungsfunktionen des Abflusses das Resultat.

Bei einfachen Modellen für Hochwasserabläufe bleibt der Basisabfluss als der Abflussanteil, der unterhalb einer gradlinigen Verbindung zwischen Anfang und Ende der Hochwasserwelle liegt, unberücksichtigt (Bild 4.7). Der Beginn kann an den Punkt der Ganglinie gelegt werden, wo eine merkliche Abflusszunahme einsetzt. Das Ende wird im einfachsten Fall als Schnittpunkt der Ganglinie mit einem konstant verlaufenden Basisabfluss angenommen oder es wird über die Trockenwetterauslaufganglinie bestimmt. Bei größerem Hochwasser ist der Basisabfluss im Verhältnis zum Scheitelabfluss klein, so dass die Annahme über die Trennung beider Abflussarten meist ohne größere Auswirkung auf das Endergebnis ist. Die Größe und der zeitliche Verlauf des Niederschlagsanteils, der in der Hochwasserwelle als direkter Abfluss abfließt, bilden die Eingabegrößen für die *Abflussbildung*. Die zeitliche Zuordnung der Wasserteilchen im Einzugsgebiet und Gewässernetz wird durch eine charakteristische Fließzeit geregelt, die durch die hydraulischen Gegebenheiten und die Retention bestimmt ist; sie wird als *Abflusskonzentration* bezeichnet.

Vor der Aufstellung von Niederschlag-Abfluss-Modellen müssen wichtige Eingabegrößen auf Fehler untersucht werden, dazu zählen die Gültigkeit der verwendeten Abflusskurven und das Versickerungskonzept. Bei punktförmigen Niederschlagsmessungen können systematische und ereignisabhängige Fehler auftreten, die durch Netze mit großen Stationsdichten sowie Radarbeobachtungen verringert werden können [6.2, 6.3]. Synoptische Betrachtungen von einzelnen Hochwassern und Bebauungszuständen des Einzugsgebietes über längere Zeiträume können Aufschluss über die geforderte Unveränderlichkeit des Systems verschaffen.

6.1.2 Grundlagen für lineare zeitinvariante Modelle

Die Umwandlung von Regen in Abfluss kann bei einfachen Modellen durch eine einzige Funktion beschrieben werden, die als *Einheitsimpulsantwort* (Momentaneinheitsganglinie, Instantaneous Unit Hydrograph, IUH) bezeichnet wird. Sie ist die Reaktion des Systems auf eine sehr kurz andauernde Belastung der Größe Eins. Die Bezeichnung Einheitsimpulsantwort ist bei den allgemein gültigen Betrachtungen dem Begriff Einheitsganglinie vorzuziehen, da letzterer speziell mit dem Oberflächenabfluss in natürlichen Einzugsgebieten verknüpft ist. Wird die Eingabe, der Momentaneinheitsimpuls, mit $\delta(t)$ bezeichnet, gilt [6.4]:

$$\Delta t = 0 : \delta(t) \rightarrow \infty \quad \text{und} \quad \Delta t \neq 0 : \delta(t) = 0,$$

$$\int_0^{\infty} \delta(t) dt = \lim_{\Delta t \rightarrow 0} \int_0^{\Delta t} \delta(t) dt = 1. \quad (6.1)$$

Die Einheitsimpulsantwort $u(t)$ beträgt dann:

$$\int_0^{\infty} u(t) dt = 1. \quad (6.2)$$

Ist die Einheitsimpulsantwort $u(t)$ bekannt, so kann zu einer kontinuierlichen Belastung $p(t)$, z.B. effektiver Niederschlag, die zugehörige Ergebnisfunktion $q(t)$, z.B. Ganglinie des direkten Abflusses, berechnet werden. Die Funktion der Eingabe $p(t)$ wird dazu in Eingabeimpulse $p(\tau)d\tau$ zerlegt. Auf $p(\tau)d\tau$ werden Impulsantworten $p(\tau)u(t-\tau)$ erhalten (Bild 6.1). Die Ergebnisfunktion $q(t)$ ergibt sich nach dem Superpositionsprinzip als Summe aller Impulsantworten und wird als Faltungsintegral bezeichnet:

$$q(t) = \int_0^{\infty} p(\tau)u(t-\tau)d\tau. \quad (6.3)$$

Für die Berechnung werden endliche Zeitintervalle Δt in Gl.(6.3) eingeführt. Damit wird die zugehörige Einheitsimpulsantwort $u(\Delta t, t)$ abhängig von der gewählten Intervallbreite Δt . Ist die Δt -Einheitsimpulsantwort $u(\Delta t, t)$ bekannt, kann die Belastungsfunktion, die aus einer Folge von Rechteckbelastungen der Dauer Δt besteht, in die Ausgabe $q(t_m)$ umgewandelt werden (Bild 6.1):

$$q(t_m) = q(m \cdot \Delta t) = \Delta t \cdot \sum_{i=1}^m p_i u(\Delta t, t_m - t_i), \quad (6.3a)$$

$$q(t_m) = q_m = \Delta t \cdot \sum_{i=1}^m p_i u_{m-(i-1)}(\Delta t). \quad (6.4)$$

Die *S-Kurve* $s(t)$ kann als eine der Einheitsimpulsantwort gleichwertige Systemcharakteristik angesehen werden. Sie stellt die Ausgabe auf eine bei $t = 0$ beginnende Belastung der Größe $p(t) = 1$ mit unbegrenzter Dauer dar. Für $p(t) = 1$ wird aus Gl.(6.3) erhalten:

$$q(t) = s(t) = 1 \int_0^t u(t) dt, \quad (6.5)$$

$$\text{oder } u(t) = \frac{ds(t)}{dt}. \quad (6.6)$$

Die S-Kurve ist unabhängig vom gewählten Zeitschritt Δt . Da S-Kurve und Impulsantwort ineinander überführt werden können, gelten folgende Beziehungen für die Δt -Einheitsimpulsantworten (Bild 6.2):

$$s(t) = \Delta t \sum_{i=1}^m 1 \cdot u(\Delta t, t_m - t_i) \quad \text{oder nach Gl. (6.6):}$$

$$u(\Delta t, t) = \frac{1}{\Delta t} [s(t) - s(t - \Delta t)] \quad (6.7)$$

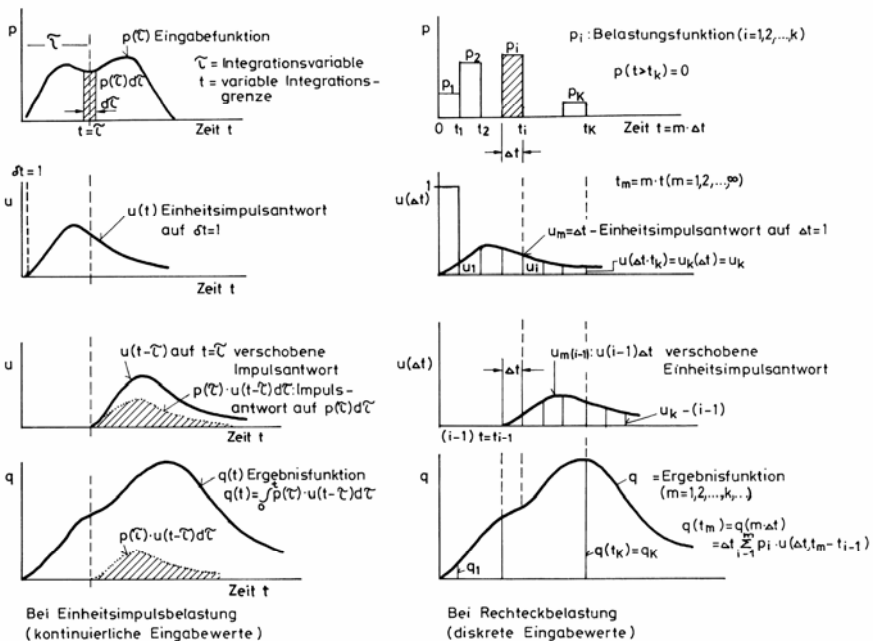


Abb. 6.1. Faltungsoperation bei Einheitsimpulsbelastung und bei zeitlich diskretisierter Rechteckbelastung

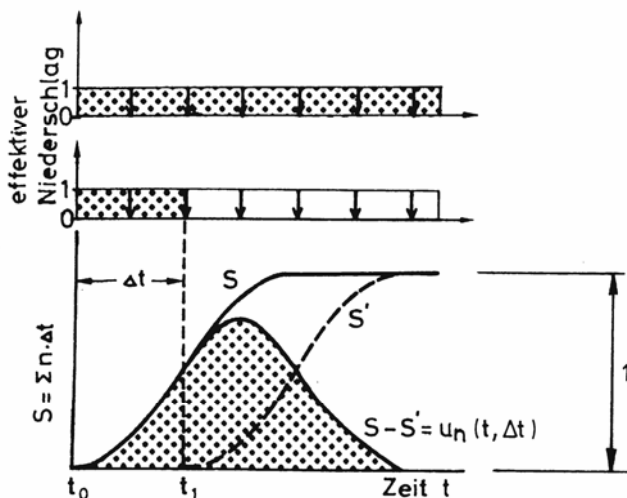


Abb. 6.2. S-Kurve $s(t)$ als Ergebniskurve der Belastung $p(t) = 1$

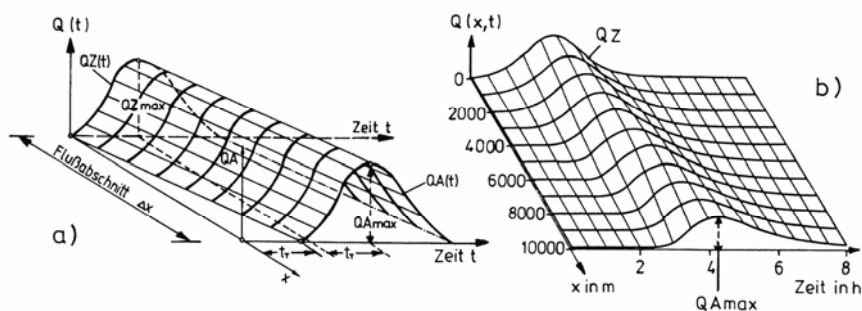


Abb. 6.3. a) Reine Translation in einem Flussabschnitt der Länge Δx und der Fließzeit t_T ; b) Verformung einer Welle im Trapezgerinne durch Retention und Translation

Mit Gl.(6.5) folgt daraus:

$$\begin{aligned}
 u(\Delta t, t) &= \frac{1}{\Delta t} \left[\int_0^t u(t) dt - \int_0^t u(t - \Delta t) dt \right], \\
 &= \frac{1}{\Delta t} \left[\int_0^t u(t) dt - \int_0^{t-\Delta t} u(t) dt \right] = \frac{1}{\Delta t} \cdot \int_{t-\Delta t}^t u(t) dt.
 \end{aligned} \quad (6.8)$$

Der Ablauf eines Hochwassers kann als Zusammenspiel zwischen Translation und Retention aufgefasst werden. Beide Vorgänge werden in Niederschlag-Abflussmodellen meist getrennt untersucht und die Ergebnisse superponiert. Die Translation kennzeichnet die zeitliche Verschiebung der Wasserteilchen (Bild

6.3a). In einem Translationsmodell entspricht die Ausgabe der um die Translationszeit oder Laufzeit t_T verschobenen Eingabe:

$$q(t) = p(t - t_T). \quad (6.9)$$

Mit der Translation wird die zeitliche Verschiebung von Abflussganglinien in Gewässernetzen und Teileinzugsgebieten beschrieben, mit der Retention die Verformung der Welle bei gleichzeitiger Abminderung des Wellenscheitels. Linien gleicher Translationszeit, die der Fließzeit eines Wasserteilchens von einem Punkt im Einzugsgebiet bis zum Gebietsauslass entsprechen, werden als *Isochronen* bezeichnet.

6.1.3 Lineare Speicher

Eine lineare Abhängigkeit zwischen Speicherung und Abflusskurve ist ein linearer Speicher (Bild 6.4). Anhand dieses vorgegebenen Behältermodells wird eine Annahme über den Ausfluss auf Grund einer Einheitsimpulsantwort getroffen.

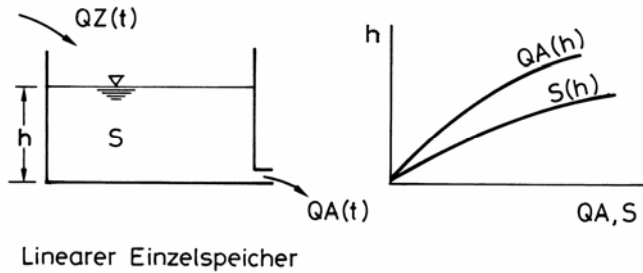


Abb. 6.4. Linearer Einzelspeicher sowie proportionale Abfluss- und Speicherkurven

Elementarer Baustein von Modellen ist der einzelne lineare Speicher, dessen Ausfluss $q(t)$ bzw. $QA(t)$ direkt proportional zum Speicherinhalt $S(t)$ zum Zeitpunkt t ist (Bild 6.5). Wird die Speicherkonstante K (Dimension: Zeit) eingeführt, lautet der Ansatz für den linearen Speicher:

$$S = Kq(t). \quad (6.10)$$

Nach der Kontinuitätsgleichung, d.h. Zufluss gleich Abfluss plus Speicherinhaltsänderung, gilt:

$$p(t) = q(t) + dS/dt. \quad (6.11)$$

Wird Gl.(6.10) in Gl.(6.11) eingesetzt, ergibt sich für den einzelnen linearen Speicher folgende Differentialgleichung:

$$p(t) = q(t) + \frac{Kdq(t)}{dt} \quad (6.12)$$

oder für mittlere Zu- und Abflüsse eines Flussabschnitts QZ bzw. QA im Intervall Δt :

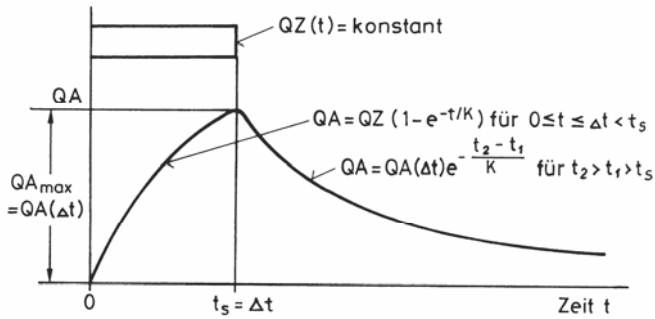


Abb. 6.5. Abfluss QA aus einem linearen Einzelspeicher bei konstantem Zufluss QZ im Zeitintervall Δt (Rechteckimpuls $QZ = \text{const}$)

$$QZ - QA = K \Delta QA / \Delta t. \quad (6.12a)$$

Die allgemeine Lösung von Gl.(6.12) lautet, für p und q als Funktionen der Zeit:

$$q(t) = \int_{\tau=t_0}^t p(\tau) \cdot \frac{1}{K} \cdot e^{-(t-\tau)/K} d\tau + q(t_0) \cdot e^{-(t-t_0)/K}. \quad (6.13)$$

Für $q(t_0) = 0$ und $t_0 = 0$ entspricht die Gl.(6.13) der Gl.(6.3). Die Einheitsimpulsantwort erhält man bei Anwendung der Laplace-Transformation:

$$u(t) = \frac{1}{K} e^{-t/K}. \quad (6.14)$$

Für die S-Kurve $s(t)$ erhält man nach Gl.(6.5):

$$s(t) = 1 - e^{-t/K}. \quad (6.15)$$

Für einen konstanten Zufluss p der Dauer Δt , der als Rechteckbelastung auf einen leeren Speicher trifft, erhält man für den Ausfluss $q(t)$ nach Gl.(6.15):

$$q(t) = p \cdot s(1 - e^{-t/K}). \quad (6.16)$$

Danach tritt für $t > \Delta t$ eine Abflussabnahme entsprechend dem ersten Term von Gl.(6.13) ein:

$$q(t) = q(\Delta t) e^{-(t-\Delta t)/K}.$$

Für die Zu- und Abflüsse in einen Gewässerabschnitt erhält man damit folgende Beziehung (Bild 6.5):

$$QA(t) = \int_0^t QZ(\tau) u(t-\tau) d\tau,$$

$$QA(t) = \int_0^t QZ(\tau) \frac{1}{K} e^{-(t-\tau)/K} d\tau \quad \text{und mit } QZ = \text{const wird :}$$

$$QA(t) = \frac{QZ}{K} e^{-t/K} \cdot \int_0^t e^{\tau/K} d\tau = \frac{QZ}{K} e^{-t/K} [K \cdot e^{\tau/K}]_0^t,$$

$$QA = QZ(1 - e^{-t/K}). \quad (6.16a)$$

Folgen auf die Rechteckbelastung weitere, so kann der Ausfluss aus dem linearen Speicher z. Zt. $t_m = m\Delta t$ sukzessiv berechnet werden aus:

$$q_m = q_{m-1} e^{-\Delta t/K} + p_m (1 - e^{-\Delta t/K}) \quad (6.17)$$

oder direkt aus:

$$q_m = (1 - e^{-\Delta t/K}) \left(\sum_{i=1}^m p_i e^{-(m-i)\Delta t/K} \right). \quad (6.18)$$

Da die Zuflüsse in der Natur selten als mathematische Funktion der Zeit vorliegen und nicht geschlossen integrierbar sind, müssen für die numerische Berechnung Gleichungen unter Einbeziehung endlicher Zeitintervalle Δt und diskreter Zu- und Abflusswerte eingeführt werden. Der mittlere Zufluss QZ und der mittlere Abfluss QA während des Zeitintervalls Δt werden als Mittel der Werte zum Zeitpunkt t und $t+\Delta t$ berechnet. QZ und QA sind die direkten Abflüsse ohne Basisabfluss. Damit wird Gl.(6.12a):

$$\frac{\Delta QA}{\Delta t} = \frac{1}{K} \left[\frac{QZ(t + \Delta t) + QZ(t)}{2} - \frac{QA(t + \Delta t) + QA(t)}{2} \right],$$

mit $QZ(t) = QZ_1$ und $QA(t) = QA_1$ bzw. $QZ(t+\Delta t) = QZ_2$ und $QA(t+\Delta t) = QA_2$ und $\Delta S = S_2 - S_1$ mit $S_1 = S(t)$ und $S_2 = S(t+\Delta t)$ wird:

$$(QA_2 - QA_1) / \Delta t = \frac{1}{K} [(QZ_1 + QZ_2) / 2 - (QA_1 + QA_2) / 2] \quad (6.19)$$

In Gl. (6.19) sind alle Variablen und die Konstante zum Zeitpunkt 1 bekannt. Zum Zeitpunkt 2 ist die Belastung QZ_2 bekannt, so dass die Auflösung nach der Unbekannten QA_2 vorgenommen wird:

$$QA_2 = QA_1 + (QZ_1 - QA_1) \frac{\Delta t}{K + 0,5\Delta t} + (QZ_2 - QZ_1) \frac{0,5\Delta t}{K + 0,5\Delta t}. \quad (6.20)$$

Die Arbeitsgleichung des *Koeffizientenverfahrens* lautet:

$$QA_2 = QA_1 + C(QZ_1 - QA_1) + 0,5C(QZ_2 - QZ_1) \quad (6.21)$$

mit:

$$C = \Delta t / (K + 0,5\Delta t) \quad (6.22)$$

oder in anderer Schreibweise mit $QZ_m = (QZ_1 + QZ_2) / 2$:

$$QA_2 = CQZ_m + (1 - C)QA_1. \quad (6.23)$$

Für den linearen Speicher kann entsprechend Gl.(6.13) die allgemeine Lösung für Zu- und Abflüsse auch direkt angegeben werden:

$$QA(t) = QA_0 e^{-t/K} + \frac{1}{K} e^{-t/K} \int_0^t QZ(t) e^{t/K} dt. \quad (6.24)$$

Der Abfluss $QA(t)$ aus dem linearen Speicher setzt sich aus zwei Teilen zusammen, wobei $QA = QA_0$ für $t_0 = 0$ angesetzt wird. Der erste Term entspricht dem Abflussanteil infolge der Abnahme des Wasservorrates S_0 unter der Bedingung $QZ(t) = 0$ und der zweite Term erfasst den Abflussanteil infolge des Zuflusses $QZ = f(t)$. Wird während des Zeitintervalls Δt ein konstanter Zufluss vorausgesetzt, so erhält man (Gl.(6.12a)):

$$QA_2 = QA_1 + (QZ_1 - QA_1)(1 - e^{-\Delta t/K}) \quad (6.25)$$

bzw.

$$QA_2 = QA_1 + (QZ_1 - QA_1)K_1. \quad (6.26)$$

Folgt die Änderung des Zuflusses während eines Zeitintervalles Δt der linearen Beziehung:

$$QZ_{1,2} = QZ_{t,t+\Delta t} = QZ_t + \gamma \cdot t, \quad (6.27)$$

so werden als Arbeitsgleichungen für QA_2 erhalten:

$$QA_2 = QA_1 + (QZ_1 - QA_1)(1 - e^{-\Delta t/K}) + (QZ_2 - QZ_1) \left[1 - \frac{K}{t} (1 - e^{-\Delta t/K}) \right], \quad (6.28)$$

bzw.

$$QA_2 = QA_1 + (QZ_1 - QA_1)K_1 + (QZ_2 - QZ_1)K_2 \quad (6.29)$$

mit:

$$K_1 = 1 - e^{-\Delta t/K} \quad \text{und} \quad K_2 = 1 - \frac{K}{\Delta t} (1 - e^{-\Delta t/K}). \quad (6.30)$$

Die Hilfsgrößen K_1 und K_2 liegen auch tabelliert vor [6.5].

Für die beiden Lösungsansätze des linearen Speichers nach Gl.(6.20) bzw. Gl.(6.28) erfolgt die Berechnung für den vorgegebenen Zeitschritt Δt schrittweise über die bekannte Zuflussganglinie $QZ(t)$.

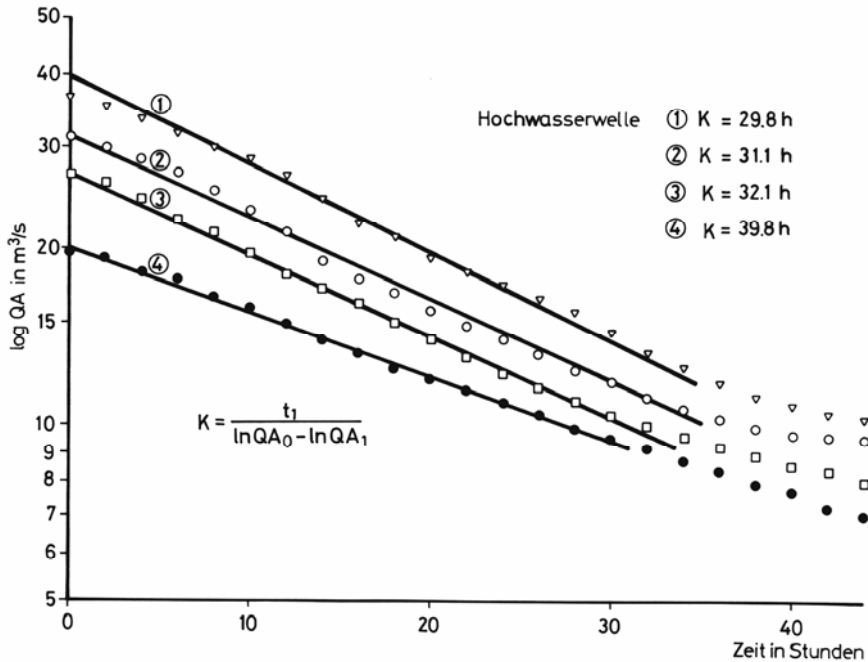


Abb. 6.6. Rezessionkurven von Hochwasserwellen der Oster am Pegel Hangard (Saargebiet, $A_{E0} = 114,8 \text{ km}^2$) im halblogarithmischen Maßstab und Bestimmung der Speicherkonstanten K

Aus dem ersten Term von Gl.(6.13) wird eine häufig benutzte Beziehung zur Bestimmung von K abgeleitet, die sich aus dem abfallenden Ast der Hochwasserangablinie ergibt. Der abfallende Ast wird auch als *Rezessionskurve* oder *Trockenwetterauslaufinie* bezeichnet. Wird angenommen, dass der abfallende Ast der Auslauffunktion eines linearen Speichers ohne Zufluss entspricht, gilt für den direkten Abfluss:

$$\frac{dQA}{dt} = (QZ - QA)/K; \quad \text{mit } QZ = 0 \quad \text{wird } K = -QA \left(\frac{\Delta t}{\Delta QA} \right). \quad (6.31)$$

Durch Integration von Gl.(6.31) kann die Auslauffunktion eines linearen Speichers ohne Zufluss angegeben werden und führt zu:

$$QA = QA_0 e^{-t/K} \quad \text{bzw.} \quad \ln QA = \ln QA_0 - (1/K)t. \quad (6.31a)$$

Werden mit QA_1 und QA_2 zwei beliebige Ordinaten des direkten Abflusses auf dem abfallenden Ast bezeichnet, die im Abstand $t_2 - t_1 = \Delta t$ voneinander entfernt liegen, erhält man für die Bestimmung von K :

$$K = \frac{t_2 - t_1}{(\ln QA_1 - \ln QA_2)} \quad \text{mit } QA_1 > QA_2 \quad \text{und } t_2 > t_1$$

bzw.

$$K = (t_2 - t_1) / [2,303 \cdot \log(QA_1 / QA_2)]. \quad (6.32)$$

Wird die Ganglinie im halblogarithmischen Netz aufgetragen, entspricht die Neigung der Geraden, die den abfallenden Ast darstellt und mit den regenlosen Perioden zusammenfällt, der Speicherkonstanten K (Bild 6.6). Diese Eigenschaft wird benutzt, um mehrgipflige Hochwasserwellen zu trennen. Ausgehend von der Rückgangskonstante K , die anhand von möglichst vielen eingipfligen Wellen gemessen wird, und dem Endpunkt der mehrgipfligen Ganglinie erfolgt die Trennung der vorletzten Welle von der letzten, indem für die vorletzte Welle der abfallende Ast nach Gl. (6.31a) berechnet wird. Bei der Festlegung des Endpunktes kann man auch die Konzentrationszeit t_c bzw. die Translationszeit t_T , die etwa der Zeitspanne vom Ende des letzten Regens bis zu diesem Punkt entspricht, als Anhalt dienen. Lässt sich die Rezessionskurve im halblogarithmischen Maßstab in zwei Teilgeraden mit unterschiedlichen Neigungen zerlegen, ist eine Aufteilung des direkten Abflusses in Oberflächen- und oberflächennahen Abfluss möglich. Auf diese beiden Komponenten werden die Infiltrationskonzepte für geschichteten Boden angewendet [6.6]. Beide Komponenten werden ohne Rücksicht auf die Wechselwirkungen systemanalytisch getrennt behandelt. Eine andere Möglichkeit der Ganglinienseparation besteht in der Anwendung von Tracertechniken [6.7].

6.1.4 Lineare Speicherkaskaden (Serienspeicher)

Bereits seit längerem ist bekannt, dass zur Beschreibung des Ablaufs von Hochwasserwellen eines Flachlandflusses der Fluss entsprechend den Abmessungen der natürlichen Überschwemmungsgebiete in eine Reihe von hintereinander geschalteten Retentionsbecken eingeteilt und als Modell für das Retentionsverhalten herangezogen werden kann [6.8]. Aber auch die Abflussvorgänge in kleineren Einzugsgebieten, in denen die Phase des Abflusses über die Landflächen die in Gerinnen überwiegt, kann der Hochwasserablauf durch eine Serie von hintereinander angeordneten fiktiven linearen Speichern mit gleichen oder unterschiedlichen Speicherkonstanten simuliert werden [6.9, 6.10].

Wird bei einer linearen Speicherkette der erste Speicher mit einem Einheitsimpuls $QZ_1 = 1$ belastet, ergibt sich der Ausfluss $u_1(t) = QA_1$ aus dem ersten Reservoir mit der Konstanten K_1 nach Gl.(6.14):

$$u_1(t) = \frac{1}{K_1} e^{-t/K_1}. \quad (6.33)$$

Der Ausfluss des ersten Speichers wird Zufluss des zweiten, $u_1(t) = QA_1 = QZ_2$. Der Ausfluss $u_2 = QA_2$ aus dem zweiten linearen Speicher mit der Konstanten K_2 beträgt:

$$u_2(t) = \int_0^t QZ_2(\tau) \cdot u(t - \tau) d\tau,$$

$$u_2(t) = \frac{1}{K_1} e^{-t/K_2} \cdot \int_0^t \frac{1}{K_1} e^{-(\tau/K_1)} \cdot e^{(\tau/K_2)} d\tau,$$

$$u_2(t) = \frac{1}{K_1 - K_2} \left[e^{-(t/K_1)} - e^{-(t/K_2)} \right] = QA_2 = QZ_3.$$

Für den dritten linearen Speicher mit der Konstanten K_3 wird als Ausflussfunktion erhalten:

$$u_3(t) = \frac{K_1}{(K_1 - K_2)(K_1 - K_3)} \cdot e^{-(t/K_1)} + \frac{K_2}{(K_2 - K_1)(K_2 - K_3)} \cdot e^{-(t/K_2)} \\ + \frac{K_3}{(K_3 - K_1)(K_3 - K_2)} \cdot e^{-(t/K_3)} = QA_3 = QZ_4 \text{ usw.}$$

Da die Bestimmung unterschiedlicher Speicherkonstanten einen hohen Aufwand an Naturbeobachtungen voraussetzt, wird meist von einer einheitlichen Speicherkonstante für alle Serienspeicher ausgegangen. Wird für alle Speicher eine einheitliche Konstante $K_1 = K_2 = K_3 = K$ angenommen, erhält man für das dritte Reservoir:

$$u_3(t) = \int_0^t QZ_3(\tau) u(t - \tau) d\tau = \frac{1}{K} \cdot \left[\frac{t}{K} \right] \cdot \frac{1}{2} \cdot e^{-(t/K)} = QA_3 = QZ_4 \text{ usw.}$$

Auf der Grundlage einer Speicherkette gleicher linearer Speicher kann das Retentionsverhalten eines Gerinneabschnitts direkt durch eine Übertragungsfunktion in Form einer Einheitsantwort auf einen Einheitsimpuls angegeben werden. Der Ausfluss aus dem n -ten Speicher einer Kette von linearen Speichern gleicher Speicherkonstante infolge eines Einheitsimpulses beträgt [6.9] (Bild 6.7):

$$u(t) = \frac{1}{K} \left(\frac{t}{K} \right)^{n-1} \frac{1}{(n-1)!} e^{-(t/K)} = \frac{1}{K(n-1)!} \left(\frac{t}{K} \right)^{n-1} \cdot e^{-t/K}. \quad (6.34)$$

Die Form der Systemantwort (Momentaneinheitsganglinie) wird durch die Parameter n (= Anzahl der Speicher) und K (= Retentionskonstante der Speicher) bestimmt. Für ganze Speicherzahlen n und $t = m\Delta t$ kann für einen über ein Zeitintervall Δt konstanten Zufluss $QZ = 1$ näherungsweise angegeben werden [6.1, 6.9]:

$$u(m\Delta t) = \frac{1 \cdot \Delta t}{(n-1)!K} \left[\frac{m \cdot \Delta t}{K} \right]^{n-1} e^{-(m\Delta t)/K}. \quad (6.35)$$

Wird das Zeitintervall $\Delta t = K$ gewählt, vereinfacht sich Gl.(6.35) zu (Bild 6.7) [6.11]:

$$u(m\Delta t) = \frac{1}{(n-1)!} m^{n-1} e^{-m}. \quad (6.36)$$

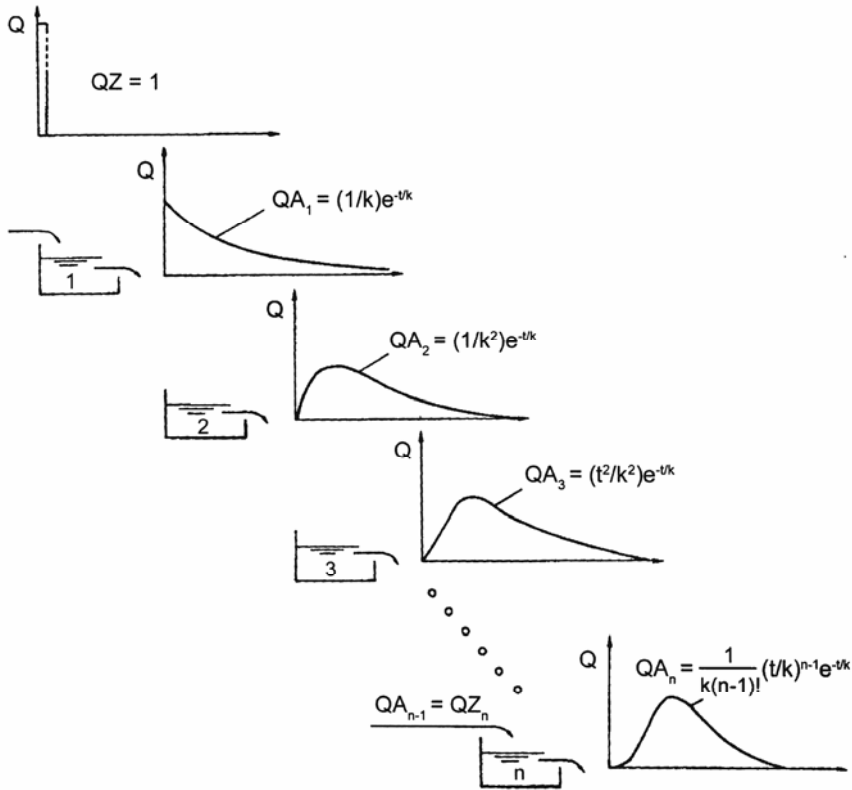


Abb. 6.7. Momentaneinheitsganglinie für lineare Speicherkaskade

Für einige Speicherzahlen n ($1 < n < 5$) sind in Abhängigkeit von m die Ordinaten $u(t)$ der Standardeinheitsausflusskurven nach Gl.(6.36) in Tab. 6.1 zusammengestellt. Zur Berechnung von Gl.(6.35) können auch die Werte der Poisson-Verteilung (Gl.(4.38)) benutzt werden. Für $(n-1) = i$ und $\Delta t/K = \lambda$ folgt für die Einheitsimpulsantwort:

$$u_n(t) = \frac{1}{K} P(x, \lambda). \quad (6.37)$$

Für den Ausfluss aus einer Speicherkette gilt allgemein als Antwort auf einen momentanen Eingabeimpuls vom Volumen 1, wobei n auch nicht ganzzahlige Werte annehmen kann, und unter Berücksichtigung von $(n-1)! = \Gamma(n)$ (Bild 6.8):

$$u(t) = \frac{1}{\Gamma(n)K} \left(\frac{t}{K} \right)^{n-1} e^{-(t/K)}. \quad (6.38)$$

Gleichung (6.38) ist identisch mit der zweiparametrischen Gammafunktion nach Gl.(4.31), wenn t anstelle von x und für $r = n$ und $K = 1/\lambda$ gesetzt werden (Bild

4.1). Für nicht ganzzahlige Speicherszahlen n können die Ordinaten der Ausflussfunktion Bild 6.8 entnommen werden, falls die tabellierte Gammaverteilung nicht vorliegt.

Die Impulsantwort infolge einer Einheitsbelastung ist für den Gerinneabschnitt mit der Speicherkonstanten K und der Laufzeit t_T abhängig vom gewählten n (Bild 6.9). Je größer n gewählt wird, desto kleiner wird die Speicherkonstante K' der

Tabelle 6.1. Standardeinheitsausflusskurven für eine lineare Speicherkette als Funktion von n und m , $\Delta t = K$ (Gl.(6.36))

m	n					m	n				
	1	2	3	4	5		1	2	3	4	5
0,0	1,000	0,000	0,000	0,000	0,000	3,0	0,050	0,149	0,224	0,224	0,168
0,2	0,819	0,164	0,016	0,001	0,000	3,5	0,030	0,106	0,185	0,216	0,189
0,4	0,670	0,268	0,054	0,072	0,001	4,0	0,018	0,073	0,147	0,195	0,195
0,6	0,549	0,329	0,100	0,020	0,003	4,5	0,011	0,050	0,112	0,168	0,190
0,8	0,449	0,359	0,144	0,038	0,008	5,0	0,007	0,034	0,084	0,140	0,175
1,0	0,368	0,368	0,184	0,061	0,015	5,5	0,004	0,022	0,061	0,112	0,153
1,2	0,301	0,361	0,217	0,087	0,026	6,0	0,002	0,015	0,045	0,089	0,134
1,4	0,247	0,345	0,241	0,112	0,039	6,5	0,002	0,010	0,032	0,069	0,112
1,6	0,202	0,323	0,258	0,138	0,055	7,0	0,001	0,006	0,022	0,052	0,091
1,8	0,165	0,298	0,268	0,161	0,072	8,0	0,000	0,003	0,011	0,029	0,057
2,0	0,135	0,271	0,271	0,180	0,090	9,0	0,000	0,001	0,005	0,015	0,034
2,5	0,082	0,205	0,257	0,214	0,134	10,0	0,000	0,000	0,002	0,008	0,019

einzelnen Speicher, da das Produkt $nK' = \text{const}$ ist, und desto mehr wird der Wellenablauf in die reine Translation überführt. Durch das Hintereinanderschalten entstehen Verzögerungseffekte, die eine getrennte Berücksichtigung der Translation entbehrlich machen.

Aus einer Kaskade von n Speichern erhält man vereinfacht eine Einzelwelle, die für Voruntersuchungen benutzt werden kann. Werden Zeiten und Abflüsse auf die Scheitelwerte T_S und Q_S bezogen und als $T = t/t_{\max}$ bzw. $q_Z = QZ/Q_{\max}$ eingeführt, erhält man (s. Bild 6.8):

$$q_Z = QZ/Q_{\max} = [T \cdot \exp(1 - T)]^n. \quad (6.38a)$$

Als Beispiel für eine Speicherkaskade soll ein Gerinneabschnitt betrachtet werden, für den die Parameter $n = 4$ und $K = 2$ h ermittelt wurden.

Anhand der gegebenen Zuflussganglinie QZ soll die Abflussganglinie QA am Ende des Gerinneabschnittes berechnet werden (Bild 6.10). Es wird $\Delta t = 2$ h = K gesetzt. Die Rechnung erfolgt nach Tab. 6.2 wie folgt [6.11]:

1. QZ für $\Delta t = 2$ h aus $QZ = f(t)$ nach Bild 6.10 in Spalte 3 eintragen,
2. $QZ_j(t) = QZ(t) - Q_B$, (Spalte 4); $Q_B = QZ(0) = 2 \text{ m}^3/\text{s}$,
3. $u(t)$ für $n = 4$, $K = t$ aus Tab. 6.1 entnehmen (Spalte 5),
4. $u(t-j\Delta t) \cdot QZ(j\Delta t)$ für $j = 0, 1, \dots, m$ bilden (Spalte 6...10),

5. $QA_i(t) = \sum_{j=0}^m [u(t-j\Delta t)QZ_i(j\Delta t)]$ (Spalte 11),
6. $QA(t) = QZ(0) + QA_i(t)$ (Spalte 12).

Tabelle 6.2. Berechnung der Abflussganglinie für eine Speicherkaskade: (t, Δt in h; QZ, QA in m³/s)

t	m	QZ	QZ _i	u $\Delta t(t)$	u(t) · QZ _i (0)	u(t- Δt) · QZ _i (Δt)	u(t-2 Δt) · QZ _i (2 Δt)	u(t-3 Δt) · QZ _i (3 Δt)	u(t-4 Δt) · QZ _i (4 Δt)	QA _i	QA(t)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
0	0	2	0	0,000	0,000					0,000	2,000
2	1	7	5	0,061	0,000	0,000				0,000	2,000
4	2	10	8	0,180	0,000	0,305	0,000			0,305	2,305
6	3	5	3	0,224	0,000	0,900	0,488	0,000		1,388	3,388
8	4	2	0	0,195	0,000	1,120	1,440	0,183	0,000	2,743	4,743
10	5			0,140	0,000	0,975	1,792	0,540	0,000	3,307	5,307
12	6			0,089	0,000	0,700	1,560	0,672	0,000	2,932	4,932
14	7			0,052	0,000	0,445	1,120	0,585	0,000	2,150	4,150
16	8			0,029	0,000	0,260	0,712	0,420	0,000	1,392	3,392
18	9			0,015	0,000	0,145	0,416	0,267	0,000	0,828	2,828
20	10			0,008	0,000	0,075	0,232	0,156	0,000	0,463	2,463
22	11			0,004	0,000	0,040	0,120	0,087	0,000	0,247	2,247
24	12			0,002	0,000	0,020	0,064	0,045	0,000	0,129	2,129
				:	:	:	:	:	:	:	:

Die Parameter n und K können mit der Momentenmethode aus der Ganglinie der Belastung und der Ausgabe gefunden werden. Es wird angenommen, dass beobachtete und gemessene Ganglinie dann übereinstimmen, wenn ihre Momente sich gleichen. Die Momente werden wie die zentralen statistischen Momente definiert. Es gelten die folgenden Beziehungen:

$$\mu_{h1} = \mu_{QA1} - \mu_{QZ1},$$

$$\mu_{h2} = \mu_{QA2} - \mu_{QZ2},$$

$$:$$

$$:$$

mit μ_{hn} als Moment der Impulsantwort h und μ_{QA} bzw. μ_{QZ} als Momente der Aus- bzw. Eingabe.

Für lineare Serienspeicher mit n gleichen Speichern vereinfachen sich die Ausdrücke, wobei K nicht ganzzahlig sein muss [6.12]:

$$\mu_{h1} = nK,$$

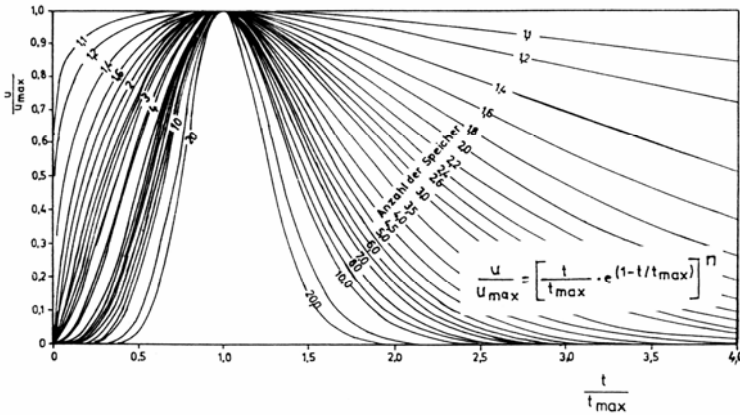


Abb. 6.8. Lineare Speicherkaskade mit n nichtganzzahligen Speichern und konstantem K ; Dimensionslose Momentaneinheitganglinien $u/u_{\max}$ bzw. $\Delta t/t_{\max}$

$$\mu_{h2} = nK^2. \quad (6.39)$$

Die Berechnung der Momente aus gemessenen Ganglinien erfolgt nach Wahl eines geeigneten Zeitschrittes Δt , z.B. für Niederschlag-Abflussbeziehungen, wenn als Belastung der abflusswirksame Niederschlag I_w und als Ausgabe der direkte Abfluss Q_D angesetzt wird:

$$nK = \bar{\mu}_1(Q_D) - \bar{\mu}_1(I_w) \quad \text{mit } \bar{\mu}_1 \text{ als Ursprungsmomente 1. Ordnung,}$$

$$nK^2 = \mu_2(Q_D) - \mu_2(I_w) \quad \text{mit } \mu_2 \text{ als Zentralmomente 2. Ordnung.} \quad (6.39a)$$

Die Ursprungsmomente sind Zeitabstände des Schwerpunktes des Effektivniederschlags bzw. des direkten Abflusses vom Zeitpunkt $t = 0$. Die Momente 2. Ordnung entsprechen den Trägheitsmomenten um die zugehörige senkrechte Schwerachse mit der Zeitkoordinate t bzw. entsprechend für $Q_D(t)$ mit Q_{Di} bzw. I_{wi} . Zur Berechnung der Momente ist für t_i die jeweilige Intervallmitte einzusetzen. Damit wird:

$$\begin{aligned} \bar{\mu}_1(I_w) &= \left(\sum_i t_i I_{wi} \Delta t \right) / \left(\sum_i I_{wi} \Delta t \right) = \bar{t}(I_w), \\ \bar{\mu}_2(I_w) &= \left[\sum_i (t_i - \bar{t})^2 \cdot I_{wi} \Delta t \right] / \left[\sum_i I_{wi} \Delta t \right]. \end{aligned} \quad (6.40)$$

Die Ausflussfunktionen der linearen Speicherkaskaden liegen tabellarisch oder graphisch vor. Wird Bild 6.8 benutzt, ergibt sich:

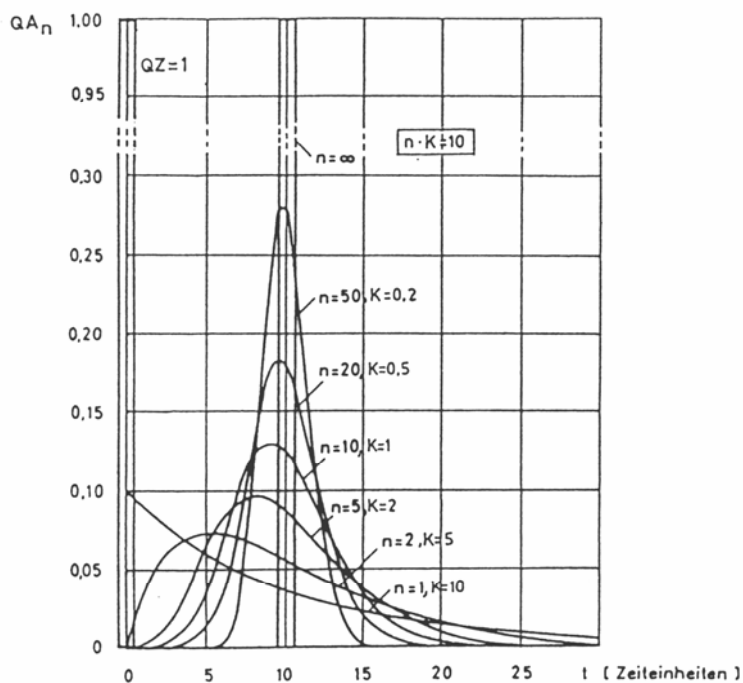


Abb. 6.9. Abfluss aus einer Speicherkaskade mit verschiedener Anzahl von n Speichern bei gleichbleibendem Gesamtspeichervermögen ($nK = \text{const}$) nach [6.5]

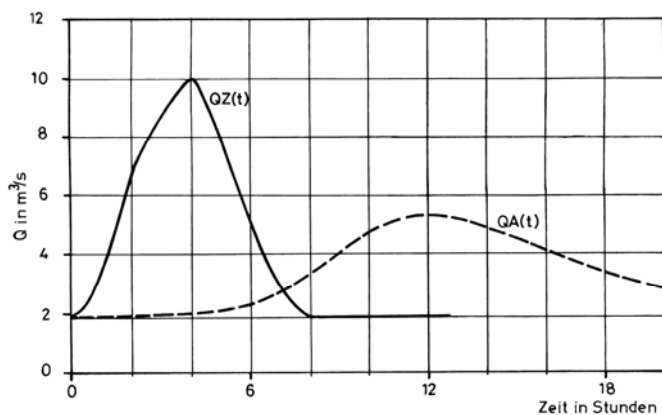


Abb. 6.10. Gegebene Zuflussganglinie $QZ(t)$ und berechnete Abflussganglinie $QA(t)$ für eine Kaskade von vier Speichern ($K = 2\text{h}$) (s. Beispiel)

$$u_{\max} = \frac{1}{K} u(t_{\max}, K=1) \quad \text{und} \quad t_{\max} = K(n-1).$$

Für kleine Einzugsgebiete fehlen häufig geeignete Beobachtungen, so dass die Größen $u_{\max}$ und $t_{\max}$ aus morphometrischen Größen abgeschätzt werden müssen. Nach [6.17] kann gesetzt werden $u_{\max} = 0,013 + 0,408/t_{\max}$ in 1/h und $t_{\max} = 0,632 (L/\sqrt{J})^{0,443}$ in h, wobei L die Länge des Vorfluters von der Wasserscheide bis zum Kontrollpunkt in km und J das Gefälle über L bedeuten. Die Fußbreite der Welle kann mit $t_B = 10,1 + 10,2 \cdot t_{\max}$ in h angenommen werden.

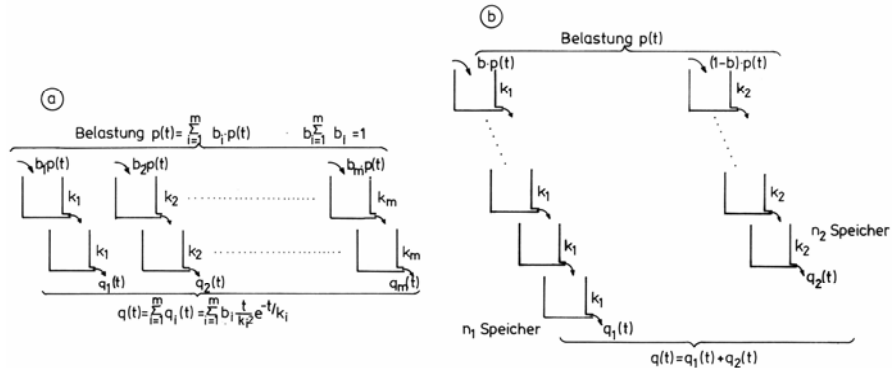


Abb. 6.11. Parallelgeschaltete Serienspeicher. **a)** m parallelgeschaltete 2-teilige Serienspeicher; **b)** parallelgeschaltete n_1 - bzw. n_2 -teilige Serienspeicher

In Einzugsgebieten mit größerem Bebauungsanteil fließt ein Teil des Hochwassers unmittelbar ab, der andere verzögert. Die Modellvorstellung kann dem hydrologischen System dann besser angepaßt werden, wenn zwei *parallele Speicherkaskaden* mit zwei unterschiedlichen Speicherkonstanten K_1 und K_2 verwendet werden. Dies kann durch zwei Speicher und m Kaskaden oder zwei Speicherkaskaden mit n_1 bzw. n_2 Speichern erfolgen (Bild 6.11).

In beiden Fällen besteht das Problem, die Belastung auf die Speicherketten aufzuteilen. Dies geschieht durch einen Aufteilungsfaktor b , mit dem die Belastung $p(t)$ multipliziert wird. Damit wird die Einheitsimpulsantwort jeder Serie, wenn m parallel geschaltete n-teilige Speicher angeordnet sind, zu:

$$u(t) = \sum_{i=1}^m b_i \left(\frac{1}{[K(n-1)!]} \right) (t/K)^{n-1} e^{-t/K}, \quad (6.41)$$

wobei b_i die Verteilung des Momentaneinheitsimpulses auf die m Speicherserien mit je n Speichern angibt (Bild 6.11). Bei $m = 2$ parallel geschalteten n_1 - bzw. n_2 -teiligen Speichern beträgt die Einheitsimpulsantwort, wenn $n_1 = n_2$ ist:

$$u(t) = b \left\{ \left[\frac{1}{K_1(n_1-1)!} \right] \left[\frac{t}{K_1} \right]^{(n_1-1)} e^{-t/K_1} \right\} + \\ (1-b) \left\{ \left[\frac{1}{K_2(n_2-1)!} \right] \left[\frac{t}{K_2} \right]^{(n_2-1)} e^{-t/K_2} \right\}. \quad (6.42)$$

Die Anwendung von parallelen Speicherkaskaden erfordert die Bestimmung von mindestens 3 bzw. 5 Parametern K , n und b . Anhaltswerte über die Wahl von n und K enthalten [6.13, 6.14]. Für die Speicherkonstanten wird $K_1 = 0,731 (L/\sqrt{J})^{0,218}$ und $K_2 = 3,04K_1^{1,29}$ in h angenommen und für das Aufteilungsverhältnis $b = 2,41(L/\sqrt{J})^{-0,574}$ mit der Speicheranzahl $n_1 = n_2 = 2$. Die Übertragungsfunktion lautet dann nach Gl.(6.42):

$$u(\Delta t, t)b \frac{1}{K_1^2} e^{-t/K_1} + (1-b) \frac{1}{K_2^2} e^{-t/K_2} \quad \text{in l/h.} \quad (6.42a)$$

Dieser Ansatz, der nur für Gebiete mit weniger als 5 % Bebauungsanteil angesetzt werden darf, setzt kleine Fließzeiten voraus, da $\Delta t \leq 1,5$ h gewählt werden soll.

6.2 Niederschlag-Abfluss-Modelle für Hochwasserwellen aus Einzugsgebieten

6.2.1 Datenumfang für Niederschlag-Abflussanalysen

In Flussgebieten lassen sich zwei Abflussvorgänge unterscheiden: Geländeabfluss und Abfluss im Vorfluter. Die Abflussphase von der Landfläche wird aus dem Oberflächenabfluss und dem Sickerwasserabfluss gebildet. Der Überlandabfluss fließt teilweise flächig oder zu Rinnsalen vereinigt der Geländeneigung folgend ab. Der Sickerwasseranteil fließt unterirdisch, teils in den oberen lockeren Bodenschichten, teils in Wurzelkanälen usw., auf nicht eindeutig bestimmtem Weg dem Vorfluter zu. Diese Phase kann durch Translations- und Speichermodele erfasst werden. Die folgenden Verfahren zur Ermittlung der Hochwasserganglinie werden bevorzugt bei kleinen, in hydrologischer Hinsicht als einheitlich anzusehenden Einzugsgebieten oder Teileinzugsgebieten angewendet und bilden Bausteine von Flussgebietsmodellen. Unter kleinen Einzugsgebieten sind hier im Sinne der Modellierung Gebiete zu verstehen, in denen die Landphase des Abflusses vorherrscht.

Die Anwendung von Abflussmodellen ist auch mit der Situation der hydrologischen Daten verknüpft. Existieren nur einige kurzfristig beobachtete Abflussaufzeichnungen mit simultanen Niederschlagsbeobachtungen und liegen Niederschlagsinformationen in hinreichender zeitlicher und örtlicher Dichte vor, können Niederschlag-Abfluss-Modelle herangezogen werden. Fehlen diese Messungen oder erreichen sie nur einen Umfang, der eine gesicherte Aussage nicht mehr zulässt, müssen die Bemessungsgrößen mit regionalen Analysen abgeschätzt werden. Bevor auf Abschätzverfahren für Scheitelabflüsse zurückgegriffen wird, ist der Informationsgehalt von mit Unsicherheiten behafteten Daten voll auszuschöpfen. Bei bedeutenden Bauwerken sollten beim Fehlen jeglicher Meßwerte Messungen über mindestens zwei Jahre nachgeholt werden.

Bei Anwendung von Abflussmodellen sollten mindesten drei bis fünf ausgeprägte Hochwasserereignisse mit gesichert aufgezeichneten Ganglinien des Ab-

flusses und Gebietsniederschlags herangezogen werden können. Für die Auswahl sind vor allem Ereignisse geeignet, die als Folge einer annähernd gleichmäßigen räumlichen Verteilung des Niederschlages verbunden mit einer hohen Abflussbereitschaft des Einzugsgebietes ausgeprägte und eingipflige Wellen aufweisen. Dies setzt eine möglichst genaue Erfassung der zeitlichen und räumlichen Verteilung des Niederschlages voraus. Ereignisse als Folge geringer Intensitätsschwankungen bei gleichzeitiger großer Bodenfeuchte durch Vorregen sind besonders geeignet. Nachprüfbar ist die Erfüllung einer einheitlichen Überregnung durch die Auswertung von mehreren Regenschreibern. Besondere Vorsicht ist bei sehr kleinen Einzugsgebieten oder Regenschauern mit stark ungleichmäßiger räumlicher Verteilung geboten. Außerdem muss sichergestellt sein, dass keine bedeutenden abflussverändernden Maßnahmen im Einzugsgebiet eingetreten sind. Können Wellen, die zu verschiedenen Jahreszeiten aufgetreten sind, ausgewertet werden, lassen sich gegebenenfalls die jahreszeitlichen Einflüsse auf die Abflussbildung berücksichtigen.

Zur Überprüfung der Zeitgleichheit und der Zuverlässigkeit der Messungen sowie zur Festlegung des Berechnungszeitschrittes Δt , werden die Hochwasserereignisse graphisch dargestellt. Der Zeitschritt wird so festgelegt, dass vor allem im Bereich des ansteigenden Astes und des Scheitels die Ganglinie mit dem gewählten Δt als Polygon hinreichend genau angenähert werden kann. Dafür genügt es, den Bereich vom Beginn bis zum Scheitel in drei bis fünf Zeitintervalle einzuteilen. Durch zu klein gehaltene Intervalle wird der Rechenaufwand beträchtlich erhöht, ohne dass gleichzeitig die Genauigkeit gesteigert wird. Für die Wahl des Berechnungszeitschrittes Δt können auch aufgrund von Beziehungen zwischen Konzentrationszeit und Einzugsgebietsgröße Erfahrungswerte über ein zweckmäßig anzuhaltendes Zeitintervall in Abhängigkeit von der Fläche herangezogen werden. Folgende Berechnungsintervalle Δt können in Abhängigkeit von der Einzugsgebietsgröße angehalten werden, wobei die kleineren Werte bei hohen Mittelwasserspenden anzuhalten sind; geklammert sind Anhaltswerte für die Konzentrationszeit:

$A_{Eo} = 1$	bis	10	km ² :	$\Delta t = 0,25$	bis 0,5 Stunden,	(0,5h bis 2h)
$A_{Eo} = 10$	bis	20	km ² :	$\Delta t = 0,5$	bis 1,0 Stunde,	(2h bis 3h)
$A_{Eo} = 20$	bis	100	km ² :	$\Delta t = 1$	bis 2 Stunden,	(3h bis 8h)
$A_{Eo} = 100$	bis	200	km ² :	$\Delta t = 2$	bis 3 Stunden,	(8h bis 12h)
$A_{Eo} = 200$	bis	400	km ² :	$\Delta t = 3$	bis 6 Stunden,	(12h bis 18h)
$A_{Eo} = 400$	bis	1000	km ² :	$\Delta t = 6$	bis 9 Stunden.	(18h bis 30h)

6.2.2 Gebietsniederschläge von Hochwasserereignissen

Bei der Analyse abgelaufener Hochwasser und bei der Synthese von Hochwasser für die Bemessung muss der Gebietsniederschlag anhand von punktförmigen Messungen bestimmt werden. Da es im Allgemeinen schwierig ist, den Gebietsniederschlag von Kurzzeitereignissen zuverlässig abzuschätzen, sind die durch Morphologie und Regenzugrichtung bedingten Effekte bei der Interpretation der Ergebnisse zu berücksichtigen. Der Gebietsniederschlag wird meist nach der Polygon-

methode berechnet. Die zeitliche Aufteilung des aus dem Netz der Regenmesser gewonnenen Gebietsniederschlags geschieht durch Auswertung des an einem oder mehreren Regenschreibern registrierten Niederschlagsverlaufs und Übertragung auf das Gebietsmittel im Verhältnis der Niederschlagssummen.

Bei der Ermittlung eines Regens für einen Bemessungsfall müssen fünf Größen festgelegt werden. Aus den Meßdaten von Stationen im Gebiet werden die Niederschlagsdauer D , die Niederschlagshöhe N und der zeitliche Verlauf des T_n -jährlichen Niederschlags als gebietsspezifische Größen abgeleitet. Die anzuhaltende Wiederholungszeitspanne T_n richtet sich nach der wasserwirtschaftlichen Aufgabe. Über die räumliche Abminderung des Gebietsniederschlags müssen meist

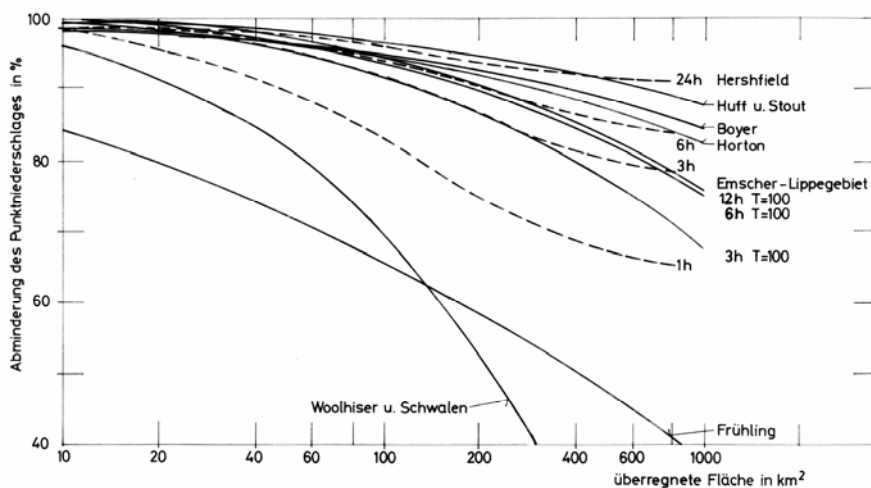


Abb. 6.12. Räumliche Abminderung von Punktniederschlägen nach verschiedenen Verfahren [6.15]

Annahmen getroffen werden. Falls nicht orographische und meteorologische Gegebenheiten oder die Unsicherheit der verwendeten Daten bestehen, kann bei Gebieten von 10 bis 200 km² der Punktniederschlag um 10% abgemindert und als Gebietsniederschlag angesetzt werden. Bei größeren Gebieten können die Werte in Abhängigkeit von der Dauer noch weiter abgemindert werden (Bild 6.12). Für den PMP wurden spezielle Abminderungskurven entwickelt [6.78, 6.84].

Höhe N und Dauer D des Niederschlags sind die wichtigsten Größen, die in Form von N - D -Diagrammen dargestellt werden und für viele Stationen bereits ausgewertet vorliegen, Zusammenstellung in [6.12] (Bild 6.13). Eingangsgröße ist die Niederschlagsdauer. Einen Anhaltswert über die anzusetzende Regendauer gibt die Fließzeit im Einzugsgebiet. Maßgebliche Intensitätsverläufe können aus den für die Analyse verwendeten Ereignissen in der Regel nicht abgeleitet werden, da die Intensitätsverläufe abgelaufener Ereignisse nur das breite Spektrum der zeitlichen Regenverteilung aufzeigen. Der Einfluss des Intensitätsverlaufes auf die Hochwasserwelle ist beträchtlich.

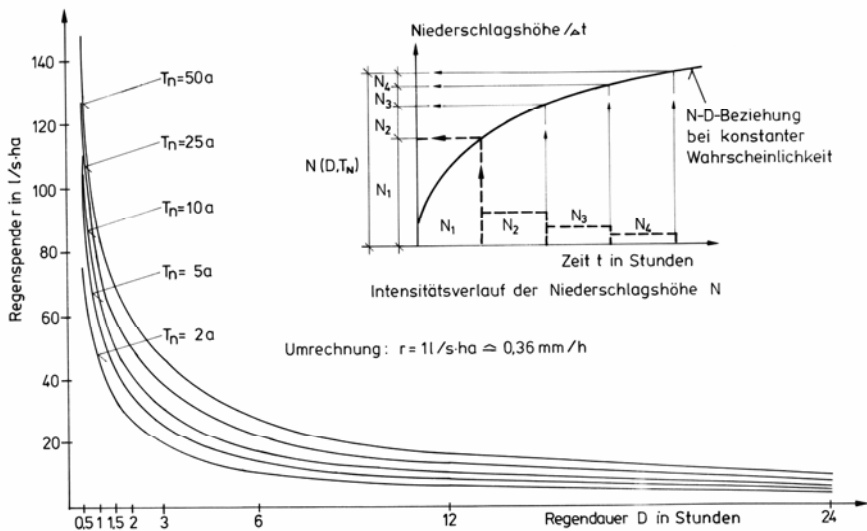


Abb. 6.13. Regenspenden und -dauern für verschiedene Eintrittswahrscheinlichkeiten

Bei einem Regen mit konstanter Intensität (Blockregen) tritt der größte Abfluss im Vorfluter auf, wenn die Regendauer mindestens der Fließzeit vom Gebietsrand bis zum Gebietsauslass ($\sim$ Konzentrationszeit t_c) entspricht. Ein Blockregen führt nicht zwangsläufig zu den größten Scheitelabflüssen (Bild 6.14). Besonders ungünstige Abflussganglinien werden erhalten, wenn der Intensitätsverlauf ungefähr umgekehrt zur Einheitganglinie verläuft. Eine Unterscheidung nach Intensitätsverläufen für Sommer und Winter enthält [6.18]. Indem der Intensitätsverlauf so lange variiert wird, bis das Intensitätsmaximum im mittleren Bereich der Regenganglinie liegt, werden Regen für maximale Scheitelabflüsse gefunden. Unter Beachtung, dass die Regenhäufigkeit etwa der Abflusshäufigkeit entsprechen soll, werden Standardregen angenommen, die diese Forderung näherungsweise berücksichtigen; n-jährliche Regen können mit KOSTRA für Deutschland gefunden werden [3.27].

Häufig wird als kritische Regendauer $t_c < D < 2 t_c$ angenommen. Einen Anhalt über die Größe der Konzentrationszeit t_c gibt auch die Zeit von Beginn des abflusswirksamen Niederschlags bis zum Hochwasserscheitel. Bei Bemessungsaufgaben nach der Abflussfülle sind noch größere Regendauern zu berücksichtigen.

Die Intensitätsverläufe zeigen für häufige Kurzzeitereignisse einen anderen Verlauf als Bemessungsregen, die auf Tageswerten aufbauen. Bei der Anwendung einer synthetischen Niederschlagsverteilung ist darauf zu achten, dass die Niederschlagshöhe des maximal belasteten Intervalls keine andere Wiederholungszeitspanne aufweist als der gesamte Bemessungsregen der Dauer D . Ein derartiger Intensitätsverlauf kann auf verschiedene Weise aus einer Regenspendenlinie konstruiert werden. Ausgehend von einer Spendenlinie vorgegebener Wahrscheinlich-

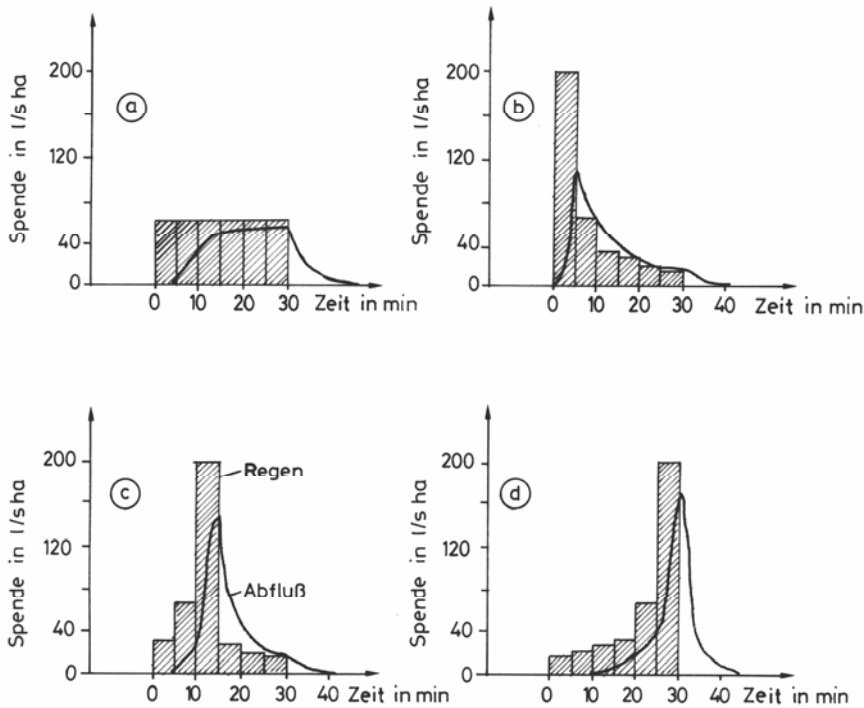


Abb. 6.14. Einfluss des Intensitätsverlaufs auf dem Abfluss von einer befestigten Fläche. **a)** Blockregen; **b)** und **d)** maximale Intensität am Regenbeginn bzw. -ende; **c)** zentrale Spitze [6.16]

keit werden für vier bis acht Zeitintervalle Δt die zugehörigen Niederschlagssummen anhand des Regenspendenverlaufs berechnet. Der größte Wert entspricht demjenigen der Niederschlagsdauer-Statistik, der zweitgrößte ist die Differenz dieses Wertes zu demjenigen, der nach der N-D-Statistik zur doppelten Intervalllänge gehört usw. (Bild 6.13). Die Gruppierung der Intervalle kann nach verschiedenen Gesichtspunkten vorgenommen werden (Bild 6.13). Für den Intensitätsver-

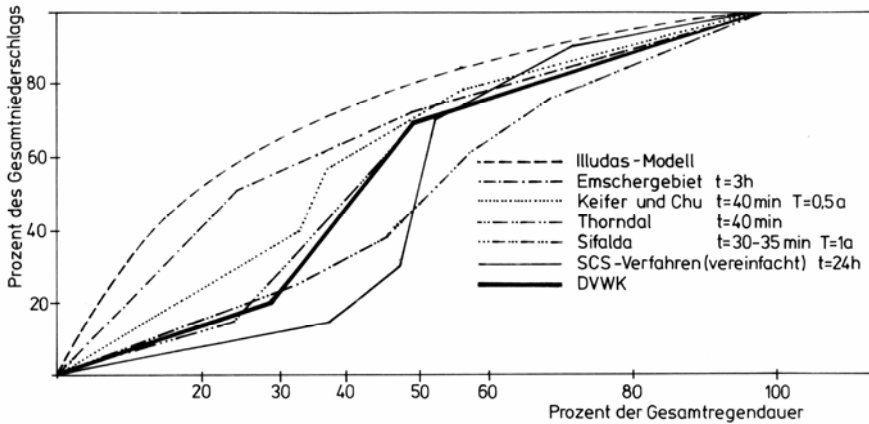


Abb. 6.15. Einige Intensitätsverläufe für Bemessungsregen

lauf von Standardregen für kleine Einzugsgebiete werden einzelne Dauerstufen zusammengefasst, z.B. fällt nach [6.17] in den ersten 30 % der Gesamtdauer 20% der gesamten Niederschlagshöhe an, in den folgenden 20 % der Dauer 50 % der Regenhöhe und in den restlichen 50 % der Dauer bis zum Regenende fallen die restlichen 30 % der Niederschlagshöhe gleichmäßig verteilt an.

Für eine vorgegebene Häufigkeit werden symmetrisch um die kürzeste Dauer die längeren Dauern von Regen der gleichen Häufigkeit angeordnet, so dass ein s-förmiger Intensitätsverlauf entsteht (SCS-Verfahren in Bild 6.15).

Müssen sehr seltene Ereignisse in die Überlegungen zur Bauwerkssicherheit miteinbezogen werden, ist der maximal mögliche Niederschlag (Possible Maximum Precipitation, PMP) zu ermitteln [6.19–6.21]. Anhaltswerte über regional beobachtete Größtwerte können hierbei verwendet werden.

6.2.3 Abflusswirksamer Niederschlag (Abflussbildung)

6.2.3.1 Ansätze für Interzeption und Muldenrückhalt

In der Abflussbildungsphase wird der Abfluss pauschal oder in einzelne Komponenten aufgespalten (Bild 6.16). Beim Blockmodell wird nur zwischen direktem Abfluss und Basisabfluss unterschieden. Bei einem detaillierten Modell können die Verteilung des Niederschlags, der Anfangsverlust in Form von Interzeption, Verdunstung und Muldenrückhalt sowie der Abfluss aus den Teileinzugsgebieten in Form von oberirdischem und oberflächennahem Abfluss und Grundwasserabfluss berücksichtigt werden. Die Erfassung des direkten Abflusses bzw. der einzelnen Abflusskomponenten ist die wichtigste Aufgabe bei der Berechnung von Abflussganglinien, zu deren Bestimmung die Ganglinie des abflusswirksamen Niederschlags benötigt wird.

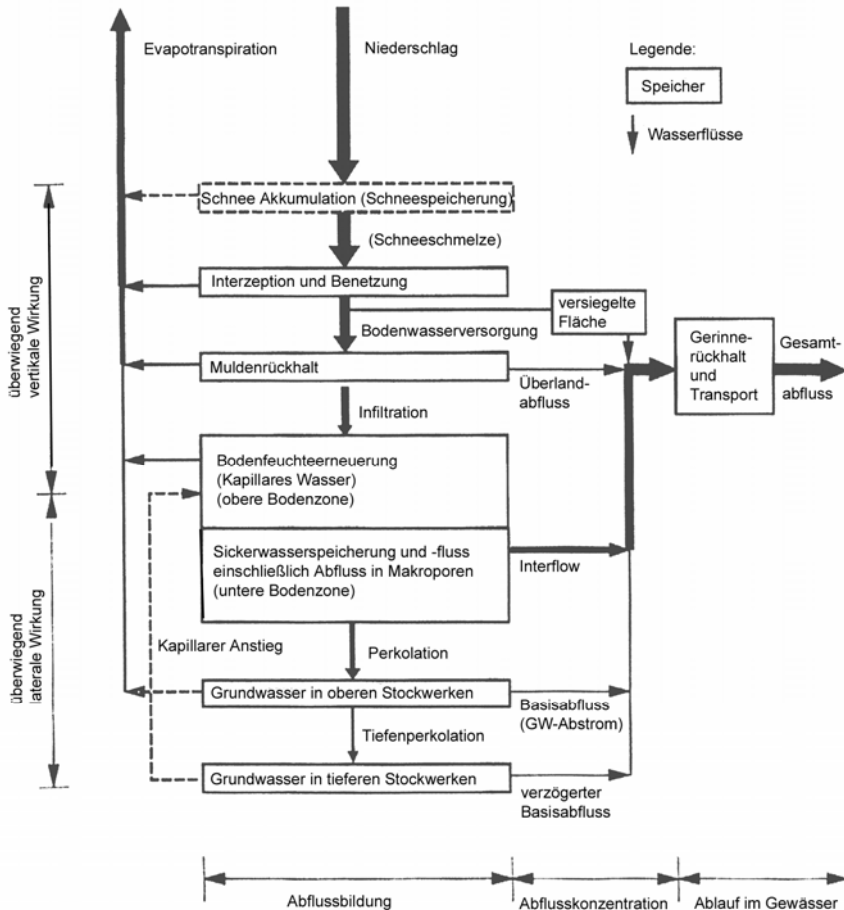


Abb. 6.16. Detailliertes konzeptionelles Modell für den Niederschlag-Abfluss-Prozess eines (Teil-)Einzugsgebietes

Bevor aus dem diskontinuierlich fallenden Niederschlag ein kontinuierlicher Abfluss entsteht, müssen die Verluste für den Abfluss infolge Interzeption und Muldenrückhalt abgedeckt werden. *Interzeption* ist der Prozess, bei dem der Niederschlag durch die Pflanzendecke aufgefangen wird und umverteilt an den Boden, zurück in die Atmosphäre und in die Pflanze weitergegeben wird. Die Größe der Interzeption hängt von dem Pflanzenbestand, der Jahreszeit, dem Wind, der Luftfeuchte und der Verdunstung ab. Der Niederschlagsanteil, der von den Pflanzen aufgefangen wird und, ohne den Boden zu erreichen, verdunstet, ist die Interzeption E_I und lautet als Niederschlagsdifferenz:

$$E_I = N_0 - (N_d - N_s) \quad (6.43)$$

E_I : Interzeption in mm,
 N_0 : Bruttoniederschlag (Freilandniederschlag) in mm,
 N_d : Durchtropfender Niederschlag in mm,
 N_s : Stamm- bzw. Stengelabfluss in mm.

Die Bestimmung der einzelnen Interzeptionskomponenten setzt Sondermessungen voraus [6.23]. Infolge Fehlens geeigneter Messungen wird die Interzeption meist zusammengefasst. Die gesamte Interzeption E_I im Sinne eines Speichermodells ist die Summe von Wasser, die am Ende eines Niederschlagsereignisses auf der Vegetation gespeichert ist (Interzeptionsspeicher S_I) und von den nassen Pflanzen während des Regens verdunstet (Interzeptionsverlust oder Verdunstung E). Damit setzt sich die Interzeption zusammen aus [6.24]:

$$E_I = S_{I\max} \left(1 - e^{N_0 / S_{I\max}} \right) + r \cdot E \cdot D, \quad (6.44)$$

E_I : Interzeption in mm Wasserhöhe über dem Einzugsgebiet,
 $S_{I\max}$: Maximal speicherbares Wasser auf den Pflanzen im Gebiet, Interzeptionsspeicher in mm ($S_{I\max} = 10 - 40$ mm),
 E : Verdunstungsrate in mm/h während des Niederschlagsereignisses von der Verdunstungsfläche; meist vernachlässigbar ($E < 0,05$ mm/h),
 r : Verhältnis von Verdunstungsfläche zu Grundrißfläche (Einzugsgebietsgröße),
 D : Dauer des Niederschlagsereignisses in h.

Gleichung (6.44) erhält man als Geradengleichung nach Einführung der Regenintensität i_R in mm/h:

$$E_I = S_I + [(rE) / i_R] \cdot N_0 \quad \text{oder} \quad E_I = a + bN_0. \quad (6.44a)$$

Bei mehrschichtigen Lagen der Pflanzendecke ergeben sich höhere Werte. Für mehrere Interzeptionsoberflächen, bei denen die erste aus den Baumkronen, die zweite aus Büschen und die dritte aus Kräutern und Gräsern besteht, kann Gl.(6.44a) erweitert werden zu:

$$E_I = E_{I1} + E_{I2} + E_{I3} \quad \text{mit} \quad E_{I2} = a_2 + b_2(N_0 - E_{I1}) \quad \text{usw.} \quad (6.44b)$$

Zur Auswertung von Gl.(6.44a) werden in der Regel Tageswerte des Freilandniederschlags N_0 gegen den durchfallenden Niederschlag $N_0 - E_I$ aufgetragen und ausgeglichen. Infolge der meist unvollständigen Abtrocknung der Pflanzen in Regenspauzen, ist die Beziehung zwischen Brutto- und Nettoniederschlag nichtlinear, und der Nullabschnitt stellt den Interzeptionsspeicher S_I dar (Bild 6.17). Die Größen a und b in Gl.(6.44a) verändern sich mit dem Vegetationsstadium, Anhaltswerte enthält [6.24].

Interzeptionsmessungen, die bereits vor mehr als einem Jahrhundert begonnen wurden, erstrecken sich hauptsächlich auf Waldbestände und berücksichtigen wenig den Einfluss wechselnder Vegetation. Da die Interzeption von der Vegetation, dem örtlichen Niederschlag und Klima abhängt, ist die Übertragbarkeit der Vegetationsfaktoren schwierig, insbesondere bei Waldbeständen. Als Übertragungsmaßstäbe dienen indirekte Kenngrößen, wie Baumalter, Blattgewicht, Kronendach

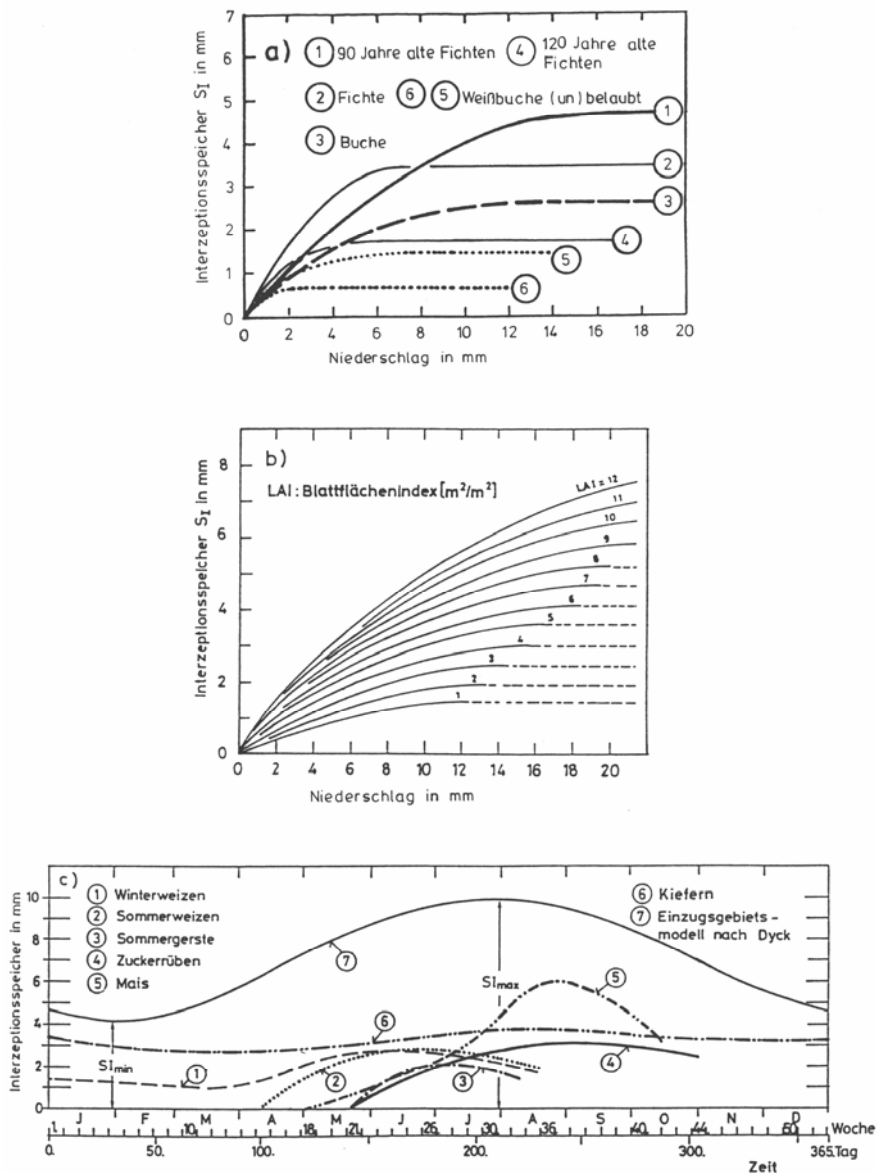


Abb. 6.17. Interzeptionsspeicher von **a)** Waldbeständen nach verschiedenen Verfassern, **b)** von Nutzpflanzen nach [6.25] und **c)** als Jahresgang für verschiedene Vegetationen [6.26]

usw. Die Auswertung von Gl. (6.44a) erfordert die Abschätzung des Faktors b . Dieser Wert kann für Fichtenbestände in Norddeutschland mit $r = 5,5$ angenommen werden, wobei eine durchschnittliche Verdunstungsrate von $0,1 \text{ mm/h}$ zugrunde gelegt wird. Anstelle von Gl.(6.44) lässt sich der Interzeptionsspeicher

von landwirtschaftlichen Nutzpflanzen S_I ausdrücken als mehrfache nichtlineare Regression des Blattflächenindexes LAI (Leaf Area Index) und des Freilandniederschlags [6.25]:

$$S_I = -0,42 + 0,254N_0 + 0,2LAI - 0,0111N_0^2 + 0,0271N_0LAI - 0,0109LAI^2 \quad (\text{Korrelationskoeffizient } r = 0,91) \quad (6.45)$$

S_I : Interzeptionsspeicher in mm,

$S_{I\max}$: maximaler Interzeptionsspeicher für einen vorgegebenen Blattflächenindex in mm;

$$S_{I\max} = 0,935 + 0,498LAI - 0,0057LAI^2,$$

N_0^* : Freilandniederschlag, der $S_{I\max}$ ergibt für $N_0 > N_0^*$: $S_{I\max} = \text{const}$;

$$N_0^* = 11,05 + 1,233LAI.$$

Zum Unterschied von LAI wird der NDVI (normalisierter differenzierter Vegetations Index) als Index zur Vegetationsbedeckung benutzt und liegt als Monatsmittel weltweit vor. Er wird aus verschiedenen Wellenlängen, die von NOAA oder Landsat Satelliten aufgenommen werden, mit einer Auflösung von 250 bis 1000 m pro Pixel berechnet.

Wenn die saisonale Variation des Blattflächenindexes für unterschiedliche Pflanzenarten eingeführt wird, läßt sich die Veränderung des Interzeptionsspeichers während der Wachstumsperiode abschätzen (Bild 6.17). Die Interzeption der Pflanzen während der Wachstumsperiode beträgt 20 bis 30% des monatlichen Niederschlags und liegt in gleicher Größenordnung wie die Interzeption von Waldbeständen, wobei Niederschläge mit geringen Intensitäten nahezu völlig aufgefangen werden. Die Verdunstungsverluste in Gl. (6.44) können anhand von Verdunstungsformeln abgeschätzt werden.

Als weiterer Verlust für den Oberflächenabfluss tritt der *Muldenrückhalt* S_D auf. Der Muldenrückhalt ist der Anteil des Niederschlages, der in den kleinen, natürlichen Unebenheiten der Geländeoberfläche zurückgehalten wird und entweder verdunstet oder durch Versickerung stark verzögert zum Abfluss kommt. Das Regenwasser, das auf die Oberfläche fällt, wird in kleinen flachen Mulden unterschiedlicher Größe und Tiefe zurückgehalten, bevor es zum Oberflächenabfluss kommen kann. Der Muldenrückhalt S_D kann erst einsetzen, wenn die Regenintensität die Infiltrationskapazität überschreitet. Das Füllen und Entleeren der Mulden-speicher ist zeitlich dem Stadium der Infiltration nachgeordnet. Für die Modellierung wird meist vereinfachend Interzeption und Muldenrückhalt als Anfangsverlust zusammengefasst.

Die Größe des Muldenrückhalts, die direkt mit Regensimulatoren experimentell bestimmt werden kann, ist von der Oberflächenstruktur abhängig [6.26] (Tab. 6.3). In natürlichen Einzugsgebieten muss der Muldenrückhalt indirekt durch Vergleich der Summenkurven des Oberflächenabflusses und der Infiltration ermittelt werden. Das in den Mulden gespeicherte Wasser kann angegeben werden als Regensumme, die die Infiltrationsmenge übersteigt:

$$S_D = S_{D\max}[1 - \exp(-cN_E)] \quad (6.46)$$

$S_{D\max}$: Maximalwert des Muldenrückhalts in mm (Tab. 6.4),

N_E : Regenanteil, der die Infiltration übersteigt, in mm,
 c : Konstante.

Der Muldenrückhalt kann auch als Funktion der Bodenfeuchte in der oberen Bodenzone ausgedrückt werden [6.1]. Der Muldenrückhalt ist besonders wirksam in ebenen Einzugsgebieten. Seine Speichergröße geht auf etwa die Hälfte zurück, wenn das Geländegefälle 4 bis 6 % übersteigt. Der Muldenrückhalt beeinflusst die Form des ansteigenden Astes einer Hochwasserwelle. Der Anstieg der Abflussganglinie wird steiler mit abnehmendem Muldenrückhalt. Jedoch darf dieser Effekt bei der Simulation von Abflussganglinien nicht überbewertet werden. Der Einfluss des Muldenrückhaltes auf den Oberflächenabfluss hängt auch von den Größen ab, welche Infiltration und Interzeption bestimmen. Werden nur kurze Perioden mit Oberflächenabfluss betrachtet, kann die Verdunstung von den Mulden vernachlässigt oder pauschal angesetzt werden.

Tabelle 6.3. Maximaler Muldenrückhalt S_D in kleinen Einzugsgebieten bzw. Versuchspartikeln mit Geländeneigungen von 0 bis < 1 % nach verschiedenen Verfassern [6.26]

Boden und Bodenbedeckung	max. Muldenspeicherung
lehmiger Sand mit 45% Grasbedeckung	4,5 mm
lehmiger Sand mit 25% Grasbedeckung	3,3 mm
Alfalfa	2,5 ... 7,6 mm
Weide	1,0 ... 6,6 mm
Wald	3,0 ... 8,0 mm
schwere Böden mit dichter Bedeckung	2,5 ... 4,0 mm
Brache	1,4 ... 1,5 mm
schwere Böden mit keiner oder spärlicher Bedeckung	0,6 ... 1,0 mm
Asphalt mit Splitt, Pflaster mit Fugenverguss	0,7 ... 0,9 mm

6.2.3.2 Grundlagen und Zusammenhänge der Infiltrationsansätze

Nach Überwindung der Anfangsverluste setzt der Infiltrationsvorgang ein. Falls die Regenintensität die Infiltrationskapazität unterschreitet findet kein Oberflächenabfluss statt. Liegt sie zwischen der Infiltrationsrate und der gesättigten hydraulischen Leitfähigkeit des Bodens, muss erst die Infiltrationskapazität überwunden bzw. der Bodenspeicher aufgefüllt werden, bevor Oberflächenabfluss auftritt. Nur bei Regenintensitäten, die größer sind als die Infiltration, kann also sofort Oberflächenabfluss auftreten. Die Versickerung hält während der gesamten Regendauer an unter der Voraussetzung, dass die Bodenoberfläche nicht befestigt oder gefroren ist. Der oberirdische Abfluss fließt bei sehr hohen Regenintensitäten flächig oder in Rinnsalen der Hangneigung folgend ab. Der oberflächennahe Abfluss gelangt zeitlich verzögert in lockeren Bodenschichten, auf der Pflugsohle, in Wurzelkanälen oder über Dräns in den offenen Vorfluter, wo eine weitere Verzögerung infolge Retention eintritt. Der Anteil des Niederschlags, der bis zum Grundwasser sickert, hat infolge der größeren Aufenthaltszeit im Boden eine noch größere zeitliche Verzögerung.

Die Infiltration ist die Bewegung des versickernden Wassers in den Boden. Der Verlauf wird durch die Infiltrationsrate f in mm/h oder die insgesamt versickerte Wassermenge (= kumulative Infiltration) F in mm beschrieben. Am Anfang überwiegt der Einfluss der Saugspannung; bei hohen Niederschlagssummen ist zum Regenende die hydraulische Leitfähigkeit maßgebend. Der Prozess wird beeinflusst durch die Eintrittsöffnungen an der Bodenoberfläche, die sich durch Verschlammung verändern können, die Wasserleitfähigkeit bei wechselndem Wassergehalt und durch den Anfangswassergehalt. Die Größe der Infiltrationsrate hängt vom örtlich anstehenden Boden ab und wird auch von der Pflanzenbedeckung in Form der Durchwurzelung beeinflusst, wechselt also sehr stark. Eine allgemeine Lösung für das Infiltrationsproblem erfordert die gleichzeitige Lösung der Gleichungen, die den Energie- und Massentransfer in einem komplexen System beschreiben mit allen Bereichen der Wasserbewegung in flüssiger oder dampfförmiger Phase. Die Infiltrationskonzepte, die bei Abflussmodellen angewendet werden, sind als Kompromiß aufzufassen: einerseits soll das Infiltrationsmodell umfassend sein und andererseits praktikabel, so dass Faktoren von untergeordneter Bedeutung, wie Temperatur und Konzentration von gelösten Substanzen, vernachlässigt werden. Daher werden meist eindimensionale Modelle für die Infiltration eingesetzt.

Unter dieser Voraussetzung hat die Veränderung des Wassergehalts im Boden im Fall der Überflutung des Bodens einen charakteristischen Verlauf, wenn Effekte der eingeschlossenen Luft vernachlässigt werden. Bei konstanter Wassernachlieferung bildet sich die Sättigungs- und Übergangszone von wenigen Zentimetern Stärke aus (Bild 6.18). Es schließt die Transportzone an, deren Länge H_F von der Andauer des Regens abhängt. Sie geht nach unten in die Befeuchtungszone über, die mit der Befeuchtungsfront abschließt. Die Vorrückgeschwindigkeit der Befeuchtungsfront ist am Anfang groß infolge des großen hydraulischen Gradienten zwischen wassergesättigtem und trockenem Boden. Mit zunehmender Länge der Transportzone nähert sich die Geschwindigkeit der wassergesättigten Leitfähigkeit. Die Infiltrationsrate nimmt bei diesem Vorgang mit der Zeit ab infolge des geringer werden hydraulischen Gradienten $\delta H/\delta z$. Sie hat am Anfang den größten Wert f_0 (Anfangsinfiltration) und nähert sich einer konstanten Rate f_c (Endinfiltration).

Ist die Rate des für die Infiltration zur Verfügung stehenden Wassers I_w kleiner als die Anfangsinfiltration f_0 , infiltriert zunächst alles Wasser ($f = I_w$). Hält über diesen Zeitpunkt hinaus die konstante Wassernachlieferung an, kann der anfallende Regen infolge abnehmender Infiltrationsrate f nicht vollständig versickern, und es kommt zum Zeitpunkt t_p zum Oberflächenabfluss. Für Niederschläge mit unterschiedlichen Intensitäten I_w bilden sich unter der Voraussetzung eines einheitlichen Anfangswassergehalts unterschiedliche Infiltrationsverläufe aus (Bild 6.18).

Wenn der Boden als Speicher aufgefasst wird, der eine Kapazität C in mm zurzeit t hat mit einem Feuchtegehalt von $w = 1/C$, beträgt die Infiltrationsrate f [6.27]:

$$f = aC^n \quad \text{in mm/h} \quad \text{und} \quad (6.47)$$

$$f = a(1/w)^n \quad \text{in mm/h,} \quad (6.48)$$

wobei a und n bodenspezifische Konstanten sind.

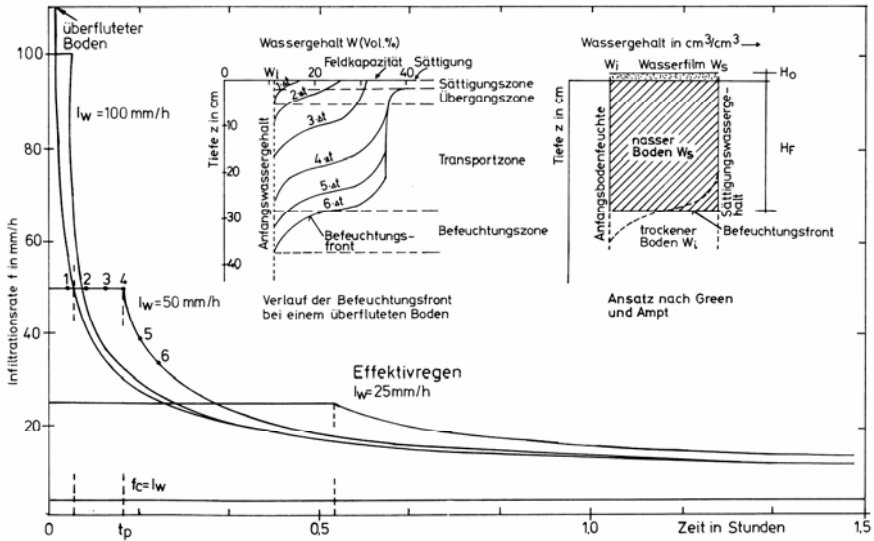


Abb. 6.18. Verlauf der Infiltrationsrate f in mm/h bei einem homogenen Lehm Boden bei Wasserbedeckung und konstanten Wassernachlieferungsraten I_W und bei gleichem Anfangswassergehalt. Verlauf der Infiltration bei einem überfluteten Boden zu verschiedenen Zeitschritten und idealisierter Verlauf nach dem Modell von Green und Ampt (Detailzeichnung)

Ist die Regenintensität $I_W > f$, beträgt die Abnahme des Speichers $-dC/dt = f$, und das Anwachsen der Bodenfeuchte wird $dw/dt = f$. Wird dieser Ausdruck in Gl.(6.47) bzw. (6.48) eingesetzt, ergibt sich folgende Differentialgleichung für die Veränderung des Speichers:

$$dC/C^n = -adt. \quad (6.49)$$

Für $n = 1$ und $f_c = \text{const}$ ergibt sich die Lösung:

$$f = aC_0 e^{-at} + f_c. \quad (6.50)$$

Gleichung (6.50) enthält drei Parameter und wurde zuerst auf experimenteller Basis von *Horton* gefunden und formuliert [6.28] (Bild 6.19):

$$f = (f_0 - f_c) e^{-kt} + f_c \quad (6.50a)$$

F : Infiltrationsrate in mm/h, bis zu welcher der Boden den anfallenden Niederschlag völlig aufnehmen kann,

f_c : konstante Infiltrationsrate für $t \rightarrow \infty$ (Endinfiltrationsrate),

f_0 : maximale Infiltrationsrate für $t = 0$ (Anfangsinfiltrationsrate),

k : positive Rezessionskonstante, die hauptsächlich vom Boden und der Vegetation abhängt.

Die kumulative Infiltrationsmenge F beträgt:

$$F = \int_0^t f dt = f_c - (f_0 - f_c)(1 - e^{-kt}) / k \quad \text{in mm.} \quad (6.51)$$

Diese Beziehung wird auch in etwas veränderter Form von *Popov* angegeben [6.1].

Für $n = 1$ lautet die Lösung von Gl.(6.49): $dC = aC^n dt$ im Fall des Niederschlagsüberschusses $I_w > f$:

$$f = a \cdot [a(n-1)]t + (1/C_0)(n-1)^{-n/n-1} + f_c \quad \text{in mm/h.} \quad (6.52)$$

Dieser Ausdruck gibt für $t = 0$ und $n = 1,39$ das Infiltrationsmodell, das empirisch von *Holtan* aufgestellt wurde [6.29]:

$$f = GaC_0^{1,4} + f_c \quad \text{in mm/h} \quad (6.53)$$

G : Wachstumsindex, ausgedrückt in Prozent der Reife;

a : Index in inch/h pro (inch)^{1,4}, der die Oberflächendurchlässigkeit berücksichtigt.

a schwankt zwischen spärlicher und guter Pflanzenbedeckung und beträgt z.B. für Brache: $0,1 < a < 0,3$; für Hackfrüchte: $0,1 < a < 0,2$; für Getreide: $0,2 < a < 0,3$; für Wiese: $0,4 < a < 0,6$, für Weide bzw. Wald: $0,8 < a < 1,0$,

C_0 : S_A -F verfügbarer Speicher der oberen Bodenzone ausgedrückt als Differenz der Speicherkapazität der oberen Bodenzone S_a (= A-Horizont in Ackerböden) in inches und infiltrierte Mengen F_A in inches in diese Schicht. S_A wird nur durch Evapotranspiration verringert. $C_0 = (w_s - w_i)d$ in cm, w_s als Wassergehalt bei Sättigung und d als Dicke der Bodenschicht,

f_c : konstante Infiltrationsrate bei ständiger Befeuchtung in inch/h (Endinfiltration). f_c beträgt für die Bodengruppen des SCS-Verfahrens: A: 0,45-0,30; B: 0,3-0,15; C: 0,15-0,05 und D: 0,05-0.

Neben diesen Ansätzen, die von der Veränderung der Kapazität des Bodenspeichers ausgehen, werden Ansätze verwendet, welche die Zunahme der Bodenfeuchte berücksichtigen.

Wird gesetzt $f = a(1/w)^n = dw/dt$, $w_0 = 0$ und $f_c = \text{const}$, lautet die Lösung:

$$f = \frac{a^n}{n+1} \left(\frac{1}{n+1} \right) \cdot t^{-\left(\frac{1}{n+1} \right)} + f_c. \quad (6.54)$$

Für $n = 1$ erhält man den Ansatz nach *Philip* [6.30], der als Näherung des Darcy-Gesetzes aufgestellt wurde:

$$f = \left(\frac{a}{2} \right)^{1/2} \cdot t^{-1/2} + f_c \quad \text{in mm/h,} \quad (6.55)$$

a : Bodenparameter (Sorptionsvermögen). Näherungsweise wird gesetzt:

$$a \approx [2(w_s - w_i)k_{fg}S_f]^{1/2},$$

C_a : Bodenparameter $C_a \approx 2k_{fg}/3$, wobei k_{fg} die gesättigte hydraulische Leitfähigkeit bedeutet.

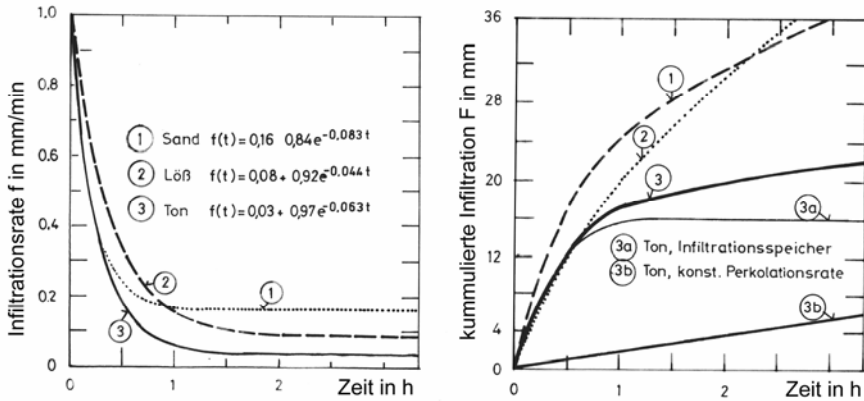


Abb. 6.19. Verlauf der Infiltrationsrate und -menge nach dem Ansatz von Horton (Gln.(6.50a, 6.51))

Wird gesetzt $f = a(1/w)^n = dw/dt$, $w_0 = 0$ und $f_c = \text{const}$, lautet die Lösung:

$$f = \frac{a^n}{n+1} \left(\frac{1}{n+1} \right) \cdot t^{-\left(\frac{1}{n+1} \right)} + f_c. \quad (6.54)$$

Für $n = 1$ erhält man den Ansatz nach *Philip* [6.30], der als Näherung des Darcy-Gesetzes aufgestellt wurde:

$$f = \left(\frac{a}{2} \right)^{1/2} \cdot t^{-1/2} + f_c \quad \text{in mm/h}, \quad (6.55)$$

a : Bodenparameter (Sorptionsvermögen). Näherungsweise wird gesetzt:

$$a \approx [2(w_s - w_i)k_{fg}S_f]^{1/2},$$

C_a : Bodenparameter $C_a \approx 2k_{fg}/3$, wobei k_{fg} die gesättigte hydraulische Leitfähigkeit bedeutet.

Gleichung (6.55) wird von verschiedenen Autoren in etwas unterschiedlicher Form angegeben [6.1]. Einfache Modelle benutzen meist nur einen Parameter, z.B. $f = \phi = \text{const}$ (ϕ -Indexmethode).

Für die vertikale Bewegung des Wassers in einem geschichteten, durchlässigen Boden bei Überstau durch eine dünne Wasserschicht der Stärke H_0 wurde von *Green und Ampt* im Jahre 1911 ein Infiltrationsansatz entwickelt. Das Darcy-Gesetz lautet für einen Wasserfluss q_s , der durch 1 cm^2 in 1 sec bei einem Druckgradienten $\delta H/\delta z$ fließt: $q_s = -k_{fg}(\delta H/\delta z)$. Nach Anwendung des Darcy-Gesetzes auf Gl.(6.48) erhält man:

$$f = k_{fg}(H_0 + S_f + H_f)/H_f = k_{tg} + k_{fs}MS_F/F. \quad (6.56)$$

Wird für die aufsummierte Infiltrationsmenge $F = (w_s - w_i)H_f = MH_f$ gesetzt und wird die Schichthöhe des Wasserfilms an der Oberfläche (Überstauhöhe) H_0 mit Null angenommen, kann Gl.(6.56) geschrieben werden:

$$f = k_{fg} + (k_{fg} M S_f) / F_n = f_{n+1} \quad (6.56a)$$

oder in der Form:

$$F = S_f M / (f / k_{fg} - 1) \quad (6.56b)$$

M : Feuchtedefizit oder auffüllbares Porenvolumen $M = (w_s - w_i)$ in mm,

F : kumulierte Infiltrationsmenge in mm,

f_{n+1} : Infiltrationsrate zur Zeit $(n + 1)\Delta t$ in mm/min; $f = dF/dt$,

k_{fg} : hydraulische Wasserleitfähigkeit der Transportsysteme in mm/min,

M_D : Feuchtedefizit an der Befeuchtungsfront,

F_n : bis zur Zeit $n\Delta t$ infiltrierte Niederschlagsmenge,

S_f : mittlere Saugspannung an der Befeuchtungsfront in mm,

H_f : Bodentiefe bis zur Feuchtefront (s.Bild 6.18).

Auf Gl. 6.56 bauen weitere Ansätze auf; Zusammenstellungen in [6.1, 6.31].

Die Speicherkapazität der Zone, die in den Infiltrationsprozess einbezogen wird und die Randbedingungen für f_0 und f_c bestimmen den Infiltrationsprozess. Wenn

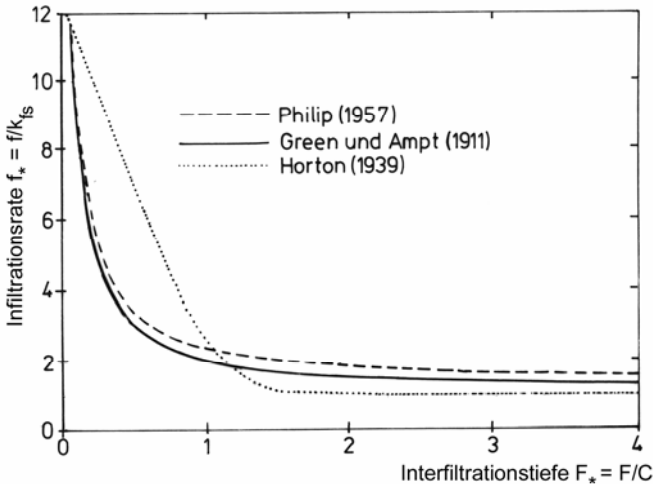


Abb. 6.20. Dimensionslose Infiltrationsverläufe nach verschiedenen physikalischen Infiltrationsmodellen

f_c als Perkulationsrate zum Grundwasser aufgefasst wird, nimmt diese Rate ab, wenn die Bodenfeuchte der Feldkapazität entspricht.

Die obigen Infiltrationsansätze, die auf den physikalischen Eigenschaften der Böden beruhen, zeigen ähnliche Verläufe, wenn die Infiltrationsrate auf die gesättigte Leitfähigkeit und die Infiltrationstiefe auf eine Konstante c bezogen werden (Bild 6.20). Ihre Übertragung in natürliche Einzugsgebiete erfordert spezielle Überlegungen im Hinblick auf die Anfangsbedingungen und die räumliche Verteilung der Infiltration.

Der Infiltrationsansatz nach Gl (6.47) regelt die Abflussbildung im Modell und kann die tatsächliche Infiltration in einem natürlichen Einzugsgebiet nur annähernd quantitativ erfassen. Die errechnete Infiltrationsrate kann direkt proportional zur potentiellen Infiltration angegeben werden. Die Grundwasseranreicherung kann nur eintreten, wenn kein Bodenfeuchtedefizit besteht. Dieser Grenzwerteffekt ist im Wesentlichen nicht linear und kann theoretisch in linearen Modellen nicht berücksichtigt werden. Diese Schwierigkeit tritt besonders auf, wenn die Abflüsse über mehrere Monate (Abflusskontinuum) simuliert werden sollen.

Um das Infiltrationsverhalten zu Beginn eines Regens an die natürlichen Anfangsbedingungen anzupassen, wird insbesondere bei Abflussvorhersagen ein Vorregenindex eingeführt. Als Vorregenindex VN kann folgender Regressionsansatz verwendet werden:

$$VN_n = b_1 N_1 + \dots + b_n N_n \quad (6.57)$$

N_n : Niederschlagshöhe in mm, die n Tage vor dem Bemessungsregen eintritt, z.B. $n = 5, 15, 30$ Tage,

b_n : Konstante, z.B. 0,5 für $n = 5$, oder mit n abnehmender Wert entsprechend einer Rezessionskurve, z.B. $b_n = k^n$ mit $0,85 < k < 0,9$.

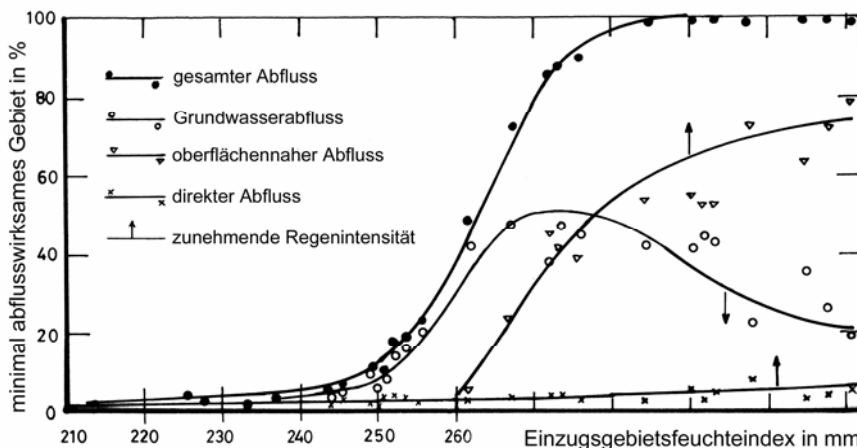


Abb. 6.21. Bodenfeuchteindex und abflusswirksames Einzugsgebiet

Anstelle des Vorregenindex wird auch ein Index für die Bodenfeuchte eingeführt, der sich aus der Summe von Bodenfeuchte und Niederschlag minus Abfluss und Verdunstung ergibt [6.32]. Diese Indizes sollen den Einfluss der Vegetation in einem Einzugsgebiet berücksichtigen. Hierfür sind auch koaxiale Darstellungen geeignet [6.33, 6.34].

Die Übertragung des eindimensionalen Infiltrationskonzepts auf das Einzugsgebiet erfordert die Berücksichtigung der räumlichen Variabilität. Die Flächen mit ungesättigten und gesättigten Zonen sind unterschiedlich in den unteren Teilen der Einzugsgebiete und in den Hanglagen. Die Wassersättigungszonen wechseln während des Niederschlags und können durch sogenannte Beitragsflächen erfasst wer-

den [6.35] (Bild 6.21). Diese räumliche Verteilung der Infiltration wird besonders wichtig bei kleinen Verhältniszahlen zwischen Regenintensität und hydraulischer Leitfähigkeit. Die flächenhafte Verteilung der Infiltration kann durch Kurven angenähert werden [6.36] (Bild 6.21). Die Anpassung der Kurven erfolgt meist durch Parameteroptimierung [6.37].

Speziell bei bindigen Böden werden nach den eindimensionalen Infiltrationskonzepten nach Gl.(6.56) zu geringe Infiltrationen berechnet, so dass eine von der Intensität des Niederschlages abhängige Infiltration durch Makroporen eingeführt werden muss [6.38, 6.39, 6.40] (Bild 6.22).

6.2.3.3 Verlustraten- und Abflussbeiwertansätze bei einfachen Abflussmodellen

Bei *Verlustratenansätzen* wird die Ganglinie des effektiven Niederschlages durch Subtraktion einer konstant verlaufenden oder exponentiell abnehmenden Infiltrationsrate von dem beobachteten Gebietsniederschlagsverlauf erhalten. Bei Annahme einer konstanten Verlustrate (ϕ - Indexmethode) wird vorausgesetzt, dass unabhängig von dem Intensitätsverlauf des Niederschlages eine bestimmte Niederschlagsmenge $I(t)$ pro Zeitintervall im Einzugsgebiet versickert. Wird eine Abminderung der Infiltrationsrate mit wachsender Regendauer angestrebt, wird ein exponentieller Ansatz gewählt (Gl.(6.50)). Die Kurve $f(t)$ stellt Verhältnisse dar, wenn der Niederschlag auf trockenen Boden fällt; die Kurve $f'(t)$ gilt für dieselben Parameter f_c und k für feuchte Böden. Ist bei der Nachrechnung gemessener Ereignisse der Gesamtabflussbeiwert bekannt, so kann aus zwei Parametern dieser Gleichung die dritte Größe iterativ berechnet werden (Bild 6.23). Als Einschränkung gilt, dass die Infiltrationsrate pro Zeitintervall nicht größer sein kann als die gleichzeitig gefallene Niederschlagsmenge. Um sich Niederschlagsfolgen besser

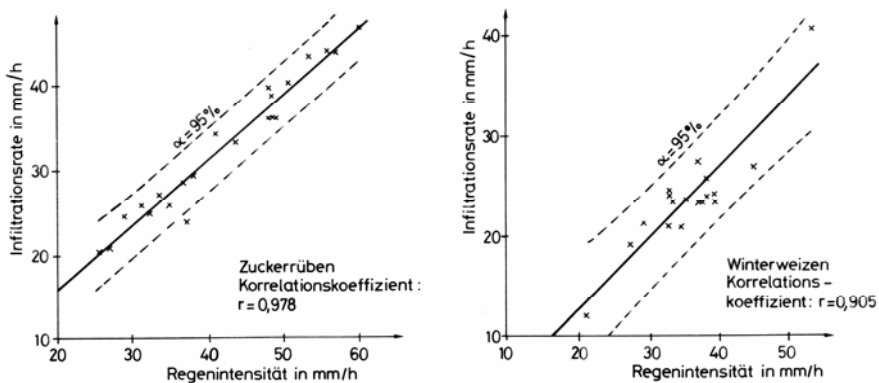


Abb. 6.22. Abhängigkeit der Infiltration von der Regenintensität bei Makroporenbildung in bindigen Böden nach Beregnungsversuchen

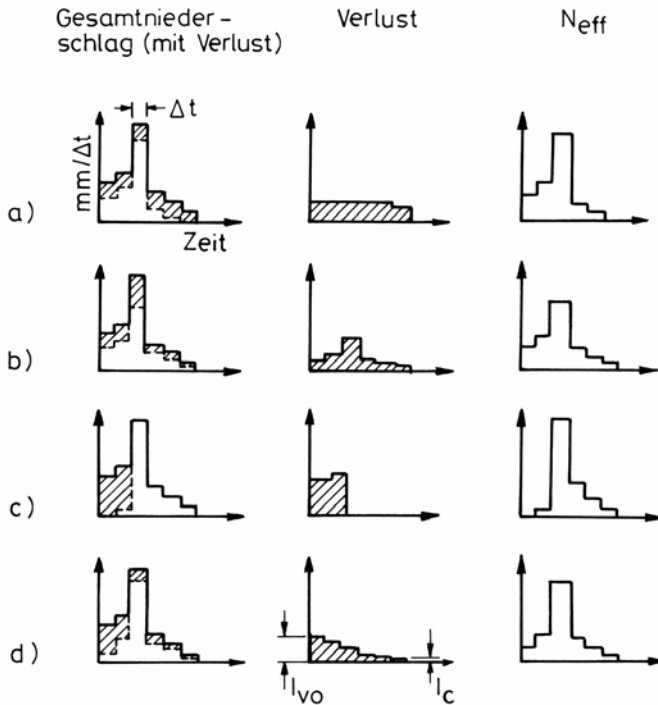


Abb. 6.23. Abflussbildungsansätze für einen Regen bei gleicher Summe der Verluste: **a)** konstante Verlustrate, **b)** Abflussbeiwert, **c)** Schwellenwertkonzept und **d)** Grenzwertkonzept

anpassen zu können, ist daher eine intervallweise Berechnung der Verlustraten zweckmäßig. Zur Bestimmung der Verlustraten I_v wird nach Bestimmung des Direktabflusses die Gleichung:

$$I_W(t) = I(t) - I_v(t) \quad \text{nach } I_v \text{ aufgelöst.}$$

Liefert diese Gleichung eine konstante Verlustrate, die in einem oder mehreren Regenintervallen größer als die dort vorhandene Niederschlagsintensität ist, muss die Gleichung erneut für die Regenintervalle ausgewertet werden, in welchen $I_{v0} < I_j$ war. Diese konvergierende Berechnung ist solange durchzuführen, bis in allen berücksichtigten Intervallen die berechnete Verlustrate $I_{v0} < I$ wird. Gegebenenfalls kann ein Anfangsverlust gesondert berücksichtigt werden.

Bei Blockmodellen für Hochwasser wird für den zeitlichen Verlauf des effektiven Niederschlags häufig der *Abflussbeiwertansatz* benutzt (Bild 6.23). Der Abflussbeiwert (Abflussverhältnis) ψ_0 ist der prozentuale Anteil des Niederschlags, der in jedem Niederschlagsintervall abfließt. Der Abflussbeiwert ψ_0 ist definiert:

$$\psi_0 = \text{direkter Abfluss} / \text{Gesamtniederschlag} = I_w / I_{\text{ges}}. \quad (6.58)$$

Es wird von der Vorstellung ausgegangen, dass ein Teil des Einzugsgebiets undurchlässig und der Rest absolut durchlässig ist. Er ist aus der Volumenbedingung bei abgelaufenen Ereignissen bestimmbar und liefert bei Gebieten mit großem Versiegelungsgrad und bei zeitlich annähernd gleichmäßig verteilten Niederschlägen mittlerer Intensität gute Ergebnisse. Bei hohen Niederschlagsintensitäten, verbunden mit starken Schwankungen gibt er die tatsächlichen Verhältnisse nur ungenau wieder. Der Abflussbeiwert schwankt sehr stark. Die Schwankungen infolge unterschiedlicher Regenereignisse sind vielfach größer als die gebietspezifischen Flächenanteile. Für seltene Ereignisse liegt er bei kleinen Gebieten häufig zwischen 0,6 und 0,8, bei Einzugsgebieten von mehreren hundert Quadratkilometern sinkt er im Allgemeinen auf 0,5 bis 0,7 ab. Dabei können die einzelnen Werte bis zu $\pm 0,2$ schwanken. Durch Hinzunahme eines erhöhten Anfangsverlustes lässt sich das Ergebnis der Rechnung meist verbessern. Die Anfangsverluste können mit der Interzeption und dem Muldenrückhalt abgeschätzt werden. Da die Anfangsverluste nur schwierig in ihre Anteile zerlegt werden können, werden sie für die Rechnung mit 5 bis 15 mm pauschal angenommen bei natürlichen Einzugsgebieten und bei befestigten Flächen mit < 2 mm.

Das Abflussbeiwertkonzept wurde für Siedlungsgebiete und kurze Regendauern entwickelt. Der Stadtentwässerung entstammt ebenfalls der Begriff des Spitzenabflussbeiwerts, der das Verhältnis zwischen Scheitelabfluss und maximaler Niederschlagsintensität angibt. Der Scheitelabflussbeiwert $\psi_s = q_{\max}/r_{\max}$ hängt über den Bodenfeuchtezustand mit dem Abflussbeiwert zusammen. Für trockene Böden beträgt $\psi \approx 0,3 \psi_s$ und steigt bei starker Befeuchtung auf $\psi_0 \approx 0,8 \psi_s$ an. Der daraus resultierende Scheitelabfluss $HQ = \psi_s r A_{E_0}$ trifft nur in sehr kleinen Gebieten mit hohen Siedlungsanteilen und kurzen Fließzeiten zu und wird bei Planungen von Regenwasserkanalisation verwendet. Mit dem Wert kann bei konstanter Niederschlagsintensität das Rückhaltevermögen eines Gebiets bzw. Entwässerungsnetzes überschlägig beurteilt werden. Der Abflusskoeffizient ist der Quotient von Abfluss und Regen über eine längere Dauer. Das Verhältnis von direktem Hochwasserabfluss und Gebietsniederschlag nimmt mit wachsender Wiederholungszeitspanne des Ereignisses zu. Für Flüsse im Osterzgebirge werden Steigerungsraten angegeben: wird als Ausgangspunkt der Wert A/N des 5-jährlichen Ereignisses mit $\alpha_5' = 1,0$ festgesetzt, beträgt der Zuwachs beim 10-jährlichen $1,2 < \alpha_{10}' < 1,5$ und beim 100-jährlichen $1,6 < \alpha_{100}' < 2,0$. Für Flachlandflüsse und breite Einzugsgebiete sind geringere Zuwächse möglich.

6.2.3.4 Koaxiale graphische Darstellung zur Vorhersage des Gesamtabflussbeiwerts

Für die Ermittlung des Bemessungshochwassers sowie für Vorhersagen muss der Gesamtabflussbeiwert zutreffend eingeschätzt werden. Die koaxiale Darstellung (Koaxialdiagramm) ist ein Verfahren zur Vorausschätzung des Gesamtabflussbeiwertes infolge eines Starkregens zu einer bestimmten Jahreszeit [6.28, 6.41].

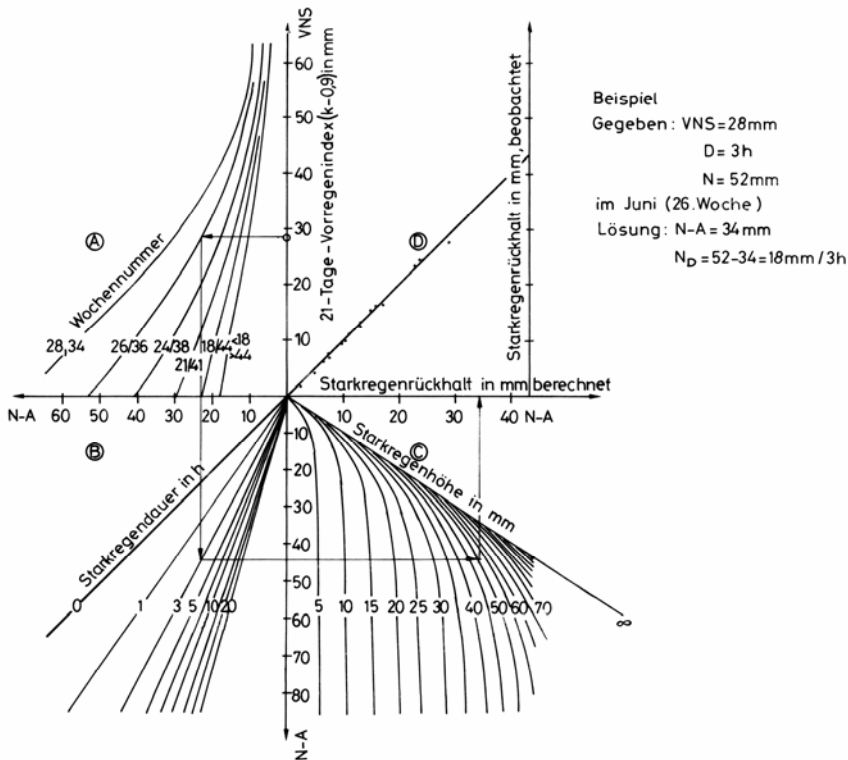


Abb. 6.24. Koaxialdiagramm für das Einzugsgebiet der Rodenberger Aue ($A_{E0} = 166\text{ km}^2$); Gebietsrückhalt $R = f(VN, W, D, N)$ nach [6.34]

Die Differenz zwischen Gesamtniederschlag N und direktem Abfluss A_D entspricht dem Gebietsrückhalt $S = N - A_D$. Der abflusswirksame Anteil des Niederschlags hängt von gebietsspezifischen Größen (pedologische und orographische Verhältnisse, Bodennutzung) ab sowie von ereignisspezifischen Größen (Höhe, Dauer und Intensität des Niederschlags, Jahreszeit und Bodenfeuchte). Die Abhängigkeit des Gebietsrückhalts von jahreszeitlich veränderlichen Größen wird durch die Wochennummer W ausgedrückt. Die Beziehung zu den ereignisabhängigen Größen, wie Niederschlagsdauer D , Niederschlagshöhe N und Vorregenindex VN , wird graphisch in einem Achsenkreuz dargestellt. Anstelle des Vorregens kann auch der Basisabfluss oder die Bodenfeuchte verwendet werden [6.42]. Die Aufstellung einer koaxialen Darstellung setzt 20 bis 30 korrespondierende Niederschlags- und Abflussaufzeichnungen voraus. Die koaxiale Darstellung entspricht einer mehrfachen nichtlinearen Regression $N - A_D = f(N, D, VN, W)$ (Bild 6.24).

Im Quadranten A wird die Abhängigkeit des Gebietsrückhalts von der Bodenfeuchte und der Jahreszeit erfasst. Auf der Abszisse werden die Gebietsrückhalte $N - A_D$ angetragen, auf der Ordinate die zugehörigen Vorregenindizes, stellvertre-

tend für die Bodenfeuchte. Als Scharparameter dient die Wochennummer. Den Vorregenindex erhält man nach Gl.(6.57) aus Tagesniederschlagshöhen von 20 bis 30 Vortagen und einem konstanten Rückgangsfaktor b_n , der zwischen $0,85 < b_n < 0,97$ angesetzt wird. Die als Folge des Jahresganges der Verdunstung auftretenden periodischen Schwankungen des Bodenfeuchterückgangs und die jahreszeitliche Veränderung des Rückhalts werden durch die Wochennummer erfasst. Der Jahresgang des Rückhaltevermögens folgt dem der potentiellen Verdunstung ungefähr phasen-verschoben. Das Abflussverhalten im mitteleuropäischen Raum kann symmetrisch zur 31. Woche des Jahres angenommen werden. Die Sommerphase umfasst 15 Wochen (24. bis 38. Woche), Frühjahr und Herbst je 11 Wochen (13. bis 23. bzw. 39. bis 49. Woche) und der Winter die restlichen 15 Wochen. Das Rückhaltevermögen einer Frühjahrswoche (z.B. $W = 18$) entspricht dem einer bestimmten Herbstwoche ($W = 44$). Das Rückhaltevermögen der Sommerwochen, z.B. $W = 28 \dots 34$, ist besonders groß, das der Winterwochen ($W > 50$ bzw. < 12) ist am geringsten. Punkte mit gleicher Wochennummer werden durch eine ausgleichende Kurve verbunden [6.41].

Im Quadranten B wird die Vergrößerung des Rückhalts bei extremen Niederschlägen und von Null verschiedenen Niederschlagsdauern erfasst. Die Dauer bildet den Parameter in diesem Quadranten. Da der Rückhalt bei gleicher Niederschlagshöhe mit steigender Dauer zunimmt, liegen die Linien für $D > 0$ unter derjenigen für $D = 0$. Diese strahlenförmige Anordnung ist immer dann zweckmäßig, wenn im Einzugsgebiet der Oberflächenrückhalt wesentlich größer ist als der Grundwasserrückhalt. Überwiegen hingegen die Infiltrationsverluste in das Grundwasser, ergeben Niederschlagsdauererläufe, die parallel und äquidistant zur Linie $D = 0$ liegen, bessere Ergebnisse.

Im Quadranten C wird der Einfluss der Niederschlagshöhe auf den Rückhalt ausgedrückt. Punkte gleicher Niederschlagshöhe werden durch eine Ausgleichskurve erfasst. Da das Rückhaltevermögen bei gleichem Vorregenindex, gleicher Wochennummer und gleicher Niederschlagsdauer mit steigender Niederschlagshöhe zunimmt, liegen die Niederschlagshöhen zwischen der Ordinate des Quadranten C und der Kurve für höchste Niederschläge.

Im Quadranten D werden die mit dem erstellten Koaxialdiagramm ermittelten Rückhalte gegen die beobachteten Werten aufgetragen. Je geringer die Abweichung von einer Geraden unter 45° ist, umso besser ist die Beziehung zwischen den fünf Größen S , VN , W , D und N . Zum Entwurf eines Koaxialdiagramms wird zweckmäßig von einem bestehenden Koaxialdiagramm eines ähnlichen Gebiets ausgegangen, die Messpunkte eingetragen und versuchsweise Kurvenscharen, die sich den Messpunkten besser anpassen, eingezeichnet [6.17]. Danach wird das Diagramm punktwise durchlaufen, und es werden die Kurven solange variiert, bis die Punkte mit der Gehrungslinie im Quadranten D zusammenfallen. Die Regressionsbeziehungen können auch rein rechnerisch ermittelt werden [6.43–6.45].

6.2.3.5 Ermittlung des Gesamtabflussbeiwertes aus Gebietsgrößen

Beim Vorliegen weniger oder überhaupt keiner Niederschlag-Abfluss Aufzeichnungen, kann der Abfluss anhand von Niederschlägen und gebietsspezifischen

Abflussbeiwerten berechnet werden. Verbreitet ist das Verfahren des US Soil Conservation Service (SCS). Ziel des Verfahrens ist es, für Bemessungsaufgaben den abflusswirksamen Anteil des Niederschlags in Abhängigkeit von der Niederschlagshöhe N und einiger gebietsspezifischer Parameter für Boden und Vegetation unter Berücksichtigung des Bodenfeuchtezustands zu bestimmen [6.17, 6.46, 6.47]. Das *SCS-Verfahren* wurde in den USA anhand zahlreicher beobachteter Hochwasserereignisse und Messungen mit Infiltrometern für kleine Einzugsgebiete entwickelt. Speziell wurde berücksichtigt, dass die meteorologischen Ausgangsdaten meist nur als tägliche Niederschlagssummen vorliegen. Für die Herleitung von Niederschlag-Abflussbeziehungen werden die Summenlinien von Niederschlag und Abfluss betrachtet. Wird der Anfangsverlust I_a , der sich durch einen späteren Anstieg der Hochwasserwelle nach Regenanfang ausdrückt, berücksichtigt, wird für jeden Zeitpunkt der Summenlinien folgende Beziehung zwischen Summe von Regen N , Regen minus Anfangsverlust $N - I_a$, Abfluss A und Rückhalt S erhalten (Bild 6.25):

$$F/S = A/(N - I_a) \quad \text{für } N > I_a \quad (6.59)$$

F : aktueller Rückhalt (» Infiltrationsmenge F); $F = (N - I_a) - A$ in mm,
 S : potentieller maximaler Rückhalt ($\approx$ max. Bodenspeicher); $(S \pm F)$,
 A : aktueller Abfluss ($\approx$ abflusswirksamer Niederschlag N_D) in mm,
 $N - I_a$: potentieller maximaler Abfluss (Niederschlag); $N - I_a > A$ in mm.

Für $N \rightarrow \infty$ geht $F \rightarrow S$ und F/S wird gleich 1. Der Ausdruck $A/(N - I_a)$ nähert sich auch 1, obwohl er tatsächlich nicht 1 erreichen kann. Für $N = I_a$ wird $F/S = 0$, da $F = 0$. Wird N etwas größer als I_a , ist F/S oder $A/(N - I_a)$ nahe Null. Dieses Grenzverhalten wird auch für den übrigen Bereich angenommen. Nachdem der Abfluss einsetzt, wird der gesamte Regen zu Abfluss oder aktuellem Rückhalt.

$$(N - I_a) = F + A. \quad (6.60)$$

Werden Gl.(6.59) und Gl.(6.60) für $N > I_a$ nach A aufgelöst, wird:

$$A = (N - I_a)^2 / [(N - I_a) + S] \quad (6.60a)$$

und $A = 0$, wenn $P < I_a$.

Aufgrund von Feldmessungen wird im ursprünglichen SCS-Verfahren von $I_a = 0,2 S$ ausgegangen (vgl. Skizze in Bild 6.25), so dass Gl.(6.60a) lautet [6.46]:

$$A = (N - 0,2S)^2 / (N + 0,8S) \quad \text{für } N > 0,2S. \quad (6.60b)$$

Gleichung (6.60b) enthält nur den Gebietsparameter S . Der Rückhalt S wird abhängig von einer Kurvennummer CN (Curve Number) wie folgt skaliert:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad \text{bzw.} \quad CN = 1000 / (S + 10), \quad (6.61)$$

wobei alle Werte in Zoll ausgedrückt sind. Durch die Umwandlung von Zoll in Millimeter mit dem Faktor 25,4 wird:

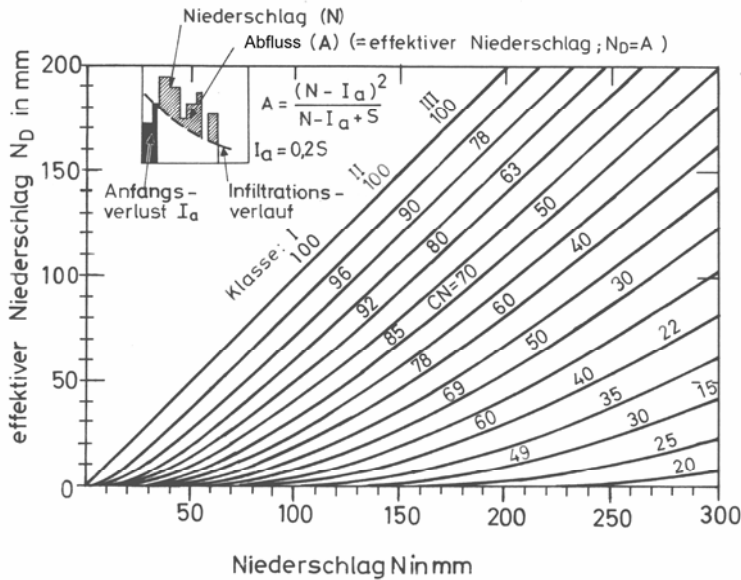


Abb. 6.25. $N_D = f(N, CN)$ für Bodenfeuchteklasse II nach dem SCS-Verfahren [6.44]

$$CN = 25400 / (S + 254) \quad \text{bzw.} \quad S = 25,4 [(1000 / CN) - 10] \quad \text{mit } S \text{ in mm.} \quad (6.61a)$$

CN ist ein Maß für das maximale Speichervermögen S in Abhängigkeit von dem Boden, seiner Nutzung und dem Vorregen, reicht von 0 bis 100 und liegt tabelliert vor (Tab. 6.4). Der Intensitätsverlauf wird nicht berücksichtigt. Wird S sehr groß, strebt CN gegen 0, bei hohen Niederschlägen tritt also kein Abfluss ein. Für $S = 0$ wird $CN = 100$, d.h. der gesamte Niederschlag fließt ab. Die umgekehrt proportionale Beziehung zwischen S und CN bewirkt, dass für Werte $CN < 45$ und Niederschläge < 100 mm praktisch kein Abfluss entstehen kann (Bild 6.25). Wird Gl.(6.61a) in Gl.(6.60) eingesetzt, erhält man für den Anfang effektiven Niederschlag N_D , wenn der Anfangsverlust I_a in Prozent eingesetzt wird:

$$N_D = \frac{[(N / 25,4) - (I_a \cdot 10 / CN) + (I_a / 10)]^2}{[(N / 25,4) + (1000 - I_a \cdot 10) / (CN)] - [10 - (I_a / 10)]} \cdot 25,4 \text{ in mm.} \quad (6.62)$$

Die Gleichung gilt nur für einen positiven Ausdruck in der Klammer des Zählers, sonst ist $N_D = 0$. Für $I_a = 20\%$ wird:

$$N_D = \frac{[(N / 25,4) - (200 / CN) + 2]^2}{(N / 25,4) + (800 / CN) - 8} \cdot 25,4 \text{ in mm} \quad (6.62a)$$

oder als Abflussbeiwert ψ_0 :

$$\psi_0 = \left[N - \left(\frac{200}{CN} - 2 \right) 25,4 \right]^2 / N \left[N + 4 \left(\frac{200}{CN} - 2 \right) 25,4 \right]. \quad (6.62b)$$

Tabelle 6.4. CN-Werte in Abhängigkeit von Bodengruppe und Bodennutzung für Bodenfeuchtekategorie II

Bodennutzung	CN für Bodengruppe			
	A	B	C	D
Ödland (ohne nennenswerten Bewuchs)	77	86	91	94
Reihenkulturen (Hackfrüchte), herkömmlich	70	80	87	90
Reihenkultur, nach Schichtlinien	67	77	83	87
Wein (Terrassen)	64	73	79	82
Getreide, herkömmlich	64	76	84	88
Getreideanbau, nach Schichtlinien	62	74	82	85
Getreideanbau, terrassenartig	60	71	79	82
Futterpflanzen (Klee), herkömmlich	62	75	83	82
Weide, fett	39	61	74	80
Weide, normal	49	69	79	84
Weide, karg	68	79	86	89
Dauerwiese	30	58	71	78
Haine, Obstanlagen (mittel)	36	60	73	79
Wald, stark aufgelockert	45	66	77	83
Wald, mittel	36	60	73	79
Wald, dicht	25	55	70	77
Wald, sehr dicht	15	44	54	61
Wirtschaftshöfe	59	74	82	86
Feldwege, befestigt	74	84	90	92
Undurchlässige Flächen	100	100	100	100

Der Einfluss von Vorregen und Jahreszeit wird in drei Bodenfeuchteklassen berücksichtigt. Als Vorregen wird die ungewichtete Niederschlagssumme der fünf dem Ereignis vorangegangenen Tage verwendet. Meist wird von der Bodenfeuchtekategorie II ausgegangen. Sie entspricht einer 5-tägigen Niederschlagssumme zwischen 30 und 50 mm während der Vegetationszeit und 15 bis 30 mm außerhalb der Wachstumszeit, d.h. eine mehr als durchschnittliche, wenn auch nicht extrem hohe Bodenfeuchte (Bild 6.25). Bei der Bodenfeuchtekategorie I beträgt die Niederschlagssumme der vorangegangenen fünf Tage weniger als 30 mm in der Vegetationsperiode und < 15 mm außerhalb dieser. Bei der Bodenfeuchtekategorie III übersteigt die fünftägige Regensumme 50 mm während der Vegetationsperiode bzw. 30 mm während der Wachstumsruhe. Die Klasse II dient als Ausgangsgröße für die Umrechnung der CN-Werte der Bodenfeuchtekategorie II in die der Klassen I und III, wobei für den maximalen Rückhalt die Relation $S_I/S_{II} \approx S_{II}/S_{III} \approx 2,3$ gilt:

$$CN_I \approx \frac{CN_{II}}{2,3 - 0,013CN_{II}} \quad \text{bzw.} \quad CN_{III} \approx \frac{CN_{II}}{0,43 + 0,0059CN_{II}}.$$

Um den Einfluss des Bodens auf die Größe des abflusswirksamen Niederschlags zu erfassen, werden im SCS-Verfahren vier hydrologische Gruppen A bis D hinsichtlich des Versickerungsvermögens bzw. der Abflussbereitschaft gebildet:

Gruppe A: Böden mit großem Versickerungsvermögen (rd. >8 mm/h), auch nach starker Vorbeefeuchtung, z.B. tiefgründige Sand- und Kiesböden;

Gruppe B: Böden mit mittlerem Versickerungsvermögen (rd. >4 mm/h), tief- bis mäßig tiefgründige Böden mit mäßig feiner bis mäßig grober Textur, z.B. Sandböden, Löß, (schwach)lehmiger Sand;

Gruppe C: Böden mit geringem Versickerungsvermögen (rd. >1 mm/h), Böden mit feiner bis mäßig feiner Textur oder mit wasserstauender Schicht, z.B. flachgründige Feinsande und sandiger Lehm;

Gruppe D: Böden mit sehr geringem Versickerungsvermögen (<1 mm/h), Tonböden, sehr flache Böden über nahezu undurchlässigem Material, Böden mit dauernd sehr hohem Grundwasserspiegel.

In Tab. 6.4 sind einige gebietsspezifische Werte CN für Bodenfeuchtekategorie II in Abhängigkeit vom Boden und seiner Nutzung angegeben [6.17, 6.46]. Besteht ein Einzugsgebiet aus unterschiedlichen Bodengruppen und Nutzungsarten, sind die CN-Werte für Teilflächen mit gleicher Bodengruppe und gleicher Bodennutzung zu ermitteln und daraus ein flächengewichteter CN-Wert für das Gebiet zu bestimmen. CN-Werte für das Voralpen- und Alpengebiet enthält [6.86].

Das SCS-Verfahren ist einfach in der Anwendung, wie folgendes Beispiel zeigt. In einem $F = 16 \text{ km}^2$ großen Einzugsgebiet werden folgende unterschiedliche Böden und Nutzungen für die Feuchtekategorie II ermittelt (s. folgende Tabelle).

Der mittlere CN-Wert, $CN = 71$, entspricht der Summe der einzelnen über die Flächenanteile gewichteten CN-Werte. Für einen Niederschlag von 80 mm erhält man nach

Anteil	Gruppe	Nutzung	CN aus Tab.6.4	CN $\Delta F/F$
0,29	B	Wald	60	17
0,08	B	Wiese	58	1
0,20	B	Getreide	76	15
0,21	C	Getreide	84	18
0,15	C	Hackfrüchte	87	13
0,07	–	undurchlässige Flächen	100	7

Gl.(6.61b) oder Bild 6.25 $N_D = 22 \text{ mm}$. Bezüglich der Nichtlinearität des Verfahrens ist es jedoch besser, nicht gemittelte CN-Werte zu verwenden, sondern die Flächen gleicher CN-Werte in einem flächendetaillierten Modell gesondert zu berücksichtigen.

Umfangreiche Untersuchungen zeigten, dass der tatsächliche Abflussbeiwert in der Regel um 8 bis 14 CN-Werte unterschätzt wird. Grund hierfür ist u.a., dass der Anfangsverlust nach dem ursprünglichem SCS-Verfahren für mitteleuropäische Verhältnisse oft zu hoch ist, so dass mit einem kleineren Anfangsverlust, z.B. von $I_a = 0,05S$ und $N < 50 \text{ mm}$, bessere Ergebnisse erzielt werden. Falls einige Niederschlag-Abfluss-Beobachtungen vorliegen, empfiehlt es sich, diese Ereignisse in Bild 6.25 einzutragen und den CN-Wert des Gebiets anhand einer Ausgleichskurve durch die Messpunkte zu bestimmen.

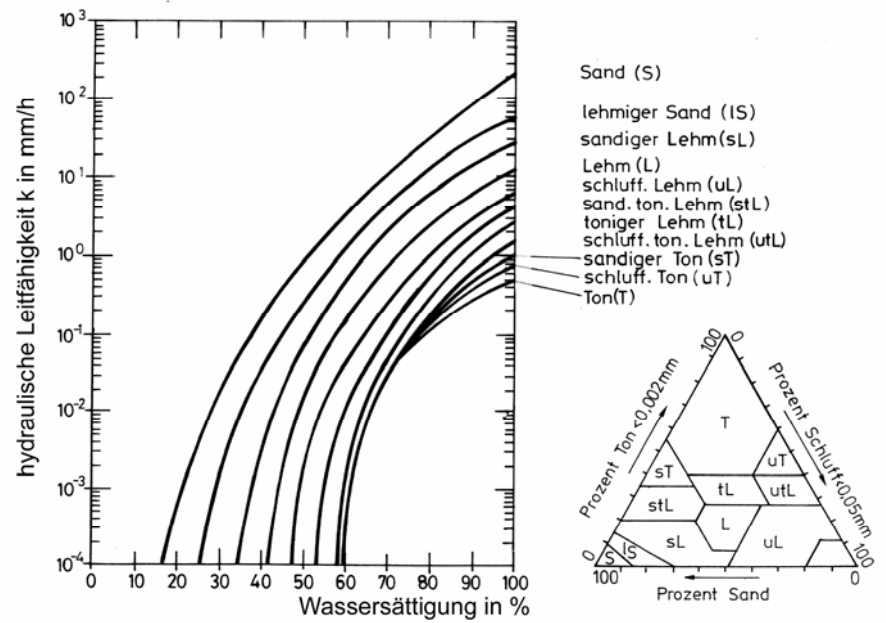


Abb. 6.26. Hydraulische Leitfähigkeit in Abhängigkeit von der Bodenart

Tabelle 6.5. Mittelwerte der Parameter der Green-Ampt-Gleichung für verschiedene Böden nach [6.48]

Boden	Porenvolumen in cm^3/cm^3	wirksames Porenvolumen W_0	Saugspannung an der Feuchtefront S_f in cm	gesättigte Leitfähigkeit k_{fg} in mm/h
Sand	0,438	0,417	5,0	118
lehmiger Sand	0,437	0,401	6,1	29,9
sandiger Lehm	0,453	0,412	11,0	10,9
Lehm	0,463	0,434	8,9	3,4
schluffiger Lehm	0,501	0,486	16,7	6,5
sandiger, toniger Lehm	0,398	0,330	21,9	1,5
toniger Lehm	0,464	0,390	20,9	1,0
schluffiger Lehm	0,471	0,432	27,3	1,0
sandiger Ton	0,430	0,321	23,9	0,6
schluffiger Ton	0,479	0,423	29,2	0,5
Ton	0,475	0,385	31,6	0,3

Die Beziehung zwischen Niederschlag und Abfluss ist beim SCS-Verfahren stark nichtlinear. So vergrößert sich bei einem Regen von 50 mm der Gesamtabflussbeiwert von 0 auf 0,28, wenn anstelle von $CN = 0$ $CN = 80$ gewählt wird. Der

Abflussbeiwert steigt aber von 0,28 auf 1, wenn CN von 80 auf 100 vergrößert wird. Werden CN = 80 und N = 100 mm gewählt, so erhöht sich der Abflussbeiwert um mehr als das Doppelte als bei N = 50 mm. Bei der Bestimmung von CN ist die Einordnung der anstehenden Böden in die vier Gruppen kritisch. Der Abflussbeiwert schwankt bei einem Regen von 100 mm zwischen 0 und 0,45 für dichten Wald oder zwischen 0,45 und 0,82 für Ödland, je nach gewählter Bodengruppe. Vorschläge zur besseren Berücksichtigung des Vorregens enthält [6.80].

Eine alternative Methode, die auf dem Infiltrationsverhalten aufbaut, ist ein detaillierter Ansatz, in dem die Veränderung der Infiltration in Abhängigkeit von der Bodenfeuchte berücksichtigt wird. Nach Gl.(6.56b) erhält man die Infiltrationsrate in Abhängigkeit von Bodenparametern, die für zehn Klassen der Bodentextur tabelliert sind [6.48–6.50] (Bild 6.26 und Mittelwerte in Tab. 6.5). Mit Gl.(6.56b) kann der Zeitpunkt t_p bestimmt werden, ab welchem die Bodenfläche überschwemmt wird und Oberflächenabfluss eintritt, falls die Regenintensität größer als die aktuelle Infiltrationsrate ist. Für die anschließende Regenperiode kann dann die Infiltrationsrate berechnet werden.

Die Substitution von $f = dF/dt$ in Gl.(6.56a) und Integration unter der Anfangsbedingung, dass $F = 0$ bei $t = 0$ ist, führt zu:

$$k_{fg} \cdot t = F - S_f M \cdot \ln(1 + F / MS_f). \quad (6.63)$$

Bei Gl.(6.63) wird eine mit einem Wasserfilm benetzte Oberfläche vorausgesetzt. Außerdem wird das Entweichen der Luft aus den Poren vernachlässigt, so dass sich die tatsächliche Infiltration geringer einstellt. Es wird daher die Annahme getroffen, dass k_{fg} die Hälfte des Wertes bei gesättigter Leitfähigkeit ausmacht. Die Infiltrationsmenge F_p , die beim Erreichen einer überschwemmten Oberfläche gespeichert ist, beträgt nach Gl.(6.56b):

$$F = F_p - S_f M / (f_p / k_{fg} - 1) = f_p t_p, \quad (6.63a)$$

wobei t_p die Zeit von Regenbeginn bis zum Auftreten von Oberflächenabfluss ist. Für einen Regen mit konstanter Intensität gilt $f = f_p$ für $t < t_p$ und $f_p = f$ nach Gl.(6.56a) für $t > t_p$, wobei gilt $t_p = f_p / F_p$.

Für einen tonigen Lehm soll die Infiltration bei einem Regen mit gleichförmiger Intensität von 2,0 cm/h und einer Dauer von $D = 4$ h bestimmt werden. Die Bodenoberfläche sei glatt, so dass der Muldenrückhalt S_D vernachlässigt werden kann. Außerdem soll die Interzeption S_i , die zu Beginn der Rechnung von der Regensumme subtrahiert werden muss, vernachlässigt werden. Als Eingabedaten stehen zur Verfügung (vgl. Tab. 6.5): Leitfähigkeit $k_{fg} = 0,097$ cm/h; Anfangswassergehalt $w_A = 0,25$, wirksames Porenvolumen $W_0 = 0,39$, verfügbares Porenvolumen: $0,39 - 0,25 = 0,14$; Saugspannung an der Feuchtefront $S_f = 20,88$ cm; Interzeption $S_i = 0$ und Muldenrückhalt $S_D = 0$. Die Infiltrationsmenge F_p und die Zeit t_p bis zum Auftreten von Oberflächenabfluss erhält man zu:

$$F_p = (20,88 \cdot 0,14) / (2,0 / 0,097 - 1) = 0,15 \text{ cm} \quad \text{und} \quad t_p = 0,15 / 2,0 = 0,07 \text{ h.}$$

Die Infiltrationsmenge nach der Bildung von Oberflächenabfluss wird nach Gl.(6.63) sukzessiv berechnet. In Gl.(6.63) ist $k_{fgt} = k_{fg}(t - t_p + t_p')$, wenn mit t_p' die Zeit bezeichnet wird, die benötigt wird, um F_p bei einer von Anfang an mit Wasser bedeckten Oberfläche zu infiltrieren. Nach Gl.(6.63) erhält man t_p' zu:

$$t_p' = \frac{F_p}{k_{fg}} - \frac{S_f M}{k_{fg}} \ln \left(1 + \frac{F_p}{MS_f} \right),$$

$$t_p' = 0,15/0,097 - [(20,88 \cdot 0,14)/0,097] \ln[1 + 0,15/(0,14 \cdot 20,88)] = 1,55 - 1,51 = 0,04 \text{ h.}$$

Damit wird t:

$$t = t_p - t_p' + \frac{F}{k_{fg}} - \frac{MS_f}{k_{fg}} \ln \left(1 + \frac{F}{MS_f} \right),$$

$$t = 0,07 - 0,04 + \frac{F}{0,097} - \frac{20,88 \cdot 0,14}{0,097} \ln \left(1 + \frac{F}{0,14 \cdot 20,88} \right).$$

Für einen vorgegebenen Wert von $F = 0,25$ wird:

$$t = 0,03 + 0,25/0,97 - 30,14 \cdot \ln(1 + 0,343 \cdot 0,25),$$

$$t = 0,03 + 0,25 \cdot 10,309 - 30,14 \cdot \ln(1 + 0,25 \cdot 0,343) = 0,134 \text{ h.}$$

Durch wiederholtes Lösen dieser Gleichung für zunehmende Werte F kann t bestimmt werden. So wird für $F = 1,77 \text{ cm}$ $t = 4,01 \text{ h}$ errechnet, was etwa der Endinfiltration entspricht. Die Infiltrationsrate f berechnet sich näherungsweise nach Gl.(6.56) für $F = 0,25 \text{ cm}$:

$$f = f_p = k_{fg} + k_{fs} S_f M / F_p \quad \text{für } t > t_p \quad f = 0,097 + 0,097 \cdot 20,88 \cdot 0,14 / 0,25 = 1,231 \text{ cm/h.}$$

Die Anwendung des Infiltrationsratenkonzepts des erweiterten SCS-Verfahrens für Regen mit unterschiedlichem Intensitätsverlauf erfordert die schrittweise Lösung von Gl.(6.56) und die Nachprüfung, ob $f \geq I$. Auf der Grundlage der Green- und Ampt-Gleichung bauen komplexere Modelle für geschichtete Böden auf [6.1]. Neben diesen Ansätzen bestehen noch mehrere Verfahren, die auf konventionelle Infiltrationsansätze nach Gl.(6.50a) zurückgehen. Die Bodenkennwerte werden durch gebiets- und ereignisspezifische Parameter ersetzt und durch Kalibrierung mit Abflussmodellen bestimmt. Diese Verfahren sind auch eng damit verknüpft, regional gültige Übertragungsfunktionen, z.B. für Flussgebietsmodelle, zu erhalten [6.68].

6.2.4 Ermittlung der Übertragungsfunktion

6.2.4.1 Einheitganglinienverfahren

Eines der ältesten und bekanntesten Verfahren zur Beschreibung der Abflusskonzentration eines Einzugsgebietes ist das 1934 von Sherman entwickelte Einheitganglinienverfahren [6.51]. Die Einheitganglinie (Unit Hydrograph) ist die aus 1 mm abflusswirksamen Niederschlags pro gewähltem Zeitintervall ($I_W = 1 \text{ mm}/\Delta t$) resultierende Ganglinie des direkten Abflusses Q_D . Die Anwendung des Einheitganglinienverfahrens setzt voraus, dass das Einzugsgebiet annähernd gleichförmig

überregnet wird. Das Verfahren ist besonders geeignet für Einzugsgebiete mit homogenem Abflussverhalten. Bei Einzugsgebieten mit einem nennenswerten Anteil von Besiedlungsflächen empfiehlt es sich, für die versiegelten und die unversiegelten Flächen getrennt Einheitsganglinien aufzustellen und zu überlagern.

Die Annahme, dass gleicher effektiver Gebietsniederschlag gleiche Abflussganglinien erzeugt (Zeitinvarianz) und dass bei gleicher Regendauer die Ordinaten der Abflussganglinie den effektiven Niederschlägen direkt proportional sind (Linearität), lässt eine Umformung einer Einheitsganglinie für verschiedene Zeitintervalle $n\Delta t$ ($n = 1, 2, \dots$) und Niederschlagskombinationen zu (Bild 6.27). Jede Ganglinie des direkten Abflusses Q_D wird durch Superposition von Einzelwellen erhalten, wobei die Einzelwellen aus je einem Intervall des effektiven Niederschlags I_{wi} entstehen. Setzt sich ein Niederschlagsereignis aus k Intervallen der Breite Δt mit den k Intensitäten I_{wi} ($i = 1, 2, \dots, k$) zusammen, so erhält man für die zugeordnete Ganglinie des direkten Abflusses unter Berücksichtigung des jeweils um Δt verschobenen Anfangszeitpunkts das folgende Gleichungssystem (Bild 6.27):

$$Q_{D1} = u_1 I_{w1}$$

$$Q_{D2} = u_1 I_{w2} + u_2 I_{w1}$$

$$Q_{D3} = u_1 I_{w3} + u_2 I_{w2} + u_3 I_{w1}$$

$$\vdots \quad \quad \quad \vdots \quad \quad \quad \vdots$$

$$Q_{Di} = u_i I_{wi} + u_2 I_{wi-1} + \dots + u_i I_{w1}$$

oder

$$Q_{Dm} = \Delta t \cdot \sum_{i=1}^m [I_{wi} u(\Delta t, t_{m-(i-1)\Delta t})] = \Delta t \cdot \sum_{i=1}^m [I_{wi} \cdot u_{m-(i-1)}]. \quad (6.64)$$

Die Auflösung nach der Einheitsganglinienordinate u_i ergibt:

$$u_1 = Q_{D1} / I_{w1}$$

$$u_2 = (Q_{D2} - I_{w2} u_1) / I_{w1}$$

$$u_3 = (Q_{D3} - I_{w3} u_1 - I_{w2} u_2) / I_{w1}$$

oder

$$u_m = \frac{1}{I_{w1}} \left[Q_{Dm} / \Delta t - \sum_{i=1}^{k-1} u_{m-1} \cdot I_{wi+1} \right]. \quad (6.65)$$

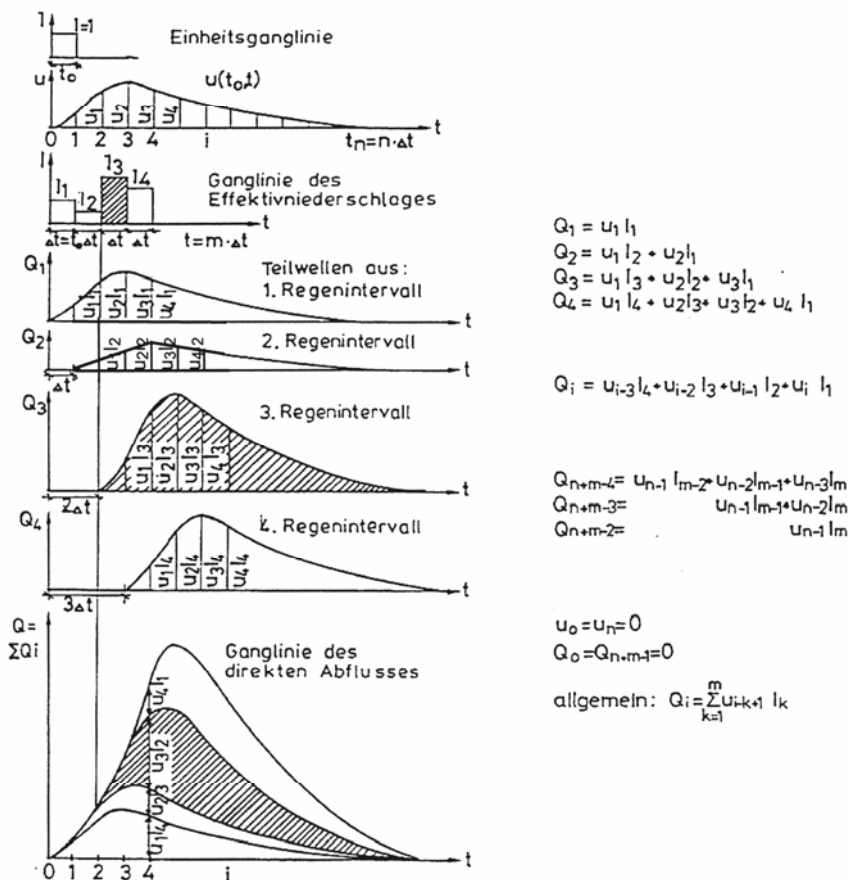


Abb. 6.27. Ermittlung der Ordinaten der Einheitsganglinie u_m bei einer Folge von Effektivniederschlägen I_{wi}

Die Ordinaten u werden nach Gl.(6.65) sukzessiv berechnet. Es werden nur m Gleichungen benötigt, um die Ordinaten u_i zu berechnen. Bei der Lösung des überbestimmten Gleichungssystems ($m < n-k+1$) macht sich oft eine Fehlerfortpflanzung empfindlich bemerkbar. Eine optimale Lösung wird dann erhalten, wenn man einen möglichst glatten, nicht oszillierenden Verlauf für $u(t)$ erhält. Gegebenenfalls muss eine zu stark oszillierende Funktion nachträglich durch gleitende Mittel geglättet werden. Die Einheitsganglinie kann auch anhand des gesamten Gleichungssystems (Gl. (6.65)) nach der Methode der kleinsten Quadrate bestimmt werden [6.52].

Am einfachsten lässt sich eine Einheitsganglinie ableiten, wenn der abflusswirksame Niederschlag nur aus einem Zeitintervall besteht (Blockregen). Gleichung (6.65) zur Berechnung der Ordinaten u_i vereinfacht sich zu:

$$u_i(t) = Q_{Di} / I_w \text{ in m}^3/\text{s} \cdot \text{mm.} \quad (6.65a)$$

Zur Ermittlung der Einheitsganglinie wird der effektive Gebietsniederschlag berechnet und der Basisabfluss abgetrennt. Entsprechend dem Niederschlagsintervall wird Q_D in gleiche Zeitintervalle Δt eingeteilt. Der Verlauf von Q_D soll durch die diskreten Werte möglichst genau wiedergegeben werden. Anschließend werden die Ordinaten Q_{Di} durch die Gesamthöhe des effektiven Niederschlags dividiert.

Um Einheitsganglinien aus verschiedenen Einzugsgebieten vergleichen zu können, müssen die Einheitsganglinienordinaten die Dimension $1/h$ aufweisen. Die Umwandlung geschieht durch Multiplikation von Gl.(6.65a) mit $3,6/A_{Eo}$, wenn das Einzugsgebiet in km^2 und Δt in h gegeben sind. Da außerdem die Einheitsganglinie vom gewählten Δt abhängig ist, wird zur Bestimmung der Einheitsganglinie für beliebig vorgegebene Zeitintervalle die S-Kurve $s = \Delta t \sum u_i(\Delta t)$ nach Gl.(6.7) herangezogen. Durch Verschieben der S-Kurve um das gewünschte Zeitintervall Δt wird die gesuchte Einheitsganglinie aus der Ordinatendifferenz der beiden S-Kurven erhalten:

$$u_i(\Delta t) = (s_i - s_{i-1}) / \Delta t. \quad (6.66)$$

Geht die Zeitspanne zwischen ursprünglicher und verschobener S-Kurve gegen Null, erhält man aus der Steigung der S-Kurve die Momentaneinheitsganglinie. Die Ermittlung der Steigung erfolgt zweckmäßig zwischen Nullpunkt und Wendepunkt graphisch und vom Wendepunkt an nach der Gleichung:

$$u_i(\Delta t \rightarrow 0) = (s_{i-2} - 8s_{i-1} + 8s_{i+1} - s_{i+2})\Delta t / 12. \quad (6.67)$$

Als Beispiel sollen die Einheitsganglinie für eine beobachtete Abflussganglinie und zugehörigem Gebietsniederschlag aufgestellt werden. Der Effektivniederschlag ergibt sich durch Abzug einer konstanten Verlustrate von 2 mm/h ; der Basisabfluss wurde vorab subtrahiert (Tab. 6.6). Nach Gl.(6.64) wird folgendes Gleichungssystem für die direkten Abflüsse und abflusswirksamen Niederschläge aufgestellt:

Tabelle 6.6. Berechnung des abflusswirksamen Niederschlags

Zeit in h	Gebietsniederschlag in mm	Abflusswirksamer Niederschlag I_{wi} in mm	Direkter Abfluss Q_{Di} in m^3/s
0	2	0	0 = Q_{D0}
1	16,6	14,6	12,4 = Q_{D1}
2	21,5	19,5	30,7 = Q_{D2}
3	2	0	24,5 = Q_{D3}
4	31,3	29,3	34,4 = Q_{D4}
5	2	0	31,9 = Q_{D5}
6			12,7 = Q_{D6}
7			4,87 = Q_{D7}
8			1,81 = Q_{D8}
9			0,68 = Q_{D9}
10			0,34 = Q_{D10}
11			0 = Q_{D11}

Für die Abflussordinaten wird folgendes Gleichungssystem aufgestellt:

Q_{Di}	$I_{w1}u_i$	$I_{w2} \cdot u_{i-1}$	$I_{w3} \cdot u_{i-2}$	$I_{w4} \cdot u_{i-3}$	Gleichung für u_i :
$Q_{D1} = 12,4$	$I_{w1}u_1$				$u_1 = Q_{D1}/I_{w1}$
$Q_{D2} = 30,7$	$I_{w1}u_2$	$I_{w2}u_1$			$u_2 = (Q_{D2} - I_{w2}u_1)/I_{w1}$
$Q_{D3} = 24,5$	$I_{w1}u_3$	$I_{w2}u_2$			$u_3 = (Q_{D3} - I_{w2}u_2)/I_{w1}$
$Q_{D4} = 34,4$	$I_{w1}u_4$	$I_{w2}u_3$		$I_{w4}u_1$	$u_4 = (Q_{D4} - I_{w2}u_3 - I_{w4}u_1)/I_{w1}$
$Q_{D5} = 31,9$	$I_{w1}u_5$	$I_{w2}u_4$		$I_{w4}u_2$	
$Q_{D6} = 12,7$	$I_{w1}u_6$	$I_{w2}u_5$		$I_{w4}u_3$	
$Q_{D7} = 4,87$	$I_{w1}u_7$	$I_{w2}u_6$		$I_{w4}u_4$	
$Q_{D8} = 1,81$		$I_{w2}u_7$		$I_{w4}u_5$	$u_5 = (Q_{D8} - I_{w2}u_7)/I_{w4}$
$Q_{D9} = 0,68$				$I_{w4}u_6$	$u_6 = Q_{D9}/I_{w4}$
$Q_{D10} = 0,34$				$I_{w4}u_7$	$u_7 = Q_{D10}/I_{w4}$
$Q_{D11} = 0$				$I_{w4}u_8$	$u_8 = Q_{D11}/I_{w4} = 0$

Die Auflösung der Gleichungen für u_i in $m^3 s^{-1} mm^{-1}$ ergibt:

$$\begin{aligned}
 u_1 &= 12,4/14,6 = 0,849, \\
 u_2 &= (30,7 - 19,5 \cdot 0,849)/14,6 = 0,968, \\
 u_3 &= (24,5 - 19,5 \cdot 0,968)/14,6 = 0,384, \\
 u_4 &= (34,4 - 19,5 \cdot 0,384 - 29,3 \cdot 0,849)/14,6 = 0,139, \\
 u_5 &= (1,81 - 29,3 \cdot 0,012)/29,3 = 0,050, \\
 u_6 &= 0,68/29,3 = 0,023, \\
 u_7 &= 0,34/29,3 = 0,012, \\
 u_8 &= 0.
 \end{aligned}$$

Als weiteres Beispiel soll für ein $44,7 \text{ km}^2$ großes Einzugsgebiet die Einheitsganglinie ermittelt werden durch Lösung des Gleichungssystems nach Gl.(6.65) und als Speicherkaskade nach Gl.(6.34) und Bild 6.8, wobei die Parameter n und K nach der Momentenmethode (Gl.(6.40)) bestimmt werden sollen. An einem von mehreren abgelaufenen Hochwassern wird der Rechenablauf gezeigt und auf die Bildung einer mittleren Übertragungsfunktion durch Heranziehung der übrigen Ereignisse verzichtet. Zur Vorbereitung der Berechnung der Übertragungsfunktion wurde der Gebietsniederschlag für das Ereignis vom 24.6.1975 herausgegriffen und nach der Polygonmethode ermittelt (Bild 6.28). Der Basisabfluss Q_B wurde geradlinig von $0,4$ auf $1,0 \text{ m}^3/s$ ansteigend abgetrennt und der verbleibende Direktabfluss Q_D in Tab. 6.7 aufgelistet. Um das Bemessungshochwasser, für das von einem zweistündigen Zeitintervall auszugehen ist, zu bestimmen, wurde die Berechnung der S-Kurve in Tab. 6.7 sowie die Nebenrechnung zur Bestimmung von n und K mit aufgenommen.

Der Gebietsniederschlag beträgt $54,9 \text{ mm}$, die Abflusshöhe $143,1 \cdot 3,6/44,7 = 11,5 \text{ mm}$. Der Gesamtabflussbeiwert berechnet sich zu $11,5/54,9 = 0,21$. Der gesamte Niederschlag fiel von 9^{00} bis 10^{00} mit $19,2 \text{ mm}$ und von 10^{00} bis 11^{00} mit $13,3 \text{ mm}$. Bei einer Verlustrate von $10,5 \text{ mm/h}$ sind $8,7 \text{ mm}$ als abflusswirksamer Niederschlag von 9^{00} bis 10^{00} und $2,8 \text{ mm}$ im zweiten Intervall anzusetzen. Die Ordinaten der Einheitsganglinie in $m^3/s \cdot mm$ für $t = 1 \text{ h}$ werden wie folgt berechnet:

$$\begin{aligned}
 u_1 &= Q_{D1}/I_{w1} = 0,80/8,7 = 0,092, \\
 u_2 &= (Q_{D2} - u_1 I_{w2})/I_{w1} = (4,60 - 0,092 \cdot 2,8)/8,7 = 0,499, \\
 u_3 &= (Q_{D3} - u_2 I_{w2})/I_{w1} = (30,0 - 0,449 \cdot 2,8)/8,7 = 3,288,
 \end{aligned}$$

u_4	$= (Q_{D4}-u_3I_{w2})/I_{w1}$	$= (25,0-3,288\cdot 2,8)/8,7$	$= 1,815,$
u_5	$= (Q_{D5}-u_4I_{w2})/I_{w1}$	$= (16,8-1,815\cdot 2,8)/8,7$	$= 1,347,$
u_6	$= (Q_{D6}-u_5I_{w2})/I_{w1}$	$= (11,2-1,347\cdot 2,8)/8,7$	$= 0,854,$
.	.	.	.
.	.	.	.
.	.	.	.
u_{24}	$= (Q_{D24}-u_{23}I_{w2})/I_{w1}$	$= (0,60-0,069\cdot 2,8)/8,7$	$= 0,047,$
u_{25}	$= (Q_{D25}-u_{24}I_{w2})/I_{w1}$	$= (0,40-0,047\cdot 2,8)/8,7$	$= 0,031,$
u_{26}	$= (Q_{D26}-u_{25}I_{w2})/I_{w1}$	$= (0,20-0,031\cdot 2,8)/8,7$	$= 0,013.$

Als Kontrolle dient $\Sigma u_i \cdot \Delta t \cdot 1 \cdot 3600 = 12,45 \cdot 1 \cdot 3600 = 44700 \text{ m}^3$. Für die Speicherkaskade erhält man nach Gln.(6.40 und 6.39) die Parameter zu:

$$\bar{\mu}_1(Q_D) = 1024,40/143,10 = 7,16 \text{ h}; \quad \bar{\mu}_2(Q_D) = 3671,90/143,10 = 25,66 \text{ h}^2;$$

$$\bar{\mu}_1(I_w) = t(I_w) = 8,55/11,5 = 0,74 \text{ h}; \quad \bar{\mu}_2(I_w) = 146,90/11,5 = 12,77 \text{ h}^2.$$

$$Kn = \bar{\mu}_1(Q_D) - \bar{\mu}_1(I_w) = 7,16 - 0,74 = 6,42 \text{ h} \rightarrow n = 6,42/K,$$

$$K^2n = \mu_2(Q_D) - \mu_2(I_w) = 25,66 - 12,77 = 12,89 \text{ h}^2,$$

$$K^2n = k^2(6,42/K) = 12,89 \rightarrow K = 2,01 \text{ h}; \quad n = 6,42/K = 6,42/2,01 = 3,19.$$

Damit wird erhalten (Bild 6.8): $t_{\max} = K(n-1) = 2,01(3,19-1) = 4,40 \text{ h}$; $u_{\max} = [1/K] \cdot [u(t_{\max}, K=1)] = 0,261/2,01 = 0,130 \text{ in } 1/\text{h}$.

$t_i = i\Delta t$ in [h]	I_{wi} in [mm/h]	$t_i I_{wi}$	$t_i - t(I_{wi})$	$(t_i - t(I_{wi}))^2 I_{wi}$
0,50	8,7	4,35	3,61	113,38
1,50	2,8	4,20	3,46	33,52
Summe:	11,5	8,55		146,90

Beim Fehlen von Messungen müssen die Parameter der Übertragungsfunktion, i.a. eine kennzeichnende Fließzeit und die Scheitelordinate, aus Kenngrößen des Einzugsgebiets geschätzt werden. Dazu kann man einen Katalog von Einheitganglinien heranziehen [6.53, 6.54]. Kann beim Fehlen von Messungen eine Übertragungsfunktion in dem Katalog der Einheitganglinie [6.51, 6.53] nicht gefunden werden, kann eine idealisierte Dreiecksfigur angenommen werden, welche durch $t_{\max}$, t_{ges} und $u_{\max}$ bestimmt ist. Die Anstiegszeit ist $t_{\max} = 0,632(L/\sqrt{J})^{0,443}[\text{h}]$, wobei L die Vorfluterlänge bis zur Wasserscheide in km und J das Gefälle über L bedeuten. Die Dauer (=Fußbreite) der Welle ist $t_{\text{ges}} = 10,1+10,2\cdot t_{\max} [\text{h}]$. Die Scheitelordinate wird $u_{\max} = 0,0133+0,408/t_{\max} [1/\text{h}]$.

Tabelle 6.7. Berechnung der Übertragungsfunktion nach der S-Kurve und nach der Momentenmethode ($\Delta t = 1\text{ h}$, u_i in $\text{m}^3/\text{s mm}$, s in m^3/mm)

Datum	$t=i\Delta t$	Q_{Di}	$u_i(\Delta t)$ ($\Delta t=1\text{h}$)	$s(t_i)$ $\Delta t \cdot \sum u_i \cdot$ 3600	$s(t_i - \Delta t_2)$ ($\Delta t_2=2\text{h}$)	$u_i(\Delta t_2)^{1)}$	$t_i Q_D$	$t_i - t(Q_D)$	$(t_i - t(Q_D))^2 Q_D$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
9 ⁰⁰	0	0,00	0,000	0	0	0,000	0,00	-7,16	0,00
	1	0,80	0,092	331	0	0,046	0,80	-6,16	30,36
	2	4,60	0,499	2128	0	0,296	9,20	-5,16	122,48
12 ⁰⁰	3	30,00	3,288	13964	331	1,893	90,00	-4,16	519,17
	4	25,00	1,815	20498	2128	2,551	100,00	-3,16	249,64
24.6. 1975	5	16,80	1,347	25348	13964	1,581	84,00	-2,16	78,38
	6	11,20	0,854	28422	20498	1,101	67,20	-1,16	15,07
	7	7,90	0,633	30701	25348	0,743	55,30	-0,16	0,20
18 ⁰⁰	8	6,20	0,509	32533	28422	0,571	49,60	0,84	4,37
	9	5,60	0,480	34261	30701	0,494	50,40	1,84	18,96
	10	5,10	0,432	35816	32533	0,456	51,00	2,84	41,13
0 ⁰⁰	11	4,50	0,378	37177	34261	0,405	49,50	3,84	66,36
	12	3,90	0,327	38354	35816	0,353	46,80	4,84	91,36
	13	3,20	0,263	39301	37177	0,295	41,60	5,84	109,14
25.6.	14	2,70	0,226	40115	38354	0,245	37,80	6,84	126,32
	15	2,40	0,203	40846	39301	0,215	36,00	7,84	147,52
	16	2,20	0,187	41519	40115	0,195	35,20	8,84	171,92
6 ⁰⁰	17	2,00	0,170	42131	40846	0,178	34,00	9,84	193,65
	18	1,80	0,152	42678	41519	0,161	32,40	10,84	211,51
	19	1,60	0,135	43164	42131	0,143	30,40	11,84	224,30
12 ⁰⁰	20	1,40	0,118	43589	42678	0,127	28,00	12,84	230,81
	21	1,20	0,100	43949	43164	0,109	25,20	13,84	229,85
	22	1,00	0,083	44248	43589	0,092	22,00	14,84	220,23
Summe:	23	0,80	0,069	44496	43949	0,076	18,40	15,84	200,72
	24	0,60	0,047	44665	44248	0,058	14,40	16,84	170,15
	25	0,40	0,031	44777	44496	0,039	10,00	17,84	127,31
12 ⁰⁰	26	0,20	0,013	44824	44665	0,022	5,20	18,84	70,99
	27	0,00	0,000	44824	44777	0,007	0,00	19,84	0,00
Summe:		143,10	12,451			12,452	1024,40		3671,90

¹⁾ $u_i(\Delta t_2) = s(t_i) - s(t_i - \Delta t_2) / (\Delta t_2 \cdot 3600)$ (Spalte 7).

6.2.4.2 Translationsmodelle und charakteristische Fließzeiten

Bei der Abflusskonzentration können charakteristische Zeiten definiert werden. Aus der Ganglinie herleitbar ist die *Verzögerungszeit* t_l (lagtime). Sie ist der Zeitabstand von den Schwerpunkten des Effektivniederschlags und des Direktabflusses und entspricht bei undurchlässigen Flächen der Zeitdifferenz, die zwischen den Hälften der Niederschlagssumme und der Abflusssumme liegt. Als weitere charakteristische Zeit dient die *Konzentrationszeit* t_c . Sie wird aus der Ganglinie

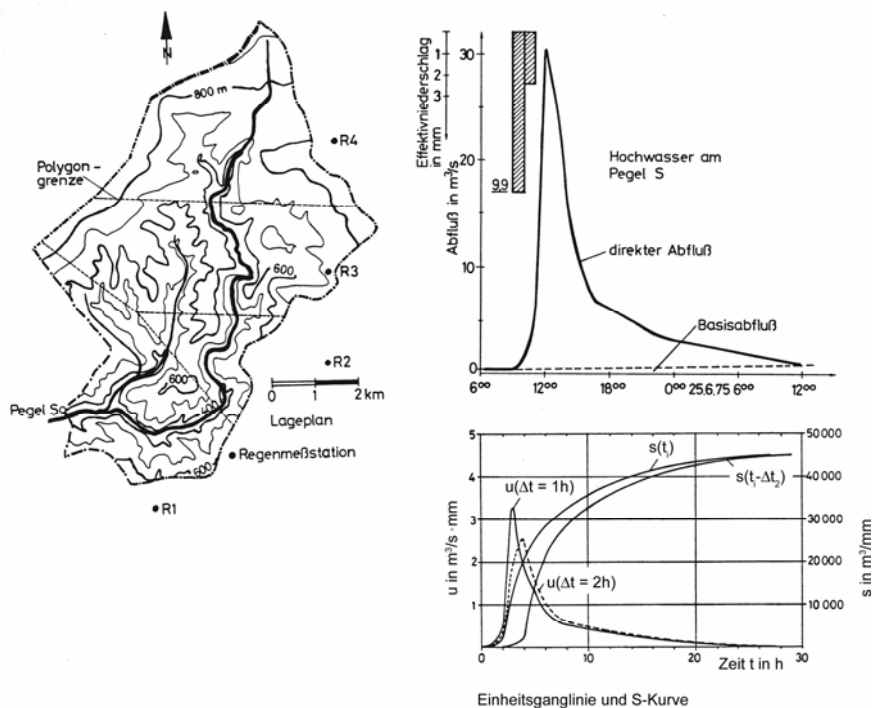


Abb. 6.28. Bestimmung der Einheitganglinie für den S-Fluss am Pegel S. Lageplan mit Niederschlagspolygonen. Hochwasserereignis mit effektivem Gebietsniederschlag und Einheitganglinien für 1 und 2 h nebst S-Kurve

und einigen Gebietseigenschaften, die für die Hydraulik des Abflusses maßgebend sind, abgeleitet. Bei einem gleichmäßig überregneten Gebiet, in welchem alle Teilgebiete zum Abfluss beitragen, entspricht sie der Fließzeit, die ein Wasserteilchen benötigt, um vom äußersten Punkt der Wasserscheide bis zum Gebietsauslass zu gelangen. Sie entspricht der Zeitspanne vom Regenbeginn bis zu dem Zeitpunkt, zu welchem der gesamte effektive Niederschlag (= direkter Abfluss) den Gebietsauslass erreicht.

Die Zeiten und Wellenformen können nach der Theorie der *kinematischen Welle* abgeleitet werden, wie für einen Streifen eines undurchlässigen Einzugsgebiets gezeigt werden kann.

Die Kontinuitätsgleichung (Gl. 6.11) wird auf den Oberflächenabfluss eines Element Δx angewendet. Für den Zufluss $(Q+q_i\Delta x)$, die Speicherinhaltsänderung $(\delta A/\delta x \cdot \Delta x)$ und den Ausfluss $(Q+\delta Q/\delta x)\Delta x$ lautet sie:

$$\delta Q/\delta x + \delta A/\delta t = q_i.$$

Die Energiegleichung besagt, dass folgendes Gleichgewicht besteht, wenn mit v und A die Fließgeschwindigkeit bzw. der Durchflussquerschnitt bezeichnet werden:

$$\frac{\delta v}{\delta t} + v \frac{\delta v}{\delta x} + g \frac{\delta y}{\delta x} = g (J_S - J_R) - v \cdot q_i / A.$$

Für Oberflächenabflüsse kann der Term mit q_i vernachlässigt werden, so dass das Reibungsgefälle J_R beträgt:

$$J_R = J_S - \frac{\delta y}{\delta x} - \frac{v}{g} \frac{\delta y}{\delta x} - \frac{l \delta v}{g \delta t}.$$

Für kleine Sohlgefälle $J_S = 0,01$ kann die longitudinale Wasserstandsänderung $\delta y / \delta x$ den Wert $0,1\text{m}/100\text{m} = 0,001$ nicht überschreiten. Der longitudinale Geschwindigkeitsgradient $v/g \cdot \delta v / \delta x$ ist dann kleiner als $(1\text{m/s} : 10\text{m/s}^2) (1\text{m/s} : 100\text{m}) = 0,001$.

Die Geschwindigkeitsänderung in der Zeit $1/g \cdot \delta v / \delta t$ ist kleiner als $(1/10) \cdot (1/100\text{s}) = 0,001$. Für Wassertiefen kleiner als $0,1\text{ m}$, welche die Regel bei Oberflächenabflüssen sind, sind die Ausdrücke vernachlässigbar klein im Vergleich zu J_S . Damit wird die Kontinuitätsgleichung für einen Streifen der Breite 1 erhalten, wenn mit I_W die Intensität des effektiven Niederschlags bezeichnet wird:

$$\delta q / \delta x + \delta y / \delta t = I_W.$$

In der Energiegleichung wird vereinfacht $J_R = J_S$ gesetzt. Für diesen Fall folgt der Abfluss einer parabelförmigen Abhängigkeit von der Wassertiefe:

$$q = a \cdot y^m$$

a : Koeffizient, $a = \sqrt{J/n}$,

m : Funktion der Hydraulik des Abflusses (Oberflächenrauheit, Gefälle), $m = 1,67$ nach Manning.

Nach Einsetzen der vereinfachten Energiegleichung in die Kontinuitätsgleichung wird:

$$(a \cdot m y^{m-1}) \cdot [(\delta v / \delta x) + (\delta v / \delta t)] = I_W.$$

Für einen gleichförmigen Niederschlag wird $dy/dt = i_e$ bzw. $y = y_0 + i_e \cdot t$, wobei y_0 die Anfangswassertiefe ist. Für eine am Regenanfang trockene Oberfläche ($y_0 = 0$) wird $\delta x / \delta t = a m y^{m-1} = a m (i_e \cdot t)^{m-1}$ und nach Integration $x = x_0 + a y^{m-1} \cdot t$. Damit kann die Konzentrationszeit t_c berechnet werden, wenn für $x - x_0 = L$ gesetzt wird:

$$t_c = (L/a \cdot I_W^{m-1})^{1/m}.$$

Wird von einem Hanglängsstreifen der Länge L ausgegangen, der gleichförmig mit der Intensität I_W überregnet wird, erhält man die Volumenbilanz am Hangfuß, wo eine Wasserschicht der Stärke H mit der Geschwindigkeit v abfließt, zu $vH = I_W L$. Die Konzentrationszeit t_c ergibt sich zu L/v . Wird v nach der Fließformel von Manning-Strickler bestimmt, erhält man t_c nach dem Ansatz der kinematischen Welle [6.55, 6.56]:

$$t_c = [L / \sqrt{J}]^{1/n} / [k_{St}^{1/n} \cdot I_W^{(1-1/n)}] \quad (6.68)$$

t_c : Fließzeit bis zum Gleichgewichtszustand (= Konzentrationszeit),

k_{St} : Rauigkeitsbeiwert nach Chezy oder Strickler,

n : Exponent, bei turbulenter Strömung: $n = 1,5$ (Chezy) und $n = 1,67$ (Strickler),

I_W : Intensität des effektiven Niederschlags,

L : Länge des Einzugsgebiets, vom Kontrollquerschnitt bis zum oberen Rand längs des Fließweges gemessen (Hanglänge),

J : Gefälle über die Strecke L .

Wenn die Rauheit n nach Manning eingesetzt wird, erhält man für undurchlässige Flächen:

$$t_c = (6,9 \cdot I_W^{-0,4})(n \cdot L \cdot J_0^{-0,5})^{0,6} \quad \text{in min}$$

I_W : Intensität des effektiven Niederschlags in mm/h,

L : Fließlänge bis zur Wasserscheide in m,

J_0 : Geländegefälle,

n': Rauheit nach Manning ($k_{st} \approx 1/n'$) für Überlandabfluss				
Asphalt, Beton	0,01	<	n	< 0,013,
Brache	0,01	<	n	< 0,012,
bestelltes Feld	0,06	<	n	< 0,12,
Kurzes Gras	0,10	<	n	< 0,20,
Rasen, dichter Wuchs	0,17	<	n	< 0,48.

Die Fließzeit t_F ist die Zeit, die ein Wasserteilchen benötigt um von dem entferntesten Punkt des Einzugsgebiets bis zum Gebietsauslass zu gelangen. Für eine ebene Fläche ist sie größer als die Konzentrationszeit nach der kinematischen Welle, da die Transportgeschwindigkeit der Wasserteilchen größer ist als die Reaktionszeit, die mit der Ausbreitungsgeschwindigkeit von Wellen, korrespondiert; es gilt $t_c = t_F/m$. Für die Verzögerungszeit einer undurchlässigen Fläche wird $t_1 = mt_c/(1+m)$.

Die Anwendung der Theorie der kinematischen Welle zur Fließzeitermittlung setzt voraus, dass Schichtabfluss, Überlandabfluss und Abfluss in Rillen die hauptsächlichen Fließpfade darstellen und eine straffe Beziehung zwischen Fließgeschwindigkeit v und Gefälle J besteht in der Form $v = a \cdot J^b$, wobei in der Regel $b = 0,5$ angenommen wird und a den Ausdruck $a = k_M \cdot R^{2/3}$ bzw. $a = (1,49/n) R^{2/3}$ darstellt, wobei n die Rauheit nach Manning im cfs-System bedeutet. Auf Einzugsgebiete angewendet bedeutet dies indirekt eine Beschränkung der Hanglänge. Bei einem Verhältnis von $nL / \sqrt{J} \leq 30$ ist die Abweichung klein und bleibt bis $nL / \sqrt{J} \leq 120$ noch tolerierbar.

Die Länge L ist eng mit der Konzentrationszeit korreliert. Indirekt ist eine Abhängigkeit mit der Einzugsgebietsgröße gegeben, da die gesamte Länge der Gewässer mit der Gebietsgröße zunimmt. Damit kann auch t_c in der Form $t_c = a \cdot A_{Eo}^b$ ausgedrückt werden. So wurde für 90 Einzugsgebiete bis 2000 km² Größe in

Deutschland erhalten $t_c = 0,50 \cdot A_{E0}^{0,6}$ mit t_c in h und A_{E0} in km^2 , wobei die Speicherkonstante für das Modell von Clark mit $K \sim 0,5 t_c$ ermittelt wurde.

Beim Abflussprozess erfasst die Translation die hydraulischen Eigenschaften des Einzugsgebiets bzw. Gewässernetzes. Da die Retention in kleinen Einzugsgebieten mit hohem Versiegelungsgrad gegenüber der Translation meist von untergeordneter Bedeutung ist, werden Translationsmodelle in Form von Flutplänen bei der Bemessung von städtischen Entwässerungsnetzen bereits seit mehr als 70 Jahren eingesetzt. In einem Translationsmodell sind Teilflächen oder Gewässerquerschnitte entsprechend der Laufzeit des Wassers von diesen Punkten bis zum Gebietsauslass (Laufzeit-Flächen-Diagramm) miteinander verknüpft. Das Laufzeit-Flächen-Diagramm multipliziert mit einer Abflusshöhe von 1 mm Höhe gibt an, in welcher zeitlichen Reihenfolge und mit welchem mengenmäßigen Anteil die einzelnen Teilflächen zum Abfluss beitragen. Die Summierung der Teilflächen in der Reihenfolge ihres Eintreffens am Gebietsauslass ergibt den ansteigenden Ast der Ganglinie für einen Effektivniederschlag 1, der in einer sehr kurzen Zeit fällt.

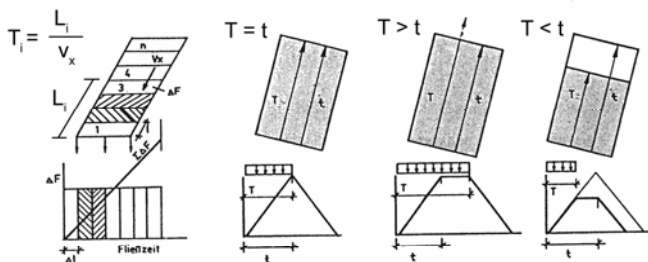
Für eine Dachfläche umschließen die Linien gleicher Fließzeit gleiche parallele Flächenstreifen ΔF , die senkrecht zum Gefälle angeordnet sind (Bild 6.29). Das Zeit-Flächen-Diagramm ist ein Rechteck. Die Summierung des Zeit-Flächen-Diagramms über die Fließzeit entspricht dem geradlinigen Anstieg der Abflussganglinie. Der maximale Scheitelabfluss stellt sich ein, wenn die Regendauer der längsten Fließzeit im Gebiet (= Konzentrationszeit t_c) gleicht. Entspricht die Regendauer der Fließzeit, wird ein gleichschenkliges Dreieck als Ganglinie erhalten. Übersteigt die Regendauer die Konzentrationszeit, werden größere Abflussfüllen erhalten, ohne dass der Scheitel weiter ansteigt. Das Flutplanverfahren nach Carp [6.59] geht von dreieckförmigen Abflussganglinien aus städtischen Gebieten aus (Bild 6.29), deren Form von der Konzentrationszeit im betrachteten Einzugsgebiet, von der Einzugsgebietsfläche und vom Verhältnis zwischen Scheitelabflussbeiwert ψ_s und mittlerem Abflussbeiwert ψ_m abhängt. Durch den abgeflachten abfallenden Teil der Ganglinie wird die Retention besser berücksichtigt.

Die Zeit vom Ende des Effektivniederschlags bis zum Ende des Direktabflusses bei einem vollständig und gleichmäßig überregneten Gebiet ($\sim$ Konzentrationszeit) ist im Allgemeinen abhängig von dem Kreisförmigkeitsfaktor $f_k = A_{E0}/A_K = 4A_{E0}\pi/U_{E0}^2$. Der Faktor wird erhalten, wenn die Einzugsgebietsgröße A_{E0} auf die Fläche eines Kreises A_K mit dem Umfang des Einzugsgebiets U_{E0} bezogen wird. Für $f_k = 1$ werden kleine Konzentrationszeiten erhalten, wobei der Wert 1 sowohl für ein kreisförmiges Gebiet als auch für eine blütenartige Form des Einzugsgebietes erhalten wird, wobei jedes Blütenblatt einem Nebental entspricht.

Laufzeit-Flächen-Diagramme lassen sich auch für natürliche Einzugsgebiete aufstellen, wobei die Fließzeiten während der Landphase des Abflusses und im Gewässer berücksichtigt werden müssen.

Für Einzugsgebiete werden näherungsweise die Isochronen anhand des Ansatzes $t_c = f(L/J^{1/2})$ ermittelt. Die Fließzeiten und Teilflächen der einzelnen Isochronen werden als Bruchteil der Konzentrationszeit ausgedrückt, um auch bei nachträglicher Korrektur der Konzentrationszeit von einem gültigen Zeitflächendiagramm ausgehen zu können. Häufig werden zur Ermittlung der Konzentrationszeit

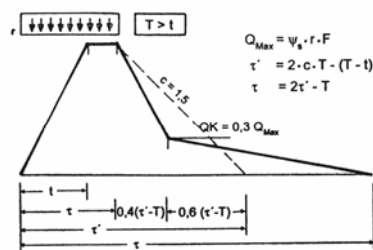
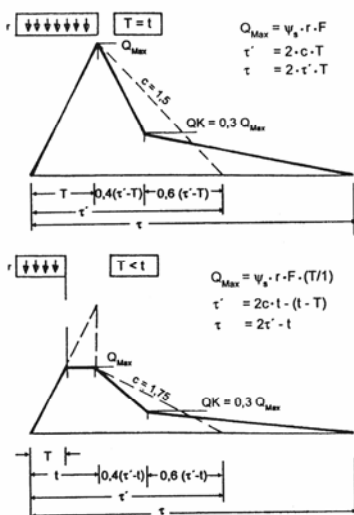
Translationsmodell einer Dachfläche



Entwicklung eines Zeitflächen-Diagramms

Einfluss der Regendauer T auf den Scheitelabfluss bei gleicher Konzentrationszeit t

Flutplan nach Carp

Abflussbeiwerte ψ_s, ψ_m

Klasse	Bevölkerungsdichte E / ha	ψ_m	ψ_s	$C = \psi_s / \psi_m$
I	3 50	0 80	0 80	1 00
II	2 50	0 65	0 50	1 30
III	1 50	0 52	0 24	2 16
IV	1 00	0 46	0 15	3 06
V	0	0 35	0 06	5 83

T Regendauer
 t Fließzeit $t = t_c$
 F Einzugsgebietsfläche
 r Niederschlagsintensität
 ψ_s Scheitelabflussbeiwert
 ψ_m mittlerer Abflussbeiwert

Abb. 6.29. Entwicklung eines Zeit-Flächendiagramms für eine Dachfläche und Einfluss der Regendauer $D = T$ auf den Scheitelabfluss bei gleicher Konzentrationszeit $t_c = t$; Flutplanfiguren für Siedlungsgebiete nach Carp [6.59]

empirische Formeln benutzt, die meist den Aufbau $t_c = aL^b J^c$ mit $0,6 \leq b \leq 1$ und $-0,3 \geq c \geq -0,5$ zeigen (Tab. 6.8). Dabei ist zu beachten, dass bei Anwendung der Kirpich-Formel in der Regel zu kleine Konzentrationszeiten erhalten werden, da diese Formel anhand von Messungen auf Abflussparzellen aufgestellt wurde. Für kleinere Einzugsgebiete mit ausgeprägtem Gerinnesystem wird der Ansatz für die Konzentrationszeit t_c erweitert zu [6.47]:

$$t_c = 0,02 \cdot L_G^{0,77} J_G^{-0,385} + (2k_M L_F / \sqrt{J_F})^{0,467} \quad \text{in min} \quad (6.69)$$

L_G, J_G : Länge bzw. Gefälle des Gerinneabschnitts in m,

L_F, J_F : Entsprechende Werte des Geländes (Hanglänge) in m,

k_M : Rauigkeit der Oberfläche nach Manning ($k_M = 1/K_{St}$); $k_M = 0,02$ für glatte, undurchlässige Flächen; $k_M = 0,10$ für glatten Boden (Brache); $k_M = 0,20$ für Getreide; $k_M = 0,40$ für Weide; $k_M = 0,60$ für Laubwald; $k_M = 0,80$ Wald mit tiefgründiger Spreuschicht.

Der erste Summand der Gl. 6.69 entspricht der Fließzeit in einem Gerinne definierter Abmessungen, der zweite dem Überlandabfluss nach Kerby [6.83].

Tabelle 6.8. Formeln zur Berechnung der Konzentrationszeit t_c in h für kleine Einzugsgebiete (L: Länge von der Gebietsgrenze bis zum Gebietsauslass; J: Gefälle über L; Länge in km, J: Gefälle in %)

Formel	Verfasser, Bemerkungen
$t_c = 0,0663 L^{0,77} J^{-0,385}$	Kirpich $t_L = 0,057 L^{0,8} J^{-0,5} ([1/CN]-9)^{0,7}$ $t_c \approx 1,67 t_L$ für bebaute Gebiete, $t_c \approx 2,0 t_L$ für natürliche Gebiete,
$t_L = 0,342 L^{0,8} (1000/CN-9)^{0,7} J^{-0,5}$	SCS-Lag-Formel, $t_c = 1,67 t_L$, CN nach Tab. 6.4, $A_{E0} < 8 \text{ km}^2$
$t_c = 1,8258 L^{0,47} k_M^{0,47} J^{-0,235}$	Kerby/Hathway
$t_c = 0,09765 L^{0,6} J^{-0,3}$	Carter
$t_c = 9,2184 L^{0,6} k_M^{0,6} I_W^{-0,4} J^{-0,33}$	kinematische Welle
$t_c = 4,3647 (A_{E0}^{0,8} / J L)^{0,61}$	

Als Beispiel für ein einfaches Translationsmodell soll das Flutplanverfahren auf die Oberflächenabflüsse von drei Siedlungsgebieten A, B und C angewendet werden, die über einen gemeinsamen Vorfluter in den D-Fluss einleiten (Bild 6.30). Die Abflussganglinie des Vorfluters oberhalb der Mündung in den D-Fluss ist für ein 50jähriges Niederschlagsereignis mit einer Regenspende von $r = 300 \text{ l/sha}$ und einer Dauer von 25 min zu bestimmen. Die Entfernungen von Pegel P bis Knoten 2 beträgt $L = 3900 \text{ m}$ und von Pegel P bis Knoten 1 $L = 1500 \text{ m}$. Die Fließgeschwindigkeit im Vorfluter ist mit $v = 1 \text{ m/s}$ vorgegeben. Die Fließzeiten (Anlaufzeiten) in den Gemeinden betragen: A: $t = 30 \text{ min}$; B: $t = 10 \text{ min}$; C: $t = 25 \text{ min}$. Die Größen der Gemeinden in ha und die Bebauungsanteile in % sind: A: 90 ha, 60%; B: 30 ha, 60%; C: 20 ha, 70%.

1. Berechnung der Anlaufzeiten: Pegel bis Knoten R = 1: $L = 1500 \text{ m}$, $v = 1 \text{ m/s} \rightarrow T_{v1} = 25 \text{ min}$, Pegel bis Knoten R = 2: $L = 3900 \text{ m}$, $v = 1 \text{ m/s} \rightarrow T_{v2} = 65 \text{ min}$.
2. Berechnung der Flutplanfiguren (Bild 6.30). Bezugspunkt für die Zeitachse ist der Pegel P: $T_{vp} = 0$.
 - a) Gemeinde A: Anlaufzeit $t = 30 \text{ min}$ ergibt $T < t$, d.h. Fall III: Mit $r = 300 \text{ l/sha}$, $c = \psi_M/\psi_S = 1$ (Klasse I) gewählt $\psi_S = 0,7$; Fläche Bebauungsanteil: $F = 90 \cdot 0,6 = 54 \text{ ha}$ wird der Scheitelabfluss $Q_{\max} = \psi_{scr} F = 0,7 \cdot 1 \cdot 0,300 \cdot 54 (25/30) = 9,45 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_K = 0,3 Q_{\max} = 2,835 \text{ m}^3/\text{s}$; $\tau' = 2ct - (t-T) = 2 \cdot 1 \cdot 30 - (30-25) = 55 \text{ min}$ und $\tau = 2\tau' - t = 110 - 30 = 80 \text{ min}$.
 - b) Gemeinde B: Anlaufzeit $t = 10 \text{ min}$ ergibt $T > t$, d.h. Fall II. Für die bebaute Fläche von $F = 30 \cdot 0,6 = 18 \text{ ha}$ und die Regenspende von $r = 300 \text{ l/sha}$ beträgt $Q_{\max} = \psi_{scr} F = 0,7 \cdot 1 \cdot 0,300 \cdot 18 = 3,78 \text{ m}^3/\text{s}$; $Q_K = 0,3 Q_{\max} = 1,134 \text{ m}^3/\text{s}$; $\tau' = 2cT - (T-t) = 2 \cdot 1 \cdot 25 - (25-10) = 35 \text{ min}$ und $\tau = 2\tau' - T = 70 - 25 = 45 \text{ min}$.

- c) Gemeinde C: Anlaufzeit $t = 25$ min ergibt $T = t$, d.h. Fall I. Für die bebaute Fläche von $F = 20 \cdot 0,7 = 14$ ha und die Regenspende von $r = 300$ l/s ha beträgt: $Q_{\max} = \psi_{\text{Scr}} F = 0,7 \cdot 1 \cdot 0,300 \cdot 14 = 2,94 \text{ m}^3/\text{s}$; $\tau' = 2cT = 2 \cdot 1 \cdot 25 = 50$ min und $= 2\tau' - T = 100 - 25 = 75$ min.

Die von den einzelnen Teilflächen erhaltenen Flutplanfiguren werden superponiert, wobei die Teilabflussganglinien – entsprechend ihrer Fließzeit bis zum Beobachtungszeitpunkt – verschoben werden.

Unter der Annahme, dass der maximale Scheitelabfluss Q_s erreicht wird, wenn die Regendauer gleich der Konzentrationszeit ist, sind in der Literatur unter dem Begriff Rationale Methode zahlreiche Formeln zu finden [6.60]. Sie haben die Form: $Q_s = c i_R A_{E_0}$, d.h. die Regenintensität i_R und die Einzugsgebietsgröße A_{E_0} entsprechen dem maximalen Abfluss, der um den Beiwert c abgemindert wird. Die zutreffende Abschätzung des Koeffizienten c ist sehr schwierig und kann nur mittlere Verhältnisse berücksichtigen (vgl. Kapitel 4.27). Infolge der möglichen Schwankungen können bei der Anwendung der Formel große Fehler auftreten. Auf der Grundlage dieser Beziehungen bauen weitere Formeln zur Abschätzung von Hochwasserspitzen auf [6.61, 6.28].

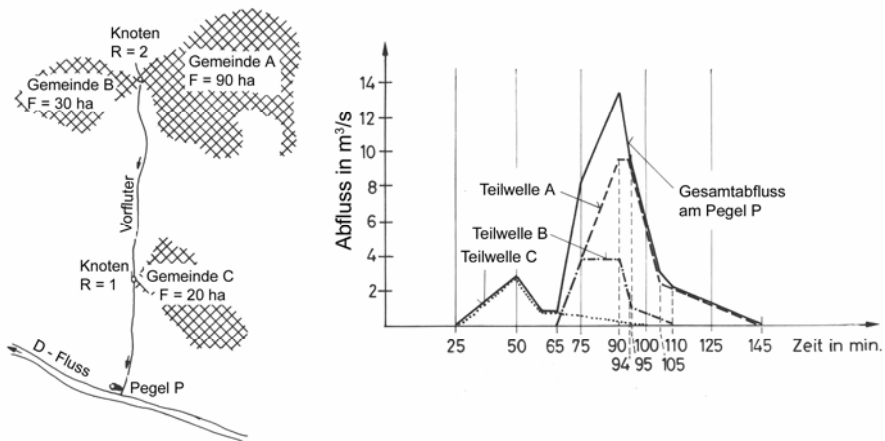


Abb. 6.30. Anwendung des Flutplans auf den Abfluss von drei Bebauungsflächen und Bestimmung der Abflussganglinie

6.2.4.3 Kombinierte Translations- und Speichermodele

Der Hochwasserablauf aus Einzugsgebieten kann besser erfasst werden, wenn zusätzlich zur Translation das Speicherverhalten des Einzugsgebietes berücksichtigt wird [6.62, 6.63]. Zur Darstellung der Translationskomponente werden die Isochronen konstruiert. Wird ein Einheitsniederschlag von unendlich kurzer Dauer auf das Einzugsgebiet aufgebracht, stellt sich am Gebietsauslass die Impulsant

wort entsprechend der Form des Zeit-Flächen-Diagramms ein. In dieser theoretischen Abflussganglinie ist nur die Translationswirkung des Einzugsgebiets enthalten (Bild 6.31). Die Speicherwirkung des Einzugsgebiets wird berücksichtigt, indem das in Wasservolumen umgerechnete Laufzeit-Flächen-Diagramm einen linearen Speicher am Gebietsausgang durchläuft. Nach der Transformation durch den linearen Speicher wird die Momentaneinheitganglinie $u(0, \tau)$ erhalten, aus der für beliebige Niederschlagsdauern D die Einheitganglinie $u(0, \tau)$ abgeleitet werden kann:

$$u(D, t) = \frac{1}{D} \int_{t-D}^t u(0, \tau) d\tau. \quad (6.70)$$

Eine weitere Möglichkeit, die Beziehung zwischen Eingabeniederschlag und Abflussganglinie zu beschreiben, ergibt sich über die Modellvorstellung einer linearen Speicherkette. Für das Übertragungsverhalten des Einzugsgebiets sind die Parameter n (Anzahl der linearen Speicher) und K (Retentionskonstante der Speicher) charakteristisch. Die Momentan- Einheitganglinie für einen Einheitsniederschlag von 1 mm erhält man nach Gl. (6.38):

$$u(0, t) = \frac{1 \cdot \Delta F \cdot 0,278}{\Gamma(n)K} \left(\frac{t^{n-1}}{K} \right) \cdot e^{-t/K} \quad \text{in m}^3/\text{s}, \quad (6.71)$$

mit Δt , K in h und ΔF in km^2 als Gebietsgröße zwischen zwei Isochronen und für ganze Zahlen n : $\Gamma(n) = (n-1)!$ (Gl.(6.34)). Die Bestimmung der Einheitganglinie für ein endliches Niederschlagsintervall der Dauer D erfolgt nach Gl.(6.70). Die Speichergröße K muss beim Fehlen von Beobachtungen aus vergleichbaren Gebieten abgeschätzt werden. Zur Umrechnung kann der Ansatz $K = aA_{Eo}^{b/c}$ gewählt werden, wobei die Konstanten a , b und c regional bestimmt werden müssen [6.17]. Außerdem ist K von der Ausbildung der Gewässerquerschnitte abhängig [6.54].

Als Beispiel soll für ein 123 km^2 großes Einzugsgebiet die Einheitganglinie als Translationsmodell mit linearem Speicher nach [6.63] bestimmt werden. Die Speicherwirkung des Einzugsgebiets wird durch die Retentionskonstante $K = 11 \text{ h}$ beschrieben. Für die Berechnung wird ein Zeitintervall von zwei Stunden vorgegeben (Bild 6.31). Die Berechnung wird in folgenden Schritten vorgenommen (Tab. 6.9):

- 1) Bestimmung der Linien gleicher Fließzeit im Einzugsgebiet. Ermittlung der Flächenstreifen zwischen den Isochronen und Aufstellung des Zeit Flächen-Diagramms. Eintragen von ΔF in Tab. 6.9 (Spalte 2).
- 2) Umrechnung des Zeitflächendiagramms in Zuflussordinaten (Spalte 3) $QZ_m = 0,278F \cdot N/\Delta t$ in m^3/s für $N = 1,00 \text{ mm}$, ΔF in km^2 und Δt in h; Umrechnungsfaktor $0,278 \approx 1000/3600$.
3. Transformation der Zuflussganglinie $QZ(t)$ durch einen linearen Speicher zur Momentaneinheitganglinie (Spalte 4, 5, 6) $QA_t = CQZ_m + (1-C)QA_{t-t}$ mit $C = \Delta t/(K+0,5\Delta t)$ (Gln.(6.22, 6.23)). Ordinaten der Momentaneinheitganglinie: $u(0, \tau) = QA(t)$ (Spalte 6).

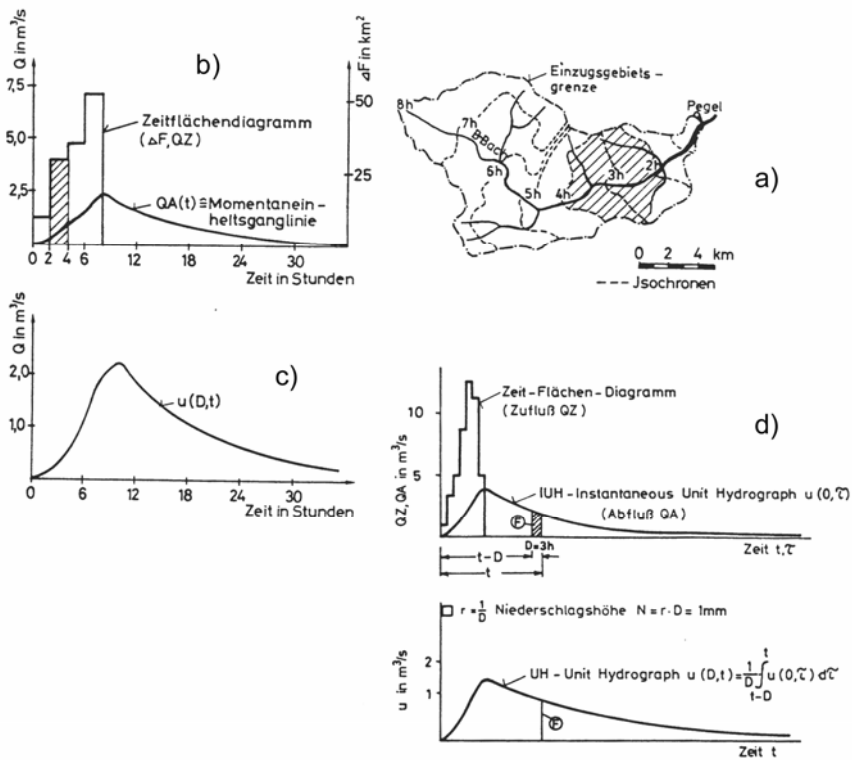


Abb. 6.31. Bestimmung der Einheitganglinie für ein 123 km^2 großes Einzugsgebiet nach Clark aus Translation und linearem Speicher: **a)** Isochronenplan, **b)** Zeit-Flächendiagramm, **c)** Einheitganglinie, **d)** Umwandlung der Momentaneinheitganglinie in eine Einheitganglinie von 3 h

4. Bestimmung der Einheitganglinie für ein Einheitszeitintervall des Niederschlags von $D = 2$ Stunden nach Gl.(6.70). Für $D = \Delta t$ wird:

$$u(D, t) = \frac{1}{\Delta t} \frac{QA_t + QA_{t-\Delta t}}{2} \Delta t = (QA_2 + QA_1) / 2 \text{ (Spalte 7)}.$$

5. Kontrolle, ob das Volumen der berechneten Einheitganglinie gleich dem Volumen des eingeführten Einheitsniederschlags ist: $\Sigma u(D; t) = \text{Einheitsniederschlag} \cdot \text{Einzugsgebietsfläche}$:

$$16,912 \cdot 2 \cdot 3600 = 122400 \approx 1 \cdot 123 \cdot 1000 = 123000 \text{ m}^3.$$

Tabelle 6.9. Bestimmung der Einheitsganglinie nach Clark $C = 2/(11+0,5 \cdot 2) = 0,167$

(1) t in h	(2) ΔF in km ²	(3) QZ_m in m ³ /s	(4) $C \cdot QZ_m$ in m ³ /s	(5) $(1-C) \cdot QA$ in m ³ /s	(6) QA in m ³ /s	(7) u(D,t) in m ³ /(s · mm)
0				0	0	0
2	9	1,25	0,208	0,173	0,208	0,104
4	28	3,89	0,648	0,648	0,821	0,515
6	35	4,87	0,812	1,247	1,496	1,159
8	51	7,09	1,182	2,024	2,429	1,969
10	0	0	0	1,687	2,024	2,227
12				1,406	1,687	1,856
14				:	1,406	1,547
16				:	1,171	1,289
18					0,976	1,074
20					0,813	0,895
22					0,678	0,746
24					0,565	0,622
26					0,471	0,518
28					0,392	0,432
30					0,327	0,360
32					0,272	0,300
34					0,227	0,250
36					0,181	0,204
38					0,158	0,170
40					0,131	0,144
42					0,109	0,120
44					0,091	0,100
46					0,076	0,083
48					0,063	0,070
50					0,053	0,058
					:	:
Summe:	123	17,10				16,912

Mit der berechneten Einheitsganglinie kann für eine beliebige Folge von effektiven Niederschlägen die Abflussganglinie am Bezugspunkt berechnet werden. Zu der ermittelten Abflussganglinie ist der Basisabfluss zu addieren. Beim Fehlen von Niederschlag-Abfluss-Aufzeichnungen müssen Übertragungsfunktionen anhand von Gebietsparametern geschätzt werden. Über die anzunehmende Anstiegszeit der Einheitsganglinie besteht eine umfangreiche Literatur (Zusammenstellung z.B. [6.44]). Wird von einem Translationsmodell und Serienspeichern ausgegangen, können die Speichergrößen K und n regionalisiert werden. Bei Gebieten mit

Besiedlung werden häufig Doppelkaskaden angewendet, wobei die Besiedlungsgebiete mit einem kleinerem Wert K belegt werden.

Da die Gewässerlänge von der Einzugsgebietsgröße abhängt und der K -Wert für ein Isochronenmodell nach Clark von der mittleren Aufenthaltszeit, läßt sich für 90 Gebiete bis $\sim 1000 \text{ km}^2$ Größe folgende Mehrfachregression angeben: $K = 0,339 A_{\text{Eo}}^{0,62} \cdot M_q^{-0,15}$ in [h] mit A_{Eo} in km^2 und M_q in l/s km^2 .

Aufgrund von Beobachtungen in vielen kleinen Einzugsgebieten bis 8 km^2 Größe wurde vom SCS ein Regionalisierungsansatz auf der Basis des Einheitsganglinienverfahrens vorgestellt [6.47]. Kenngrößen dieser synthetischen Einheitsganglinie sind die Anstiegszeit t_A der Einheitsganglinie und ihre Form in dimensionsloser, auf den Scheitel bezogener Form. Der Scheitel Q_{max} einer Ganglinie berechnet sich aus:

$$Q_{\text{max}} = u_{\text{max}} \cdot A_{\text{Eo}} \cdot N_{\text{eff}} / 3,6 \text{ in } \text{m}^3 \text{s}^{-1},$$

$$u_{\text{max}} = 0,75/t_A \text{ in } 1/\text{h}, \quad t_A = t_L + \Delta t/2 \text{ in h}$$

u : Ordinate der Einheitsganglinie in $1/\text{h}$,

Δt : Zeitintervall der Einheitsganglinie in h,

t_B : Basisbreite der Ganglinie (Fußbreite) in h; $t_B = 2,67 \cdot t_A$ in h,

A_{Eo} : Einzugsgebietsgröße in km^2 ,

N_{eff} : effektiver Niederschlag in mm,

Q_s : Scheitelabfluss der Einheitsganglinie in m^3/s zum Zeitpunkt T_{max} ; $Q_s = Q_{\text{max}}$.

Bei diesem Verfahren wird die Verzögerungszeit t_L , d.h. die Zeitspanne zwischen dem Schwerpunkt des effektiven Niederschlags und dem Scheitel wie folgt berechnet:

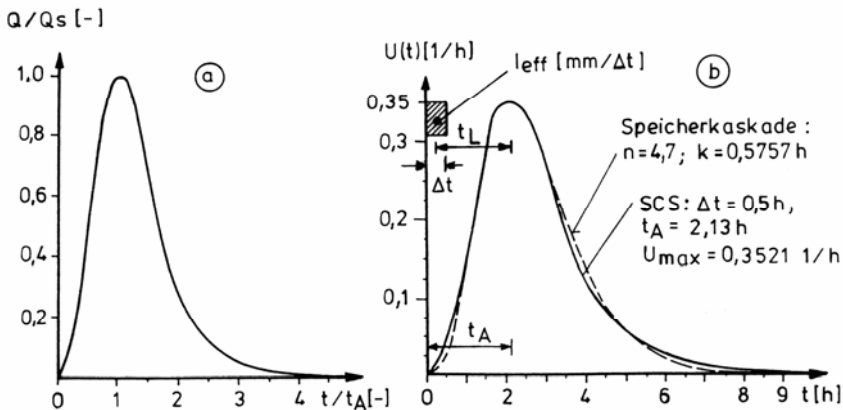


Abb. 6.32. **a)** dimensionslose Einheitsganglinie nach SCS - Verfahren, **b)** Synthetische Einheitsganglinie für $t_A = 2,13$ h und $\Delta t = 0,5$ h; (Gestrichelte Linie: nach Caspary)

$$t_L = [t_L^{0,8} (1000/CN - 9)^{0,7}] / [440 \cdot J^{0,5}]$$

$$\text{und } t_L \approx 0,6 t_c$$

- t_L : Zeit vom Schwerpunkt des effektiven Niederschlags bis zum Scheitelabfluss (Verzögerungszeit) in h,
 t_c : Konzentrationszeit in h,
 L : Länge von der Gebietsgrenze bis zum Gebietsauslass längs des Hauptvorfluters (m),
 J : Geländegefälle über L in %,
 CN : Kurvennummer (curve number).

Mit den Größen Q_s , t_A und t_B kann eine dreieckförmige Einheitsganglinie aufgestellt werden. Eine dimenslose Form ermöglicht die Verringerung auf die Größen Q_s und t_B (Bild 6.32).

Die Einheitsganglinie nach dem SCS-Verfahren entspricht einer Ganglinie, die bei Anwendung linearer Speicherkaskade erhalten wird. Die lineare Speicherkaskade lautet dafür:

$$u(t) = 30,35 \cdot \frac{1}{t_A} \left(\frac{t}{t_A} \right)^{3,7} \cdot \exp(-3,7(t/t_A)).$$

Für ein $4,7 \text{ km}^2$ großes landwirtschaftliches Gebiet ($L = 4,1 \text{ km}$; Gefälle $J = 2,3 \%$) wurde ein CN Wert von $C-N = 79$ ermittelt (Getreide, Bodengruppe C nach Tab 6.4). Zu berechnen ist die Übertragungsfunktion für $\Delta t = 0,5 \text{ h}$ und der Scheitelabfluss für einen Niederschlag von $N = 42 \text{ mm}$ in $0,5 \text{ h}$. Der Abflussbeiwert ist nach dem SCS-Verfahren für einen Anfangsverlust von $I_a = 5 \%$ zu bestimmen. Der Basisabfluss soll mit 0 l/s angenommen werden. Berechnete Werte $u(t)$:

t	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	7,0	8,0	(h)
u(t)	0,037	0,189	0,333	0,379	3,40	0,262	0,182	0,117	0,071	0,041	0,023	0,012	0,003	0,001	(1/h)

Berechneter Abflussbeiwert nach Gl.6.62: $\psi = 0,33$; Scheitelabfluss $0,379 \cdot 4,7 \cdot 42 \cdot 0,33 / 3,6 = 6,9 \text{ m}^3/\text{s}$ nach 2 Stunden.

Falls keine Angaben der Fließzeit vorliegen, kann überschläglich die Konzentrationszeit als der 0,6-fache Abstand zwischen den Schwerpunkten der Ganglinien des Effektivniederschlags und des direkten Abflusses angenommen werden. Das Maß erhält man für eine dreieckförmige Abflussganglinie, deren Anstiegszeit $\Delta t/2 + t_L$ und deren Scheitel $A_{E0} N_D / ((\Delta t/2 + t_L))$ bei einer Fußbreite von $t_B = 2,67 t_L$ betragen. Die Anlaufzeit t_L des Hochwassers kann ebenfalls in Abhängigkeit zum Gefälle und der Gebietsgröße gebracht werden. Als weitere charakteristische Größe wird die Anstiegszeit der Einheitsganglinie t_A zur Regionalisierung von Parametern benutzt.

Meist wird beim SCS-Verfahren $t_A = 2/3 t_c$ gesetzt. Den Scheitelabfluss erhält man zu $Q_S = k_A \cdot A_{E0} \cdot A_D / t_A$, wobei A_D die Höhe des direkten Abflusses in mm und k_A der Scheitelbeiwert sind. Die Gleichung nach k_A aufgelöst wird als Bestimmungsgleichung für $k_A = Q_S \cdot t_A / A_{E0} \cdot A_D$ benutzt, wenn Hochwasserbeobachtungen vorliegen.

Ein Sonderfall ist die Berechnung des Scheitelabflusses nach der *Rationalen Methode* [6.81], die bereits vor etwa hundert Jahren eingeführt wurde und wegen ihrer Einfachheit heute noch in Gebrauch ist.

Wird die Konzentrationszeit gleich der Dauer des Regens einer Intensität I angesetzt, erhält man für den Abfluss

$$Q(t) = \int_{t-t_c}^t (A_{E0} \cdot I(\tau) / t_c) d\tau$$

und nach dem Einheitsimpuls des Einheitsganglinienverfahrens wird:

$$Q(t) = \int_0^t p(t-\tau) I(\tau) d\tau.$$

Beide Gleichungen kombiniert ergeben die Lösungen

$$p(t) = A_{E0} / t_c \quad \text{für } 0 \leq t < t_c \quad \text{bzw.} \quad p(t) = 0 \quad \text{für } t \geq t_c$$

oder

$$p(t) = (A_{E0} / t_c) [u(t) - u(t - t_c)].$$

Für die S-Kurve wird erhalten

$$S(t) = (A_{E0} / t_c) \cdot t \quad \text{für } 0 \leq t < t_c \quad \text{bzw.} \quad S(t) = A \quad \text{für } t \geq t_c.$$

Für den Scheitelabfluss erhält man die Formel der Rationalen Methode: $Q = C \cdot I \cdot A_{E0}$, wenn $0 \leq C \leq 1$ als Abflussbeiwert eingeführt wird. Die zu I gehörige Regendauer ist gleich der Konzentrationszeit t_c . Die Scheitelabflussspende entspricht der Intensität des abflusswirksamen Niederschlags $N_{\text{eff}} = C \cdot I$ während der Regendauer t_c , wobei der Regen als Blockregen angenommen wird. Es wird also angenommen, dass das Einzugsgebiet eine rechteckige Form (Dachfläche) aufweist, da die S-Kurve geradlinig bis t_c ansteigt und dann parallel zur Zeitachse verläuft.

Die Rationale Methode läßt sich auch mit dem linearen Speicher ableiten. Wird das Einzugsgebiet durch einen linearen Speicher ausgedrückt mit der Übertragungsfunktion

$$u(t) = (1/k) \cdot \exp(-t/k),$$

dann wird dem Parameter k eine Verzögerungszeit zugewiesen, die mit t_c in Beziehung steht, z.B. $t_c = a \cdot k$.

Die Konstante a wird bei der SCS-Methode mit $a = 1,66$ angenommen, nach [6.82] mit $a = 1,42$. Die Scheitelordinate der Übertragungsfunktion wird

$$u_{\text{max}} = 1/k = a/t_c,$$

d.h. nach der Rationalen Methode werden kleinere Scheitelabflussspenden errechnet als nach dem Konzept des linearen Speichers.

Die Rational-Methode hat sich für den oberirdischen Abfluss aus kleinen ($<1 \text{ km}^2$) urbanen Einzugsgebieten A_{Eo} [km^2] bewährt. Sie ist eine lineare Beziehung zwischen Regenintensität i [mm/h] und Scheitelabfluss Q_s [m^3/s]: $Q_s = 0,278 C_i A_{Eo}$, wobei für den Abflusskoeffizient C angenommen wird: für Parks und Friedhöfe $0,1 < C < 0,3$, für Wohngebiete (Mehrfamilienhäuser) $0,3 < C < 0,5$, für Gewerbegebiete $0,5 < C < 0,7$, für leichte Industrie $0,5 < C < 0,8$ und für Schwerindustrie $0,6 < C < 0,9$.

6.3 Ablauf von Hochwasserwellen in Gewässern

6.3.1 Grundlagen der hydraulischen Verfahren

Die Scheiteldämpfung infolge Retention, die vereinfacht durch das Verhältnis der Höhe der Scheitelabflüsse von Zu- und Ablauf ausgedrückt werden kann, ist für den Hochwasserschutz wichtig. Hochwasserwellen, die knapp den bordvollen Abfluss überschreiten, werden stärker gedämpft als Wellen, deren Überschreitungsdauer des bordvollen Abflusses größer ist als die Gesamtließzeit im Einzugsgebiet oder als kurze steile Hochwasserspitzen. Beim Ablauf von Hochwasserwellen ist ihre Abflachung infolge Ausuferung in Überschwemmungsgebiete oder beim Durchfließen von Speichern von Interesse. Die Veränderungen des Hochwasserabflusses, die durch Bedeichungen oder Aufhöhungen von Überschwemmungsgebieten für Siedlungs- und Verkehrsflächen oder durch Flussregulierungen verbunden mit einem Profilausbau hervorgerufen wurden, müssen beurteilt werden. Diese Maßnahmen führen oft zu einer Beschleunigung des Hochwasseranstiegs und -abfalls und sind mit einer Anhebung des Scheitelabflusses verbunden. Aber auch um die Wirkung von Hochwasserrückhaltebecken oder des Gewässerrückbaus als abflussverzögerndes Moment zu ermitteln, werden die Berechnungsverfahren für Hochwasserabläufe verwendet. Daneben ist die Wasserstandsganglinie, die sich nach Durchlaufen einer Gewässerstrecke einstellen wird, für die Hochwasservorhersage von Wichtigkeit. Oft sind die Verfahren zur Berechnung des Ablaufs von Hochwasserwellen mit Niederschlag-Abfluss-Modellen gekoppelt.

Beim Ablauf der Hochwasserwelle müssen die instationären Abflussvorgänge berücksichtigt werden, da sie für die Berechnung der Abflussvorgänge sowohl im Gelände als auch im eigentlichen Vorflutersystem erforderlich sind. In größeren Einzugsgebieten überwiegt meist die Bedeutung des Abflussvorgangs im Gewässer. Berechnungsverfahren, welche den Ablauf von Hochwasserwellen in Gewässern erfassen, werden im Englischen unter dem Begriff Flood Routing zusammengefasst.

Für Ablaufberechnungen muss die Eingabe in Form einer Zuflussganglinie $QZ(t)$ vorliegen. Je nach der gestellten Aufgabe können beobachtete oder berechnete Hochwasserwellen verwendet werden. Der Ablauf einer Hochwasserwelle im Gewässerbett kann vereinfacht als eindimensionale instationäre Wasserbewegung aufgefaßt werden, gekennzeichnet durch die zeitliche Änderung der mittleren

Fließgeschwindigkeit v und der Wassertiefe h an jeder Stelle des Gewässers, d.h. $\delta v/\delta t \neq 0$ und $\delta h/\delta t \neq 0$. Die Berechnung für Hochwasserwellenabläufe kann in die Gruppe der hydraulischen (hydronumerischen) und hydrologischen (Flood Routing-)Verfahren eingeteilt werden. Das Verfahren der Diffusionsanalogie ist in [6.64, 6.65] beschrieben. Erstere beruhen auf der Integration der Saint-Venant'schen Gleichungen (S-V-Gleichungen) zur Erhaltung der Masse (Kontinuitätsgleichung) und der Energie (Energiegleichung). Für die Anwendung der hydraulischen Verfahren werden in der Regel folgende Annahmen getroffen:

- a) Es wirken nur die Schwerkraft und die Reibungskraft an der Gerinnewandung.
- b) Die Wellen sind Translationswellen, bei denen Massentransport stattfindet (im Gegensatz zu oszillierenden Wellen). Es herrscht hydrostatische Druckverteilung.
- c) Die Geschwindigkeitsverteilung im Querschnitt ist gleichmäßig, die Strömung ist eindimensional. Das Querprofil bleibt während des Hochwassers unverändert.
- d) Die Wasserstandsänderung über die Zeit ist gering. Der Verlauf der Welle im Längsschnitt ist eine Kurve mit nicht zu starker Krümmung, und die vertikale Komponente der Beschleunigung kann gegenüber der Gesamtbeschleunigung in Fließrichtung vernachlässigt werden. Es tritt kein Wechselsprung auf.
- e) Der Rauigkeitsbeiwert für jeden Querschnitt ist bei gleicher Tiefe derselbe, der für stationäre Abflüsse gültig ist. Der Querschnitt verändert sich nicht mit der Zeit.
- f) Das Quergefälle des Wasserspiegels in Flusskrümmungen bleibt unberücksichtigt. Beim Längsgefälle kann der Neigungswinkel $\alpha \sim \sin \alpha \sim \tan \alpha$ und $\cos \alpha \sim 1$ gesetzt werden.

Nachteile der hydraulischen Berechnungsverfahren bestehen in der Bereitstellung umfangreicher Profildaten nebst Wasserspiegelfixierungen für mehrere Abflüsse zur Eichung sowie in dem numerischen Aufwand. Für längere Flussabschnitte oder Gewässernetze legen die benötigten Eingabedaten meist die Grenzen der Anwendbarkeit fest.

In Bild 6.33 ist ein infinitesimaler Gewässerabschnitt dx für die Zeitdauer dt dargestellt. Der Abfluss Q und die durchströmte Querschnittsfläche F sind orts- und zeitabhängig. Da dx und dt als kleine Werte gelten, kann eine lineare Änderung von Q und F mit x und t angenommen werden. Die Kontinuitätsgleichung Zufluss minus Abfluss gleich Speicherinhaltsänderung im Zeitintervall lautet:

$$Q - \left(Q + \frac{\delta Q}{\delta x} dx \right) = \frac{\delta S}{\delta t}.$$

Das Volumen des betrachteten Abschnitts beträgt zum Zeitpunkt t :

$$S_1 = \left(F + 0,5 \frac{\delta F}{\delta x} dx \right) dx. \quad (6.72)$$

Das Volumen des betrachteten Abschnitts beträgt zum Zeitpunkt $t+dt$:

$$S_2 = \left(F + 0,5 \frac{\delta F}{\delta x} dx + \frac{\delta F}{\delta t} dt \right) dx. \quad (6.72a)$$

Damit ergibt sich der Rückhalt im Intervall dt zu:

$$S_2 - S_1 = \frac{\delta F}{\delta t} dt dx. \quad (6.72b)$$

Das Zuflussvolumen S_Z während der Zeit dt beträgt:

Zeitpunkt t :

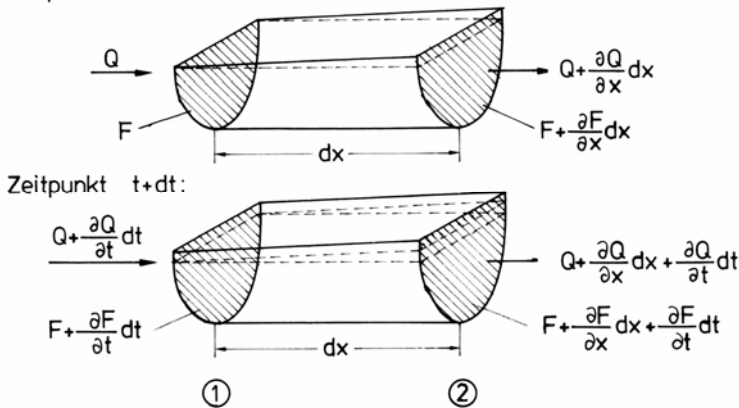


Abb. 6.33. Ableitung der Kontinuitätsgleichung

$$S_Z = \left(Q + 0,5 \frac{\delta Q}{\delta t} dt \right) dt. \quad (6.73)$$

Entsprechend ergibt sich das Abflussvolumen im gleichen Zeitintervall zu:

$$S_A = \left(Q + 0,5 \frac{\delta Q}{\delta t} dt + \frac{\delta Q}{\delta x} dx \right) dt. \quad (6.74)$$

Aufgrund der Kontinuitätsbeziehung (Zufluss - Abfluss = Rückhalt) kann mit den Gln. (6.72b, 6.73, 6.74) und $Q = vF$ die Kontinuitätsgleichung für instationäre Strömung angegeben werden, wenn der seitliche Zufluss zu Null angenommen wird:

$$(\delta(v \cdot F) / \delta x) + (\delta F / \delta t) = 0. \quad (6.75)$$

Die dynamische Grundgleichung kann man aufgrund einer Energiebilanz zwischen zwei benachbarten Querschnitten aufstellen (Bild 6.34). Die Ableitung wird für ein Gerinne mit konstantem Sohlgefälle J_s durchgeführt. Voraussetzungsgemäß sollen nur die Schwerkraft und Reibungskräfte wirken. Zur Überwindung der

Wandreibung ist die Energiehöhe $h_v = J_R dx$ erforderlich. Das Reibungsgefälle J_r eines Gerinneabschnitts der Durchflussfläche F , Tiefe t und des hydraulischen Radius R kann nach einem Verfahren, zum Beispiel nach Gauckler-Manning Strickler, berechnet werden zu $J_R = Q^2/k_{st} \cdot F \cdot R^{4/3}$ oder nach Darcy Weisbach zu J_R

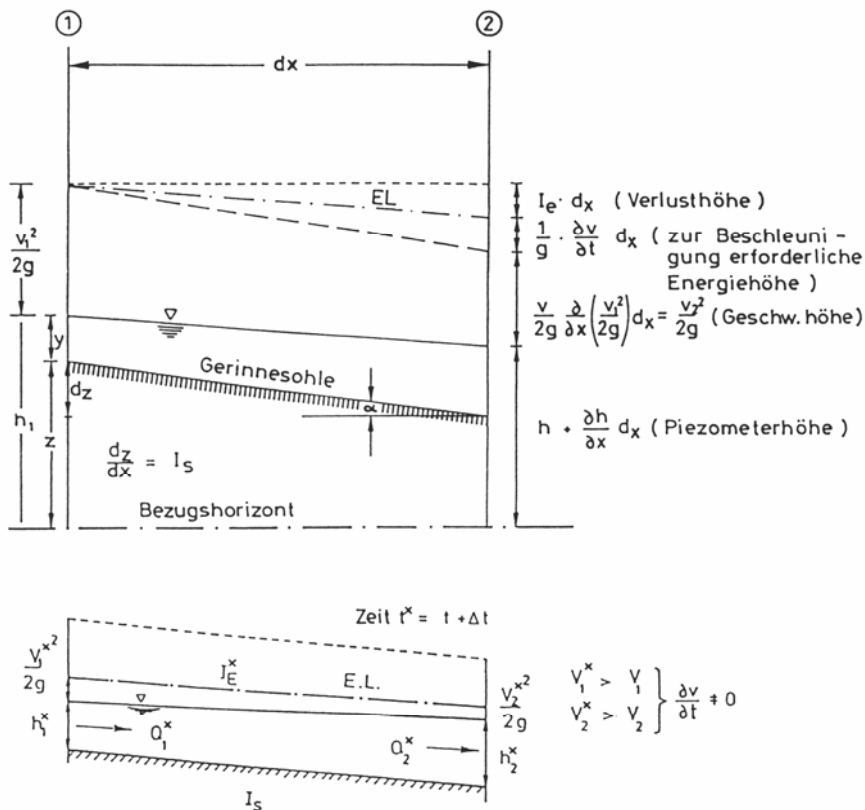


Abb. 6.34. Instationärer Abfluss in einem Gerinneabschnitt für den Zeitschritt t und $t + \Delta t$

$= Q^2 \cdot k_{dw} / 8gt \cdot F^2$, wenn als Wert k_{st} bzw. k_{DW} die Rauheit nach Manning Strickler bzw. Darcy Weisbach bezeichnet wird. Die Kraft P , welche auf ein Wasserteilchen infolge lokaler Beschleunigung wirkt, beträgt mit ρ/g als auf die Volumeneinheit bezogene Masse:

$$P = (\rho / g) / (\delta v / \delta t).$$

Die Arbeit A längs des Weges dx ist gleich $P \, dx$ bzw.

$$A = \frac{\rho}{g} \frac{\delta v}{\delta t} dx.$$

Die zur Beschleunigung erforderliche Energiehöhe ist gleich dem Betrag von A . Damit ergibt sich für $\rho = 1$:

$$h_B = \frac{1}{g} \frac{\delta v}{\delta t} dx.$$

Die mittlere Fließgeschwindigkeit ändert sich von v auf $v + \delta v / \delta x$, die Geschwindigkeitshöhe um den Betrag

$$\frac{\delta}{\delta x} \frac{v^2}{2g} dx.$$

Mit den oben abgeleiteten Beziehungen kann die Energiebilanz aufgestellt werden (Bild 6.34). Die Energiegleichung für instationäre Strömung ergibt sich, wenn mit J_R das Reibungsgefälle als Differenz von Energieliniengefälle J_E und Sohlgefälle J_S eingeführt wird:

$$\frac{\delta v}{\delta t} + v \frac{\delta v}{\delta x} + g \frac{\delta h}{\delta x} + g J_R = 0 \quad \text{bzw.} \quad \frac{1}{g} \frac{\delta v}{\delta t} + \frac{v}{g} \frac{\delta v}{\delta x} + \frac{\delta h}{\delta x} - (J_S - J_R) = 0 \quad (6.76)$$

$\downarrow$ $\downarrow$ $\downarrow$ Druckglied
 lokale konvektive
 Beschleunigung

oder mit $v = Q/F$ wird die obige linke Gleichung zu:

$$\frac{1}{F} \left(\frac{\delta Q}{\delta t} - \frac{Q}{F} \frac{\delta F}{\delta t} \right) - \frac{Q}{F^2} \cdot \left(\frac{\delta F}{\delta t} + \frac{Q}{F} \frac{\delta F}{\delta x} \right) + g \cdot \frac{\delta H}{\delta x} + g J_R = 0. \quad (6.76a)$$

Wird die Geschwindigkeit benutzt, wird Gl.6.75 erhalten zu (Bild 6.34):

$$\frac{\delta h}{\delta t} + D \frac{\delta v}{\delta x} + v \frac{\delta h}{\delta x} = 0 \quad \text{bzw. die Energiegleichung}$$

$$\frac{1}{g} \cdot \frac{\delta v}{\delta t} + \frac{v}{g} \cdot \frac{\delta v}{\delta x} + \frac{\delta y}{\delta x} - (J_S - J_R) = 0 \quad (6.76b)$$

$\downarrow$ $\downarrow$ $\uparrow$ $\uparrow$ $\uparrow$
 lokale konvektive Druckglied Gerinnegefälle (Sohlgefälle) Reibungsgefälle
 Beschleunigung

A : Durchflussfläche,

Q : Abfluss,

v : Geschwindigkeit, z.B. $v = k_{ST} R^{2/3} J_R^{1/2}$

y : Wassertiefe; $y = h \cdot \cos \alpha$,

J_S : Sohlgefälle,

g : Erdbeschleunigung; $g = 9,81 \text{ m/s}^2$,

α : Winkel zwischen Sohle und Horizontaler,

D : mittlere hydraulische Tiefe = Durchflussfläche A /Wasserspiegelbreite b ;

$D = h$ für $b = \text{const}$,

x : Abstand in Fließrichtung,

J_R : Reibungsgefälle, berechnet z.B. nach Manning.

Der instationäre Abfluss $Q_{IN} = v \cdot A = k \cdot R^{1/2} J_R^{1/2} \cdot A$ unterscheidet sich vom gleichförmigen stationären durch das Reibungsgefälle J_R . Beim stationären Abfluss Q_N wird das Reibungsgefälle J_R gleich dem Sohlgefälle J_S gesetzt; damit wird der instationäre Abfluss Q_{IN} :

$$Q_{IN} = Q_N \cdot (J_R / J_S)^{0,5}. \quad (6.77)$$

Wird Gl. 6.76 nach J_R aufgelöst und anschließend in Gl. 6.77 eingesetzt erhält man:

$$J_R = J_S - \frac{1 \delta v}{g \delta t} + \frac{v}{g} \cdot \frac{\delta v}{\delta x} + \frac{\delta y}{\delta x}, \quad (6.78)$$

$$Q_{IN} = Q_N \left(1 - \frac{1}{J_S} \cdot \frac{\delta y}{\delta x} - \frac{v}{J_S \cdot g} \cdot \frac{\delta v}{\delta x} - \frac{1}{J_S \cdot g} \cdot \frac{\delta v}{\delta t} \right)^{0,5}. \quad (6.79)$$

Gl. 6.79 stellt die Abflussschleife einer Abflusskurve dar (Bild 2.15).

Die Gln.(6.75, 6.76) stellen ein System partieller, quasilinearer Differentialgleichungen vom hyperbolischen Typ dar (Saint-Venant-Gleichungen). Sie enthalten zwei unabhängige Variablen x und t sowie drei abhängige Variable. Die hier dargestellte Form der Gln.(6.76, 6.77) gilt allgemein für prismatische und nichtprismatische Gerinne, solange mit guter Annäherung eine mittlere Geschwindigkeit v angesetzt werden kann, d.h. die Voraussetzung der eindimensionalen Strömung eingehalten ist.

Für das S-V-Gleichungssystem, das geschlossen nicht lösbar ist, werden numerische Integrationen zur Lösung angegeben [6.56, 6.64, 6.65]. Aus den möglichen Lösungsschemata wird ein explizites Differenzenverfahren (Lax-Wendroff-Verfahren) herausgegriffen, wobei nach Diskretisierung und Umformung der Ausgangsgleichungen die Geschwindigkeit v und die Wassertiefe h zur Zeit $t+\Delta t$ direkt explizit aus dem Fließzustand zur Zeit t bestimmt werden [6.56]:

$$v(t + \Delta t) = v(t) - \Delta t \left[v \frac{\delta v}{\delta x} + g \frac{\delta h}{\delta x} + g \cdot (I_R - I_S) \right] + \frac{(\Delta t)^2}{2} \left[\left(v^2 + g \frac{F}{B} \right) \frac{\delta^2 v}{\delta x^2} + 2g \cdot v \frac{\delta^2 h}{\delta x^2} \right]. \quad (6.80)$$

$$h(t + \Delta t) = h(t) - \Delta t \cdot \left(\frac{F}{B} \cdot \frac{\delta v}{\delta x} + v \frac{\delta h}{\delta x} \right) + \frac{(\Delta t)^2}{2} \left[2 \frac{F}{B} v \cdot \frac{\delta^2 v}{\delta x^2} + \left(\frac{F}{B} g + v^2 \right) \cdot \frac{\delta^2 h}{\delta x^2} \right]. \quad (6.81)$$

Für die Stabilität der Lösung ist es erforderlich, dass das Verhältnis von Ortschritt und Zeitschritt des Gerinnes mit der Breite B der Courant-Bedingung genügt:

$$\Delta t \leq (\Delta x / v) + [(g \cdot F / B)^{1/2}]. \quad (6.82)$$

Die daraus resultierenden geringen Schrittweiten im Zeitbereich machen deutlich, dass derartige Lösungsverfahren den Einsatz von EDV-Anlagen erfordern.

Infolge der Komplexität der St.-Venant-Gleichungen werden zahlreiche weitere Vereinfachungen bei ihrer Anwendung vorgeschlagen. Die Kontinuitätsgleichung (Gl. 6.75) wird bei den Routing-Verfahren beibehalten, die Energiegleichung (Gl. 6.76b) wie folgt vereinfacht:

Fall	Abflussscheinung	Vereinfachung der Energiegleichung zu
A	instationär, ungleichförmig (allmählich ändernd, vollständige, dynamische Gleichung)	$\frac{1}{g} \cdot \frac{\delta v}{\delta t} + \frac{v}{g} \cdot \frac{\delta v}{\delta x} = J_S - J_R$
B	instationär gleichförmig	$\frac{1}{g} \cdot \frac{\delta v}{\delta t} + \frac{\delta y}{\delta x} = J_S - J_R$
C	vereinfacht, instationär, ungleichförmig, (quasi-stationäre dynamische Welle)	$\frac{v}{g} \cdot \frac{\delta v}{\delta x} + \frac{\delta y}{\delta x} = J_S - J_R$
D	vereinfacht, instationär, gleichförmig, (Diffusionswelle)	$\frac{\delta y}{\delta x} = J_S - J_R$
E	kinematische Welle $v = f(y)$	$0 = J_S - J_R$
F	reine Translation $v = v_o = \text{const}$	$0 = J_S - J_R$

Die beiden ersten Glieder der dynamischen Gleichung (6.76b) sind praktisch zwei Größenordnungen kleiner als das Sohlgefälle. Die einfachste Form (Fall E) ist die kinematische Welle, in der alle Glieder der Gl. 6.76b bis auf die beiden letzten Terme vernachlässigt werden. Das Druckglied kann vernachlässigt werden, wenn die Änderung der Wassertiefe klein ist im Vergleich zum Sohlgefälle ($J_S < 0,001$). In diesem Fall hängt Q nur von h und nicht von der Zeit ab, d.h. es existiert dann keine Durchflussschleife ($J_S = J_R$) und Rückstau ist nicht vorhanden.

Wird die Gleichung der kinematischen Welle mit der Kontinuitätsgleichung verknüpft, erhält man die Translation der Welle, d.h. $Q_{IN} = Q_N$ nach Gl. 6.79. Wird $v = \text{const}$ angesetzt, erhält man die reine Translation. Die Bedingungen der kinematischen Welle sind gegeben bei Wellen für den Landoberflächenabfluss, bei Flüssen mit großen Gefällen (über-kritischer Durchfluss) oder bei Flachlandflüssen mit sehr langsamer zeitlicher Änderung des Durchflusses, jedoch ohne Rückstaueffekte. Wird mit I_{eff} die Intensität des effektiven Niederschlags und mit q der Landoberflächenabfluss pro Breitereinheit bezeichnet, erhält man nach Gl. 6.75 die Konzentrationszeit für den Hang. Die Konzentrationszeit für das Ge-

rinne wird ebenfalls nach Gl. 6.68 berechnet, wobei anstelle von I_w der laterale Zufluss von beiden Ufern eingesetzt wird.

Werden die letzten drei Terme in Gl. 6.76b berücksichtigt, bzw. der Term $\delta v/\delta t$ in Gl. 6.79 fortgelassen, erhält man die Gleichung der Diffusionsanalogie. Beim Diffusionswellenansatz sind die konvektive und lokale Beschleunigung vernachlässigt. Die reduzierte Bewegungsgleichung $\delta h/\delta x = J_S - J_R$ wird in die Fließformel $Q = A \cdot c \cdot R \cdot J_S^{0.5}$ eingesetzt. Für eine konstante Durchflussbreite B und durch Benutzung der Kontinuitätsgleichung erhält man die parabolische Differentialgleichung (eindimensionale Diffusionsgleichung):

$$\delta Q / \delta t = -(K_1 / B)(\delta Q / \delta x) + K_2 (\delta^2 Q / \delta x^2). \quad (6.83)$$

Sie wird angewendet bei schnell ansteigenden Wellen in regelmäßigen Gerinnen, mit geringem Gefälle.

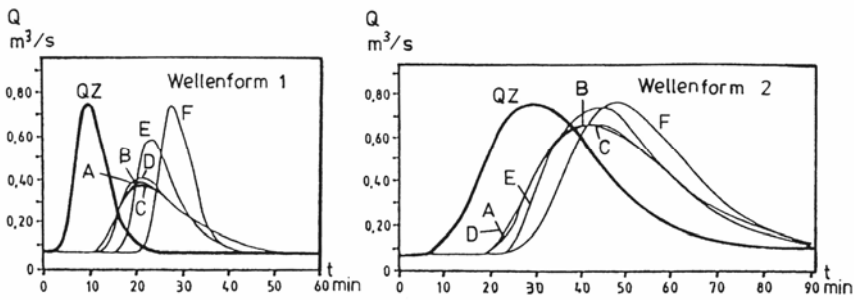


Abb. 6.35. Berechnete Abläufe für die Fälle A bis F einer spitzen und breiten Zulaufwelle QZ durch Lösung der vollständigen bzw. vereinfachten Differentialgleichung nach St. Venant

Dabei entspricht die Wellenfortpflanzungsgeschwindigkeit $u = K_1/B$, und der Wellenabflachungskoeffizient K_2 ist gleich dem Diffusionskoeffizienten D .

Mit Fall C wird die quasistationäre dynamische Welle als Vereinfachung eines vorübergehend instationären Abflussvorgangs beschrieben, wobei die konvektive Geschwindigkeit berücksichtigt wird. Das Ergebnis paßt sich gut dem Wellenverlauf nach der vollständigen Energiegleichung an.

Die Wellenabläufe in Bild 6.35 wurden für eine 1000 m lange Leitung mit einer Sohlneigung von 1%, einem Rauigkeitswert von Strickler von $k_s = 40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, einem Basisabfluss von $0,075 \text{ m}^3/\text{s}$ und einem freien Ausfluss für verschiedene Formen der Energiegleichung berechnet. Für die Berechnung wurde der Kanal in Ortsschritte von 20 m und Zeitschritte von 20 s unterteilt. Die Anpassung der einzelnen Vereinfachungen an die Wellenform nach der kompletten Energiegleichung ist von der Wellenform abhängig. Bei Wellen mit breitem Scheitel werden auch mit stark vereinfachten Gleichungen gute Anpassungen erreicht. Für offene Wasserläufe sind ähnliche Erscheinungsformen zu erwarten.

6.3.2 Überblick über die hydrologischen Verfahren

Mit den hydrologischen Verfahren werden Vereinfachungen in der physikalischen Beschreibung des Naturvorgangs vorgenommen, die sich an die oft anzutreffende Daten besser anpassen. Zu- und Abflussganglinien werden bei allen Verfahren benötigt; Wasserstandsganglinien und Spiegelverläufe, Durchflussquerschnitte und die Rauheiten werden bei hydraulischen Verfahren zusätzlich erforderlich. Wird die Kontinuitätsgleichung (Gl.(6.75)) über dx von Profil 1 zu Profil 2 integriert (Bild 6.32), so erhält man die erste Bestimmungsgleichung der hydrologischen Verfahren, die als Kontinuitätsgleichung $QZ-QA = dS/dt$ bereits verwendet wurde (Gl.(6.11)). Daneben tritt die zweite Bestimmungsgleichung $S = f(Q)$, in der die hydraulischen und morphologischen Besonderheiten der Gerinnestrecke berücksichtigt werden. Während bei den hydraulischen Verfahren zusätzlich zur Kontinuitätsgleichung die Energiegleichung tritt, in der die Beschleunigungsglieder in Fließrichtung Berücksichtigung finden, steht bei den hydrologischen das Retentionsverhalten des betrachteten Gerinneabschnitts im Vordergrund. Ein wesentlicher Vorteil der hydrologischen Berechnungsmethode besteht in der einfacheren Handhabung der Ausgangsgleichungen.

In die Parameter der hydrologischen Verfahren gehen indirekt die hydraulischen Eigenschaften der Gerinnestrecke ein. Die zu fordernde Ereignisunabhängigkeit der Parameter bedeutet, dass bei der Kalibrierung des Modells Wellen zur Verfügung stehen müssen, die den Ausuferungsbereich ausreichend erfassen und als zeitinvariant angesehen werden können. Die Auswahl der einzelnen Verfahren ist abhängig von den verfügbaren Unterlagen und der Zielsetzung. Nach der Art der Retention und Abgabe kann in eine gesteuerte Abgabe bei horizontaler Wasserspiegellage und in einen unregelmäßigen Abfluss in natürlichen Überschwemmungsgebieten unterschieden werden.

Überschwemmungsgebiete sind Gebiete zwischen Gewässern und Hochufern oder Deichen sowie sonstige Gebiete, die bei Hochwasser überschwemmt oder durchflossen oder die für die Hochwasserentlastung bzw. Rückhaltung beansprucht werden. Sie sind in ihrer Funktion als natürliche Rückhalteflächen zu erhalten; frühere Überschwemmungsgebiete sollen möglichst wiederhergestellt werden, wenn überwiegende Gründe des Wohls der Allgemeinheit dem nicht entgegenstehen. Da eine wirkungsvolle Retention bei Flüssen eintritt, die ein geringes Gefälle ($<1\%$) und Vorländer mit großer Rauheit (z.B. Auewald) von $k_{st} < 25$ aufweisen, erfordern Ablaufberechnungen in diesen Flussabschnitten besondere Beachtung. Scheitelanstiegszeiten von wenigen Stunden können hier Scheitelabminderungen von 10% bewirken [6.98]. Die Scheitelabminderungen nehmen etwa mit dem sinkenden Verhältnis von Scheitelabfluss und bordvollem Abfluss zu. Hochwasser in größeren Flüssen dauern oft mehrere Tage und eine effektive Retention über diese Zeitspanne erfordert sehr große Überschwemmungsflächen.

Maßgebend für die Translationsgeschwindigkeit der Hochwasserwelle ist nicht die mittlere Fließgeschwindigkeit im Gerinneabschnitt, da sich die Welle als ganzes anders fortbewegt als das einzelne Wasserelement. Vielmehr ist die Translationsgeschwindigkeit als ein Anpassungsparameter zu betrachten, der anhand von

beobachteten Hochwasserabläufen geeicht werden kann. Bei vielen talkreuzenden Verkehrsdämmen wird der Flusslauf in eine Folge von Retentionsbecken unterteilt, für die entsprechend den topographischen Gegebenheiten Speicherinhaltslinien und Abflusskurven bestimmt werden. Insbesondere in kleineren Vorflutern können Hochwasserabflussprofil und Überschwemmungsgebiet oftmals nur schwer angegeben werden. Der Speichereinfluss eines Gerinneabschnitts kann dort vereinfacht über die Definition eines linearen Speichers eingeführt werden. Die Speicherkonstante K kann als charakteristische Aufenthaltszeit des Wassers im betrachteten Gerinneabschnitt gedeutet werden. Infolge der Veränderung der Translationsgeschwindigkeit mit zunehmender Ausuferung ist die Eichung der verwendeten Retentionsparameter K und der eingeführten Translationsgeschwindigkeit in jedem Fall erforderlich. Die aus beobachteten Hochwasserereignissen abgeleiteten zeitinvarianten Parameter verlieren jedoch ihre Gültigkeit, wenn z.B. Ausbaumaßnahmen auf der betrachteten Gerinnestrecke erfolgen. Die Berechnung des Ablaufs von Hochwasserwellen kann für einen geplanten Ausbauzustand nur dann durchgeführt werden, wenn sich die Parameter aus den Querprofilen und den anzunehmenden Rauigkeitsbeiwerten bestimmen lassen, was auch für die hydraulischen Verfahren zutrifft.

6.3.3 Hochwasserwellen in Speichern

6.3.3.1 Iterationslösung

Die dämpfende Wirkung von natürlichen Seen auf Hochwasserwellen ist ein bekanntes Beispiel für das Retentionsverhalten von großen Wasserkörpern (Bild 6.36). Die Seeretention kann als Sonderfall des Hochwasserwellenablaufs bei horizontaler Wasserspiegellage aufgefasst werden. Dafür vereinfachen sich die Gln.(6.75, 6.76) zur Speichergleichung (Gl. (6.11)).

$$[QZ(t) + QZ(t + \Delta t)] / 2 - [QA(t) + QA(t + \Delta t)] / 2 = \Delta S / \Delta t. \quad (6.84)$$

Werden für die Zeitpunkte t bzw. $t + \Delta t$ die Indices 1 bzw. 2 eingeführt, wird:

$$(QZ_1 + QZ_2) / 2 - (QA_1 + QA_2) / 2 = (S_2 - S_1) / \Delta t. \quad (6.84a)$$

Die Lösung von Gl.(6.84) setzt die Kenntnis von Speicherinhaltslinie $S = f(h)$ und Abflusskurve $QA = f(h)$ voraus. Speicherinhalt und Abfluss müssen über den Wasserstand h im Speicher eindeutig voneinander abhängen. Die Lösung von Gl.(6.84a) kann durch Iteration erfolgen, indem der Wasserspiegel am Ende des betrachteten Zeitintervalls vorgegeben wird und die Güte der Annahme anhand Gl.(6.84a) überprüft wird. Die Schätzung wird so oft wiederholt, bis Gl.(6.84a) unter Berücksichtigung einer vorgegebenen Fehlerschranke erfüllt ist. Bei großen Seeflächen mit kleinen Zuflüssen versagt das Verfahren oft an den vorzugebenden Wasserspiegeltoleranzen, die im Millimeterbereich liegen müssen.

Der Scheitel der Abflussganglinie muss im Schnittpunkt der Abflussganglinie mit dem abfallenden Ast der Zuflussganglinie $QZ(t)$ liegen. Diese Eigenschaft von Zu- und Abflussganglinie eines Speichers ergibt sich aus der Bedingung, dass zu dem Zeitpunkt, an dem der Zufluss in das Becken kleiner als der Abfluss wird, der größte Speicherinhalt im Becken und damit das Maximum des Abflusses erreicht wird.

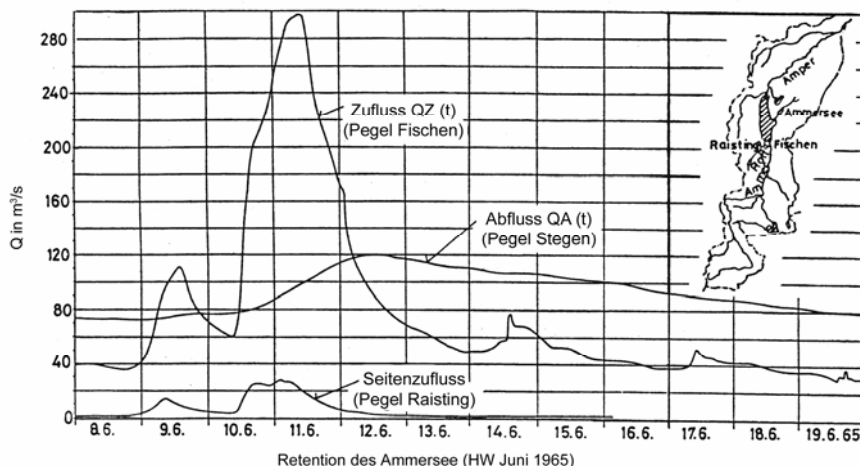


Abb. 6.36. Retention des Hochwassers Juni 1965 durch den Ammersee als Beispiel einer Seeretention

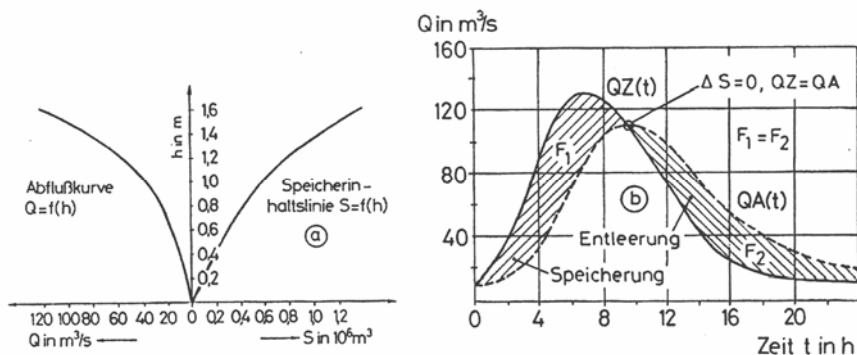


Abb. 6.37. a) Abflusskurve $QA = f(h)$ und Speicherinhaltslinie $S = f(h)$ und b) Zuflussganglinie $QZ(t)$ und berechnete Abflussganglinie $QA(t)$

Als Beispiel sind die Abflusskurve ($QA = f(h)$) und Beckeninhaltslinie ($S = f(h)$) eines Speichers gegeben. Für eine vorgegebene Hochwasserganglinie $QZ(t)$ (Bild 6.37) ist die Abflussganglinie $QA(t)$ aus dem Speicher nach dem Iterationsverfahren zu bestimmen. Die einzelnen Schritte zur Lösung sind (Tab. 6.10):

- 1) Zeitintervall Δt wählen (Spalte 1), QZ_1 und QZ_2 aus $QZ(t)$ ablesen (Spalte 3) und $QZ_m = (QZ_1 + QZ_2)/2$ (Spalte 4) bestimmen.
- 2) Berechnung von $QA(t)$ beim ersten Schritt: Anfangsbedingung stationärer Abfluss $QA_1 = QZ_1$, h_1 aus $h = f(QA)$, S_1 aus $S = f(h)$ (Spalte 9, 5 und 6); bei allen weiteren Schritten sind QA_1 , h_1 , S_1 aus dem vorhergehenden Schritt bekannt.
- 3) Berechnen von h_2 beim nächsten Schritt: h_2 schätzen (Spalte 5): QA_2 aus $QA = f(h)$ (Spalte 9), S_2 aus $S = f(h)$ (Spalte 6).
- 4) Berechnen von $\Delta S = S_2 - S_1$ (Spalte 7).
- 5) Berechnen der Summanden der Speichergleichung $\Delta S/\Delta t$ (Spalte 8); $QA_m = (QA_1 + QA_2)/2$ (Spalte 10); $QZ'_m = \Delta S/\Delta t + QA_m$ (Spalte 11).
- 6) Nachprüfen der Kontinuitätsgleichung: Wenn QZ_m innerhalb einer vorgegebenen Fehlerschranke von z.B. 1 % mit QZ'_m (Spalte 4) übereinstimmt, wird die Schätzung als richtig angenommen, sonst erfolgt Wiederholung der Berechnung ab 5) mit neuem h_2 .

Tabelle 6.10. Ermittlung der Abflussganglinie $QA(t)$ aus einem Speicher nach dem Iterationsverfahren, Gl.(6.84) $QZ_m - QA_m = \Delta S/\Delta t$

(1) t	(2) Δt	(3) QZ	(4) QZ_m	(5) h	(6) S	(7) ΔS	(8) $\Delta S/\Delta t$	(9) QA	(10) QA_m	(11) QZ'_m	
[h]	[s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m]	[10 ⁶ m ³]	[10 ⁶ m ³]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	
0		10,0		0,40	0,20		10,0				
2	7200	37,0	23,5	0,60	0,30	0,10	13,9	17,0	13,5	27,4	1. Näherung
				0,55	0,28	0,08	11,1	15,0	12,5	<u>23,6</u>	2. Näherung
4	7200	88,0	62,5	0,85	0,46	0,18	25,7	28,0	21,5	47,2	
				0,95	0,55	0,27	37,5	33,6	24,3	<u>61,8</u>	
6	7200	126,0	107,5	1,20	0,80	0,25	34,7	55,0	43,3	78,0	
				1,30	0,95	0,40	55,5	68,0	50,8	<u>106,3</u>	
:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	:	

6.3.3.2 Verfahren nach Puls

Bei der Modified Puls Method [6.60] werden Iterationsschritte umgangen, wenn Gl.(6.84a) umgeformt wird zu:

$$(S_2/\Delta t + QA_2/2) = (S_1/\Delta t + QA_1/2) - QA_1 + (QZ_1 + QZ_2)/2. \quad (6.85)$$

Da der Abfluss QA und der Speicherinhalt S über den Wasserstand eindeutig verknüpft sind, kann die Beziehung

$$QA = f(S/\Delta t + QA/2) \quad (6.86)$$

aufgestellt werden. Nach Aufsummieren der bekannten Größen der rechten Seite von Gl.(6.85) kann aus der Beziehung nach Gl.(6.86) die Lösung für QA_2 direkt mit einer Hilfsgraphik (Bild 6.38) ermittelt werden.

Das Verfahren der Seeretention findet bei der Bemessung von Hochwasserentlastungsanlagen von Speichern Anwendung, da nach den zur Zeit gültigen Normen die Entlastungsanlagen unter Berücksichtigung der abmindernden Wirkung der Seeretention ausgelegt werden dürfen. Bei der Auslegung einer Hochwasserentlastungsanlage als freier Überfall sind für einen vorgegebenen Zufluss $QZ(t)$ die Breite des Überfalls B , die Größe des Retentionsraums (= unbeherrschbarer Hochwasserschutzraum) und die maximale Überfallmenge drei Variable, die über die Seeretentionsbeziehung in Verbindung stehen. Ist das maximale Stauziel festgelegt, kann die zugehörige Überfallbreite und Abgabemenge iterativ bestimmt werden (Bild 6.39). Das Verfahren kann auch benutzt werden, um eine wirtschaftliche Überfallbreite zu ermitteln. Es werden dann die Herstellungskosten der Hochwasserentlastung und des unbeherrschbaren Stauraums mit der erzielbaren Schadensminderung durch die reduzierte Überfallmenge verglichen [6.66].

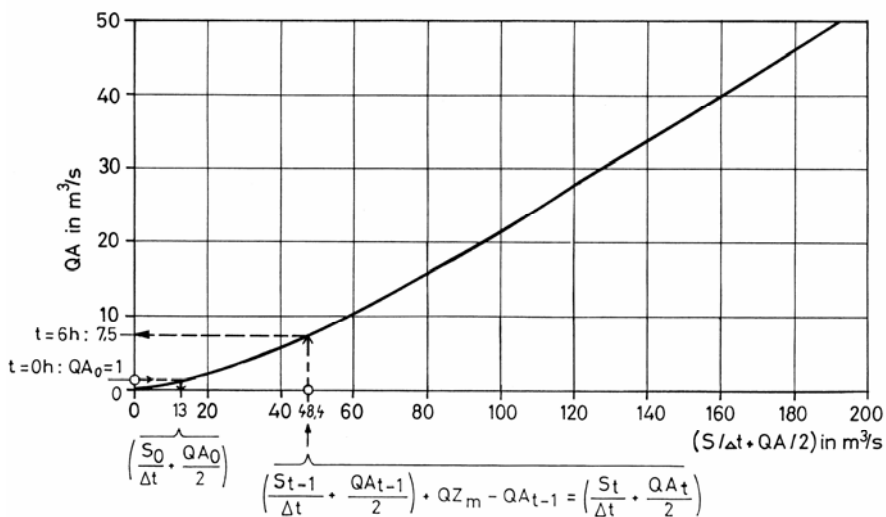


Abb. 6.38. Hilfsgraphik zur Puls-Methode $QA = f(S/\Delta t + QA/2)$ (s. Beispiel Tab. 6.12.)

Als Beispiel ist bei einem $5,4 \text{ hm}^3$ großen Hochwasserrückhaltebecken die Hochwasserentlastung als freier Rechtecküberfall geplant. Die Oberkante des Rechtecküberfalls, für den ein Überfallbeiwert von $\mu = 0,75$ angenommen werden kann, liegt auf NN+273,00 m. Mit Rücksicht auf den Rückstau in eine Siedlung im Bereich der Stauwurzel ist das höchste zulässige Stauziel auf NN +274,10 m begrenzt. Der Stauraum bei Höchststau beträgt $6,37 \text{ hm}^3$. Die Stauhöhe bis zur Hochwasserentlastung beträgt 18 m.

Sonstige Entlastungen dürfen zur Abführung des Bemessungshochwassers, dessen Zuflussganglinie $QZ(t)$ gegeben ist, nicht in Ansatz gebracht werden (Bild 6.39). Für eine geschätzte Überfallbreite von $b = 15 \text{ m}$ wird für $Q = \mu(2/3)b(2g)^{1/2}h^{1,5} = 33,22 \text{ h}^{1,5}$.

Die Rechnung wird in folgenden Schritten durchgeführt:

- 1) Zeitintervall Δt wählen und Bestimmung von $QA = f(S/\Delta t + QA/2)$ (Tab. 6.11) und Darstellung der Funktion (Bild 6.39).
- 2) QZ_1 und QZ_2 aus der Zuflussganglinie $QZ(t)$ entnehmen (Tab. 6.12, Spalte 2) und Bildung von $QZ_m = (QZ_1 + QZ_2)/2$ (Spalte 3).
- 3) Berechnung von $QA(t)$. Beim ersten Schritt, d.h. Randbedingung stationärer Abfluss $QA_1 = QZ_1$: $S_1/\Delta t + QA_1/2$ aus $S/\Delta t + QA/2 = f(QA)$ (Spalte 4,5). Bei allen weiteren Schritten sind QA_1 und $S_1/\Delta t + QA/2$ aus dem vorhergehenden Schritt bekannt.
- 4) Berechnen von $(S_2/\Delta t + QA_2/2)$ durch Lösen der rechten Seite $S_2/\Delta t + QA_2/2 = S_1/\Delta t + QA_1/2 - QA + QZ_m$ (Spalte 5).
- 5) Ablesen von QA_2 aus dem Diagramm $QA = f(S/\Delta t + QA/2)$ (Spalte 4).

Tabelle 6.11. Berechnung der modifizierten Puls-Methode, Speicher-Abflussbeziehung nach Gl.(6.86) für $\Delta t = 2$ h

Wasserstand	QA	QA/2	Speicherinhalt S		S/ Δt	S/ $\Delta t + QA/2$
NN + ... m	m ³ /s	m ³ /s	hm ³		m ³ /s	m ³ /s
255			0,0			
260			0,3			
265			1,45			
270			3,64			
273,00	0	0	5,40	=	0,00	
273,25	4,15	2,08	5,62	=	0,22	30,56
273,50	11,75	5,87	5,83	=	0,43	59,72
273,75	21,58	10,79	6,05	=	0,65	90,28
274,00	33,22	16,61	6,26	=	0,86	119,44
274,25	46,43	23,21	6,55	=	1,15	159,72
274,50	61,03	30,52	6,83	=	1,43	198,61
						229,13

Tabelle 6.12. Ermittlung der Abflussganglinie $QA(t)$ aus einem Speicher nach Gl.(6.85) (modifizierte Puls-Methode)

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
t	QZ	QZ _m	QA	S/ $\Delta t + QA/2$	t	QZ	QZ _m	QA	S/ $\Delta t + QA/2$
[h]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[h]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]
0	1		1	13	14	50		34,6	142,80
		2,95					49,75		
2	4,9		1,5	14,95	16	49,5		40,0	157,95
		12,65					48,1		
4	20,4		3,0	26,10	18	46,7		41,7	166,05
		25,3					45,0		
6	30,2		7,5	48,40	20	43,3		43,0	169,35
		31,95					41,15		
8	33,7		15,5	78,85	22	39,0		42,3	167,50
		37,15					37,0		
10	40,6		21,5	100,50	24	35,0		40,5	162,20
		43,8					33,0		
12	47,0		28,5	122,80	:	:		:	:
		48,5					:		

Dem nach Tab.6.12 ermittelten Höchstabfluss von $QA = 43 \text{ m}^3/\text{s}$ ist ein Überstau von $h = 1,19 \text{ m}$ bzw. ein Wasserstand von $NN+274,19 \text{ m}$ zugeordnet. Die Berechnung wird daher mit einer größeren Überfallbreite wiederholt und die gesuchte Breite, für die das Stauziel von $NN+274,10 \text{ m}$ eingehalten wird, graphisch bestimmt (Bild 6.39).

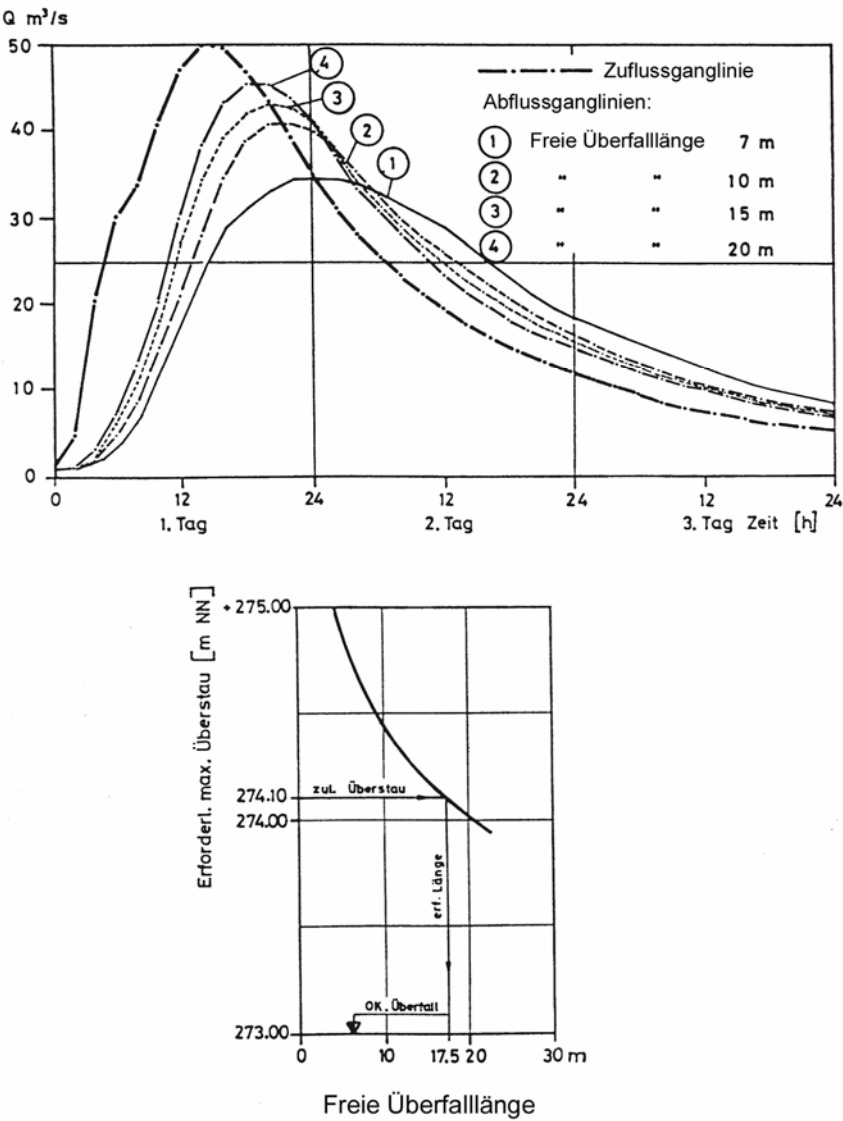


Abb. 6.39. Abhängigkeit des höchsten Stauziels von der Länge der Schwelle der Hochwasserentlastung, die als freier Überfall mit einem Überfallbeiwert von $m = 0,75$ ausgebildet ist

Wenn die Wassertiefe im Speicher stark abnimmt und die Länge des Speichersees zunimmt kann das Seeretentionsverfahren zu Ungenauigkeiten führen; dies tritt auch ein, wenn die Anstiegszeit des Hochwassers klein wird und damit auch die Abflussfülle, da dann die Abläufe mehr denen im Fluss gleichen.

6.3.4 Hochwasserwellen in Flussabschnitten

6.3.4.1 Muskingum-Verfahren

Zur Berechnung des rückstaufreien Hochwasserablaufs in Gerinnen (Flood Routing) werden verschiedene hydrologische Verfahren verwendet. Weit verbreitet sind das Muskingum-Verfahren, benannt nach einem Nebenfluss des Ohio, sowie das Verfahren nach Kalinin-Miljukov [6.5, 6.60, 6.67]. Für die einzelnen Routing Verfahren stehen eine Vielzahl von Rechenprogrammen zur Verfügung, Zusammenstellung s. [6.101]. Beim Muskingum-Verfahren wird die lineare Speicherbeziehung um einen instationären Speicheranteil erweitert, dessen Größe durch einen Anpassungsparameter X gesteuert wird (Bild 6.40):

$$S = K \cdot QA + KX(QZ - QA)$$

bzw.

$$\Delta S = K(QA_2 - QA_1) + KX(QZ_2 - QZ_1 - QA_2 + QA_1), \quad (6.87)$$

wobei K die Speicherkonstante und X ein dimensionsloser Anpassungsparameter sind und $x \leq \Delta t/2K$ betragen muss, um positive Koeffizienten in Gl. 6.89 zu erhalten. Wird Gl.(6.87) in Gl.(6.84) eingesetzt, erhält man nach Umformung:

$$QA(t + \Delta t) = C'_1 QZ(t + \Delta t) + C'_2 QZ(t) + C'_3 QA(t) \quad (6.88)$$

mit:

$$C'_1 = [-KX + 0,5\Delta t] / [K(1 - X) + 0,5\Delta t] \quad (6.88a)$$

$$C'_2 = [KX + 0,5\Delta t] / [K(1 - X) + 0,5\Delta t] \quad (6.88b)$$

$$C'_3 = [K(1 - X) - 0,5\Delta t] / [K(1 - X) + 0,5\Delta t] \quad (6.88c)$$

$$C'_1 + C'_2 + C'_3 = 1 \quad (6.88d)$$

oder in anderer Schreibweise [6.67]:

$$QA(t + \Delta t) = QA(t) + C_1(QZ(t) - QA(t)) + C_2(QZ(t + \Delta t) - QZ(t)) \quad (6.89)$$

mit:

$$C_1 = \Delta t / [K(1 - X) + 0,5\Delta t] \text{ und } C_2 = [0,5\Delta t - KX] / [K(1 - X) + 0,5\Delta t]. \quad (6.89a)$$

Der Ausfluss aus der Gerinnestrecke kann auch völlig durch Zuflussterme ausgedrückt werden, wenn QA_1 eliminiert wird. Dabei wird ab dem zweiten Term jeder

aufeinanderfolgende Term erhalten, indem der vorangehende Term mit C'_3 multipliziert wird und als nächster Term eingesetzt wird:

$$\begin{aligned} QA(t_n) = & C'_1 QZ(t_n) + C'_4 QZ(t_{n-1}) + C'_4 C'_3 QZ(t_{n-2}) + \\ & C'_4 (C'_3)^2 QZ(t_{n-3}) - C'_4 (C'_3)^3 QZ(t_{n-4}) + \dots \end{aligned} \quad (6.90)$$

mit:

$$C'_4 = C'_1 C'_3 + C'_2 \quad \text{und} \quad \sum C'_i = 1.$$

Der Ansatz entspricht dann formal einem AR-Modell.

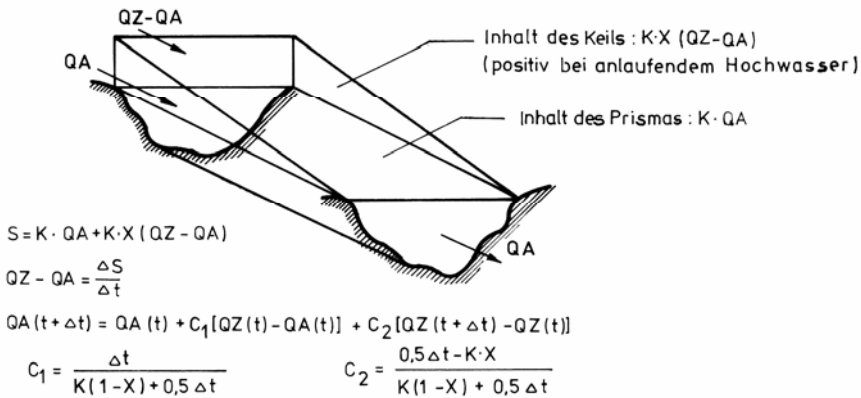


Abb. 6.40. Systemskizze für den Speicher eines Gerinneabschnitts nach dem Muskingum-Verfahren

Für den Parameter X kann für natürliche, ungestörte Abflussverhältnisse der Bereich $0 < X < 0,5$ angegeben werden; meist schwankt er zwischen 0 und 0,3. Bei $X = 0$ wird das Muskingum-Verfahren auf die einfache lineare Speicherbeziehung zurückgeführt und die maximal mögliche Scheitelabsenkung erreicht; bei $X = 0,5$ wird eine reine Translation der Hochwasserwelle ohne Scheitelabsenkung erzeugt. In staugeregelten Flüssen kann der Parameter X auch Werte bis 1,10 erreichen [6.33].

Die Parameter K und X bestimmen die Form der Hochwasserwelle (Bild 6.41 und 6.42). Ein Anwachsen des K -Wertes bei konstantem X verstärkt die Abflachung der Abflussganglinie und vergrößert die zeitliche Verschiebung. Eine Vergrößerung des Wertes X bei $K = \text{const}$ bewirkt ein geringeres Retentionsverhalten bei gleichzeitiger geringfügiger Verschiebung der Hochwasserwelle.

Die Parameter K und X werden aus gemessenen Zufluss-Abfluss-Beziehungen des betrachteten Gerinneabschnitts ermittelt. Dazu wird Gl.(6.89) nach K aufgelöst und ergibt mit

$$QA(t) = QA_1, QA(t + \Delta t) = QA_2 \quad \text{usw.}$$

$$K = \frac{0,50\Delta t [(QZ_2 + QZ_1) - (QA_2 + QA_1)]}{X(QZ_2 - QZ_1) + (1 - X)(QA_2 - QA_1)} \quad (6.91)$$

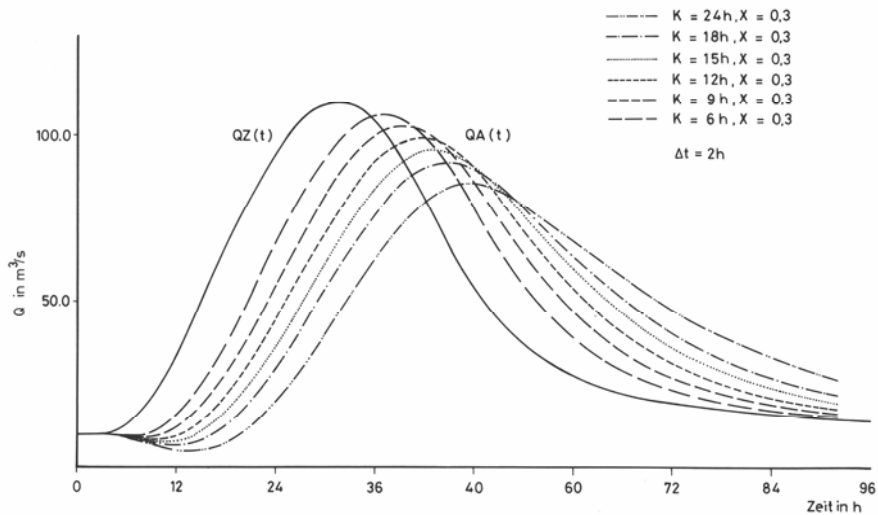


Abb. 6.41. Einfluss des Parameters K auf die Wellenform bei konstant gehaltenem X beim Muskingum-Verfahren

Auf der Grundlage von mehreren gemessenen Zu- und Abflussganglinien werden für ein beliebig vorgegebenes X, z.B. $X = 0,2$, Zähler und Nenner aus Gl.(6.91) getrennt ausgewertet. Die für Nenner und Zähler erhaltenen Werte werden addiert und gegeneinander aufgetragen (Bild 6.43). Für verschiedene X werden unterschiedliche Schleifen erhalten. Die Schleife, bei der ansteigender und abfallender Ast am dichtesten beieinander liegen, wird zur Ermittlung des maßgebenden X-Wertes ausgewählt. Entsprechend Gl.(6.91) entspricht die mittlere Steigung der ausgewählten Schleife dem Wert der Speicherkonstanten K. Die anhand der abgelaufenen Ereignisse ermittelten Parameter K und X können nur unter starken Einschränkungen auf Ausbauzustände oder auf andere Flussabschnitte übertragen werden.

Der Wert für X wird üblicherweise über den gesamten Abflussbereich konstant gehalten. Bei stark veränderlichen Steigungsmaßen innerhalb der ausgewählten Schleife kann der Parameter K abschnittsweise für verschiedene Abflussbereiche definiert werden, wenn eine zu starke Nichtlinearität besteht [6.62]. Eine direkte Ableitung der Parameter K und X aus den Gerinneedaten ist nicht möglich.

Bei dem Muskingum – Cunge Verfahren wird die Diffusion nachgeahmt mit Parametern, die eine Funktion der Gerinnegeometrie sind [6.32, 6.33]. Es schließt ein Finite Differenzen

Schema (Lax-Wendroff Verfahren) zur Lösung der Muskingum Gl. 6.88 ein. Die Parameter werden anhand der Gerinnegeometrie und dem Netz der Finite Differenzen Methode ermittelt K und X entsprechen der Fließzeit bzw. dem Diffusionskoeffizienten. Danach ist $K = \Delta x/c$ der Quotient aus der Länge des Flussabschnittes Δx und der Wellengeschwindigkeit $c = dQ/dF \approx dQ/(Bdh)$ in Abhängigkeit von Durchflussfläche F , mittlerer Flussbreite B_m und Wassertiefe h . Für X kann gesetzt werden:

$$X = 0,5[1 - q_0 / (cJ_s\Delta x)] \quad (6.92)$$

q_0 : Referenzabfluss für eine Einheitsbreite von z.B. 1 m; $q_0 \approx MHQ/B_m$ als mittlere Gerinnebreite des Flussabschnittes ΔL , oft abgekürzt mit $D=[\text{Referenzabfluss}]/[\text{Gefälle Flussabschnitt} \cdot c \cdot \text{Spiegelbreite} \cdot \Delta x]$

J_s : Sohlgefälle,

c : Geschwindigkeit der kinematischen Welle in Bezug auf einen Referenzabfluss q_0 für eine Einheitsbreite; vereinfacht $c \sim$ mittlere Wellengeschwindigkeit. Für die Berechnung bei gegliederten Querschnitten wird vom gesamten Durchfluss Q_0 , der Durchflussfläche F_0 und der Durchflussbreite B_0 ausgegangen und gesetzt: $c = 1,27 \cdot \beta J_s^{0,3} / (q_0^{0,4} n^{0,6})$, wobei n den Rauigkeitsbeiwert nach Manning darstellt und β vereinfachend für den Ausdruck $\beta = 5/3 - (2/3)[(F_0/B_0^2)dB/dh]$ steht.

Die Geschwindigkeit des Scheitelabflusses kann anhand des mittleren Hochwassers MHQ geschätzt werden. Die einzuhaltende Courantbedingung ist $C=c\Delta t/\Delta x$. Damit werden die Größen: $C_1 = [-1+C+D]/[1+C+D]$, $C_2=[1+C-D]/[1+C+D]$, $C_3=[1-C+D]/[1+C+D]$ und Gl. 6.88 ist: $QA_{t+\Delta t} = C_1 QZ_{t+\Delta} + C_2 QZ_t + C_3 QA_t$. Wird angenommen, dass K proportional zur Wellengeschwindigkeit c für einen Flussabschnitt der Länge $\Delta L = \Delta X$ ist, wird $K \approx \Delta L/c$. Eingesetzt in die Muskingum Gleichung ist:

$$QZ - QA = \frac{\Delta L}{c\Delta t} [xQZ - (1-x)QA]$$

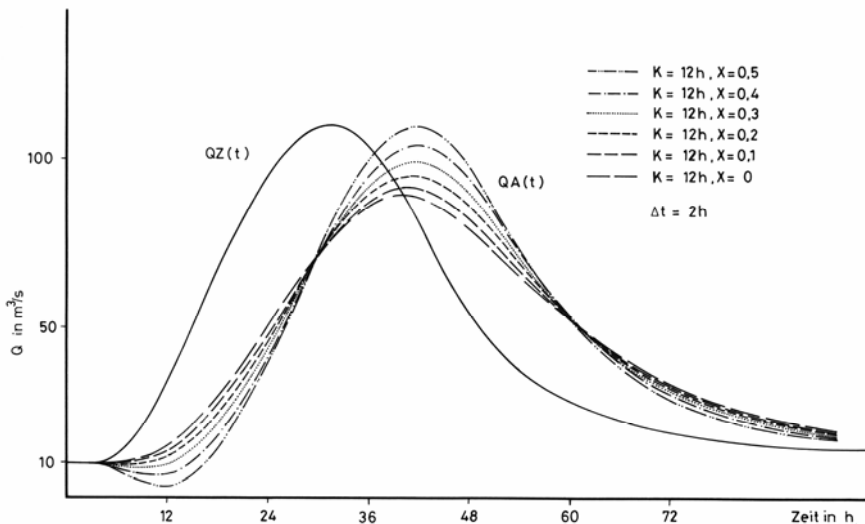


Abb. 6.42. Einfluss der Veränderung des Parameters X beim Muskingum-Verfahren auf die Wellenabflachung bei konstant gehaltenem K

Die Schrittweite Δt sollte im Bereich $2KX \leq \Delta t \leq K$ liegen. Die obere Grenze $\Delta t \leq K$ ist erforderlich, um eine hinreichend genaue Reproduktion der Abflussganglinie zu erhalten. Die untere Grenze ergibt sich aus der Bedingung $C'_1 \leq 0$ (Gl.(6.91)). Diese untere Grenze kann prinzipiell unterschritten werden. Es wird

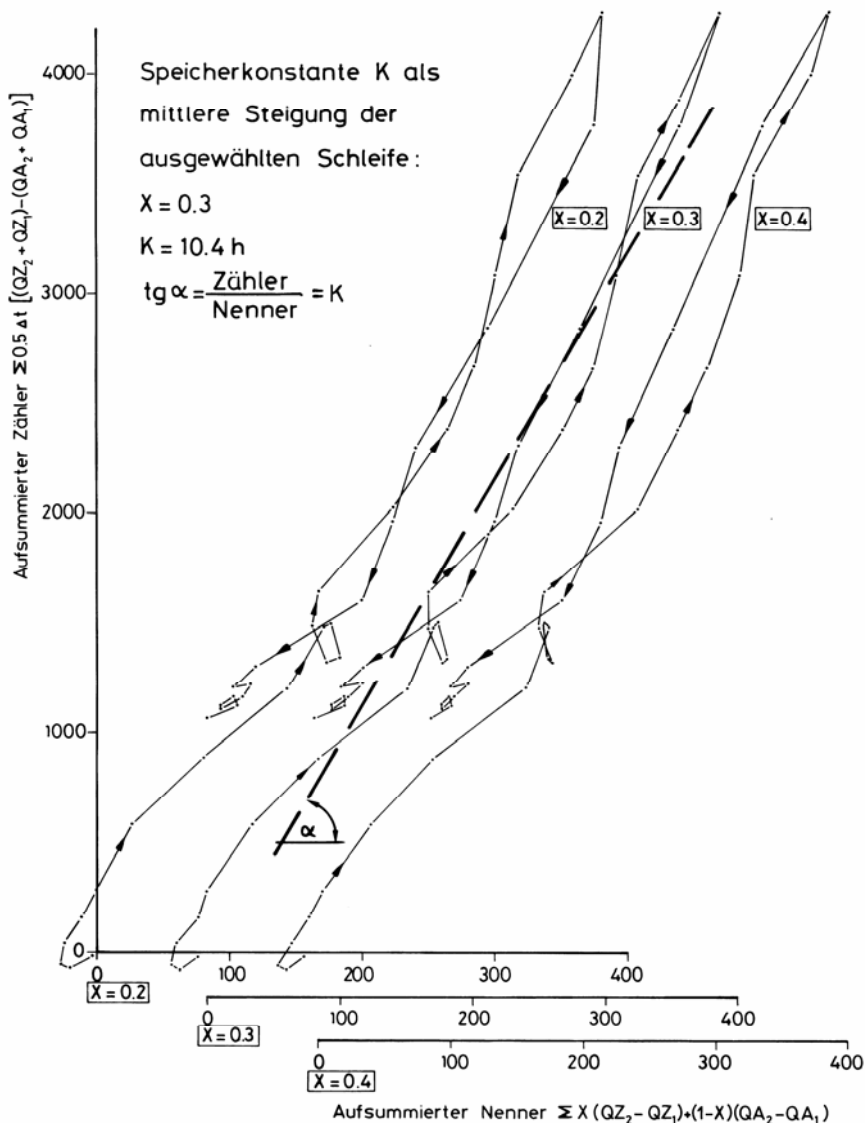


Abb. 6.43. Graphische Ermittlung von X und K nach Gl. (6.91) für das Isarhochwasser vom 28.5. bis 6.6.1985

dann jedoch in Kauf genommen, dass die ersten Berechnungsordinaten geringfügig unter den Wert des stationären Anfangsabflusses absinken, bevor sich der Anstieg der Hochwasserwelle im Abfluss durchsetzt (Bild 6.42).

Als Anhalt für eine geeignete Zeitschrittweite Δt kann auch dienen, dass der ansteigende Ast durch 5 bis 20 Stützstellen abgebildet werden soll, wobei die kleinere Zahl bei einfachen Wellenformen angehalten wird. Flussabschnittslänge Δx und Zeitschritt Δt stehen über folgende Ungleichung in Verbindung [6.32]:

$$\Delta x \leq 0,5[c\Delta t + q_0/(cJ_s)]. \quad (6.93)$$

Eine Einschränkung für die Anwendung von Gl.(6.93) besteht dadurch, dass die Parameter K und X anhand von beobachteten Hochwasserwellen bestimmt werden müssen. In der Praxis ist daher Δx durch den Abstand der Pegel vorgegeben.

Mit dem Muskingum-Verfahren wird anhand einer gegebenen Zuflusswelle die Abflussganglinie am Ende des betrachteten Gerinneabschnitts unter Einhaltung der Kontinuitätsgleichung berechnet. Treten seitliche Zuflüsse Z in größerem Umfang auf, muss Gl.(6.88) ergänzt werden zu [6.32, 6.67]:

$$QA_2 = C'_1 QZ_1 + C'_2 QZ_2 + C'_3 QA_1 + C_4 \quad (6.94)$$

mit:

$$C_4[0,5(Z_1 + Z_2)\Delta x\Delta t]/[K(1 - X) + 0,5\Delta t],$$

wobei Z_1 und Z_2 die lateralen Zuflüsse im Bereich des Flussabschnitts Δx bedeuten.

Als Beispiel soll das Muskingum-Verfahren auf die Vorhersage von Hochwasser der Isar am Pegel Plattling ($A_{E0} = 8839 \text{ km}^2$, Fluss-km 9,1) anhand der Aufzeichnungen des oberhalb gelegenen Pegels Dingolfing ($A_{E0} = 8293 \text{ km}^2$, Fluss-km 45,6) angewendet werden. Die Ermittlung der Parameter des Muskingum-Verfahrens erfolgt anhand der Hochwasserwelle vom 28.5. bis zum 6.6.1965 an den Pegeln Dingolfing und Plattling (Bild 6.43). Für ein weiteres Hochwasserereignis vom 7.6. bis zum 19.6.1965 soll die Abflussganglinie am Pegel Plattling aus der Zuflussganglinie am Pegel Dingolfing nach dem Muskingum-Ansatz vorhergesagt und mit den am Pegel Plattling gemessenen Werten verglichen werden. Da die Zunahme des Einzugsgebiets zwischen den Pegeln nur rd. 6 % beträgt, soll der Einfluss des Zwischeneinzugsgebiets vernachlässigt werden.

Die Bestimmung der Muskingum-Parameter K und X für den 36,5 km langen Isarabschnitt Dingolfing-Plattling wird anhand des Hochwassers vom 28.5 bis 6.6.1965 in folgenden Schritten vorgenommen:

- 1) Auswertung der Nenner- und Zählerwerte nach Gl.(6.91) in Tab. 6.13 und Tab. 6.14 für das Hochwasserereignis vom 28.5. bis 6.6.1965. Die Auswertung wird für $X = 0,2$, $X = 0,3$ und $X = 0,4$ für eine Zeitschrittweite von $\Delta t = 6 \text{ h}$ durchgeführt (in Tab. 6.14 nur für $X = 0,3$ angegeben)
- 2) Auftragung der berechneten Zählerwerte gegen die des Nenners in Bild 6.43. Der Parameterwert $X = 0,3$ wird als maßgebend angesehen, da ansteigender und abfallender Ast der zugehörigen Schleife am dichtesten beieinander liegen. Die mittlere Steigung der ausgewählten Schleife wird zu $K = 10,4 \text{ h}$ bestimmt.

Die Vorhersage der Ganglinie am Pegel Plattling für das Ereignis vom 7. bis 19.6.1965 aus der Ganglinie des Pegels Dingolfing wird in folgenden Rechenschritten durchgeführt:

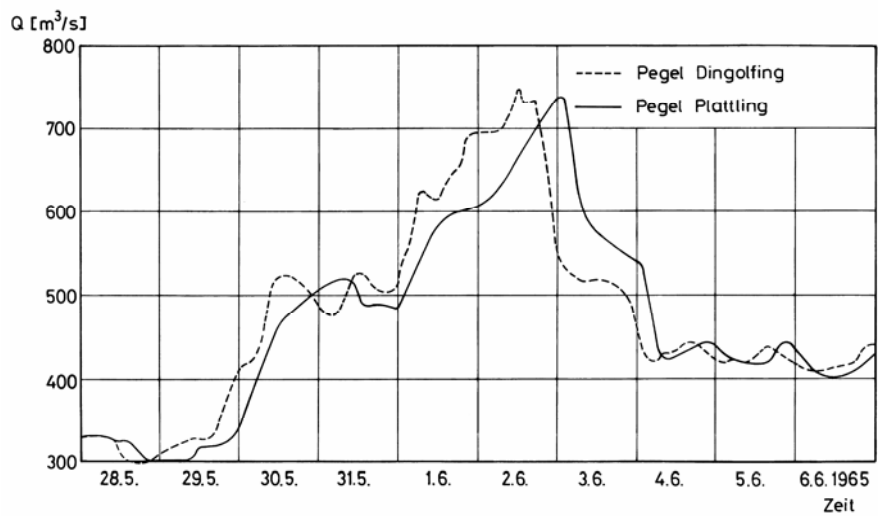


Abb. 6.44. Hochwasserwelle der Isar vom 28.5. bis 6.6.1965 an den Pegeln Dingolfing und Plattling

Tabelle 6.13. Berechnung der Werte des aufsummierten Zählers $\Sigma 0,5 \cdot t [(QZ_2+QZ_1) - (QA_2+QA_1)]$ für $\Delta t = 6 \text{ h}$ nach (Gl. 6.91) für das Hochwasser vom 28.5. bis 6.6.65;

Datum	Uhr-zeit	QZ_i (m^3/s) (1)	QA_i (m^3/s) (2)	$(QZ_2+QZ_1) - (QA_2+QA_1)$ (3)	$0,5 \cdot \Delta t \cdot (3)$ ($3,6 \cdot 10^3 m^3$) (4)	$\Sigma(4)$ (5)
28.5. 1965	6 ⁰⁰	332	324			
	12 ⁰⁰	310	324	-6	-18	-18
	18 ⁰⁰	300	308	-22	-66	-84
	24 ⁰⁰	310	296	+6	+18	-66
29.5.	6 ⁰⁰	320	296	+38	+114	+48
	12 ⁰⁰	328	314	+38	+114	+162
	18 ⁰⁰	346	320	+40	+120	+282
	24 ⁰⁰	410	340	+96	+288	+570
	6 ⁰⁰	436	400	+106	+318	+888
	12 ⁰⁰	524	456	+104	+312	+1200
	18 ⁰⁰	516	490	+94	+282	+1482
	:	:	:	:	:	:

Tabelle 6.14. Berechnung der Werte des aufsummierten Nenners $[X(QZ_2-QZ_1)+(1-X)(QA_2-QA_1)]$ nach Gl.(6.91) für das Ereignis vom 28.5. bis 6.6.1965; aufgetragen als Beispiel für $X = 0,3$

Datum	Uhr- zeit	(1) QZ	(2) QA	(3) QZ_2-QZ_1	(4) = $\Sigma(3)$	(5) $(4) \cdot X$ $X=0,3$	(6) QA_2-QA_1 $X=0,3$	(7) = $\Sigma(6)$	(8) = $(1-X) \cdot (7)$	(9) = $(5)+(8)$ $X=0,3$
28.5. 1965	6 ⁰⁰	332	324							
	12 ⁰⁰	310	324	-22	-22	-6,6	0	0	0	-6,6
	18 ⁰⁰	300	308	-10	-32	-9,6	-16	-16	-11,2	-20,8
	24 ⁰⁰	310	296	+10	-22	-6,6	-12	-28	-19,6	-26,2
				+10	-12	-3,6	0	-28	-19,6	-23,2
+18	6 ⁰⁰	320	296					+8	-4	-1,2
	-10	-7,0	-8,2							
	12 ⁰⁰	328	314							
29.5. 1965				+16	+12	+3,6	+6	-4	-2,8	+0,8
	18 ⁰⁰	346	320	+64	+76	+22,8	+20	+16	+11,2	+34,0
	24 ⁰⁰	410	340	+26	+102	+30,6	+60	+76	+53,2	+83,8
	6 ⁰⁰	436	400	+88	+190	+57,0	+56	132	+92,4	+149,4
30.5.	12 ⁰⁰	524	456							
	18 ⁰⁰	516	490	-8	+182	+54,6	+34	166	116,2	+170,8
				:	:	:	:	:	:	:

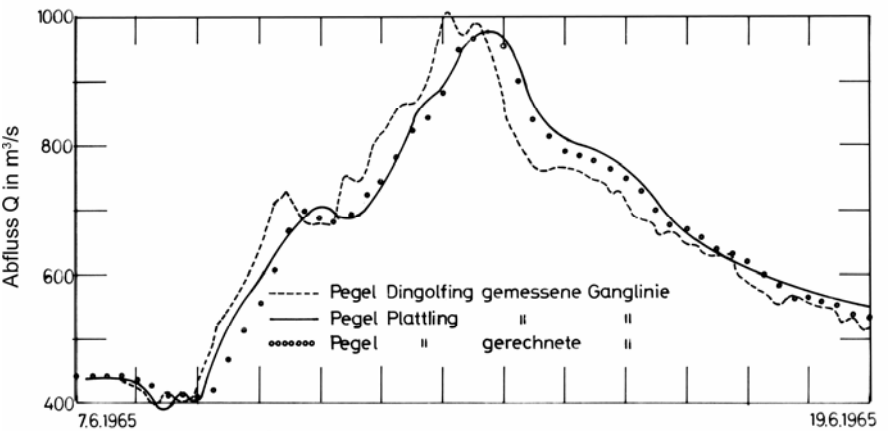


Abb. 6.45. Vergleich von beobachteter und gerechneter Abflussganglinie am Pegel Plattling/Isar für das Hochwasserereignis vom 7.6. bis 19.6.1965. Muskingum-Parameter ermittelt anhand des Ereignisses vom 28.5. bis 6.6.1965 ($K = 10,4$ h, $X = 0,3$)

- 1) Auswertung von Gl.(6.89) in Tab. 6.15 mit den Parametern $X = 0,3$ und $K = 10,4$ h.
- 2) Vergleich von gemessener und gerechneter Abflussganglinie am Pegel Plattling durch Auftragung (Bild 6.45). Es kann eine weitgehende Übereinstimmung zwischen gerechneter und gemessener Ganglinie festgestellt werden.

Tabelle 6.15. Berechnung der vorherzusagenden Ganglinie am Pegel Plattling für die Zeit vom 7.6.–19.6.1965 nach Gl.(6.89) mit $K = 10,4$ h; $\Delta t = 6$ h; $X = 0,3$; $C_1 = 0,58$; $C_2 = 0,012$.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)= (5)+(7)	(9)
Datum	Zeit	QZ	$QZ_2 - QZ_1$	$C_2(QZ_2 - QZ_1)$	$QZ_1 - QA_1$	$C_1(QZ_1 - QA_1)$		QA
7.6. 1965	0 ⁰⁰	440,0			0,00			440,00
	6 ⁰⁰	436,40	-3,60	0,04	-3,64	0,00	0,04	440,04
	12 ⁰⁰	437,20	-0,80	-0,01	-0,71	-2,12	-2,13	437,91
	18 ⁰⁰	431,00	-6,20	0,07	-6,57	-0,41	-0,34	437,57
	24 ⁰⁰	421,00	-10,00	0,12	-12,85	-3,83	-3,71	433,85
8.6. 1965	6 ⁰⁰	398,00	-23,00	0,27	-28,62	-7,50	-7,23	426,62
	12 ⁰⁰	416,00	18,00	-0,21	6,29	-16,71	-16,91	409,71
	18 ⁰⁰	402,00	-14,00	0,16	-11,54	3,67	3,83	413,54
	24 ⁰⁰	428,67	26,67	-0,31	22,17	-6,73	-7,05	406,49
	6 ⁰⁰	500,67	72,00	-0,84	:	12,94	12,10	418,59
		:	:	:	:	:	:	

6.3.4.2 Kalinin-Miljukov-Verfahren

Bei instationärer Strömung führt das veränderliche Wasserspiegelgefälle zur Abflussschleife, so dass von einer einzigen Abflusskurve nicht ausgegangen werden kann (Bild 6.46). Das hydrologische Berechnungsverfahren nach Kalinin und Miljukov geht jedoch von der Gültigkeit einer eindeutigen Beziehung zwischen dem Abfluss Q aus einem Gerinneabschnitt und dem zugehörigen Volumen S des Wassers aus. Wird das Steigungsmaß der Funktion $S = f(Q)$ mit K bezeichnet, so gilt auch für den Fall der instationären Strömung $dS = KdQ$. Diese Annahme ist für einen instationären Fließvorgang dann möglich, wenn die gesamte betrachtete Gerinnestrecke L_G in eine Folge von n hintereinander angeordneten fiktiven Becken, sog. charakteristischen Abschnitten, unterteilt wird. Die Einteilung erfolgt so, dass

die instationäre Strömung in diesen Teilstrecken näherungsweise durch eine quasi-stationäre ersetzt werden kann.

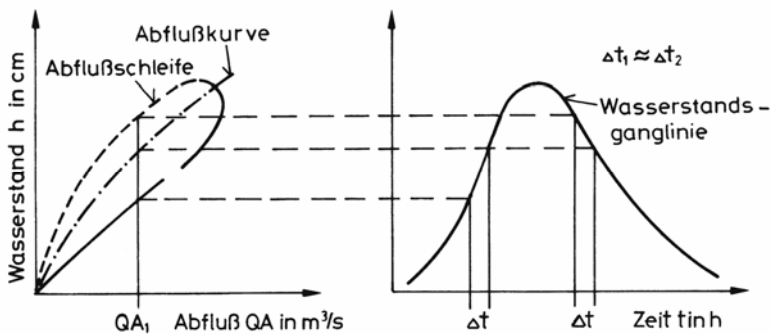


Abb. 6.46. Abflussschleife und Wasserstandsganglinie eines Hochwasserereignisses (durchgezogen: Anstieg; gestrichelt: Abfall; strichpunktiert: stationärer Abfluss)

Die Länge der charakteristischen Abschnitte ergibt sich dabei aus folgender Betrachtungsweise (Bild 6.46). Wird ein beliebiger Abfluss QA_1 herausgegriffen, so können ihm drei verschiedene Wasserstände, und zwar für den Anstieg, den Rückgang des Hochwassers und den Fall der stationären Strömung zugeordnet werden. Die Wasserstände, die anhand einer eindeutigen Abflussschleife abgelesen werden, treten beim Anstieg und beim Rückgang des Hochwassers um ein bestimmtes Zeitmaß Δt später an einem Gewässerquerschnitt auf als diejenigen, die dem instationären Fließvorgang zuzuordnen sind. Eine eindeutige Wasserstands-Abfluss-Beziehung wird also erhalten, wenn die Abflüsse den um das Zeitintervall Δt später eintretenden Wasserständen zugeordnet werden. Diese eindeutige Beziehung besteht auch zwischen den um eine bestimmte Strecke stromaufwärts beobachteten Wasserständen und den gleichzeitig auftretenden Abflüssen.

Werden den Hochwasserabflüssen im rechten Querschnitt r (Bild 6.47) die Wasserstände im Querschnitt m zugeordnet, so wird die Abflussschleife umgangen und man erhält auch für den Fall einer instationären Strömung eine einzige Abflussschleife $h = f(Q)$. Wird außerdem ein geradliniger Wasserspiegelverlauf wie in Bild 6.47 vorausgesetzt, so sind die den Abflüssen QA_i zugehörigen Volumen S_i sowohl beim instationären (AB) als auch beim stationären Fließvorgang (CD) dann gleich groß, wenn sich die Volumen, die durch die Flächen AOC bzw. ODB repräsentiert werden, entsprechen.

Diese Annahme ist für eine Gerinnestrecke mit wenig veränderlichem Querschnitt und breiter Sohle zulässig. Der Abfluss QA im Querschnitt r ist für eine bestimmte Wassertiefe h im Querschnitt m unabhängig vom Wasserspiegelgefälle, wenn J_w konstant bleibt. Dabei wird vorausgesetzt, dass sich Energielinien- und Wasserspiegelgefälle annähernd gleichen. Das totale Differential von Q kann somit unter Berücksichtigung von $dh = -ldJ$ wie folgt geschrieben werden:

$$dQ = -\frac{\delta Q}{\delta h} l dJ_w + \frac{\delta Q}{\delta J} dJ_w = 0. \quad (6.96)$$

Für die angenommene quasistationäre Strömung ergibt sich daraus mit der Fließformel nach Manning-Strickler der Abfluss $Q = k_{st} F R^{2/3} J_w^{1/2} = c J_w^{1/2}$ in m^3/s , wobei k_{st} der Rauigkeitskoeffizient nach Manning-Strickler in $m^{1/3}/s$ und R der hydraulische Radius in m ist. Die Länge des charakteristischen Abschnitts L wird erhalten zu, wenn für $dJ = J_w - J_{stationär}$ und für $dQ = \frac{c}{2} J_{stat}^{-0.5} dJ$ gesetzt werden:

$$L = 2 \cdot l = (Qdh)/(JdQ) \approx Q\Delta h / J\Delta Q. \quad (6.97)$$

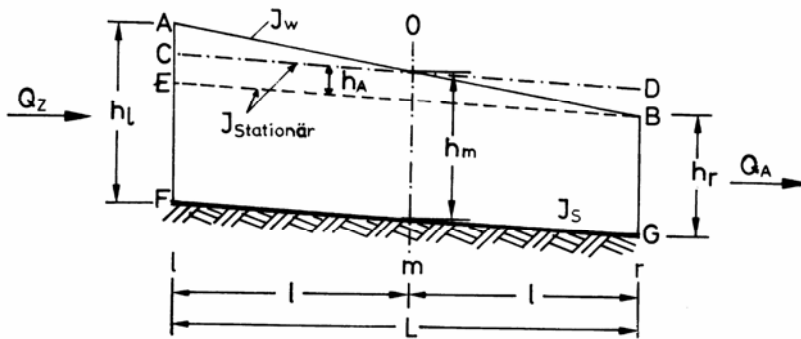


Abb. 6.47. Charakteristischer Abschnitt der Länge L (durchgezogen: Wasserspiegel bei Hochwasseranstieg; strichpunktiert: stationärer Abfluss)

In Gl.(6.97) beziehen sich alle Größen auf stationäre Verhältnisse. Der Quotient dh/dQ kann der Abflusskurve entnommen werden. Da sich innerhalb des zu untersuchenden Hochwasserabflussbereichs unterschiedliche charakteristische Abschnittslängen ergeben können, wird vereinfacht mit einer mittleren Länge L_m gerechnet. In [6.33] sind noch weitere Möglichkeiten der Berechnung der charakteristischen Abschnittslänge angegeben. Die Anzahl der charakteristischen Abschnitte n ergibt sich für die Länge des gesamten Flussabschnitts L_G zu:

$$n = L_G / L. \quad (6.98)$$

Die Parameter n und K können auf verschiedene Weise gewonnen werden. Die Speicherkonstante K_G gilt für den gesamten Flussabschnitt, die für den charakteristischen Abschnitt beträgt $K = K_G/n$. Der Parameter K kann als Steigungsmaß der Beziehung $S = f(QA)$ eines charakteristischen Abschnitts und aus deren graphischer Darstellung (Volumenkurve) ermittelt werden. Für den Fall, dass sich die Überschwemmungsgebiete nicht zu stark ändern, beträgt für einen bestimmten Wasserstand h die zugehörige Wasserspiegelbreite B_m , so dass dS durch $B_m L_m dh$ ersetzt werden kann. Mit $S = B_m L_m \Delta h$ und $\Delta S = K \Delta Q$ kann die Größe K auch auf folgendem Weg abgeleitet werden:

$$K = B_m L_m (dh/dQ). \quad (6.99)$$

Im Allgemeinen wird $K = \text{const}$ über den gesamten betrachteten Hochwasserabflussbereich angenommen. Die Berücksichtigung von n und K als Funktionen des Abflusses ist jedoch grundsätzlich möglich. Für die Genauigkeit einer Berechnung kommt der Bestimmung der Speicherkonstanten K ebenso wie beim Muskingum-Verfahren eine größere Bedeutung zu als der Ermittlung des zweiten Parameters n . Da für einen Gerinneabschnitt von einer mittleren maßgebenden Abfluss- und Volumenkurve ausgegangen werden muss, sind berechnete Parameter n und K als Anhaltswerte zu betrachten. Eine Kontrolle bzw. Verbesserung der Parameter durch Nachberechnung mehrerer abgelaufener Hochwasserereignisse sollte daher immer angestrebt werden. Die Berechnung der Parameter kann auch anhand der Momente der beobachteten Zu- und Abflussganglinien vorgenommen werden [6.1].

Nach Festlegung der für den Gerinneabschnitt charakteristischen Speicheranzahl n erfolgt die Hochwasserablaufberechnung durch Lösung von Gl. (6.84) für die eingeführten n Speicher. Dafür können folgende drei Rechenverfahren für Hochwasserabläufe herangezogen werden. Stehen Abflusskurven und Speicherinhaltslinien der betrachteten Gerinnestrecke zur Verfügung, kann für jedes Becken die Speichergleichung nach dem Verfahren der Seeretention, dem Iterationsverfahren oder dem Puls-Verfahren gelöst werden. Die für das oberste Retentionsbecken der Länge L ermittelte Abflussganglinie ist die Zuflussganglinie in das unmittelbar unterhalb anschließende Becken usw. Die Ausflussganglinie des letzten Beckens stellt die gesuchte Abflussganglinie am Ende der betrachteten Gerinnestrecke dar.

Sind Speicherinhalt und Abflussleistung annähernd linear voneinander abhängig, kann die Lösung nach dem Verfahren für lineare Speicher (Gl. (6.29)) erfolgen. Der Retentionsparameter K ergibt sich als Steigungsmaß der Beziehung $S = f(QA)$. Die Speichergleichung wird wie beim ersten Rechenschema jeweils für einen charakteristischen Abschnitt gelöst, so dass auch hier die Berechnung schrittweise von Speicher zu Speicher bis zum Ende der betrachteten Gerinnestrecke erfolgt.

Kann die Gerinnestrecke vereinfacht durch n gleiche lineare Speicher beschrieben werden, kann die Berechnung auf der Grundlage der Momentaneinheitsganglinie nach Gl. (6.34) erfolgen. Die Abflussganglinie des letzten Beckens wird dabei mit einem Rechenschritt direkt ermittelt, was besonders für große Speicherzahlen n , die z.B. für Gebirgsflüsse erhalten werden können, zu einer wesentlichen Vereinfachung der Berechnung führt. Im Gegensatz zu den beiden anderen Rechenverfahren werden keine Aussagen über das Hochwasserverhalten innerhalb der betrachteten Gerinnestrecke erhalten.

Als Beispiel soll das Kalinin-Miljukov-Verfahren auf die Hochwasserabflüsse in der 20,5 km langen Donaustrecke zwischen Frengkofen ($A_{E0} = 35588 \text{ km}^2$; Strom-km 2361,0) und Pondorf ($A_{E0} = 36059 \text{ km}^2$; Strom-km 2340,5) angewandt werden. Für die Berechnung der Volumenkurve des Flussabschnitts wurde anhand der Lagepläne und Querprofile die Flä-

chenfunktion $F = f(h)$ für jeden Flusskilometer aufgestellt. Mit den Flächenfunktionen und den Wasserspiegelfixierungen ergab sich für vier Abflüsse die Volumenkurve $S = f(Q)$ (Bild 6.48) mit einem durchschnittlichen Steigungsmaß: $K_G = \Delta S / \Delta Q = (37 \cdot 10^6) / (1,8 \cdot 10^3 \cdot 3,6 \cdot 10^3) = 5,72 \text{ h}$ bei $J = 0,245 \text{ ‰}$. Für die Berechnung der mittleren Länge L_m eines

Tabelle 6.16. Berechnung der mittleren Länge eines charakteristischen Abschnittes nach Kalinin-Miljukov: $L = (Q\Delta h) / (J\Delta Q)$

Q m^3/s	h m	Q_m m^3/s	ΔQ m^3/s	Δh m	J ‰	Q_m/J $10^3 \text{m}^3/\text{s}$	$\Delta h / \Delta Q$ s/m^2	L_i km
1000	5,10							
		1100	200	0,50	0,245	4490	0,0025	11,23
1200	5,60							
		1300	200	0,40	0,245	5300	0,0020	10,60
1400	6,00							
		1500	200	0,40	0,245	6130	0,0020	12,26
1600	6,40							
		1700	200	0,30	0,245	6950	0,0015	10,40
1800	6,70							
		1900	200	0,30	0,245	7750	0,0015	11,62
2000	7,00							
		2100	200	0,25	0,245	8570	0,00125	10,70
2200	7,25							
Summe $L_i = 66,81$								

charakteristischen Abschnitts wurde eine mittlere Abflusskurve $h = f(Q)$ aufgestellt (Bild 6.47). Sie ergibt sich aus den genannten vier Abflüssen und den Wassertiefen, die sich dabei im Mittel auf der Flussstrecke einstellen.

Mit Gl.(6.97) werden bei bekanntem Wasserspiegelgefälle J_w für bestimmte Abflüsse Q die zugehörigen Längen der charakteristischen Abschnitte L_i und anschließend das Mittel L_m berechnet (Tab. 6.16): $L_m = 66,81/6 = 11,14 \text{ km}$; $n = L_G/L_m = 20,50/11,14 = 1,84$ und $K = K_G/n = 5,72/1,84 = 3,11 \text{ h}$. Die berechneten Parameter sind erste Näherungswerte. Die Nachberechnung abgelaufener Hochwasserereignisse vom Juli 1954 und Juni 1965 ergab, dass für $n = 2$ und $K = 3,5 \text{ h}$ die Übereinstimmung zwischen beobachteten und berechneten Abflussganglinien am Pegel Pondorf besser war als bei Verwendung der Werte nach Tab. 6.16. Dies ist u.a. darauf zurückzuführen, dass für die überströmten Vorländer die durchströmten Querschnitte nur überschläglich ermittelt wurden.

Wird der Zeitschritt $\Delta t = K = 3,5 \text{ h}$ gesetzt, kann Gl.(6.29) für die Berechnung der Abflussordinaten herangezogen werden, wobei für $K_1 = 0,632$ und für $K_2 = 0,368$ eingesetzt wird. Der Berechnungsgang für die Ausflussganglinie aus dem ersten charakteristischen Abschnitt ist in Tab. 6.17 dargestellt. Zur Berechnung der Ganglinie in Pondorf muss der gleiche Berechnungsgang wiederholt werden, wobei der Abfluss QA_i nach Tab. 6.17 gleich dem Zufluss zum zweiten Abschnitt gesetzt wird. Der berechnete Abfluss in Tab. 6.17 entspricht der Hochwasserganglinie in der Mitte des betrachteten Flussabschnitts. Die berechneten und gemessenen Abflussganglinien in Pondorf sind für das Hochwasser Juni 1965 in Bild 6.48 dargestellt und mit der Berechnung nach dem Muskingum-Verfahren verglichen [6.11].

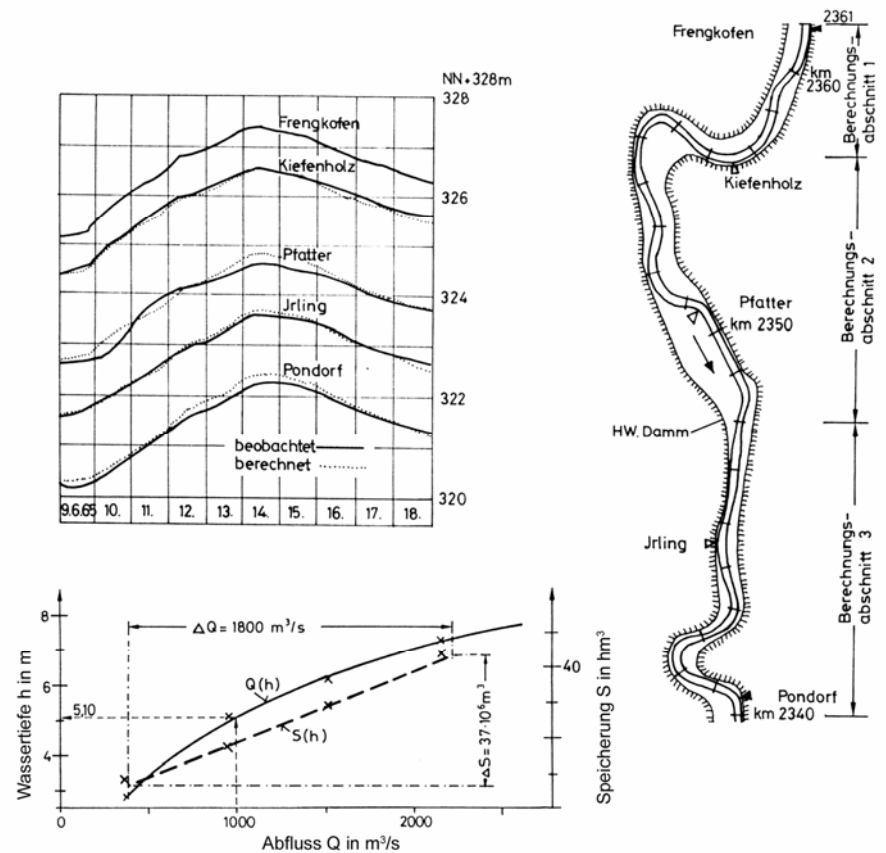


Abb. 6.48. Lageplan, mittlere Abfluss- und Volumenkurve der Donaustrecke Frengkofen/Pondorf (Strom-km 2361 bis 2340) und Wasserstandsganglinien

Tabelle 6.17. Berechnung der Abflussganglinienordinaten $QA(t)$ eines charakteristischen Abschnittes nach Gl.(6.29) ($i = 0$ entspricht 9.6.1965, 6⁰⁰ Uhr; $\Delta t = K = 3,5$ h ; Abflüsse Q in m^3/s . $QA_2 = QA_1 + (QZ_1 - QA_1)K_1 + (QZ_2 - QZ_1)K_2$

(1) i	(2) QZ_1	(3) QA_1	(4) $QZ_1 - QA_1$	(5) $QZ_2 - QZ_1$	(6) $K_1 \cdot (Sp.4)$	(7) $K_2 \cdot (Sp.5)$	(8) $QA_1 - QA_2$
0	1018	1018	0	12	0,00	4,42	4
1	1030	1022	8	16	5,05	5,90	11
2	1046	1033	13	26	8,22	9,55	18
3	1072	1051	21	34	13,31	2,5	26
4	1106	1077	:	:	:	:	:
:	:	:	:	:	:	:	:

Das Kalinin-Miljukov-Verfahren und das Muskingum-Verfahren gehen von einer eindeutigen Abfluss-Speicher-Beziehung aus, die durch Einführung des charakteristischen Abschnitts bzw. eines gewichteten Abflusses ermöglicht wird. Beide Verfahren enthalten zwei Parameter, in denen die morphologischen Eigenarten der betrachteten Flussstrecke zum Ausdruck kommen. Die Parameter beider Verfahren sind unter bestimmten Voraussetzungen ineinander überführbar [6.33].

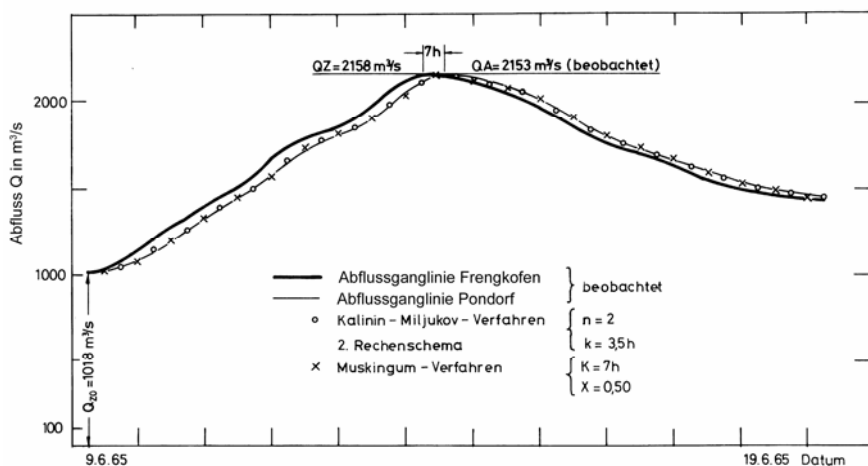


Abb. 6.49. Vergleich der beobachteten und berechneten Abflussganglinie am Pegel Pondorf für das Hochwasserereignis Juni 1965 (nur ein Teil der Abflussganglinie ist aufgetragen)

Im Vergleich zum Muskingum-Verfahren erfordert das Kalinin-Miljukov-Verfahren einen größeren Aufwand bedingt durch die Aufbereitung von Querprofil- und Wasserspiegelaufnahmen und gegebenenfalls durch den Zeitschritt, der sich nach der Anzahl der charakteristischen Abschnitte richtet. Beim Muskingum-Verfahren wird von $\Delta t \leq K$ ausgegangen; beim Kalinin-Miljukov-Verfahren wird häufig $\Delta t = K$ gesetzt, wobei K die Speicherkonstante des einzelnen Abschnitts ist. Die Längen der charakteristischen Abschnitte sind im Allgemeinen kürzer als die Längen beim Muskingum-Verfahren, die den Abständen der im Flusslauf vorhandenen Pegel entsprechen. Ein weiterer Vorteil des Kalinin-Miljukov-Verfahrens ist die Möglichkeit, mit Hilfe von geometrischen Daten und hydraulischen Rauigkeitsbeiwerten die Veränderung von Hochwasserabläufen bei zukünftigen Ausbauständen abzuschätzen.

Zuflüsse von Nebenflüssen, die nicht durch eigene Pegel in Nebengewässern, sondern nur indirekt durch einen Pegel am Hauptgewässer unterhalb der Einmündung erfaßt werden, bereiten Schwierigkeiten bei der Anwendung der hydrologischen Verfahren. In diesen Fällen kann der Zufluss des Nebenlaufs durch ein Niederschlag-Abfluss-Modell berechnet und mit den Zuflüssen des betreffenden charakteristischen Abschnitts überlagert werden. Die Anwendung beider Verfah-

ren wird zusätzlich erschwert, wenn Staustufen oder Stromverzweigungen auftreten, da dann wesentliche Voraussetzungen für den linearen Speicher nur bedingt erfüllt sind.

Die Anwendung von hydrologischen Verfahren auf Gewässer mit Rückstau ist möglich durch Einführung von virtuellen Speichern mit sehr kleinen Speicherkonstanten. Damit können Niederschlag-Abflussmodelle auch auf tidebeeinflusste Einzugsgebiete mit zum Teil künstlicher Entwässerung angewendet werden; Beispiele in [6.92, 6.93].

6.4 Flussgebietsmodelle

Ein Flussgebietsmodell beschreibt den Wasserkreislauf eines größeren Einzugsgebietes. Die anthropogenen Tätigkeiten in der Fläche, im und am Gewässer und ihre Auswirkung auf das Abflussregime erfordern zwingend hydrologische Modelle, mit denen flächendetailliert und prozessbezogen Veränderungen des Abflusses quantifiziert und prognostiziert werden können. Die vielschichtigen Wechselwirkungen von wasserwirtschaftlichen Maßnahmen auf den Abfluss erfordern die ganzheitliche Betrachtung eines Einzugsgebietes. Dafür eignen sich in der Regel deterministische, konzeptionelle Flussgebietsmodelle.

Modelle werden hauptsächlich in Bereichen eingesetzt wie: kurz- bis mittelfristige Vorhersage und Überwachung im Hochwasserschutz und in der Speicherwirtschaft; Planung und Bemessung der wasserwirtschaftlichen Infrastruktur einschließlich der Ableitung von Bemessungsgrößen und Betriebsregeln sowie Prozessstudien [6.87, 6.99, 6.100]. Je nach Aufgabe reicht der Simulationszeitraum von einem Ereignis von wenigen Tagen, z.B. ein Hochwasser, bis hin zu mehreren Jahren. Die Langzeitsimulation erfordert die Einbeziehung der Verdunstung und zusätzlichen Bedarf an meteorologischen Daten.

Der Grad, mit welchem die Ursachen-Wirkung Beziehung in deterministischen Modellen wiedergegeben wird, kann zur Abstufung der Modelle herangezogen werden. Modelle im mikroskaligen Bereich (Standort) können auf den physikalischen Grundgleichungen der Hydro- und Thermodynamik aufbauen. Konzeptionelle Modelle geben dieses Verhalten in einer vereinfachten Weise nur angenähert wieder und schließen einen geringen Grad an Empirismus ein. Sie werden im meso- und makroskaligen Bereich eingesetzt. Blockmodelle geben nur die Ursachen-Wirkung Beziehung in Form von Ein- und Ausgabe im Allgemeinen und rein empirischer Art wieder.

Deterministische Flussgebietsmodelle setzen sich nach dem Baukastenprinzip zusammen. Die hydrologische Struktur von Niederschlag-Abfluss-Modellen umfasst Konzepte der Abflussbildung und Abflusskonzentration sowie Ablaufprozeduren in Teilgebieten, die zu einem Flussgebiet zusammengefügt werden. Die einzelnen Phasen werden durch eine Abfolge von Wasserflüssen und Speichervorgängen in Teileinzugsgebieten und Gerinnen simuliert, wobei der Detaillierungsgrad für die Simulation einzelner Teilprozesse von der Aufgabenstellung und

Datensituation abhängt. Wichtige Modellbausteine stellen die in diesem Buch aufgeführten Verfahren dar.

Die räumliche Diskretisierung kann detailliert (distributed model) oder pauschal (lumped model) vorgenommen werden. Bei dem pauschalen Ansatz werden die Oberflächeneigenschaften eines Teileinzugsgebietes zusammengefasst. Bei detaillierten Modellen müssen die flächenvariabel vorliegenden Eingangsgrößen genutzt werden sowie die räumlichen Unterschiede in den Charakteristika der Gebiete berücksichtigt werden. Sie bauen zweckmäßig auf Rasterdatensätzen für Topographie, Boden- und Landnutzung und der meteorologischen Größen auf und könne auch für einzelne Teilgebiete unterschiedliche Modellansätze verwenden, z.B. stadthydrologische Ansätze für Siedlungsgebiete (Bild 3.4).

Die detaillierte räumliche Diskretisierung erfolgt vertikal in Teilflächen und Gerinne und horizontal in Speicher, z.B. als Bodenschichten. Die horizontale Gliederung des Einzugsgebietes wird in hydrologisch homogene Teilgebiete vorgenommen, wenn nicht eine Dreiteilung in Hoch- Hang- und Talflächen gewählt wird, wodurch die Abflussbereitschaft gut erfasst wird. Für die vertikale Gliederung hat sich eine Dreiteilung in Landoberfläche (Vegetationszone), obere (durchlüftete) Bodenzone und Grundwasserzone bewährt. So werden bei Hochwassermodellen 2 bis 3 Speicher (Interzeption und Muldenrückhalt, Oberflächen- und Verlustspeicher) angeordnet, wenn nicht nur von einem Gesamtverlust und einer Übertragungsfunktion ausgegangen wird. Bei Wasserhaushaltsmodellen (Langzeitsimulation) muss zusätzlich die Verdunstung und Bodenfeuchte abgebildet werden, um die Austrocknungsphasebesser zu simulieren.

Die Belastung wird durch den Niederschlag unter Beachtung seiner Aggregatform und seiner räumlichen Verteilung gebildet. Schneeschmelze wird bei fehlenden Messdaten als Wasseräquivalent eingegeben und ihre räumliche Verteilung und Höhenabhängigkeit wird berücksichtigt. Die Aufteilung der Belastung in Speicherung, Verdunstung und Abflusskomponenten erfolgt in Abhängigkeit von der Art und dem Zustand der Erdoberfläche. Die Abflusskonzentration, die den Transport der einzelnen Abflussarten in verschiedenen Bodenzonen umfasst, wird meist mit Übertragungsfunktionen (Einheitsganglinie, lineare Speichermodelle) simuliert. Der Abfluss im Gewässer, kann mit zweiparametrischen Kaskadenansätzen (Kalinin-Miljukov- oder Muskingum-Verfahren) erfasst werden.

Zur Simulation der Teilprozesse werden schwierig zu bestimmende oder nicht messbare Prozessparameter benötigt (Tab. 3.1). Sie müssen durch Vergleich mit gemessenen Abflüssen gewonnen oder direkt geschätzt werden. Die Parameterschätzung kann durch gezieltes Probieren erfolgen. Das Ziel der Eichung eines Hochwassermodells ist es die Übertragungsfunktion bzw. die Kombination von Parametern so zu bestimmen, dass die Ganglinien aller interessierenden abgelauenen Hochwasser möglichst genau wiedergegeben werden. Die Güte der Übereinstimmung von Modell und Natur kann durch einen visuellen Vergleich von simulierten und beobachteten Werten vorgenommen werden, oder es werden Gütekriterien verwendet, die auf dem statistischen Zusammenhang von den beiden Werten beruhen. Häufig wird der Koeffizient von Nash-Sutcliffe angewendet, bei dem die Summe der quadratischen Abweichungen das *Gütekriterium* bildet. Das Effektivitätsmaß der Anpassung der berechneten Werte Y_{ber} an die beobachteten Y

ergibt sich zu: $EFF = 1 - \{[\Sigma(Y_i - Y_{ber})^2/n]/[\Sigma(Y_i - Y_{mittel})^2/n]\}$, wobei Y_{mittel} das Mittel der beobachteten Abflussordinaten für die untersuchte Zeitspanne $n\Delta t$ ist. Wird z.B. eine Hochwasserwelle der Länge $n\Delta t$ mit dem Kriterium untersucht, werden durch die Quadrierung die Abweichungen im Scheiteltbereich stärker bewertet. Wird der Zähler des Bruches Null, wird $EFF = 1$ und es liegt Übereinstimmung vor. Andere Weitere Gütekriterien bauen u.a. auf dem Korrelationskoeffizienten auf [6.101].

Das Modellkonzept wird durch die Problemstellung, die anzustrebende Aussagegenauigkeit, die verfügbaren hydrologischen und geographischen Informationen und die zur Verfügung stehenden Personal- und Sachmittel bestimmt. Die sich dadurch ergebenden zahlreichen Kombinationsmöglichkeiten von Systembausteinen für Modelle einerseits und Aufgabenstellung nebst Randbedingungen andererseits haben zu einer Entwicklung von zahlreichen Flussgebietsmodellen geführt. Beschreibungen von Flussgebietsmodellen einschließlich ihrer Anwendungsmöglichkeiten sind veröffentlicht, z.B. [6.37, 6.47, 6.68, 6.101]. Eine umfassende Zusammenstellung auf internationaler Ebene wurde für operationelle Modelle von der WMO mit dem HOMS-Projekt (Hydrological Operational Multipurpose Subprogram [6.69]) vorgenommen. Dabei kennzeichnet der Begriff operationelles Modell in erster Linie die Einsatzbereitschaft des Modells und die damit vorhandenen Fragen der Datenübertragung und -bereitstellung, den Modellzugriff und den Rückfluss der Ergebnisse an den Modellbenutzer. Zahlreiche Niederschlag-Abflussmodelle für große und kleine Flussgebiete nebst zugehöriger Programmen sind in [6.87, 6.88, 6.89] zusammengestellt. Diese Zusammenstellungen enthalten auch Modelle für Wasserbilanzen und Stofftransport.

Eine Einteilung der Einzugsgebietsmodelle nach der Aufgabenstellung in Hoch-, Niedrigwasser- und Wasserbilanzmodelle beinhaltet die Erscheinungsform des Abflusses und eine Zunahme des Diskretisierungsgrades Δt für die Mittelung der Abflusswerte über die Zeit. Sonderfragen stehen z.B. bei Kanalnetzmodellen, Erosionsmodellen oder Schneeschmelzmodellen im Vordergrund. Anhand einer detaillierten Analyse, in welche die verfügbaren Daten, die anzustrebende Effektivität und der Bearbeitungsaufwand eingehen, wird letztlich die Modellauswahl getroffen. Daneben spielt auch noch eine Rolle, ob Erfahrungen mit anderen Modellen vorliegen [6.70–6.73].

Bei Flussgebietsmodellen für Hochwasserabflüsse wird meist von einem Abflussbildungsansatz ausgegangen, der um eine zeitvariante Aufteilung für den Interflow erweitert wird. Bei Flussgebieten mit hohen Grundwasserabflüssen wird noch ein dritter Speicher für das Grundwasser berücksichtigt. Die Abflusskonzentration wird durch Behältermodelle gesteuert. Die Speicherkonstanten werden in der Regel durch Parameteroptimierung gefunden. Die Flächeneinteilung erfolgt nach Teileinzugsgebieten, die entsprechend dem natürlichen Fließvorgang hintereinandergereiht werden. Die Teilabflusswellen werden anhand der Fließzeiten synthetisch erzeugt. Hierzu können vorteilhaft regionalgültige Übertragungsfunktionen verwendet werden, deren Parameter gebiets- und ereignisspezifisch angeeignet werden [6.74–6.76, 6.90].

Bei Einzugsgebietsmodellen zur Simulation der Wasserbilanz muss insbesondere die Bodenwasserbewegung während der Austrocknungsphase erfasst werden.

Eines der ältesten Einzugsgebietsmodelle, das auf der Wasserhaushaltsgleichung aufbaut, ist das Stanford-Modell [6.77]. In das Modell gehen 34 Parameter ein, die eine physikalische Grundlage haben. Infolgedessen setzt die Eichung entsprechende Messungen von einer Vielzahl von Komponenten voraus. Weiterentwicklungen enthält [6.69].

Die in einem detaillierten konzeptionellen Flussgebietsmodell benötigten raumbezogenen Eingangsdaten, die vom hydrologischen Ereignis unabhängig und zeitinvariant sind, wie z.B. die Teilflächengeometrie (Grenzen, Gefälle, Größe, Gewässerdichte), die Bodeneigenschaften, die Landnutzung, die künstlichen und natürlichen Rückhalteräume sowie Koordinaten der Messstellen, werden heute meist mit GIS aufbereitet und als Raster- oder Vektordaten gespeichert [6.32, 6.93].

Die raumbezogenen Daten können bei der Simulation verschiedener Szenarien zur Landnutzung oder zur Vergrößerung der natürlichen oder technischen Retention variiert werden. Damit wird die wasserwirtschaftliche Wirkung einzelner Maßnahmen aufgezeigt. Durch Veränderung der hydrologischen Inputgrößen, z.B. Niederschlag nach Höhe und zeitlicher Verteilung können auch Veränderungen infolge Klimawandel berechnet werden [6.92, 6.94].

Für Aufgaben des Flussgebietsmanagement werden Flussgebietsmodelle in Entscheidungsmodelle (DSS = Decision Support Systems) integriert. Diese DSS beinhalten neben den hydrologischen Modellen relationale Datenbanken mit umweltbezogenen, wasserwirtschaftlichen, wasserrechtlichen und ökonomischen Daten, die zur Entscheidungsfindung für die Durchführung einzelner Maßnahmen benötigt werden. [6.95, 6.96, 6.97]. Diese Datenbanken bestehen bei den Umwelt- und Wasserwirtschaftsbehörden und können von dort erhalten werden.

7 Bemessung und Betrieb von Talsperren und Hochwasserrückhaltebecken

7.1 Begriffe der Speicherwirtschaft

7.1.1 Aufgaben und Speicherarten

Der Ausgleich zwischen dem unregelmäßig schwankenden natürlichen Wasserdargebot und dem örtlich nach Menge und Nutzungsform stark wechselnden Wasserbedarf des Menschen für seine vielseitigen Bedürfnisse wird durch die Wasserbewirtschaftung erreicht (Bild 7.1). Als wichtiges technisches Mittel werden hierfür Speicher eingesetzt. Die Ermittlung der Bemessungsgrößen und die Aufstellung von Betriebsplänen für Talsperren erfordern umfangreiche hydrologische und wasserwirtschaftliche Untersuchungen. So muss nicht nur das mittlere Verhalten von Wasserdargebot und Bedarf berücksichtigt werden, sondern auch extreme Beanspruchungen sind unter Beachtung ihres zeitlichen Auftretens in die Untersuchung einzubeziehen und ihre Auswirkung auf den Wasserhaushalt aufzuzeigen.

Die wasserwirtschaftlichen Aufgaben eines Speichers wirken sich auf die bauliche Konzeption der Stauanlage aus. In DIN 19700, Stauanlagen, wird unterschieden nach Talsperren, Hochwasserrückhaltebecken, Stauteichen, Pumpspeicherbecken und Wehre. Unter dem Begriff *Talsperre* wird nach dem Wasserrecht jede Stauanlage mit einer Mindeststauhöhe von 5 m über Gewässersohle und einem Mindestinhalt von 100000 m³ bis zur Krone der Stauanlage eingeordnet. Nach ICOLD haben große Dämme Speichereinhalte >3 hm³ und Hauptspeicher >25 km³ bei <150m Höhe [7.1]. In juristischer Hinsicht gelten als Talsperre alle Stauanlagen dieser Mindestabmessungen, sofern eine planmäßige Wasserspeicherung erfolgt. In wasserwirtschaftlicher Hinsicht werden unter Talsperren Speicher verstanden, mit denen ein langfristiger Wasserausgleich des natürlichen Wasserdargebots bei gleichzeitiger Deckung eines Wasserbedarfs beabsichtigt ist. Dadurch grenzen sich Talsperren von *Hochwasserrückhaltebecken* ab, mit denen eine Schutz Aufgabe durch kurzfristigen Abflussausgleich während einer Hochwasserperiode erreicht werden soll. Bei *Wehren* handelt es sich um Absperrbauwerke als Teile einer Staustufe, die nur den Fluss und nicht die ganze Talbreite absperrten. Sie dienen zur Haltung eines vorgegebenen Wasserstands im Fluss, ohne dass eine nennenswerte Speicherung im Vergleich zur jährlichen Zuflusssumme stattfindet.

Speicher können nach der wasserwirtschaftlichen Aufgabe, nach den Zulauf- und Abgabebedingungen oder nach der Art des Speicherbeckens eingeteilt werden. Nach dem Zweck wird unterschieden in Ein- oder Mehrzweckspeicher zur Bereitstellung von Trink-, Brauch- und Bewässerungswasser, zur Niedrigwasser-

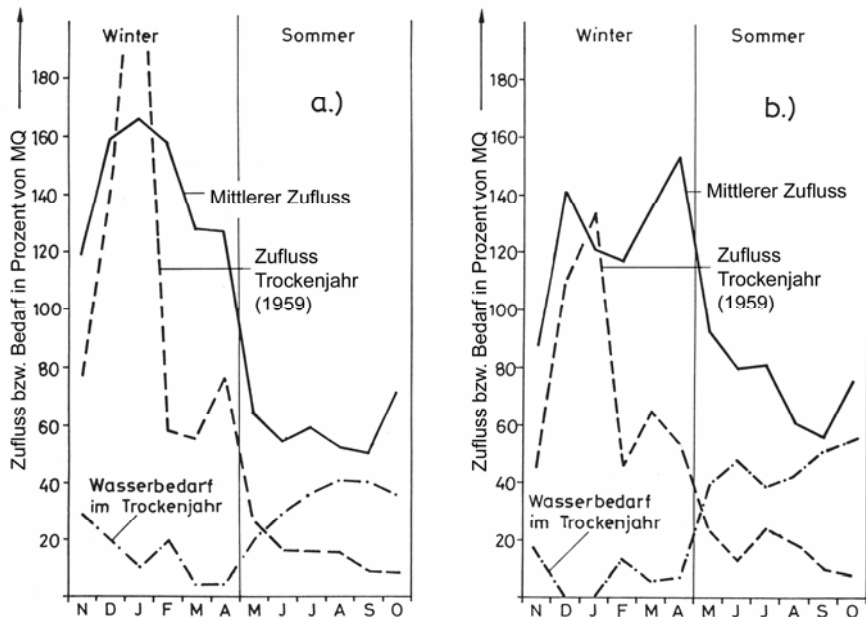


Abb. 7.1. Schwankungen des Wasserdargebots und -bedarfs in einem Trockenjahr von zwei Talsperrensystemen im Mittelgebirgsraum. **a.)** Ruhr; **b.)** Harz

aufhöhung, zur Wasserkrafterzeugung, zum Hochwasserschutz und für Freizeit, Erholung und Fischerei. Bei Mehrzweckspeichern kann eine konkurrierende Nutzung auftreten z.B. zwischen Wasserkraft verbunden mit hohen Füllungsständen und Hochwasserschutz, der große Freihalteräume erfordert. Im Hinblick auf den Zeitraum, über welchen ein Abflussausgleich erzielt werden soll, werden Jahres- oder Überjahresspeicher zum langfristigen Wasserausgleich sowie Tages- und Wochenspeicher z.B. zum Ausgleich bei der Spitzenstromerzeugung, unterschieden.

Nach der Art der Abgabe bzw. der Zuleitung richtet sich die Einteilung in Speicher mit direkter oder indirekter Abgabe oder Speicher im Nebenschluß. Bei Speichern mit direkter Abgabe an den Wassernutzer erfolgt die Wasserversorgung über Rohrleitungen oder Kanäle; bei Speichern mit indirekter Abgabe wird das Bedarfswasser über das natürliche Gewässernetz abgegeben. Bei Speichern im Nebenschluß ist der Speicher seitlich des Gewässers angeordnet und mit diesem durch Zu- und Ableitungskanäle verbunden, was u.a. bei Hochwasserrückhaltebecken anzutreffen ist. Der natürliche Zufluss zum Speicher wird gegebenenfalls durch Beileitungen aus benachbarten Gewässern vermehrt. Speicher können einzeln oder zu mehreren als System in einem Flussgebiet betrieben werden. Aufgrund der gegenseitigen Abhängigkeit wird zwischen hintereinander und parallel angeordneten Speichern unterschieden.

7.1.2 Einteilung des Speicherraums und Speicherkenngrößen

Die Speicherung erfolgt im begrenzten Umfang durch Aufstau von natürlichen Seen. In der Regel werden für den Aufstau Täler herangezogen, die auf der gesamten Talbreite durch die Stauanlage abgeschlossen werden. Bei Speichern zur Pumpspeicherung, zu Klärzwecken oder als Kühlwasserreserve, kommen ringförmige künstliche Becken in Betracht, ohne jedes geplante Ausgleichsvermögen. Die Auswahl der hydrologischen Bemessungsgrundlagen für das Absperrbauwerk und seine Regelorgane hängt von der Art des Staubeckens ab. Der gesamte verfügbare Speicherraum wird in Speicherlamellen eingeteilt, die durch Stau- bzw. Absenkziele begrenzt sind. Die Stauziele, welche den zulässigen Wasserspiegeln bei Regelbetrieb entsprechen, werden durch den Betrieb bzw. den Zweck der Stauanlage festgelegt. Einzelne Wasserspiegelmarken, wie zur Festlegung des Totraums, können auch konstruktiv bedingt sein. Die Bemessung der einzelnen Stauraumanteile erfolgt im Prinzip nach unterschiedlichen Kriterien und Nutzern. Es ist jedoch nicht praktikabel jedem Nutzer eine feste Lamelle zuzuordnen, wird der zeitliche Verlauf des Bedarfs der einzelnen Nutzer beachtet, ergeben sich in der Regel kleinere Gesamtspeichergößen als es bei Summierung der einzelnen Bedarfslamellen der Fall ist.

Die Speicherlamelle zwischen der Einlaufsohle des Grundablasses und dem tiefsten Punkt im Stauraum wird als *Totraum* bezeichnet (Bild 7.2). Die Größe des Totraumes kann konstruktiv bedingt sein durch die Höhenlage des Grundablasses im Absperrbauwerk, z.B. wenn der Grundablass während der Bauzeit zur Abführung des Flusswassers dient. Bei Talsperren dient der Totraum auch zur Aufnahme von Sedimenten (Verlandungsraum) und wird dann anhand der kalkulatorischen Lebensdauer der Talsperre von 50 oder 100 Jahren bemessen. Durch den Totraum, der nicht im freien Gefälle entleert werden kann, soll der tiefste Auslass von Verlandungen freigehalten werden. Bei Hochwasserrückhaltebecken ohne Dauerstau fehlt der Totraum.

Bei Talsperren entfällt der größte Stauraumanteil auf den bewirtschaftbaren, regelmäßig genutzten Speicherraum zum innerjährlichen oder überjährlichen Abflussausgleich. Dieser *Betriebsstauraum* wird durch das gewöhnliche Stauziel, als Begrenzung zum Hochwasserschutzraum, und das gewöhnliche bzw. außergewöhnliche (tiefste) Absenkziel, das mit der Höhe eines Betriebsablasses oft identisch ist, begrenzt. Das gewöhnliche Stauziel wechselt im Laufe eines Jahres, wenn im Winterhalbjahr ein größerer Hochwasserschutzraum freigehalten werden muss. Der bewirtschaftbare Speicherraum wird ständig für die Einstau- und Entleerungsvorgänge, die nach dem Regelbetriebsplan erfolgen, herangezogen. Bei mehreren, gestaffelt übereinander angeordneten Betriebsablässen wird in Höhe des untersten Ablassorgans, das mit dem Grundablass identisch ist, das tiefste Absenkziel festgelegt, darüber das gewöhnliche Absenkziel. Konstruktion und Zweck der Entnahmeanlagen, z.B. für Wasserkraft und Wasserversorgung, bedingen vor allem die Festlegung der beiden planmäßigen Absenkziele. Der Stauraumanteil zwischen gewöhnlichem und außergewöhnlichem Absenkziel wird in der Regel nach besonderen Gesichtspunkten bewirtschaftet, z.B. als Notwasservorrat bei längeren Trockenzeiten. Dieser Reserveraum wird auch als eiserne Reserve oder

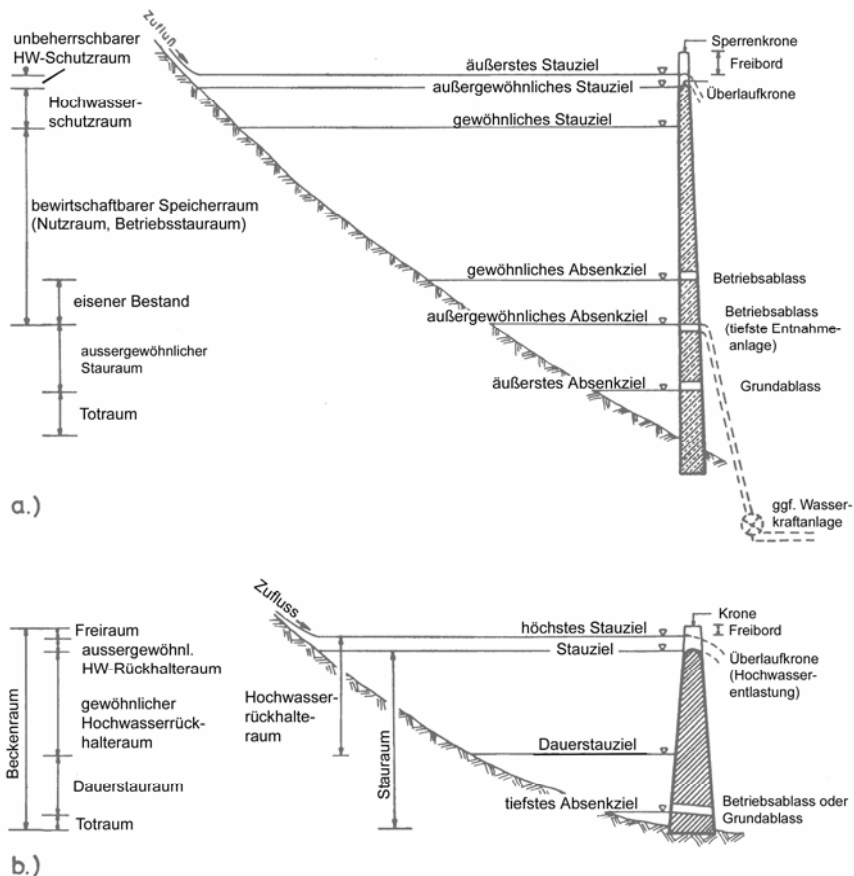


Abb. 7.2. Einteilung des Speicherraums bei a) Talsperren und b) Hochwasserrückhaltebecken

eiserner Bestand bezeichnet. Falls die Betriebsablässe auf einer Höhe angeordnet sind, können Teile des Nutzraums zum Reserveraum erklärt werden.

Eine Sondernutzung, die hauptsächlich nach nicht wasserwirtschaftlichen Gesichtspunkten erfolgt, ist bei *Dauerstauräumen* der Hochwasserrückhaltebecken anzutreffen. Der Dauerstau wird für die Aufgaben der Gewässergüte, Fischerei, Volkserholung oder zur Schaffung von Feuchtbiotopen ausgelegt. Bei der Ausweisung der Dauerstauräume bzw. Reservestauräume sollte beachtet werden, dass aus Gründen des Landschaftsschutzes die verbleibende Restwasserfläche nicht unter ein Mindestmaß von 20 bis 50% der Speicheroberfläche bei Vollstau sinkt.

Bei Hochwasserrückhaltebecken entfällt der größte Anteil des Stauraums auf den *gewöhnlichen Hochwasserrückhalteraum*. Er wird durch das Stauziel (= gewöhnliches Hochwasserstauziel), das höhenmäßig mit der Krone der Hochwasserentlastung zusammenfällt, und das Dauerstauziel (= gewöhnliches Absenckziel)

begrenzt. Die obersten Stauraumlamellen werden bei Talsperren zum Hochwasserschutz herangezogen. Zwischen dem gewöhnlichen Stauziel und der Krone der Hochwasserentlastung befindet sich bei Talsperren der gewöhnliche Hochwasserschutzraum (Hochwasserrückhalteraum), der saisonabhängig variiert und im Regelbetriebsplan ausgewiesen ist. Bei größeren Hochwassern erfolgt der Betrieb dieses Speicherteils aufgrund einer aktuellen Hochwasservorhersage ähnlich wie bei Hochwasserrückhaltebecken.

Oberhalb der Überfallkrone der Hochwasserentlastung ist einheitlich bei Talsperren und Hochwasserrückhaltebecken der unbeherrschbare Hochwasserschutzraum angeordnet. Er wird bei den Talsperren durch das äußerste Stauziel bzw. bei Hochwasserrückhaltebecken durch das höchste Stauziel begrenzt. Diese Staukote plus Freibord legen die Höhenlage der Sperrenkrone fest. Die Größe des unbeherrschbaren Hochwasserschutzraums wird häufig durch die Festlegung des äußersten Stauziels bestimmt, welches sich nach der erforderlichen Überfallhöhe der Hochwasserentlastung oder nach örtlichen Zwangspunkten, wie Randbebauung und Vorflut für die im Rückstau liegenden Talbereiche richtet.

Als wasserwirtschaftliche Kenngrößen zum Vergleich von Talsperren dienen Ausbaugrad und Ausgleichsgrad. Sie sind bezüglich der mittleren jährlichen Abflüsse am Talsperrenstandort charakteristisch. Der *Speicherausbaugrad* β ist das dimensionslose Verhältnis von gewähltem Speicherinhalt S in hm^3 und mittlerem jährlichem Zufluss MQ in hm^3 , also $\beta = S/MQ$. Er läßt eine Einteilung nach Jahresspeicher ($\beta < 1$) und Überjahresspeicher ($\beta > 1$) zu. Der Speicherausbaugrad wird für Mehrzweckspeicher im Mittelgebirgsraum häufig zwischen $0,6 < \beta < 0,8$ angetroffen. Bei Überjahresspeichern, die meist als Wasserversorgungsspeicher in Speichersystemen dienen, schwankt er zwischen $1,2 < \beta < 1,7$. Im Allgemeinen wird das Abflussregime bei Ausbaugraden von $\beta \leq 0,5$ beträchtlich und bei $\beta \leq 0,3$ signifikant geändert. Kleine Ausbaugrade von $\beta < 0,1$ beeinflussen das mittlere innerjährliche Abflussverhalten wenig [7.3].

Die Ausgleichswirkung eines Speichers auf die natürliche Wasserführung wird durch den *Speicherausgleichsgrad* α ausgedrückt. Zur Charakterisierung des Ausgleichs dient die minimale Regelabgabe $QA_{\min}$, die mit der gewählten Speichergöße im Vergleich zum mittleren jährlichen Zufluss erzielt werden kann, d.h. $\alpha = QA_{\min}/MQ \leq 1$. Die Regelabgabe $QA_{\min}$ liegt häufig zwischen $0,1$ bis $0,7 \cdot MQ$ bei der Bewirtschaftung des Speichernutzraums von Mehrzweckspeichern, übersteigt aber infolge der Verluste durch Verdunstung jedoch nicht den Wert von $0,9 \cdot MQ$. Zur Aufstellung eines Betriebsplans ist auch die maximale Regelabgabe $QA_{\max}$ wichtig.

Der gesamte Speicherraum in der Bundesrepublik Deutschland beträgt rd. $4,5 \text{ km}^3$ und verteilt sich auf rd. 550 Speicher mit $S > 0,1 \text{ hm}^3$. Infolge des geringen Anteils von Hochwasser an der jährlichen Abflusssumme wird bei Hochwasserrückhaltebecken anstelle des Speicherausbaugrads, der in der Regel viel kleiner als $0,1$ ist, die Abflusshöhe, welche im Hochwasserrückhalteraum gespeichert werden kann, als Speicherkenngröße verwendet. Sie bietet einen besseren Vergleichsmaßstab zu den hochwasserauslösenden Niederschlägen unterschiedlicher Häufigkeit. Diese Werte schwanken örtlich sehr stark und hängen von der bord-

vollen Leistung des Gewässers ab. Als erster Anhaltswert kann bei Einzugsgebieten $> 50 \text{ km}^2$ und einer zurückgehaltenen Abflusshöhe von 10 bis 25 mm der Grad der Hochwasserschutzwirkung als gering eingestuft werden. Bei Gebietsgrößen zwischen 10 und 50 km^2 bewirkt eine zurückgehaltene Abflusshöhe von 25 bis 75 mm einen mittleren Hochwasserschutz. Bei Gebieten $< 10 \text{ km}^2$ wird ein großer Hochwasserschutz erreicht, wenn die zurückgehaltene Abflusshöhe zwischen 50 und 100 mm liegt. Die Ausgleichswirkung der Hochwasserrückhaltebecken auf Niedrigwasser wird nur in Sonderfällen berücksichtigt.

Der Speicherinhalt und die Speicheroberfläche (Stauspiegelfläche) in Abhängigkeit von der Stauhöhe werden anhand der Höhenschichtlinien des Staubeckens, die aus großmaßstäblichen topographischen Karten oder Luftbildern entnommen werden, oder anhand von Querprofilen ermittelt. Bei Verwendung von Höhenschichtlinien berechnet man den Speicherinhalt ΔS zwischen zwei aufeinanderfolgenden Höhenlinien der Höhen H_i und H_{i+1} , welche die Stauspiegelflächen A_i bzw. A_{i+1} umschließen, angenähert zu:

$$S_{i,i+1} = 0,5 A_m \Delta H \quad \text{mit} \quad A_i + A_{i+1} = A_m \quad \text{und} \quad H_{i+1} - H_i = \Delta H. \quad (7.1)$$

Der Gesamtinhalt S wird für ein konstant gehaltenes ΔH erhalten zu:

$$S = \Delta H [A_1/3 + (A_1 + A_2)/2 + \dots (A_{n-1} + A_n)/2].$$

Genauer erhält man den Inhalt nach der Simpsonschen Regel:

$$\Delta S_{i,i+1} = \frac{1}{6} (A_i + 4A_m + A_{i+1}) \Delta H \quad \text{mit} \quad A_m \text{ als Staufläche bei } \Delta H/2. \quad (7.2)$$

Die Speicherinhaltslinie berechnet man durch fortlaufende Summation von $\Delta S_{i,i+1}$ und Auftragung über der Stauhöhe H ; die Spiegelflächenlinie erhält man durch Auftragung der Werte A_i über H_i . Die Speicherinhaltslinie kann auch durch die Funktion $S = aH^b$ oder $S = a(H_0 + H)^b$ angenähert werden. Der Exponent b kennzeichnet die Talform und schwankt zwischen $b = 1$ für Seen und $b = 4,5$ für schluchtartige Speicher. Bei Hochwasserrückhaltebecken mit geringeren Stauhöhen werden häufig Exponenten zwischen $1,7 < b < 2,2$ angetroffen [7.4]. Die Exponenten b bleiben in aufeinanderfolgenden Flussabschnitten meist annähernd gleich, was für Voruntersuchungen von Standorten für Rückhaltebecken benutzt werden kann. So weist ein seeartiger, 10 ha großer Rückhaltepolder $S = 10^5 H^1$ [m^3] als Beckeninhaltslinie auf. H_0 ist die Wassertiefe des inaktiven Stauraums.

7.2 Nutzräume von Talsperren

7.2.1 Wasserwirtschaftsplan auf der Grundlage der Summenlinie

Ein Wasserwirtschaftsplan ist ein Konzept für die Bewirtschaftung und Bemessung einer Stauanlage oder für einen Fluss. Die verschiedenen Ziele der Gewässernutzung und des Wasserhaushalts werden damit koordiniert. Bei Nachweisen des langfristigen Wasserausgleichs durch den bewirtschaftbaren Nutzraum werden

langjährige homogene Zeitreihen als Tages- und Monatsmittel zur Bildung einer fortlaufenden Wasserbilanz benötigt. Die hydrologischen Größen, die für die Planung und den Betrieb von Speichern bestimmt werden müssen, umfassen Abfluss, Niederschlag, Verdunstung und Versickerung im Einflussbereich der Stauanlage sowie Sedimentführung, Eis- und Grundwasserverhältnisse. Für die Analyse sind die Daten der im Einzugsgebiet oder in benachbarten Gebieten vorhandenen maßgeblichen Stationen einzubeziehen. Die Untersuchungen für Hoch-, Mittel- und Niedrigwasser sollen sich über einen möglichst langen Beobachtungszeitraum von mindestens 25 bis 30 Jahren, der außergewöhnlich wasserreiche und wasserarme Jahre einschließt, erstrecken. Die hydrologischen Bestimmungsgrößen bilden die Grundlagen für den Wasserwirtschaftsplan des Nutzraums, den Hochwasserschutz, die Stauziele, das Bemessungshochwasser und die Wassergüte. Die vorhandene bzw. prognostizierte Wassergüte ist für die Nutzungsmöglichkeit der Talsperre wichtig.

Zur Beurteilung der langfristigen Ausgleichswirkung einer Talsperre wird ein Wasserwirtschaftsplan aufgestellt, in dem gezeigt wird, wie mit der gewählten Ausbaugröße und Regelabgabe die wasserwirtschaftliche Aufgabe nebst den nach geordneten Nutzungen gelöst wird. Durch den Verlauf der Ganglinien von Beckeninhalt, Stauhöhe und Abgabe über die Jahresreihe wird aufgezeigt, dass die gewählte Stauraumgröße dem angestrebten Zweck genügt. Die Verdunstungsverluste der Speicheroberfläche, Versickerungen im Bereich vom Absperrbauwerk und Stauraum werden berücksichtigt, soweit sie wasser- und energiewirtschaftlich von Bedeutung sind, desgleichen Verluste infolge Sättigung der Ufer in der Wasserwechselzone, die Werte von 0,001 bis 0,05·MQ reichen können. Die Nachweise für den Nutzraum werden auf der Grundlage der Speichergleichung vorgenommen, wobei die linke Seite der Bilanzgleichung die Mittelwerte über die Berechnungsschrittweite Δt enthält:

$$QZ - QA + N - V = \Delta S / \Delta t \quad (7.3)$$

QZ : Mittlerer Zufluss zur Talsperre im Zeitintervall Δt in m^3/s ,

QA : Mittlere Abgabe (einschließlich Überlauf) im Zeitintervall Δt ,

N : Niederschlag auf die Speicherseeoberfläche während Δt in m^3/s ,

V : Evaporation von der Speicherseeoberfläche während Δt in m^3/s ,

Δt : Berechnungsschrittweite in s (Monat, Dekade, Tag, Halbjahr),

ΔS : Speicherinhaltsänderung im Zeitintervall Δt in m^3 ; $\Delta S = S_{t+\Delta t} - S_t$.

Bei Voruntersuchungen wird Gl.(7.3) zu $QZ\Delta t - QA\Delta t = \Delta S$ vereinfacht. Niederschlag N bzw. Verdunstung V werden pauschal als mittlere Summe am Ende jedes Halbjahres oder Jahres hinzugefügt. Sie bleiben unberücksichtigt, wenn die jährlich auf die Speicheroberfläche fallende Niederschlagssumme der Verdunstungsmenge von der Wasseroberfläche etwa entspricht. Für den Wasserwirtschaftsplan werden die Beziehungen zwischen Zufluss, Abgabe und Speicherinhalt nach Gl.(7.3) in ihrer zeitlichen Aufeinanderfolge zusammengestellt. Da dies besonders einfach anhand einer fortlaufenden Summation der einzelnen Glieder der Wasserbilanz über die Zeit vorgenommen werden kann, werden hierfür bereits seit langem graphische Lösungen angewendet, wonach die Methode als Summenlinien-

verfahren bezeichnet wird [7.5]. Wenn die Zuflusssumme über der Abgabensumme liegt, wird ein Überschuss $\ddot{U}_i$ angezeigt; ein Defizit liegt vor wenn die Abgabensumme zu irgendeinem Zeitpunkt die Zuflusssumme übersteigt (Bild 7.3). Die Ermittlung der Abgaben in Abhängigkeit von der Größe des nutzbaren Speicherraums soll für möglichst lange beobachtete Zuflussreihen, die kritische Trocken- und Naßperioden einschließen (Zeitreihenmethode, empirische Methode) erfolgen. Künstlich generierte Zeitreihen kommen als Zuflüsse in Betracht, wenn sehr seltene Speicherzustände untersucht werden sollen (Monte-Carlo-Methode, experimentelle Methode). Die Berechnungsschrittweite Δt muss deutlich kleiner sein als die Aufenthaltszeit des Wassers im aktuell verfügbaren Speicherraum. Die Erneuerungsrate τ entspricht dem reziproken Wert des Ausbaugrades β , $\tau = 1/\beta$. Die maximale Größe von Δt in Monaten ist $\Delta t \leq 12/\tau = 12 \cdot \beta$. Soll der Bereich um MQ ausreichend genau simuliert werden, reicht es bei Jahresspeichern aus, die Berechnung für Monats- oder Halbjahreswerte durchzuführen. Soll das Verhalten bei Hochwasser, insbesondere Hochwasserüberläufe genau erfasst werden sind kleinere Berechnungszeitschritte (Tagesmittel, Stundenmittel) angebracht.

Die Abgabe kann sich aus einem konstanten oder saisonal veränderlichen Trinkwasseranteil sowie aus einem saisonal bedingten Anteil von Bewässerungswasser zusammensetzen. Hoch- und Niedrigwasserregelungen werden durch die Randbedingungen $Q_{A_{\max}}$ und $Q_{A_{\min}}$ als extreme Abgaben bestimmt. Bei gleichzeitiger Wasserkraftnutzung der Abgabe berechnet man die erzielbare Leistung W zu: $W_i = \eta \gamma Q_T H_i$ in kW. Bei einem Wirkungsgrad η_T der Turbine, η_G des Generators und η_U des Umspanners beträgt die Nutzleistung W (Gl.(3.3)):

$$W_i = 9,8 \cdot \eta_T \cdot \eta_G \cdot \eta_U \cdot \gamma \cdot Q_{Ti} \cdot H_i \quad \text{in kW} \quad (7.4)$$

mit Q_{Ti} als Turbinendurchfluss in m^3/s , H_i als Fallhöhe zur Zeit t_i und γ als Dichte von Wasser. Für Überschlagsrechnungen kann für einen Wirkungsgrad von $\eta = 0,85$ gesetzt werden: $W = 8,5 \cdot Q_T \cdot H$ in kW. Die Fallhöhe H wird für die einzelnen Zeitschritte als die Differenz von Stauspiegelhöhe und Turbinenachse berechnet.

Bei der Bemessung des nutzbaren Speicherraums können bei bekannten Zuflüssen zwei Fragestellungen auftreten. Entweder ist die Größe des Nutzraums gesucht, um eine geforderte Regelabgabe Q_A , die gegebenenfalls zwischen den Grenzen $Q_{A_{\min}} \leq Q_A \leq Q_{A_{\max}}$ schwanken kann, mit einer bestimmten Sicherheit zu gewährleisten oder die optimale Abgabe Q_A ist bei vorgegebener Größe des Nutzraums gesucht, wobei $Q_{A_{\min}} \leq Q_A \leq Q_{A_{\max}}$ als Randbedingung zu beachten ist.

Bei der häufig gestellten Frage nach der erforderlichen Größe des Nutzraums bei vorgegebener Abgabe sind F Fehlzustände durch Leerlaufen in N Jahren der Zeitreihe zu berücksichtigen. Die Aufgabe besteht dann meist darin, die Häufigkeit F/N auf ein vorgegebenes Maß durch Variation der Abgabe zu reduzieren. Als hydrologische Sicherheit wird $P_H = 100 \cdot (1 - F/N)$ bezeichnet [7.6, 7.7]. Die Sicherheit der Verfügbarkeit von Wasser zur Bedarfsdeckung richtet sich auch nach Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen über eine optimale Speichergröße [7.8]. Die Sicherheit des Speichers für verschiedene Versorgungsaufgaben kann daher nur als Bandbreite angegeben werden; Anhaltswerte enthält Tab. 7.1. Neben der Fehl-

menge spielt die Dauer des Fehlzustands, für den eine planmäßige volle Versorgung nicht mehr besteht, eine Rolle. Sie kann als Verhältnis von Monaten mit voller und eingeschränkter Wasserversorgung ausgedrückt werden. Gemeinsam können beide Größen in Form einer Matrix zusammengefaßt werden [7.9].

Die Summenlinie stellt sich im rechtwinkligen Koordinatensystem als ansteigender Linienzug dar. An jeder Stelle weist sie eine Neigung auf, die dem Abfluss Q in m^3/s zu diesem Zeitpunkt entspricht, da die Neigung $\tan \alpha = Q\Delta t/\Delta t$ beträgt. Diese Eigenschaft wird benutzt, um den Tangentenmaßstab zu konstruieren (Bild 7.3). Der Tangentenmaßstab wird als Neigung der Hypotenuse eines Dreiecks erhalten, dessen Katheten einen beliebigen Zeitabschnitt und die dazugehörige Abflusssummen darstellen. So erhält man für $1 \text{ m}^3/\text{s}$ und 1 durchschnittliches Jahr ($= 365,25$ Tage) die zugehörige Abflusssumme von $1 \cdot 3600 \cdot 24 \cdot 365,25 = 31,558 \text{ hm}^3$ als zweite Kathete. Zweckmäßiger wird der mittlere Zufluss MQ als Bezugsgröße gewählt, welcher der Verbindungslinie von Anfangs- und Endpunkt der Summenlinie entspricht. Durch Vervielfachung der Neigung der mittleren Zuflusssumme erhält man Vielfache von MQ .

Tabelle 7.1. Beispiele für die Verfügbarkeit des Bemessungswasserbedarfs bei der Wasserversorgung durch Talsperren (Nutzstauräume), ausgedrückt als Prozentanteil der Zeiten mit voller Versorgung am Gesamtzeitraum (hydrologische Sicherheit P_H)

Art des Wasserbedarfs	Sicherheit in %
Wasserversorgung	
Großstädte	97 ... 99
Städtische, industrielle Wasserversorgung	90 ... 97
Ländliche Wasserversorgung	80 ... 90
Thermische Kraftwerke	95 ... 99
Wasserkraftnutzung	
a) bei < 15 % Anteil der Hydroenergie an der Gesamtlast	
Großstädte, Industrieanlagen	85 ... 90
Kleinstädte, ländliche Versorgung	80 ... 85
b) bei 15 bis 30 % Anteil der Hydroenergie an der Gesamtlast	
Großstädte, Industrie	90 ... 95
ländliche Gebiete	85 ... 90
Bewässerung (vorherrschend Reisanbau)	
aride Gebiete	70 ... 80
sonstige Klimagebiete	75 ... 95
Bewässerung (dry crop farming: Getreide, Baumwolle)	
aride Gebiete	50 ... 75
sonstige Gebiete	70 ... 80
Binnenschifffahrt	80 ... 90
Fischerei	75 ... 85

Soll bei einem Speicher die Abgabe dem mittleren Zufluss entsprechen, erhält man den maximalen Überschuss in den einzelnen Jahren als maximale Abstände zwischen Zufluss- und Abgabesummenlinie, was durch Antragen der Tangenten mit der Neigung der Abgabe MQ an die Maxima der Zuflusssummenlinie gefunden wird. Die Defizite in den einzelnen Jahren erhält man entsprechend als maxi-

male Differenzen zwischen Abgabe- und Zuflusssummenlinie. Die Summe der Beträge aufeinanderfolgender Überschüsse und Defizite ergibt die Größe des Nutzraums der Talsperre für die betreffenden aufeinanderfolgenden Nass- bzw. Trockenperioden. Die erforderliche Größe des Nutzraums für die gesamte betrachtete Zeitspanne ergibt sich als Größtwert des Betrags der Summe von Überschuss und darauf folgenden Defizit, wobei dazwischen liegende kleinere Extremwerte keine Rolle spielen (Bild 7.3).

Die Füllungsphase beginnt dort, wo der Anstieg der Zuflusssummenlinie stärker ist als der der Abgabesummenlinie. Sie endet, sobald die Neigung der Zuflusssummenlinie schwächer ist als die der Abgabesummenlinie. Am Ende jeder Füllungsphase weist der Speicherinhalt den größten Füllungsstand während dieser Füllungsperiode auf. Er entspricht der Ordinatendifferenz zwischen Zufluss- und Abgabesummenlinie zu diesem Zeitpunkt. Für Voruntersuchungen wird die Summenlinie anhand von Monatsmittelwerten aufgestellt, so dass die Speicherinhalte jeweils für das Monatsende genau angegeben werden. Muss der Verlauf von Speicherinhalt und Abgabe während innermonatlicher Absenkungs- oder Aufstauphasen verfolgt werden, können nachträglich beliebig kleine Zeitschritte, wie Tages- oder Zehn-Tagesschritte eingearbeitet werden.

Für ein $44,7 \text{ km}^2$ großes Einzugsgebiet sind die Zuflusssummenlinie und drei Varianten der Abgabesummenlinie für einen Zeitraum von vier Jahren dargestellt (Bild 7.3). Zur besseren Charakterisierung der einzelnen hydrologischen Abflussjahre ist die Zuflussganglinie eingetragen. Die Ermittlung des Summenlinien für die Monatswerte der Zuflüsse und der konstanten Abgabe MQ sind in Tab. 7.2 zusammengestellt. Der Wert für MQ berechnet sich aus der Zuflusssumme dividiert durch die Zahl der Zeitintervalle (hier Monate): $188,26 \text{ hm}^3 / (4 \cdot 12) = 3,92 \text{ hm}^3 / \text{Monat}$. Die maximalen positiven und negativen Abweichungen der Zufluss- von der Abgabesummenlinie sind die Überschüsse bzw. Defizite, die in Tab. 7.2 doppelt bzw. einfach unterstrichen sind. Die Aufeinanderfolge von Maxima und Minima ist für die Speicherbemessung entscheidend. Der maximale Überschuss $\dot{U}_1 (= 28,61 \text{ hm}^3)$ und das Defizit $D_2 (= 8,71 \text{ hm}^3)$ ergeben den maximalen Speichernutzraum $S_{\max} (= 37,32 \text{ hm}^3)$, wenn als Abgabe MQ geplant ist und *unbeschränkt Speicherraum* verfügbar ist. Zwischenliegende Nebenmaxima wie im ersten Jahr führen nur zu Teilfüllungen und üben keinen Einfluss aus.

Wenn die Abgabesummenlinie vom Koordinatenursprung aus angetragen wird und die Zuflusssummenlinie schneidet, wird eine Anfangsfüllung benötigt. Ihre Größe entspricht dem größten Defizit. Zur Deckung des maximalen Defizits muss dem Speicher ein Anfangsinhalt S_0 in Höhe des maximalen Defizits zugewiesen werden, was eine Parallelverschiebung der Abgabesummenlinie um S_0 bedeutet. Die Anfangsfüllung wirkt sich auf alle Abgaben, die nach der ersten Vollfüllung des Speichers vorgenommen werden, nicht mehr aus. Die Anfangsfüllung bedeutet eine Verschiebung der x-Achse der Speicherfüllungsganglinie (Abgabelinie 3 in Bild 7.3). Kann bei einer Anfangsfüllung $S_0 = 8,71 \text{ hm}^3$ nur eine beschränkte Speichergöße von $28,61 \text{ hm}^3$ zur Verfügung gestellt werden, läßt sich ein Überlaufen des Speichers nur vermeiden, indem die Abgabe im abflussreichen Halbjahr über den Wert des MQ erhöht und im Sommer erniedrigt wird (Abgabelinie 4 in Bild 7.3). Bei konstanter Abgabe MQ kommen $8,71 \text{ hm}^3$ zum Überlauf. Der Zeitpunkt dieses Überlaufs ist der Schnittpunkt der Parallelen zur Abflusssummenlinie im Abstand der Speichergöße mit der Zuflusssummenlinie. Die maximale Überlaufmenge entspricht der Ordinatendifferenz. Da die Überlaufmenge nach Beendigung des Überlaufs der Abgabe zuzu-

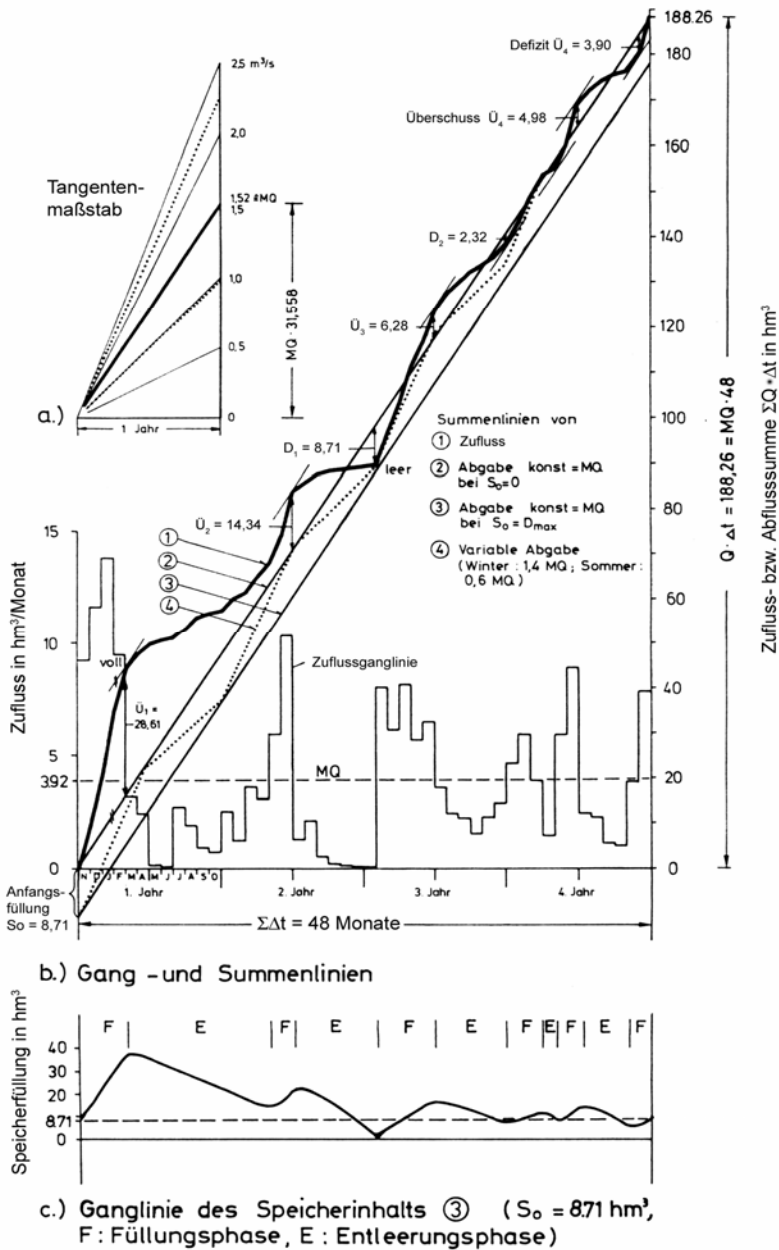


Abb. 7.3. Gang- und Summenlinien des Zuflusses und der Abgabe in einem rechtwinkligen Koordinatensystem. Speichergröße bei Vollausgleich (1) und Berücksichtigung der Anfangsfüllung (2) nebst Speicherfüllungslinie

schlagen ist, muss die Abgabesummenlinie um den Betrag der Überlaufmenge sprunghaft erhöht werden oder die Zuflusssummenlinie um diesen Betrag nach unten parallel verschoben werden, bevor das Verfahren wie oben erläutert weitergeführt werden kann.

Wird dagegen die garantierte Mindestabgabe bei *vorgegebener Speichergröße* gesucht, wird die Speichergröße in den lokalen Minima der Zuflusssummenlinie nach oben abgetragen und die Tangente an das vorausgegangene Maximum des Überschusses gelegt. Die schwächste Neigung entspricht der garantierten Mindestabgabe weil die Ausgleichswirkung begrenzt ist. Für einen vorgegebenen Speicherinhalt von $8,71 \text{ hm}^3$ ergibt sich die flachste Tangentenneigung im zweiten Jahr (Bild 7.3). Die Zuflusssumme zum Zeitpunkt des Überschusses im April des 2. Jahres beträgt $84,24 \text{ hm}^3$, zum Zeitpunkt des folgenden maximalen Defizit im November des dritten Jahres $89,34 \text{ hm}^3$. Die Tangentenneigung beträgt $[(89,34 + 8,71) - 84,24] / 7 \text{ Monate} = 0,76 \text{ m}^3/\text{s} \triangleq 0,5 \text{ MQ}$. Die Speicherfüllung erfolgt während der vorausgehenden Überschußperiode, so dass eine Anfangsfüllung nur in extrem trockenen Wintern erforderlich werden kann.

Tabelle 7.2. Zufluss QZ in hm^3/Monat (1. Zeile), Zuflusssumme ΣQZ (2. Zeile), Mittelwasserabgabe ΣQA (3. Zeile) und Differenz der Zufluss- und Abgabesummenlinie (4. Zeile) für eine vierjährige Jahresreihe eines $44,7 \text{ km}^2$ großen Einzugsgebiets im Mittelgebirge

	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O
1. Jahr												
QZ	9,21	11,66	13,93	9,50	3,18	2,43	0,77	0,44	2,71	1,90	0,96	0,73
ΣQZ	9,21	20,87	34,80	44,30	47,48	49,91	50,68	51,12	53,83	55,73	56,69	57,42
ΣQA	3,21	7,84	11,77	15,69	19,61	23,53	27,45	31,38	35,30	39,22	43,14	47,07
$\Sigma\text{QZ} - \Sigma\text{QA}$	6,00	13,03	23,03	28,61	27,87	26,38	23,23	19,74	18,53	16,51	13,55	10,35
2. Jahr												
QZ	2,56	1,26	3,63	3,10	5,95	10,34	1,30	2,13	0,51	0,26	0,10	0,06
ΣQZ	59,98	61,24	64,87	67,97	73,92	84,24	85,56	87,69	88,20	88,46	88,56	88,62
ΣQA	50,99	54,91	58,83	62,75	66,68	70,60	74,52	78,44	82,36	86,29	90,21	94,13
$\Sigma\text{QZ} - \Sigma\text{QA}$	8,99	6,33	6,04	5,22	7,24	14,34	11,04	9,25	5,84	2,17	-1,65	-5,51
3. Jahr												
QZ	0,72	8,03	6,19	8,15	5,72	6,51	3,58	2,44	2,23	1,51	2,28	2,90
ΣQZ	89,34	97,37	103,56	111,71	117,43	123,94	127,52	129,96	132,19	133,70	135,98	138,88
ΣQA	98,05	101,97	105,90	109,82	113,74	117,66	121,58	125,51	129,43	133,36	137,28	141,20
$\Sigma\text{QZ} - \Sigma\text{QA}$	-8,71	-4,60	-2,34	1,89	3,69	6,28	5,94	4,45	2,76	0,34	-1,30	-2,32
4. Jahr												
QZ	4,67	5,98	3,91	1,47	5,91	8,89	2,43	2,30	1,16	1,03	3,81	7,82
ΣQZ	143,55	149,53	153,44	154,91	160,82	169,71	172,14	174,44	175,60	176,63	180,44	188,26
ΣQA	145,12	149,04	152,97	156,88	160,80	164,73	168,65	172,57	176,49	180,42	184,34	188,26
$\Sigma\text{QZ} - \Sigma\text{QA}$	-1,53	0,49	0,47	-1,97	0,02	4,98	3,49	1,87	-0,89	-3,79	-3,90	0,00

Da die Zuflusssummen mehrerer Jahre im Vergleich zu den zu untersuchenden Speichergrößen sehr groß sind, wird die Zuflusssummenlinie aus Maßstabsgründen in einem schiefwinkligen Koordinatensystem dargestellt. Bei dieser Art der Auftragung wird die Zeitachse um den Winkel α , dessen Tangens MQ entspricht, gedreht (Bild 7.4). Die Abflussordinaten werden von der Zeitachse senkrecht nach oben abgetragen. Die Ermittlung der Speicherfüllungszustände ändert sich da-

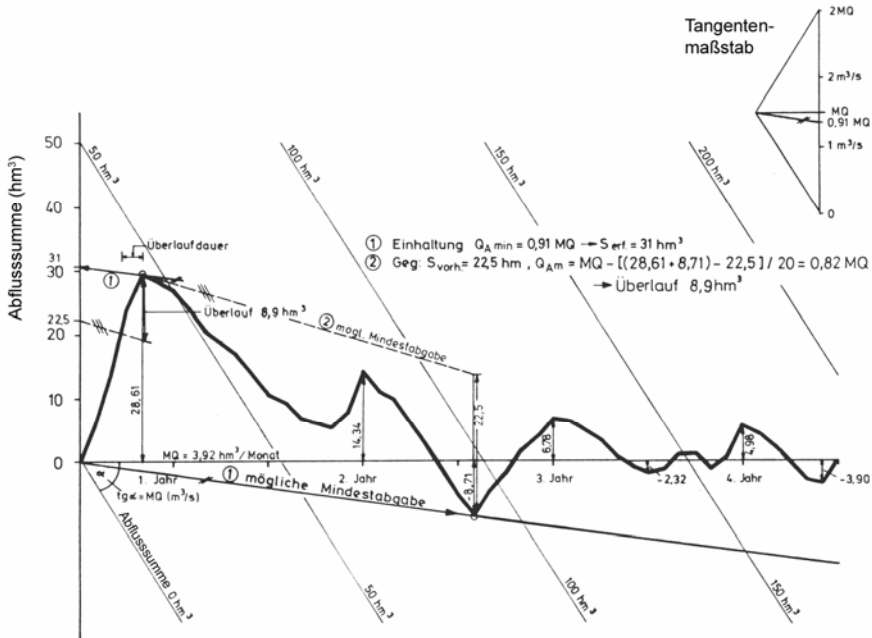


Abb. 7.4. Summenlinien nach Bild 7.3 in einem schiefwinkligen Koordinatensystem. Ermittlung des Speicherinhalts für eine Mindestabgabe $Q_{A\min}$ ohne und mit Überlauf

durch nicht. Als Rechenkontrolle muss die Zuflusssumme am Jahresende die horizontale Achse treffen.

Für das vorstehende Beispiel soll der zu der minimal möglichen Regelabgabe erforderliche Speicherinhalt bestimmt werden. Man erhält ihn als Verbindungslinie des tiefsten Punktes der Summenlinie mit dem Anfangspunkt. Die Parallele zu dieser minimalen Regelabgabe durch den höchsten Punkt der Summenlinie liefert als Ordinatenabschnitt den erforderlichen Speicherraum von $S = 31 \text{ hm}^3$. Wird dagegen der Speicherinhalt auf $S = 22,5 \text{ hm}^3$ beschränkt und soll $Q_{A\min}$ beibehalten werden, läuft der Speicher über (Bild 7.4).

7.2.2 Summendifferenzenzlinie und Speicherwirkungslinie

Bei langen Jahresreihen ist die Summenlinie als graphische Lösung zur Speicherbemessung infolge schleifender Schnitte und zu kleiner Maßstäbe ungeeignet. An ihrer Stelle wird die Summendifferenzenzlinie (SDL) benutzt. Bei der SDL werden die Abweichungen der Zuflüsse von ihrem Mittelwert gebildet und fortlaufend summiert. Die Summendifferenzenzlinie entspricht der Darstellung der Summenlinie im schiefwinkligen Koordinatensystem, wenn die Summenlinie um die Neigung des mittleren Zuflusses MQ so gedreht wird, dass der mittlere Zufluss die horizontale Achse bildet. Die SDL des Zuflusses wird erhalten, indem die Summe $\sum QZ\Delta t$ entweder von schiefwinkligen Koordinaten aus oder die Differenzen vom

horizontal verlaufenden mittleren Abfluss aus in vertikaler Richtung aufgetragen wird (Bild 7.5). Zeitabschnitte, in denen der Zufluss größer ist als MQ weisen eine positive Steigung auf, zuflussschwächere Zeiten sind nach unten geneigt. Durch diese Darstellung können längere Zeitabschnitte, in denen die Zuflusssumme über bzw. unter dem Mittel liegt, leicht erkannt werden. Die Speicherbemessung bei der SDL erfolgt nach dem gleichen Prinzip wie bei der einfachen Summenlinie, jedoch bietet sie Vorteile zur Aufstellung von Betriebsregeln, insbesondere bei Anwendung der Methode des gespannten Fadens.

Zur zeichnerischen Anwendung dieser Methode wird die Summendifferenzlinie zusätzlich auf ein Transparentblatt aufgetragen. Wird die SDL auf dem Transparentblatt um einen vorgegebenen Speicherinhalt parallel zur Zeitachse verschoben, so beschreibt der Polygonzug, der durch die Eckpunkte des Korridors zwischen der ursprünglichen und der verschobenen SDL gelegt werden kann, den möglichen Abgabenbereich (Bild 7.5). Die Grenzanstiege der Abgabelinie, $QA_{\min}$ und $QA_{\max}$, sind identisch mit den am stärksten nach unten bzw. oben geneigten Polygonseiten; ihre Neigung hängt vom gewählten Speicherinhalt, d.h. vom Ausbaugrad β ab und bestimmt den Ausgleichsgrad α . Werden die beiden Summendifferenzlinien soweit auseinander geschoben, dass in den Korridor eine Parallele zur Zeitachse gelegt werden kann, ohne die Summenlinien zu schneiden, erhält man die Speichergrenze, die den maximal möglichen Ausgleich auf MQ ermöglicht. Die gefundene Entnahmesummenlinie ist nicht praxisorientiert, aber optimal für die Speicherausnutzung bei bekanntem Zufluss. Für Bemessungsaufgaben sind die Grenzzustände und Grenzleitungsfähigkeiten von Bedeutung, so dass mit dem SDL-Verfahren Eckwerte für den Betriebsplan gewonnen werden. Die Ecken der Abgabelinien fallen überwiegend in die Monate, welche für den Beginn der Füllungs- und Entleerungsperioden maßgebend sind. Das Verfahren hat den Vorteil, dass die Regelabgaben, die gewisse Randbedingungen des Speichers wie Leer- oder Überlaufen nicht verletzen, genau und bei der Verwendung von EDV-Anlagen schneller berechnet werden können als mit anderen Optimierungsverfahren [7.10]. Werden Ausbaugrade b gegen Ausgleichsgrade a für verschiedene Speichergrößen aufgetragen und anschließend zu einer Kurve ausgleichend, erhält man die *Speicherwirkungslinie*, die für jede Sperrstelle längs eines Flusses oder an verschiedenen Gewässern eine charakteristische Größe darstellt. Mit der Speicherwirkungslinie kann im Rahmen von Voruntersuchungen für verschiedene Sperrenstellen und einen vorgegebenen Speicherinhalt aufgezeigt werden, an welchem Gewässer die beste Ausgleichswirkung erzielbar ist bzw. wo eine geforderte Mindestentnahme zu einem minimalen Speicherinhalt führt. Die Speicherwirkungslinie gibt auch Aufschluss über die Randbedingungen der Abgabe, die für den Betriebsplan von Bedeutung sind. Ein Vergleich von Speicherwirkungslinien setzt voraus, dass sie für dieselbe Beobachtungsperiode aufgestellt werden. Um unterschiedliche Beobachtungsreihen berücksichtigen zu können, werden bezogene Speicherwirkungslinien verwendet. Sie werden erhalten, indem Ausbaugrad und Ausgleichsgrad durch den Variationskoeffizienten des jährlichen Abflusses dividiert werden [7.6]. Neben den Speicherwirkungslinien, die in Bild 7.6 für einmaliges Leerlaufen während der N Beobachtungsjahre aufgestellt wurden, lassen sich auch Speicherwirkungslinien für mehrere Fehljahre aufstellen.

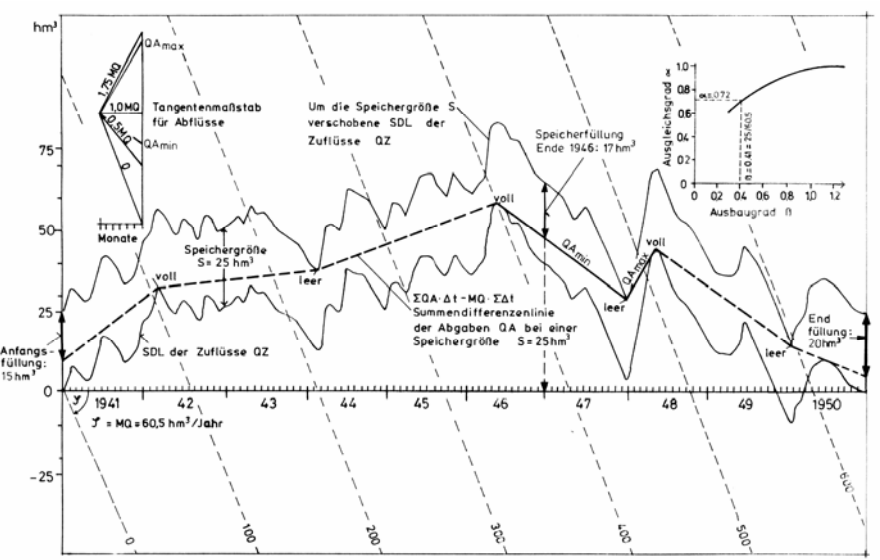


Abb. 7.5. Abgabesummenlinie nach dem Summendifferenz-Verfahren bei beschränkter Speichergröße von $S = 25 \text{ hm}^3$. Bestimmung der Grenzabgaben $Q_{A_{\min}}$ und $Q_{A_{\max}}$ und Aufstellung der Speicherwirkungsline für $Q_{A_{\min}}$ (Nebenfigur)

Tabelle 7.3. Mittlere monatliche Abflüsse in m^3/s des S-Flusses am Pegel H ($A_{E0} = 81,5 \text{ km}^2$) der Jahresreihe 1951/70

Jahr	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	Wi	So	Jahr
1951	3,79	1,39	3,22	1,63	3,98	2,99	1,15	1,68	0,97	0,61	0,66	0,52	2,83	0,93	1,86
1952	2,46	3,44	2,41	1,23	4,23	4,37	1,28	1,32	0,87	0,61	2,03	4,49	3,02	1,77	2,39
1953	3,31	1,89	2,59	5,14	3,81	2,07	1,08	1,07	0,78	1,10	0,83	0,56	3,13	0,90	2,02
1954	0,67	0,71	2,49	0,68	2,83	3,93	0,92	0,65	6,11	2,88	2,40	4,65	1,88	2,93	2,41
1955	2,26	6,41	2,35	2,07	2,78	4,32	1,92	2,06	4,97	1,70	0,97	1,21	3,37	2,03	2,70
1956	1,24	5,19	2,89	0,97	4,21	3,92	1,18	3,06	2,86	2,23	1,38	2,87	3,07	2,26	2,66
1957	3,28	6,30	2,58	5,39	6,05	1,44	0,58	0,43	0,82	1,56	5,23	2,74	4,17	1,89	3,03
1958	1,19	2,24	3,72	5,96	1,96	3,89	4,28	2,30	2,45	2,46	1,18	3,04	3,16	2,62	2,89
1959	1,14	2,52	2,89	1,28	2,17	1,42	0,68	0,42	0,60	0,43	0,23	0,21	1,90	0,43	1,17
1960	0,40	0,93	3,60	1,59	2,78	0,94	1,64	1,02	0,83	1,94	2,10	4,25	1,71	1,96	1,83
1961	3,49	2,98	1,67	7,49	3,96	4,06	3,90	2,63	2,19	3,13	1,62	0,86	3,94	2,39	3,16
1962	1,95	5,05	3,68	3,73	1,57	6,87	2,31	1,23	5,34	1,25	1,28	0,56	3,81	1,99	2,90
1963	0,48	1,66	0,63	0,35	3,49	2,63	1,25	1,36	0,58	1,58	0,95	2,66	1,54	1,40	1,47
1964	3,68	0,82	0,44	2,03	1,26	2,65	2,48	0,50	0,54	0,82	0,64	1,00	1,81	1,00	1,41
1965	2,85	2,51	2,93	0,89	4,10	5,08	4,47	1,39	1,95	1,74	0,86	0,48	3,06	1,81	2,44
1966	0,71	6,92	2,51	7,50	3,11	6,91	1,81	3,21	3,28	1,60	0,88	1,14	4,61	1,99	3,30
1967	1,95	5,30	4,22	5,89	4,46	3,45	1,42	2,22	0,75	1,58	1,07	1,71	4,21	1,46	2,83
1968	1,50	6,61	4,40	1,50	4,73	3,72	1,37	0,48	0,56	0,61	2,06	3,89	3,74	1,49	2,62
1969	0,76	0,59	2,01	1,52	1,20	8,79	2,70	2,32	0,70	0,60	0,52	0,57	2,48	1,24	1,86
1970	1,95	0,81	0,80	1,54	3,54	10,10	6,40	0,90	3,02	1,56	1,29	4,78	3,12	3,01	3,07
Mittel															
51/70	1,95	3,21	2,60	2,92	3,31	4,18	2,14	1,52	2,01	1,47	1,41	2,11	3,03	1,78	2,40

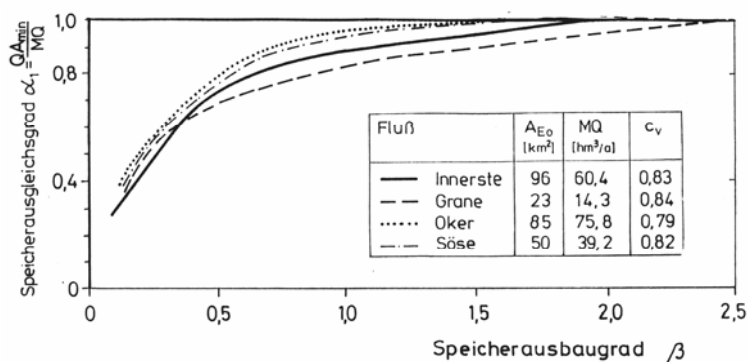


Abb. 7.6. Vergleich von Speicherwirkungslinien einiger Flüsse des Harzes

Als Beispiel sollen für ein Einzugsgebiet im Mittelgebirge die Summendifferenzen- und Speicherwirkungslinie aufgestellt werden. Gegeben sind die mittleren monatlichen Zuflüsse in m³/s am Pegel H für die Jahresreihe 1951/70 (Tab. 7.3). Die Rechnung wird in folgenden Schritten vorgenommen (Bild 7.7).

- 1) Zur Ermittlung der SDL werden die Zuflüsse (m³/s) in Tab. 7.3 in monatliche Zuflusssummen (hm³) umgewandelt. Im Beispiel werden die tatsächlichen Tage jedes Monats berücksichtigt, der 29.2. jedoch vernachlässigt. Für Voruntersuchungen kann vereinfacht von einem durchschnittlichen Monat (30,438 d oder $2,6298 \cdot 10^6$ s) ausgegangen werden bzw. von einem durchschnittlichen Jahr (365,25 d).
- 2) Bildung der Differenzen von monatlicher und mittlerer monatlicher Zuflusssumme und laufender Summierung der Zuflusssummen. Die mittlere Zuflusssumme pro Jahr beträgt $2,40 \cdot 365 \cdot 86400 = 2,40 \cdot 31,536 \cdot 10^6 \text{ m}^3$, wenn der 29.2. im Schaltjahr unberücksichtigt bleibt. So erhält man die Ordinate der SDL Ende November 1951 nach Gl.(7.3):

Zuflusssumme November 1951:	$3,79 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 2,592 \cdot 10^6 \text{ s}$	$= 9,824 \text{ hm}^3$
minus mittlere Zuflusssumme:	$(2,40 \cdot 31,536) \cdot 30/365$	$= 6,221 \text{ hm}^3$
	Differenz:	$+ 3,603 \text{ hm}^3$
Ordinate der SDL Ende November 1951:	$0 + 3,603$	$= 3,603 \text{ hm}^3$
Zuflusssumme Dezember 1951:	$1,39 \cdot 2,6784$	$= 3,723 \text{ hm}^3$
minus mittlere Zuflusssumme:	$(2,40 \cdot 31,536) \cdot 31/365$	$= 6,428 \text{ hm}^3$
	Differenz:	$- 2,705 \text{ hm}^3$
	+ Summe bis Dezember:	$+ 3,603 \text{ hm}^3$
Ordinate SDL Ende Dezember 1951:		$+ 0,898 \text{ hm}^3$

Die gerundeten monatlichen Ordinaten der SDL in hm³ sind für die Jahresreihe 1951/70 in Tab. 7.4 zusammengestellt.

- 3) Auftragen der SDL in einem rechtwinkligen Koordinatensystems. Die in Tab. 7.4 zusammengestellten Werte werden von der Zeitachse aus in vertikaler Richtung abgetragen (Bild 7.7). Zum Abgreifen der Abflüsse in m³/s wird ein Tangentenmaßstab konstruiert. Die horizontale Zeitachse entspricht dem mittleren Abfluss, also $2,40 \text{ m}^3/\text{s}$. Die

Neigung der Geraden für den Abfluss 0 wird erhalten, wenn für eine vorgegebene Zeitspanne, z.B. ein Jahr, die mittlere Abflusssumme $MQ\Delta t = (2,40-31,5576) = 75,74 \text{ hm}^3$ senkrecht nach unten am Jahresende abgetragen wird. Dieser Endpunkt, verbunden mit dem Jahresanfang, ergibt eine Gerade mit der Neigung, die dem Abfluss 0 entspricht. Die Zuflusssummen können auch direkt von der Nulllinie abgetragen werden.

- 4) Die Summendifferenzlinie wird zusätzlich auf ein Transparentblatt gezeichnet. Das auf Bild 7.7 deckungsgleich aufgelegte Transparentblatt wird um die zum Ausbaugrad β zugehörige Speichergröße $S = \beta MQ$ parallel zur Abszisse verschoben, z.B. $S = 25 \text{ hm}^3$ (in Bild 7.7 gestrichelt gezeichnet). Die beiden SDL begrenzen einen Korridor. Durch die vor- und einspringenden Ecken des Korridors kann ein Polygonzug gelegt werden, der die Abgabe für die Speichergröße S ohne Leer- bzw. Überlaufen darstellt. Werden in die Eckpunkte der beiden SDL Stecknadeln eingestochen, durch den Korridor ein Faden gelegt und straff gezogen, wird der gleiche Polygonzug erhalten, wonach die „*Methode des gespannten Fadens*“ benannt ist [7.6]. Es ist darauf zu achten, dass die Polygonseiten möglichst lang sind, wenn ein langfristiger Abflussausgleich beabsichtigt ist. Falls die Geraden so gelegt werden, dass die obere oder untere SDL geschnitten wird, entspricht dies einem Leer- bzw. Überlaufen des Speichers. Die Überlaufmenge kann aus der maximalen Ordinatendifferenz, die Dauer der Fehlzustände aus den Zeitabständen der beiden Schnittpunkte abgelesen werden.
- 5) Die Neigung der Polygonseiten zur Horizontalen entspricht dem Verhältnis der Abgabemenge zum mittleren Abfluss (= Zufluss). Die am steilsten nach abwärts gerichtete Gerade bezeichnet die geringste Abgabe, die möglich ist, ohne dass der Speicher leertläuft. Mit ihr wird der Ausgleichsgrad $\alpha = QA_{\min}/MQ$ berechnet. Die am steilsten nach aufwärts gerichtete Polygonseite bezeichnet den größten kontrolliert abgegebenen Abfluss während der gesamten Jahresreihe. In Bild 7.7 beträgt für $S = 25 \text{ hm}^3$ die minimale Abgabe $4,34 \text{ hm}^3/\text{Monat}$ in der Zeit von Juni 1959 bis Februar 1960; die maximale Abgabe stellt sich von Mai bis Juli 1970 mit $9,23 \text{ hm}^3/\text{Monat}$ ein. Für $\beta = 25/75,74 = 0,33$ erhält man den Ausgleichsgrad $\alpha = [4,34/(2,4-31,5576)]12 = 0,69$.
- 6) Der unter 5) gefundene Ausgleichsgrad $\alpha = 0,69$ wird in einem Diagramm gegen den zugehörigen Ausbaugrad $\beta = 0,33$ aufgetragen (Nebenfigur Bild 7.7). Durch Vorgabe beliebiger Ausbaugrade werden weitere Punkte der Speicherwirkungslinie erhalten, die zur Speicherwirkungslinie ausgeglichen werden. Es sollte darauf geachtet werden, dass für die untersuchte Bandbreite der Ausbaugrade die zugehörigen Ausgleichsgrade nach Möglichkeit in die gleichen Perioden kleiner Abflüsse fallen. Gegebenenfalls kann man die Speicherwirkungslinie für $QA_{\max}$ aufstellen, wenn die Polygonseiten mit dem steilsten Anstieg verwendet werden (Bild 7.7).

Entspricht in einer Jahresreihe die Summe der Zuflüsse der Summe der Abgaben und gleicht der Speicherinhalt der maximalen Spannweite der Jahresreihe, treten keine Überläufe auf. Ist jedoch die Abgabesumme kleiner als die Zuflusssumme bei einem Ausbaugrad $\beta < 1$, entspricht $\Sigma(QZ_i - QA_i)$ der Summe der Überläufe. Soll die minimale Speichergröße bestimmt werden unter Beachtung der Randbedingung, dass die Abgabe stets eingehalten wird und der Speicherinhalt nur einmal bis auf den Wert Null absinkt, werden die Überläufe ebenfalls auf ein Minimum reduziert. Speziell für Speicher mit Aufgaben der Wasserversorgung wurde ein Verfahren entwickelt, um den kleinsten erforderlichen Speicherinhalt zu bestimmen. Es baut auf der Analyse der zeitlichen Folge der lokalen Maxima und Mi-

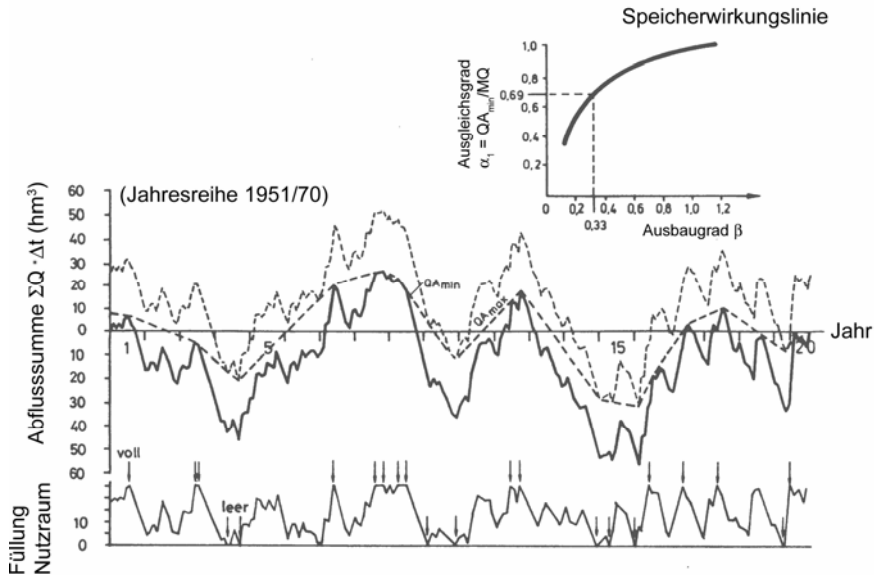


Abb. 7.7. Beispiel für die Ermittlung der Regelabgaben bei beschränkter Speichergröße von 25 hm³ nach der Methode des gespannten Fadens einschließlich Ganglinie der Speicherfüllung

nima der Summenlinie des Zuflusses minus der Abgabe auf (Nettozuflusssummenlinie) [7.11].

Zur Ermittlung des Speicherbedarfs wird das erste lokale Maximum der Summenlinie des Nettozuflusses bestimmt. Anschließend wird das zweite lokale Maximum, das größer ist als das erste, gesucht und das lokale Minimum zwischen beiden bestimmt. Der Unterschied zwischen der ersten Spitze und dem ersten Tal der Nettozuflusssummenlinie entspricht dem erforderlichen Speicherraum für das Zeitintervall vom ersten bis zweiten lokalen Maximum. Anschließend wird das dritte lokale Maximum, das größer als das zweite ist, gesucht, das lokale Minimum zwischen zweitem und drittem Maximum bestimmt und der Speicherbedarf für das zweite Intervall bestimmt. Mit dieser Methode wird die Sequenz der Scheitel der gesamten Jahresreihe von N Jahren durchlaufen. Für ein bestimmtes Zeitintervall erhält man einen Größtwert für den Speicherbedarf, der mit dem Speicherbedarf für die gesamte Jahresreihe identisch ist. Das Verfahren wird daher auch als Folgescheitelalgorithmus bezeichnet [7.6]. Das Verfahren der Scheitelsequenzen bietet sich als Rechenprozedur an, wenn die Abgabe innerhalb eines Jahres stark variiert und die zeichnerische Lösung mit der Summendifferenzenlinie zu zeitaufwendig wird.

Das Verfahren wurde im Hinblick auf die Verwendung von künstlich erzeugten Zuflussreihen entwickelt und umfasst elf Rechenschritte [7.11], die am Beispiel der Zuflussdaten der Jahre 1951/52 nach Tab. 7.3 gezeigt werden sollen.

Tabelle 7.4. Summierte Differenzen von monatlicher und mittlerer monatlicher Zuflusssumme. Die Tabellenwerte entsprechen den Ordinaten der Summendifferenzlinie der monatlichen Zuflüsse am Pegel H. in hm^3 (Jahresreihe 1951/70)

Jahr	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O
1951	3,6	0,9	3,3	0,9	5,3	6,7	3,5	1,6	-2,1	-6,8	-11,4	-16,3
1952	-16,3	-13,3	-13,2	-16,7	-11,7	-6,5	-9,3	-12,3	-16,2	-20,8	-22,1	-16,3
1953	-14,0	-15,3	-14,6	-8,5	-4,6	-5,5	-9,0	-12,5	-16,7	-20,1	-24,2	-29,0
1954	-33,6	-38,0	-37,6	-42,3	-41,0	-37,1	-41,0	-45,6	-35,5	-34,1	-34,2	-28,0
1955	-28,5	-17,6	-17,6	-18,9	-17,8	-12,9	-14,0	-15,0	-8,0	-11,4	-15,2	-18,3
1956	-21,4	-13,8	-12,3	-16,3	-11,8	-7,6	-10,6	-9,2	-7,7	-8,1	-10,7	-9,5
1957	7,3	3,3	3,9	10,6	20,6	18,0	13,2	8,0	3,9	1,8	9,1	10,1
1958	6,9	6,6	10,3	18,4	17,3	21,1	26,3	25,9	26,2	26,5	23,2	25,0
1959	21,7	22,2	23,6	20,4	19,9	17,3	12,8	7,6	2,9	-2,3	-8,0	-13,7
1960	-19,0	-22,8	-19,5	-22,2	-20,7	-24,7	-26,8	-30,2	-34,2	-35,5	-36,2	-31,7
1961	-29,0	-27,3	-29,1	-17,3	-13,0	-8,8	-4,6	-4,1	-4,6	-2,5	-4,6	-8,6
1962	-9,9	-2,6	0,9	3,6	1,5	13,0	12,9	9,8	17,8	14,9	11,9	7,0
1963	2,0	0,1	-4,5	-9,9	-6,9	-6,4	-9,3	-12,1	-16,9	-18,9	-22,8	-21,9
1964	-18,7	-22,8	-27,9	-29,5	-32,2	-31,8	-31,2	-36,2	-41,1	-45,2	-49,8	-53,5
1965	-52,4	52,0	-50,4	-54,6	-49,9	-43,0	-37,3	-40,0	-41,1	-42,8	-46,8	-51,9
1966	-56,3	-44,1	-43,7	-31,8	-29,8	-18,2	-19,7	-17,6	-15,1	-17,1	-21,2	-24,4
1967	-25,7	-17,8	-12,8	-4,8	0,8	3,5	1,0	0,4	-3,9	-5,9	-9,5	-11,2
1968	-13,6	-2,2	3,3	0,7	5,9	10,3	7,7	2,7	-2,1	-7,1	-8,0	-3,7
1969	-8,0	-12,7	-13,7	-16,3	-19,4	-2,9	-2,0	-2,3	-6,7	-11,4	-16,4	-21,1
1970	-22,4	-26,5	-30,7	-33,2	-30,1	-10,3	0,5	-3,2	-1,4	-3,5	-6,5	0,0

Als mittlere jährliche Entnahme aus dem Speicher ist 0,7MQ geplant. Für die Berechnung werden die Abflussdaten in Zuflusssummen umgewandelt. Die Zuflusssumme 1951/52 beträgt $135,05 \text{ hm}^3$, die mittlere jährliche Entnahme $0,7 \cdot 135,05/2 = 47,97 \text{ hm}^3$. Auf die einzelnen Monate entfallen folgende Anteile des jährlichen Bedarfs: N: 10 %; D: 7 %; J: 3 %; F: 7 %; M: 2 %; A: 2 %; M: 7 %; J: 10 %; J: 12 %; A: 14 %; S: 14 %; O: 12 %. Mit diesen Prozentanteilen erhält man die monatlichen Abgaben (Tab. 7.5, Sp.3). Im Einzelnen fallen folgende Rechenschritte an:

- 1) Berechnung der Differenz aus Zufluss QZ_i und vorgegebener Abgabe $QA_{\min}$ für alle Werte i ($i = 1, \dots, N$) für die N Beobachtungsjahre und Aufstellung der Nettozuflusssummenlinie ($QZ_i - QA_i$) für $t = 1, 2, \dots, N$. Um negative Werte zu vermeiden, kann zu der Differenz ein runder Betrag von 100 oder 10 addiert werden (Tab. 7.5, Sp.5).
- 2) In der Spalte der Nettozuflusssummenlinie wird das erste lokale Maximum $\bar{U}_1$ ($= 1$. Scheitel) gesucht.
- 3) In derselben Spalte wird das auf den ersten Scheitel folgende Maximum $\bar{U}_2$ ($= 2$. Scheitel), das einen größeren Scheitelwert als $\bar{U}_1$ aufweist, gesucht.
- 4) Zwischen diesen beiden Scheiteln wird das tiefste Tal D_1 ($= 1$. lokales Minimum) gesucht und die Differenz $\bar{U}_1 - D_1$ berechnet: $129,63 - 111,27 = 18,36 \text{ hm}^3$.
- 5) Beginnend mit dem zweiten lokalen Maximum $\bar{U}_2$ wird das nachfolgende lokale Maximum $\bar{U}_3$ gesucht, das größer ist als $\bar{U}_2$.

Tabelle 7.5. Bestimmung des maximalen Speichereinhalts S_i , der Speicherganglinie und der Überläufe für die Jahresreihe 1951/52 (Tab. 7.4) nach dem Verfahren des Folgescheitelalgorithmus

Zeit		QZ_i	QA_i	$QZ_i - QA_i$	$\Sigma(QZ_i - QA_i) + 100$	S_i	Überläufe $\ddot{U}_i$	Speicher- füllungs- zustand hm^3
		(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
					100			
1. Jahr	N	9,82	4,80	5,02	105,02	5,02	0	
	D	3,72	3,36	0,36	105,38	5,38	0	
	J	8,62	1,44	7,18	112,56	12,56	0	
	F	3,94	3,36	0,58	113,14	13,14	0	
	M	10,66	0,96	9,70	122,84	18,36	4,48	
	A	7,75	0,96	6,79	129,63	18,36	6,79	voll
	M	3,08	3,36	-0,28	129,35	18,08	0	
	J	4,35	4,80	-0,45	128,90	17,63	0	
	J	2,60	5,76	-3,16	125,74	14,47	0	
	A	1,63	6,72	-5,09	120,65	9,38	0	
	S	1,71	6,72	-5,01	115,64	4,37	0	
	O	1,39	5,76	-4,37	111,27	0	0	leer
					D_1			
2. Jahr	N	6,38	4,80	1,58	112,85	1,58	0	
	D	9,21	3,36	5,85	118,70	7,43	0	
	J	6,45	1,44	5,01	123,71	12,44	0	
	F	2,98	3,36	-0,38	123,33	12,06	0	
	M	11,33	0,96	10,37	133,70	18,36	4,07	voll
	A	11,33	0,96	10,37	144,07	18,36	10,37	voll
	M	3,43	3,36	0,07	144,14	18,36	0,07	voll
	J	3,42	4,80	-1,38	142,76	16,98	0	
	J	2,33	5,76	-3,43	139,33	13,55	0	
	A	1,63	6,72	-5,09	134,24	8,46	0	
	S	5,26	6,72	-1,46	132,78	7,00	0	
	O	12,03	5,76	6,27	139,05	13,27	0	
					D_2			
3. Jahr	N	8,11	4,80	3,31	142,36	16,58	0	
	D	5,06	3,36	1,70	144,06	18,28	0	
	J	6,94	1,44	5,50	149,56	18,36	5,42	voll
	F	12,43	3,36	9,07	158,63	18,36	9,07	voll
	M	10,20	0,96	9,24	167,87	18,36	9,27	voll
	A	5,37	0,96	4,41	172,28	18,36	4,41	voll
	:	:	:	:	:	:	:	
	:	:	:	:	:	:	:	
	:	:	:	:	:	:	:	
	:	:	:	:	:	:	:	

- 6) Zwischen $\ddot{U}_2$ und $\ddot{U}_3$ wird das lokale Minimum D_2 ermittelt und die Differenz $\ddot{U}_2 - D_2$ gebildet: $144,14 - 132,78 = 11,36 \text{ hm}^3$.
- 7) Beginnend mit $\ddot{U}_3$ werden $\ddot{U}_4$ und D_3 gesucht und die Differenz $\ddot{U}_4 - D_3$ berechnet.
- 8) Dieses Vorgehen wird für die gesamte Jahresreihe wiederholt und alle folgenden Scheitel, für die $\ddot{U}_{j+1} > \ddot{U}_j$ gilt, herausgesucht.

- 9) Die erforderliche Speichergroße ergibt sich zu:

$$S_m = \max(\ddot{U}_j - D_j) = \ddot{U}_m - D_m. \quad (7.5)$$

- 10) Der Speicher läuft nur einmal leer, nämlich nach Eintritt des größten Minimums D_m , das zwischen den Scheiteln $\ddot{U}_m$ und $\ddot{U}_{m+1}$ liegt. Der Index m kennzeichnet nicht notwendigerweise das größte lokale Maximum bzw. Minimum, sondern die maximale Differenz $\ddot{U}_j - D_j$.

- 11) Der Speicherinhalt S_i am Ende des Monats i und der Überlauf $\ddot{U}_i$ während dieses Monats berechnet man aus der Speichergleichung:

$$S_i = \min_i [S_m, (S_{i-1} + QZ_i - QA_i)], \quad (7.6)$$

$$\ddot{U}_i = \max_i [0, (QZ_i - QA_i - S_m - S_{i-1})]. \quad (7.7)$$

Als Rechenkontrolle dient, dass die Summe aller Überläufe plus der Speicherinhalt am Ende der Zeitreihe dem Endwert der Nettozuflusssummenlinie entspricht. Beginnt die Jahresreihe mit einer Defizitperiode ist $\ddot{U}_1 = 0$. Bei Anwendung auf eine Zeitreihe bestimmt die schärfste Trockenperiode den Speicherinhalt. Die Länge der Zeitreihe bestimmt die Wahrscheinlichkeit von Fehlzuständen, da das Verfahren auf dem Spannmaß basiert.

7.2.3 Bemessungsverfahren auf der Grundlage von Simulationen

Bei der empirischen Zeitreihenmethode wird anhand von repräsentativen historischen Zuflussganglinien die Speicherwirkung überprüft und die geforderte Sicherheit der Bedarfsdeckung nachgewiesen (Bild 7.8). Es wird angenommen, dass die Abflussschwankungen künftiger Zeiträume, die gleiche maximale Spannweite aufweisen, wie sie in der bislang beobachteten Jahresreihe auftraten. Ist die Beobachtungsreihe im Vergleich zur Wiederholungszeitspanne, die aufgrund der hydrologischen Sicherheit für den Nutzraum angehalten wird, kurz, sind infolge des großen Extrapolationsbereichs statistische Aussagen über die Sicherheit der Verfügbarkeit des gespeicherten Wassers entsprechend unsicher. Als eine kennzeichnende Größe für die Schwankungen einer Zuflussreihe kann das Spannmaß R dienen. Das Spannmaß hängt nach dem Ansatz von Hurst von der Länge der Beobachtungsreihe ab (Gl.(5.64)). Die Verwendung von unterschiedlich langen historischen Zeitreihen bei der Ermittlung des Nutzraums kann daher zu abweichenden Ergebnissen führen. Dieser Nachteil wird teilweise ausgeglichen, wenn lange repräsentative Beobachtungsreihen, die extreme Trocken- und Naßjahre einschließen, verwendet werden. Gleicht die Länge der Beobachtungsreihe etwa dem Wiederkehrintervall für die Bemessung des Nutzraums, können anhand der Zeitreihe aus der Zahl der Versagensfälle F zu den Beobachtungsjahren N Häufigkeitsaussagen für kleine Wiederholungszeitspannen abgeleitet werden.

Die Ermittlung von Fehlzuständen für seltene Eintrittswahrscheinlichkeiten, welche die Beobachtungsreihe nicht mehr enthält, sowie die Abhängigkeit des Spannmaßes von der Länge der Beobachtungsreihe führen zur Anwendung von künstlich generierten Zeitreihen. Bei autoregressiven Modellen weisen Werte, die um k Zeiteinheiten verschoben sind, meist andere Korrelationen $r(k)$ auf als die Autokorrelationen der Beobachtungsreihen. Bei einer Zeitreihensimulation für un-

korrelierte Zuflüsse wird eine geringere Zahl an Fehlzuständen erhalten als sie sich bei korrelierten Zuflüssen ergeben kann. Aus diesem Grund wird auch die Anwendung von Markov-Prozessen höherer Ordnung vorgeschlagen. Bei Speicheraufgaben, bei denen die Speichergröße in Abhängigkeit von einer garantierten minimalen Abgabe bei einem Jahresausgleich gesucht wird, bietet die Verwendung von Modellen höherer Ordnung im Vergleich zum Modell erster Ordnung keine besseren Ergebnisse [7.10]. Trotz einiger Unzulänglichkeiten bei der Simulation des Hurst-Phänomens werden für die Generierung von Zuflussdaten meist

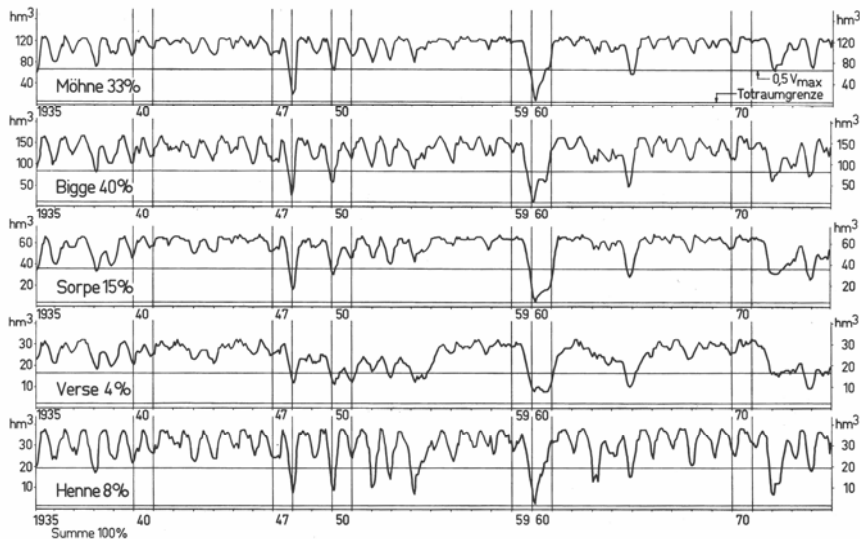


Abb. 7.8. Ganglinien der Speichereinhalte von fünf großen Talsperren im Ruhreinzugsgebiet bei optimaler Verbundsteuerung [7.24]

Markov-Modelle 1. Ordnung verwendet. Häufig wird die Rekursionsgleichung nach Fiering (Gl.(5.72) zur Simulation von Monatswerten benutzt [7.11]. Dabei sollten die zu Jahreszuflüssen aufsummierten simulierten Monatswerte dieselben Parameter aufweisen wie die beobachteten Jahreswerte. Um dies zu erreichen, werden die simulierten Monatswerte direkt proportional an die simulierten Werte der jährlichen Reihe angeglichen.

Bei Verwendung von künstlich generierten Zeitreihen können prinzipiell die Berechnungen für den Speichernutzraum nach den gleichen Verfahren, wie im vorangegangenen Kapitel beschrieben, durchgeführt werden. Da die Generierung von Zeitreihen jedoch ausschließlich rechnerisch erfolgt, ergibt sich zwangsläufig die Anwendung der rein rechnerischen Lösung für die Speicherermittlung. Mit einem Zeitreihenmodell zur Zuflusssimulation kann die Wahrscheinlichkeit von Speicherfüllungszuständen und Abgaben angegeben werden. Durch Variation der Abgaberegeln wird die Wahrscheinlichkeit der Speicherfüllungszustände und Abgaben solange verändert, bis eine optimale Lösung erreicht ist. Das Ergebnis der Rechnungen ist bis zu einem gewissen Grad von der Anzahl der Simulationsläufe

abhängig, da die Fehlzustände meist durch Auszählen ermittelt werden. Die Länge der simulierten Zeitreihe muss mindestens dem Wiederkehrintervall für das Bemessungsereignis des Nutzraums entsprechen, sollte aber länger gewählt werden. Die erforderliche Anzahl der Simulationsläufe ist bei stark schwankenden Zuflüssen größer als bei Flüssen mit ausgeglichenem natürlichem Abflussverhalten, so dass insgesamt mehrere tausend bis über zehntausend Jahre simuliert werden müssen. Der Umfang der Simulationsläufe nimmt im Allgemeinen zu, wenn der Abfluss an mehreren Stellen gleichzeitig simuliert werden muss und eine Veränderung der Abgabe mit der Zeit erwartet wird, z.B. bei zunehmendem Trend der Trinkwasserabgabe.

7.2.4 Bemessungsverfahren auf wahrscheinlichkeitstheoretischer Grundlage von Zuflüssen und Speicherfüllungen

Bei der Bestimmung der Speichergöße für eine garantierte Mindestabgabe wird von einer kritischen Periode ausgegangen. Der zeitliche Verlauf der Speicherfüllung wird nach den Verfahren der Summenlinie bzw. des Folgescheitelalgorithmus ermittelt, oder es wird die Sequenz eines minimalen Wasserdargebots betrachtet. Bei Bemessungsmethoden, die von einer kritischen Zuflussperiode vorgegebener Wahrscheinlichkeit ausgehen, wird der Nutzraumbedarf mit der Differenz von Niedrigwasserzufluss und Abgabe aus einem anfänglich vollen Speicher gleichgesetzt. Bei dem Summenlinienverfahren bezieht sich das Versagensrisiko auf die zugrunde gelegte Jahresreihe.

Für Voruntersuchungen von Jahresspeichern mit kleinen Ausbaugraden eignen sich Verfahren, bei welchen die Eintrittswahrscheinlichkeit von minimalen Zuflusssummen angegeben werden kann [7.12]. Die hydrologische Sicherheit des Speichernutzraums kann für einige einfache Abgabebedingungen im Falle des innerjährlichen Abflussausgleichs mit Diagrammen, die aus Bild 4.33 abgeleitet werden, nachgewiesen werden. Solche Abgaberegeln liegen vor, wenn die Abgabe auf einem jährlich oder halbjährlich konstanten Wert gehalten werden soll, was oft bei einer Niedrigwasseranreicherung auftritt. Die Diagramme nach Bild 7.9 entsprechen Summenlinien von minimalen Zuflüssen vorgegebener Eintrittswahrscheinlichkeit. Die Summenlinie entsteht durch Addition von Zuflusssummen gleicher Häufigkeit aber unterschiedlicher Dauer. Für die gewünschte Abgabe $QA_{\min} = \text{const}$ kann der zugehörige Speicherbedarf für eine vorgegebene Versagenshäufigkeit bestimmt werden. Umgekehrt kann für einen aktuellen Speicherinhalt und eine geforderte Niedrigwasseraufhöhung angegeben werden, welche Eintrittswahrscheinlichkeit zuzuordnen ist.

Eine andere Möglichkeit besteht in der Wahrscheinlichkeitsanalyse der Speicherwirkungslinie. Umfangreiche Untersuchungen der hierfür wichtigen Spanmaße wurden von Hurst vorgenommen. Für einen Ausgleichsgrad von $\alpha = 1$ gilt nach Gl.(5.64): $R = S_1 = 0,61sN^{0,72}$. Für $\alpha < 1$ wurde von Hurst erhalten [7.13]:

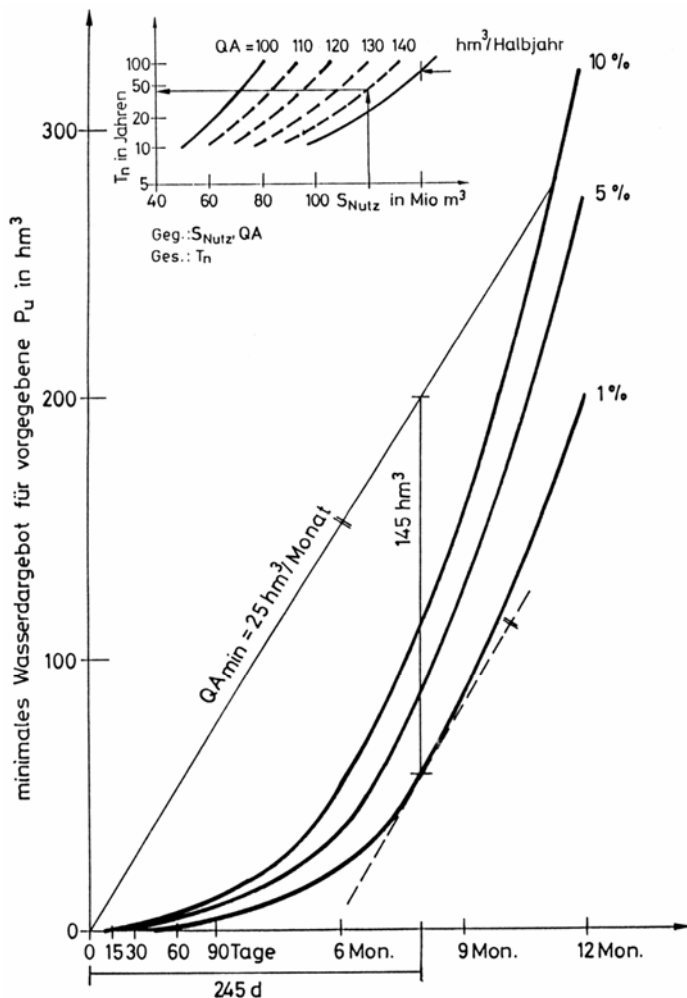


Abb. 7.9. Erforderlicher Nutzraum bei konstanter Abgabe für minimale Wasserdargebots-summen verschiedener Eintrittswahrscheinlichkeiten am Beispiel des Pegels Schmittlot-heim/Eder ($A_{E0} = 1202 \text{ km}^2$; $MQ_{41/84} = 19,40 \text{ m}^3/\text{s}$; $Q_{A\min} = 25 \text{ hm}^3/\text{Monat}$ erfordert bei $P_u = 1\%$ einen Stauraum von 145 hm^3 bzw. bei 120 hm^3 aktuellen Speicherinhalt kann $Q_{A\min} = 140 \text{ hm}^3/\text{Monat}$ bis zum rd. 50-jährlichen Ereignis eingehalten werden.

$$\beta = 0,94 - 0,96[(1 - \alpha) / C_V]^{1/2}.$$

Diese Abhängigkeit des Ausbaugrads β gilt für $P_H = 99\%$. Bei mehr als einem Fehlzustand ergeben sich zu kleine Ausbaugrade. Bild 7.10 zeigt den prinzipiellen Verlauf, wobei die Kurve 99 % etwa der Speicherwirkungslinie nach Bild 7.6 entspricht. Zur Abschätzung des Versagensrisikos wurden verallgemeinerte Speicherwirkungslinien für jährliche Werte und verschiedene hydrologische Sicherhei-

ten aufgestellt, z.B. in [7.6, 7.7, 7.14, 7.15]. Zugrunde gelegt werden jährliche Zuflüsse, die ein vorgegebenes Verhältnis von Variationskoeffizient und Schiefe aufweisen und einen Korrelationskoeffizient zwischen den jährlichen Zuflüssen. Mit wachsendem Korrelationskoeffizient nimmt bei konstant gehaltenem Ausgleichs- und Sicherheitsgrad der erforderliche Speicherausbaugrad zu. Dieser Unterschied wird umso größer, je höher der Variationskoeffizient und die angestrebte Sicherheit sind. Zwischen aufeinanderfolgenden hydrologischen Jahren werden häufig Korrelationskoeffizienten von $r < 0,3$ erhalten, wenn Einzugsgebiete mit hoher Rücklage, wie Gebiete mit hohen See- oder Mooranteilen, ausgeklammert werden. Da auch die anderen statistischen Parameter nur bei langen Beobachtungsreihen zuverlässig geschätzt werden können, werden diese Speicherwirkungslinien insbe-

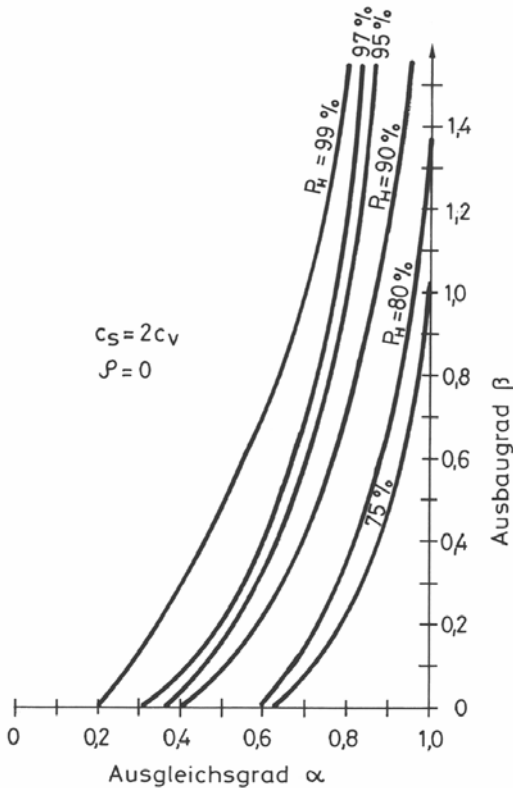


Abb. 7.10. Theoretische Ermittlung der Seicherwirkung $\beta = F(\alpha, C_v, r)$ für $P_H = 97\%$ für Korrelationskoeffizienten $r = 0$ und $r = 0,3$ der jährlichen Zuflüsse, die einer Pearson-Typ-III-Verteilung mit $C_s = 2C_v$ gehorchen, nach Krickij und Menkel [7.6]

sondere zur überschläglichen Ermittlung der hydrologischen Sicherheit von Speichern mit großen Ausbaugraden herangezogen.

Auf der Grundlage von normalverteilten, voneinander unabhängigen jährlichen Zuflüssen kann für den Überjahresanteil des Speichers der Bedarf auf einfache

Weise überschläglich ermittelt werden. Bei einer unabhängigen Folge von jährlichen Zuflusssummen beträgt das n -jährige Mittel $\bar{x}_n = n\bar{x}$ und die n -jährige Standardabweichung $s_n(\sum s^2)^{1/2}$. Die Verteilung von n aufeinanderfolgenden Zuflüssen sei normalverteilt, wenn n wächst. Das untere Perzentil p der Zuflusssumme ist dann gegeben durch:

$$Q_{n,p} = n\bar{x} - z_p n^{1/2} s \quad (7.8)$$

$Q_{n,p}$: n -jährige Zuflusssumme mit einer Unterschreitungswahrscheinlichkeit P_u ,
 z_p : standardisierte normalverteilte Variable für die Unterschreitungswahrscheinlichkeit P_u (Werte s. Tab. 4.2 für $C_s = 0$).

Soll ein Ausgleichsgrad a garantiert werden, erhält man den erforderlichen Speicherraum für die kritische Periode n_{krit} als Differenz zwischen Abgabesumme $QA_{min} = \alpha MQ$ und Zuflusssumme mit der Eintrittswahrscheinlichkeit p zu:

$$S_{n,p} = \alpha n\bar{x} - Q_{n,p}, \quad (7.9)$$

wobei QA_{min} als konstant während der Jahre angenommen wird. Gleichung (7.8) in Gl.(7.9) eingesetzt ergibt:

$$S_{n,p} = \alpha n\bar{x} - n\bar{x} + z_p n^{1/2} s. \quad (7.10)$$

Die Länge der kritischen Periode und den maximalen Speicherinhalt erhält man durch Differentiation von Gl.(7.10) nach n und Setzen zu Null:

$$n_{krit} = \frac{z_p^2}{4(1-\alpha)^2} C_v^2 \quad \text{bzw.} \quad \beta = \frac{z_p^2}{4(1-\alpha)} C_v^2. \quad (7.11)$$

Für ein 81,5 km² großes Einzugsgebiet im Mittelgebirge beträgt für die Jahresreihe 1951/83 das $MQ = 2,35 \text{ m}^3/\text{s}$, der Variationskoeffizient $C_v = 0,26$ und der Korrelationskoeffizient zwischen den Jahresabflüssen $r = 0,12$. Für einen gewünschten Ausgleichsgrad von 0,6 und eine Sicherheit von 99 % ($z_p = 2,326$) erhält man einen erforderlichen Ausbaugrad für den Überjahresanteil des Nutzraums nach Gl.(7.11) von:

$$n_{krit} = 2,326^2 \cdot 0,26^2 / [4(1 - 0,69)^2] = 0,95 \text{ Jahre und}$$

$$\beta = 2,326^2 \cdot 0,26^2 / [4(1 - 0,69)] = 0,3.$$

Der Korrelationskoeffizient zwischen den jährlichen Zuflüssen kann durch einen Faktor berücksichtigt werden, der nach [7.7] rd. 1,2 beträgt, so dass $\beta = 0,36$ und der Nutzraum $\beta MQ = 31,536 - 2,35 \cdot 0,36 = 27 \text{ hm}^3$ betragen. Das Verfahren kann auf gammaverteilte Zuflusssummen erweitert werden, was eine Abminderung des Stauraums nach Gl.(7.11) um dC_v^2 mit $d = 0,6$ bei $z_p = 1,64$ und 1,5 bei $z_p = 2,33$ zur Folge hat [7.7].

Eine weitere Möglichkeit, die Wahrscheinlichkeit von Speicherfüllungen zu bestimmen, liegt in der Anwendung der Speichertheorie von Moran, bei welcher die wahrscheinlichen Speicherfüllungen durch Integralgleichungen beschrieben wer-

den [7.7, 7.14]. Auf der Basis von Monatswerten werden Warteschlangenmodelle zur Lösung der Speicheraufgaben eingesetzt.

Als Einführungsbeispiel eines Warteschlangenmodells soll die Wahrscheinlichkeit der jährlichen Füllung eines Speichers von unbeschränkter Größe bestimmt werden. Die Abgabe soll eine Einheit pro Jahr betragen und der jährliche Zufluss folgende Wahrscheinlichkeiten p_i aufweisen: 0 Einheiten: $p_0 = 0,5$; 1 Einheit: $p_1 = 0,3$ und 2 Einheiten: $p_2 = 0,2$. Die Summe aller Einzelwahrscheinlichkeiten der Zuflüsse bzw. der Abgaben muss jeweils eins betragen, was als Rechenkontrolle dient. Bei der Aufstellung des Warteschlangenmodells werden folgende Ähnlichkeiten angenommen: Dem Zufluss entspricht das zufällige Eintreffen von Einheiten, die bedient werden wollen. Die Speicherfüllung ist zu vergleichen mit der Anzahl der Einheiten, die auf Bedienung warten, und die geforderte Entnahme ist als Bedienungsvorschrift anzusehen. Zur Lösung werden zwei Vereinfachungen angenommen. Das Zeitintervall $(t_{e+1} - t_e)$ ist konstant und beträgt für das Beispiel ein Jahr. Für die Übergangswahrscheinlichkeit gilt zeitliche Unabhängigkeit $p_{ij}(t_1, t_2) = p_{ij}(t_2, t_3) = p_{ij}(t_e, t_{e+1})$. Dieser Prozess wird mit einer homogenen Markov-Kette beschrieben. Er kann endlich viele Zustände annehmen und ist transitiv, denn nach hinreichend vielen Übergängen kann mit einer positiven Wahrscheinlichkeit jeder Zustand von jedem Zustand erreicht werden. Derartige Prozesse erreichen für beliebige Anfangszustände nach jeweils hinreichend vielen Übergängen eine stationäre Grenzverteilung. Die Anfangszustände sollen folgende Übergangswahrscheinlichkeiten haben:

- a) Zustand $i = 0$: der Speicher ist leer zum Zeitpunkt t_e und
- b) Zustand $i = 1$: der Speicher ist mit einer Einheit gefüllt zur Zeit t_e .

Die Übergangswahrscheinlichkeiten vom Speicherinhalt i zur Zeit t_e auf den Inhalt j zur Zeit t_{e+1} werden durch folgende Matrix ausgedrückt:

$j =$	0	1	2	3	4	5	6	..	..
$i = 0$	0,8	0,2	0	0	0	0	0	0	0
$i = 1$	0,5	0,3	0,2	0	0	0	0	0	0
$i = 2$	0	0,5	0,3	0,2	0	0	0	0	0
$i = 3$	0	0	0,5	0,3	0,2	0	0	0	0
..	..	..	..	..	..	..	..	..	..

Mit der Übergangsmatrix wird der Prozeßverlauf schrittweise für $n = 1, 2, \dots, k$ Übergänge berechnet. Nach jedem Übergang wird die Wahrscheinlichkeitsfunktion bestimmt, bis eine stationäre Grenzverteilung erreicht ist.

1 Übergang: $p_{ij}(t_e, t_{e+1})$

$$p_{10}(t_e, t_{e+1}) = 0,5; \quad p_{11}(t_e, t_{e+1}) = 0,3; \quad p_{12}(t_e, t_{e+1}) = 0,2$$

$$\text{Kontrolle: } \sum p_{ij}(t_e, t_{e+1}) = 0,5 + 0,3 + 0,2 = 1.$$

2 Übergänge: $p_{ij}(t_e, t_{e+2})$

$$p_{10}(t_e, t_{e+2}) = p_{10}(t_e, t_{e+1})p_{00}(t_{e+1}, t_{e+2}) + p_{11}(t_e, t_{e+1})p_{10}(t_{e+1}, t_{e+2}) =$$

$$0,5 \cdot 0,8 + 0,3 \cdot 0,5 = 0,55;$$

$$p_{11}(t_e, t_{e+2}) = p_{10}(t_e, t_{e+1})p_{01}(t_{e+1}, t_{e+2}) + p_{11}(t_e, t_{e+1})p_{11}(t_{e+1}, t_{e+2}) +$$

$$p_{12}(t_e, t_{e+1})p_{21}(t_{e+1}, t_{e+2}) = 0,5 \cdot 0,2 + 0,3 \cdot 0,3 + 0,2 \cdot 0,5 = 0,29;$$

$$p_{12}(t_e, t_{e+2}) = p_{11}(t_e, t_{e+1})p_{12}(t_{e+1}, t_{e+2}) + p_{12}(t_e, t_{e+1})p_{22}(t_{e+1}, t_{e+2}) =$$

$$0,3 \cdot 0,2 + 0,2 \cdot 0,3 = 0,12;$$

$$p_{13}(t_e, t_{e+2}) = p_{12}(t_e, t_{e+1})p_{23}(t_{e+1}, t_{e+2}) = 0,2 \cdot 0,2 = 0,04;$$

$$\text{Kontrolle: } \Sigma p_{ij}(t_e, t_{e+2}) = 0,55 + 0,29 + 0,12 + 0,04 = 1.$$

3 Übergänge: $p_{ij}(t_e, t_{e+3})$

$$p_{10}(t_e, t_{e+3}) = p_{10}(t_e, t_{e+2})p_{00}(t_{e+2}, t_{e+3}) + p_{11}(t_e, t_{e+2})p_{10}(t_{e+2}, t_{e+3}) =$$

$$0,55 \cdot 0,8 + 0,29 \cdot 0,5 = 0,585;$$

$$p_{11}(t_e, t_{e+3}) = p_{10}(t_e, t_{e+2})p_{01}(t_{e+2}, t_{e+3}) + p_{11}(t_e, t_{e+2})p_{11}(t_{e+2}, t_{e+3}) +$$

$$p_{12}(t_e, t_{e+2})p_{21}(t_{e+2}, t_{e+3}) = 0,55 \cdot 0,2 + 0,29 \cdot 0,3 + 0,12 \cdot 0,5 = 0,257;$$

$$p_{12}(t_e, t_{e+3}) = p_{11}(t_e, t_{e+2})p_{12}(t_{e+2}, t_{e+3}) + p_{12}(t_e, t_{e+2})p_{22}(t_{e+2}, t_{e+3}) +$$

$$p_{13}(t_e, t_{e+2})p_{32}(t_{e+2}, t_{e+3}) = 0,29 \cdot 0,2 + 0,12 \cdot 0,3 + 0,04 \cdot 0,5 = 0,114;$$

$$p_{13}(t_e, t_{e+3}) = p_{12}(t_e, t_{e+2})p_{23}(t_{e+2}, t_{e+3}) + p_{13}(t_e, t_{e+2})p_{33}(t_{e+2}, t_{e+3}) =$$

$$0,12 \cdot 0,2 + 0,04 \cdot 0,3 = 0,036;$$

$$p_{14}(t_e, t_{e+3}) = p_{13}(t_e, t_{e+2})p_{34}(t_{e+2}, t_{e+3}) = 0,04 \cdot 0,2 = 0,008.$$

Die Einzelwahrscheinlichkeiten für die Zustände des Systems j nehmen nach n Übergängen folgende Werte an:

j =	0	1	2	3	4	5	6	7	Kontrolle Zeilen Σ =
n = 1	0,5	0,3	0,2						1
2	0,55	0,29	0,12	0,04					1
3	0,585	0,257	0,114	0,036	0,008				1
4	0,595	0,251	0,103	0,041	0,009	0,0016			1
5	0,601	0,245	0,102	0,0375	0,0115	0,0023	0,003		1
6	0,604	0,245	0,099	0,037	0,012	0,00285	0,00059	0,00006	1

Die stationäre Grenzverteilung wird nach $n \geq 6$ Übergängen erreicht. In 60% aller Fälle tritt der Zustand $j = 0$ auf, d.h. der Speicher ist leer. Der Zustand $j = 1$, d.h. die Speicherfüllung beträgt eine Einheit, tritt in 24,5% aller Fälle auf.

Werden monatliche Zuflüsse verwendet, erhöht sich der Rechenaufwand (Beispiele in [7.16, 7.6, 7.14]). Voraussetzung ist, dass sich die Abgabe als Funktion der Speicherfüllung darstellen lässt. Die Möglichkeit, Warteschlangen auch im Fall von autokorrelierten Zuflüssen anzuwenden, führt zu einem großen Aufwand und beschränkt das Verfahren auf Einzelspeicher in gebirgigen Einzugsgebieten [7.14]. Warteschlangen- und Simulationsmodelle wurden bei einigen Speichern parallel angewendet und führten zu dem gleichen Ergebnis. Beide Modelle stellen die Speicherwirkung in äquivalenter Form, jedoch formal unterschiedlich dar. Infolge der größeren Flexibilität werden die universell anwendbaren Simulationsmodelle meist bevorzugt [7.16].

7.2.5 Grundzüge des Betriebsplans für den Nutzraum

Ein Speicher soll so betrieben werden, dass die gewünschten Nutzungsarten verwirklicht und nach Möglichkeit maximiert werden. Über- und Leerläufe sollen vermieden werden. Bei einem Mehrzweckspeicher wird eine Zonierung des Stauraums vorgenommen in einen inaktiven, nicht nutzbaren Teil und einen aktiven, dessen einzelnen Speicherlamellen einzelnen Nutzungen zugeordnet werden können (Bild 7.2). Ein Einzweckspeicher wird daher auf einfache Art betrieben: verfügbares zulaufendes Wasser wird bis zur Vollfüllung gespeichert und rechtzeitig zur Bedarfsdeckung abgegeben, wobei ein gewisser Stauraumanteil während der Hochwassersaison freigehalten werden kann um einen sicheren Betrieb bei Hochwasser zu erhalten. Eine einfache, robuste Steuerung wird auch bei Speichern mit Ausbaugraden von $\beta > 1$ angetroffen: alle Zuflüsse, die für die Speicherung genutzt werden können, werden zurückgehalten.

Mehrere Talsperren können im Verbund betrieben werden. Bei Speichersystemen gibt es zwei grundsätzliche Konfigurationen: Speicher in paralleler Anordnung oder in Serie (=Speicherkette). Eine Speicherkette wird verwendet zur Erzeugung von Hydroenergie in einem Fluss oder zur Niedrigwasseregulation für die Schifffahrt durch Staustufen (Bild 1.9). Der Betrieb ist verhältnismäßig einheitlich und hängt von der Größe der zulässigen Stauspiegelschwankungen in den einzelnen Speichern bzw. Haltungen ab. Bei paralleler Anordnung stehen die Speicher

in Wechselwirkung, die Abgabe wirkt sich auf die Nutzung der Unterlaufstrecke stark aus und alle Speicherfüllungen sind gleichzeitig zu berücksichtigen. Bei parallelen Systemen wird oft die beste Betriebsweise erreicht, wenn der Speicher, der am weitesten bzw. am höchsten flussaufwärts liegt, als erster gefüllt wird. Wasser, das am höchsten Punkt eines Systems gespeichert wird, kann eine bessere Mehrzwecknutzung erfüllen als Wasser, das sich in einer tief gelegenen Talsperre befindet. Primäres Ziel jedes Betriebsplans ist mit der Füllung rechtzeitig zu beginnen, damit eine ausreichende Abgabe eingehalten werden kann. Talsperrensysteme werden meist auf Tagesbasis und zentral gesteuert. Bei der Bemessung der Speichergröße, insbesondere bei der Ermittlung der Regelabgaben, sollte berücksichtigt werden, dass jede Talsperre einen wasserwirtschaftlichen Wirkungsgrad besitzt, der kleiner als Eins ist [7.18]. Seine Größe hängt davon ab, ob das zu nutzende Wasser direkt aus dem Speicher dem Verbraucher zugeleitet wird oder ihm über das Gewässernetz zufließt. Wird das Wasser über Abgabe ins Unterwasser dem Verbraucher zugeführt, treten Wirkungsgrade von 0,7 bis 0,9 auf, die auch als Laufwegverluste angesehen werden können. Ihre Höhe hängt von der Länge der Flussstrecke, der Durchlässigkeit des Flussbetts, der Höhe der Abgabe und vom Betrieb der Wehre in staugeregelten Unterläufen ab. Wird von Monatsmitteln ausgegangen, ist zu beachten, dass innerhalb jeden Monats Abflussschwankungen um den Mittelwert auftreten. Die Mindestabgaben sollten daher nicht vollständig ausgeschöpft werden, um Fehlzustände innerhalb eines Monats zu vermeiden.

Die Speicherbilanzgleichung enthält zwei Variable Q_A und S , die voneinander abhängig und in gewissen Grenzen frei wählbar sind. Daraus folgen zwei unterschiedliche Betriebsarten, die entweder den Speicherinhalt oder die Abgabe als prioritär ansehen. Der Betriebsplan wird im Allgemeinen für den Zyklus des hydrologischen Jahres ausgelegt. Für den Betrieb des bewirtschaftbaren Speicherraums kann eine optimale Lösung schrittweise gefunden werden. Dabei wird von großen Zeitschritten Δt (Halbjahre) in der vereinfachten Speichergleichung ausgegangen:

$$Q_Z \Delta t - Q_A \Delta t = \Delta S \quad \text{in hm}^3 \quad \text{bzw.} \quad S_t = S_{t-1} + Q_Z \Delta t - Q_A \Delta t. \quad (7.12)$$

mit Q_Z und Q_A als effektiver Zu- bzw. Abfluss einschließlich Niederschlag minus Verdunstung auf die Speicherfläche und Sickerwasser im Zeitintervall Δt .

Nach Eingrenzung des möglichen Bereichs der Abgaben, z.B. mit der SDL, wird das Steuerungsschema anhand von Monatswerten verfeinert. Der Zeitschritt, der letztlich für den Betriebsplan maßgebend ist, richtet sich nach der Fließzeit in der unterhalb anschließenden Flussstrecke, für die der Abfluss durch die Talsperre geregelt werden soll und nach der praktischen Durchführbarkeit der Abflussregelung. Bei einzelnen Speichern reichen Zeitspannen von $\Delta t = 1$ Tag aus, bei Speichersystemen in größeren Flussgebieten wird von $\Delta t \leq 5$ bis 7 Tagen ausgegangen.

Unter Beachtung des oberen und unteren Grenzwerts für die planmäßigen Abgaben sind aus Szenarien für Abgabeschemen die optimalen Betriebspläne zu bestimmen. Jede Variante eines Schemas wird anhand der Speichergleichung und einer repräsentativen Zeitreihe auf Fehlzustände untersucht. Zwecks Minimierung der Fehlzustände wird das Schema solange variiert bis sich die gewünschte Si-

cherheit für den Speicher einstellt. Hydrologisch orientierte Bewertungsmaßstäbe für die einzelnen Varianten, wie Leer- oder Überlauf, Einhaltung der Regelabgabe, können insbesondere bei Mehrzweckspeichern benutzt werden. Kann die Abgabe als monetär bewertbare Zielgröße (Wasserpreis, Stromverkauf) ausgedrückt werden, führt bei einfachen Fällen die Anwendung des *linearen Programmierens* zu einer optimalen Lösung für die Bedarfsdeckung [7.19, 7.20].

Als einfaches Beispiel für die Anwendung des linearen Programmierens sollen die monatlichen Abgaben eines Jahres $x_i = QA_i$ so bestimmt werden, dass der Nutzen aus dem Wassererlös maximiert wird, wobei $x_i > 0$ ist. Der Nutzen pro m^3 Abgabe ist durch monatlich variable Einheitspreise c_i (Systemparameter) vorgegeben, so dass die zu maximierende, lineare Zielfunktion Z für die 12 Monate lautet:

$$Z = \max Z(x_i, c_i) = \sum_{i=1}^{12} c_i QA_i.$$

Die Nebenbedingungen, die einen konvexen Lösungsraum bei der linearen Programmierung begrenzen, sind die Einhaltung der Bilanz nach Gl.(7.12) und von Grenzabgaben bzw. -stauinhalten. Werden mit S_0 der Anfangsinhalt und $S_{\max}$ der maximale Inhalt des Nutzraums, der über das Jahr genutzt werden kann, bezeichnet, lautet die Nebenbedingung für die Abgabe des ersten Monats: $QA_1 \leq S_0 + QZ_1$, und allgemein gilt für die Einhaltung des Absenksziels im n -ten Monat:

$$\sum_{i=1}^n QA_i \leq S_0 + \sum_{i=1}^n QZ_i \quad \text{mit } i=1, \dots, 12 \quad \text{und } QA_{\min} < QA_i < QA_{\max}.$$

Der Speicherinhalt am Ende des ersten Monats beträgt $S_1 = S_0 + QZ_1 - QA_1 \leq S_{\max}$, so dass am Ende des n -ten Monats die Einhaltung für das maximale Stauziel lautet:

$$S_0 + \sum_{i=1}^n (QZ_i - QA_i) \leq S_{\max}.$$

Bei halbjährlicher Abgabe entspricht die Zielgerade, die den durch die Nebenbedingungen umschlossenen Lösungsraum in dem Punkt schneidet, der den größten Abstand zum Koordinatenursprung hat, $Z_{\max}$. Rechnerisch erfolgt die Lösung mit dem Simplexalgorithmus. Weitere Beispiele enthält [7.20, 7.50].

Bei der linearen Programmierung ist die Zunahme des Nutzens proportional zur Größe der Entscheidungsvariablen x_i , so dass die Auswahl der Variablen in den einzelnen Optimierungsschritten anhand der Rangfolge der Größen c_i vorgenommen wird. Da die einzelnen Nutzen $c_i x_i$ zum Wert der Zielfunktion addiert werden, dürfen zwischen den Entscheidungsvariablen keine Abhängigkeiten bestehen. Außerdem gehen die Parameter als konstante Größen in die Rechnung ein. Mit dem Optimierungsverfahren wird für eine vorgegebene Speichergröße eine Reihe von Abgaben berechnet, die für die vorgegebene Zuflussreihe optimal sind. Da diese von Jahr zu Jahr wechseln können, müssen Beziehungen zwischen Abgabe, Speicherinhalt und Zielgröße hergestellt werden, wenn nicht mittlere Werte genügen.

Beim *dynamischen Programmieren* bestehen prinzipiell keine Beschränkungen der Zielfunktion. Es ist eine Lösungsstrategie, bei der ein Optimierungsproblem mit vielen Entscheidungsvariablen in viele Teilprobleme mit wenigen Entschei-

dungsvariablen zerlegt wird. Dazu werden die Teilprobleme in fortlaufenden Entscheidungsstufen dargestellt. Jedes Teilproblem ist nur vom Zustand der vorhergehenden Entscheidungsstufe abhängig. Für jede Entscheidungsstufe wird die optimale Lösung bestimmt und zum globalen Optimum addiert (Bellmannsches Optimalitätskriterium).

Betrachtet man im obigen Beispiel die Wasserbilanz am Ende des Monats i , gilt: $S_{i-1} = S_i - QZ_i + QA_i$. Diese Gleichung zeigt die Verknüpfung der Zustandsvariablen des Teilproblems $i-1$ mit der Zustands- und der Entscheidungsvariablen des Teilproblems i . Damit wird erreicht, dass die Zielfunktion nur von der Entscheidungsvariablen QA_i und der Zustandsvariablen S_i abhängt, d.h. $z_i = z_i(QA_i, S_i)$. Die Berechnung fängt am Ende der Reihe der Teilprobleme an und führt rückwärts zum Anfang. Im obigen Beispiel ist die Zielfunktion der ersten Stufe $z_1 = c_1 QA_1$, und die Lösung $z_{1\max}$ wurde nach einem beliebigen Optimierungsverfahren gefunden. Für die zweite Stufe wird $z_2 = c_2 QA_2 + z_{1\max}(S_2, QA_2)$. Für das Ende erhält man: $z_{12\max} = z_{12\max}(S_{12})$. Da $S_{12} = S_0$ ist, kann die optimale Entscheidung QA_{12} und der Wert dieser Zielfunktion bestimmt werden. Anschließend erfolgt die Vorwärtsrechnung, in der nur noch Werte über optimale Entscheide interessieren. Weitere Anwendungsbeispiele in der Wasserwirtschaft sind in [7.21, 7.22, 7.50] angegeben.

Am häufigsten werden die Betriebspläne durch Simulationen ermittelt. Dabei wird das Verhalten des Speichers anhand eines vorgegebenen Steuerungsschemas untersucht, welches dann solange variiert wird, bis der gewünschte Zustand erreicht ist. Bei dem einfachsten Betriebsplan wird eine jahreszeitlich gering schwankende, annähernd konstante Abgabe zu Grunde gelegt, wie sie bei Talsperren zum ausschließlichen Zweck der Wasserversorgung angetroffen wird. Der Betriebsplan ist einfach und sieht nur im Bereich des Reservestauraums eine füllungsbedingte Drosselung des normalen Bedarfs vor (Bild 7.11). Die Wahrscheinlichkeiten der Speicherfüllungen in den einzelnen Monaten gleichen sich und werden mit einer Zeitreihensimulation gefunden. Falls ein Hochwasserschutzraum vorhanden ist, wird dieser nach gesonderten Kriterien bewirtschaftet. Der Betriebsplan wird nach dem Verfahren des Abschnitts 7.2.3 gefunden, auch wenn die Abgabe mit der Saison variiert, aber unabhängig von der Speicherfüllung ist. Die konstante Mindestabgabe erfordert erheblichen Speichernutzraum, insbesondere, wenn die Abgabe im Bereich von MQ liegt.

Bei Mehrzweckspeichern mit begrenztem Stauraum muss die Abgabe variiert werden. In wasserreichen Zeiten wird dem Überlaufen durch Erhöhung der Regelabgabe entgegengewirkt. Umgekehrt muss während langer Niedrigwasserperioden eine Herabsetzung der Mindestabgabe in Kauf genommen werden. Bei einer Mehrzwecknutzung wird die Regelabgabe von der Saison (Monat), von der aktuellen Speicherfüllung, von der Zuflusssituation, vom Abfluss im Unterlauf oder von einer Kombination dieser Größen abhängen. Da eine langfristige deterministische Vorhersage des Zuflusses meist nicht möglich ist, wird die Wahrscheinlichkeit des Zuflusses bzw. der Speicherfüllung bei der Abgaberegeln berücksichtigt (Bild 7.11).

Der Zusammenhang zwischen der Abgabe und den unabhängigen Speichervariablen wird durch den Betriebsplan für den Nutzraum ausgedrückt. Ist das Ziel,

den Wasserverbrauch, der dem Unterlauf entzogen wird, durch Zuschusswasser aus der Talsperre abzudecken, erfolgt die Abgabe des zu ersetzenden Wassers in

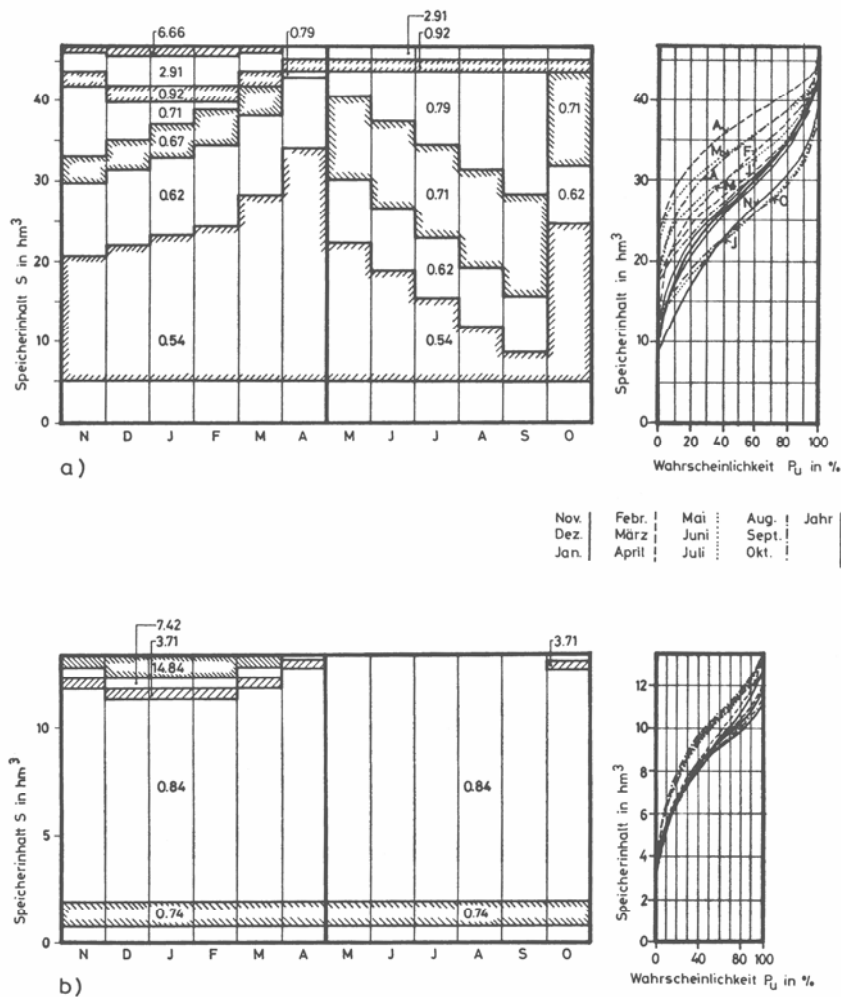


Abb. 7.11. Betriebspläne für die Regelabgabe in m^3/s von zwei Talsperren mit Jahresausgleich. **a)** Mehrzwecktalsperre ohne Trinkwasserabgabe nebst Verteilung der Speicherfüllungstände; Beispiel: Die Abgabe der Mehrzwecktalsperre beträgt im November $0,62 \text{ m}^3/\text{s}$, wenn der Stauinhalt zwischen 21 und 29 hm^3 liegt [7.17]; **b)** Trinkwassertalsperre mit vergrößertem Hochwasserschutzraum im Winter und Verteilung der Speicherfüllungstände.

den Niedrigwasserzeiten, in denen die natürliche Wasserführung unter einen Grenzabfluss sinkt, der zur Aufrechterhaltung der Mindestwassergüte, Wasserkraft oder Schifffahrt notwendig ist. Bei der Festlegung von Mindestabflüssen ist

die ökologische Durchgängigkeit (longitudinal, lateral und vertikal) für die naturraumspezifische Fließgewässerbiozönose sicherzustellen. Die Erhaltung bzw. Wiederherstellung der gewässertypischen Abflussdynamik ist anzustreben, insbesondere die Strömungsverhältnisse sohnlah und in der fließenden Welle sowie die Abfluss- und Morphodynamik. Gewässerstruktur und –gütezustand, insbesondere die besiedelbare Fläche (gewässertypisches Substrat) und das Volumen des aquatischen Lebensraums, müssen auf einer Ausleitungsstrecke an ein erreichbares Entwicklungsziel angepasst werden. Als Orientierungswerte des Mindestwasserabflusses können Abgaben von $1/3\text{MNQ} \pm 1/6\text{MNQ}$ bis $1/2\text{MNQ}$ gelten, die jedoch im Einzelfall immer im Hinblick auf die obigen Schlüsselfunktionen überprüft werden müssen und einer Nutzwertanalytischen Betrachtung zu unterziehen sind [7.50, 7.51, 7.52].

Bei Mehrzweckspeichern ergeben sich im Hinblick auf angestrebte Speicherfüllungszustände oft grundsätzliche Widersprüche, die durch Setzung von Prioritäten ausgeräumt werden müssen. Solche gegensätzlichen Bestimmungszwecke bestehen zwischen dem Hochwasserschutz, für den -in Erwartung von Hochwasser- ein möglichst leeres Becken in der Hochwassersaison vorgehalten werden soll, und der Wasserkraftnutzung, die möglichst hohe Stauziele anstrebt. Aufgaben der Wasserversorgung und des Abflausausgleichs verlangen hohe Füllungsstände beim Eintritt in das Sommerhalbjahr. Am Ende der Füllungsperiode werden diese gegensätzlichen Betriebsabsichten deutlich, zumal mit zu geringen Füllungsständen meist finanzielle Einbussen verbunden sind. Auch führen Freizeitnutzung und ökologische Aspekte zu Forderungen an noch tolerierbare Wasserspiegelschwankungen, die mit anderen Nutzern abgestimmt werden müssen.

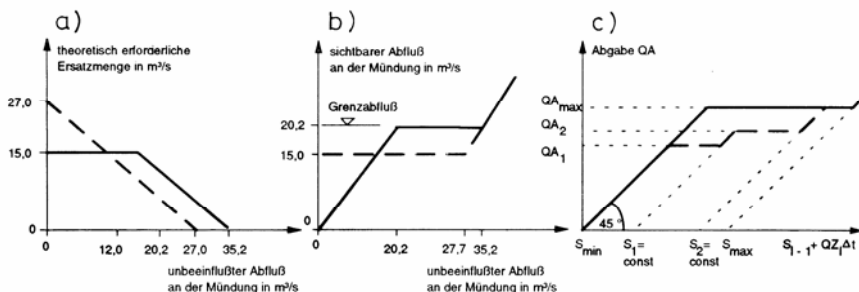


Abb. 7.12. Abgabeschema bei Unterwassersteuerung für Niedrigwasseraufhöhung und Ersatzleistung bei Wasserentzug (Bild a und b); Zeitunabhängige Abgabe als Funktion von Speicherfüllung und Zuflusssumme (sog. Standard Betriebsregel, Bild c) [7.24]

Als Beispiel für eine Steuerung nach dem Unterwasser soll für ein Flussgebiet ein Grenzabfluss von $20,2\text{ m}^3/\text{s}$ an der Mündung nicht unterschritten werden [7.23, 7.24]. Wird davon ausgegangen, dass beim Unterschreiten des Grenzabflusses der tatsächliche Abfluss, wie er sich ohne Speicher eingestellt hätte, einzuhalten und die entzogene Wassermenge voll zu ersetzen ist, erhält man eine Abgaberegulierung, die eine konstante Abgabe in Höhe des Wasserentzugs, z.B. $15\text{ m}^3/\text{s}$, solange vorsieht, bis der Grenzabfluss erreicht ist (Bild 7.12 a, b).

Beim Überschreiten des Grenzabflusses wird die Abgabe so gedrosselt, dass der Grenzabfluss eingehalten wird. Wird an der Mündung ein unbeeinflusster Abfluss, der größer ist

als die Summe aus Grenzabfluss und Entzug, überschritten, kann die Abgabe zur Entzugsdeckung entfallen. Ein anderes Steuerungsschema geht davon aus, dass eine bestimmte Mindestwasserführung, z.B. $12 \text{ m}^3/\text{s}$, nicht unterschritten werden darf. Der Wasserentzug setzt sich direkt auf die Mindestwasserführung auf. Diese Summe abzüglich der unbeeinflussten Wasserführung ergibt die Abgabe aus den Talsperren (gestrichelte Linie in Bild 7.12). Der theoretisch erforderliche Zuschuss berechnet sich aus der Differenz zwischen Mindestabfluss plus Entziehung und dem tatsächlichen Abfluss an der Flussmündung. Diese theoretische Zuschussmenge ist um den Kehrwert des Wirkungsgrads zu vergrößern. Bei einem Talsperrensystem übernimmt jede Sperre nur einen Anteil am Ersatz. Er kann z.B. prozentual dem Anteil des Nutzstauraums am gesamten Nutzraum des Systems angenommen werden. Soll z.B. eine Talsperre in einem System 15% der Entziehung von $15 \text{ m}^3/\text{s}$ abdecken bei einem Wirkungsgrad von 77 % beträgt die Sollabgabe $3,05 \text{ m}^3/\text{s}$.

Die Abgabe wird vom Zufluss abhängig gemacht, wenn Hauptziel des Betriebs die optimale Ausnutzung des Speicherraums bei gleichzeitig kleinem Speicherausbaugrad ist. Die zuflussbedingte Abgabe wird für die Bewirtschaftung der Hochwasserschutzräume nach dem zu erwartenden Zufluss oder aufgrund einer Abflussvorhersage gewählt und ist am ausgeprägtesten ausgebildet beim Betrieb von Hochwasserrückhaltebecken.

Die zeitlich unabhängige Regelabgabe ist konstant, sobald Speicher plus Zufluss ein bestimmtes Volumen überschreiten. Beim Erreichen eines maximalen Füllungsstandes entspricht die Abgabe dem Zufluss (Bild 7.12c). Die Abgabe kann auch beim Überschreiten verschiedener Füllungsstände schrittweise erhöht werden. (punktierte Linie Bild 7.12c). Diese Vorentlastung wird bei Hochwasserrückhaltebecken vorgenommen, um den Scheitel eines Hochwassers, dessen schädliche Abflussfracht dem Hochwasserrückhalteraum übersteigt, noch zu kappen.

Eine füllungsabhängige Regelabgabe kann aber auch die jahreszeitlich unterschiedliche Wahrscheinlichkeit von Zuflüssen und Speicherfüllungszuständen berücksichtigen in Form von Lamellenplänen. Die Betriebspläne von Mehrzweckspeichern mit Jahresausgleich können wie folgt skizziert werden. Die Abgabe erfolgt in Abhängigkeit von der Jahreszeit z.B. Monat, Woche und dem verfügbaren (aktuellen) Speicherinhalt. Im Hinblick auf den innerjährlichen Abflussausgleich wird die planmäßige Abgabe während der winterlichen Füllungsperiode gedrosselt und in der ab Mai einsetzenden sommerlichen Entleerungsphase erhöht, wie sie in der vereinfachten Ganglinie des Staurauminhalts zum Ausdruck kommt (Bild 7.13a). Die tatsächlichen mittleren Abgaben einer 25-Jahresreihe zeigen, dass dieses Schema einer zunehmenden Drosselung der Abgaben im Winter bzw. Erhöhung im Sommer im Einzelfall einer differenzierten Betrachtung bedarf (Bild 7.13 b).

Für die praktische Handhabung werden Betriebspläne des Nutzraums meist so dargestellt, dass in der Abszisse das Jahr, aufgeteilt in Monate oder Dekaden bzw. Pentaden, und in der Ordinate der Stauraum abgelesen werden kann. Die Abgabe ist dann als Scharparameter festgelegt in dem Feld, das Zeit und Stauraum aufspannen. Linien gleicher Abgabe stellen sich als ansteigende bzw. fallende Kurvenscharen dar. Diese Abgabelinien müssen für die Rechnung z.B. durch eine

Treppenfunktion angenähert werden. Die Schnittpunkte der Treppenkurven mit den Monatsbegrenzungen teilen den Speicherraum in Lamellen auf. Zunächst wird

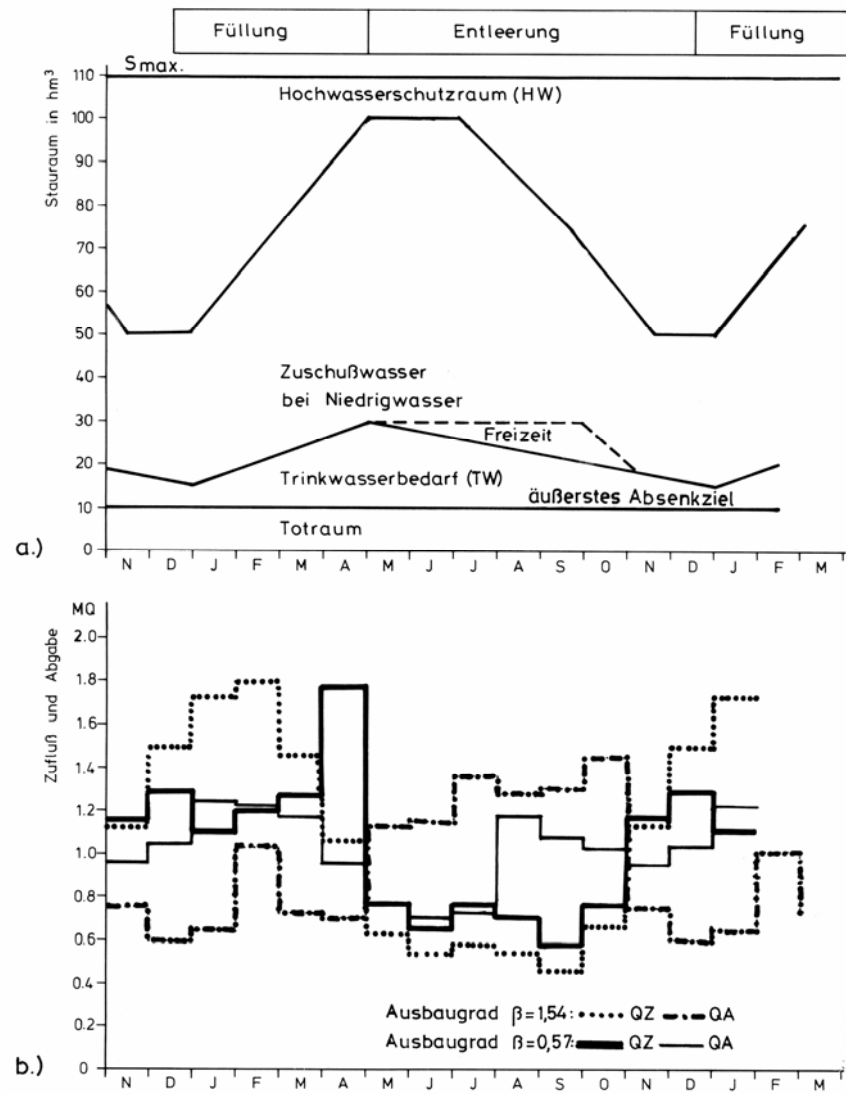


Abb. 7.13. a) Idealisierter Jahresgang des Speicherinhalts mit An- und Abstauphasen eines Mehrzweckspeichers mit Jahresausgleich; **b)** mittlere beobachtete Zufluss- und Abgabelinien von zwei Talsperren im Mittelgebirge (Jahresreihe 1941/65)

der bewirtschaftbare Speicherraum in 5 bis zu 15 Speicherlamellen pro Monat eingeteilt, denen sodann jeweils eine Regelabgabe zugeordnet wird (Bild 7.14 a, b). Über die Abgabe wird die Versagenswahrscheinlichkeit letztlich festgelegt.

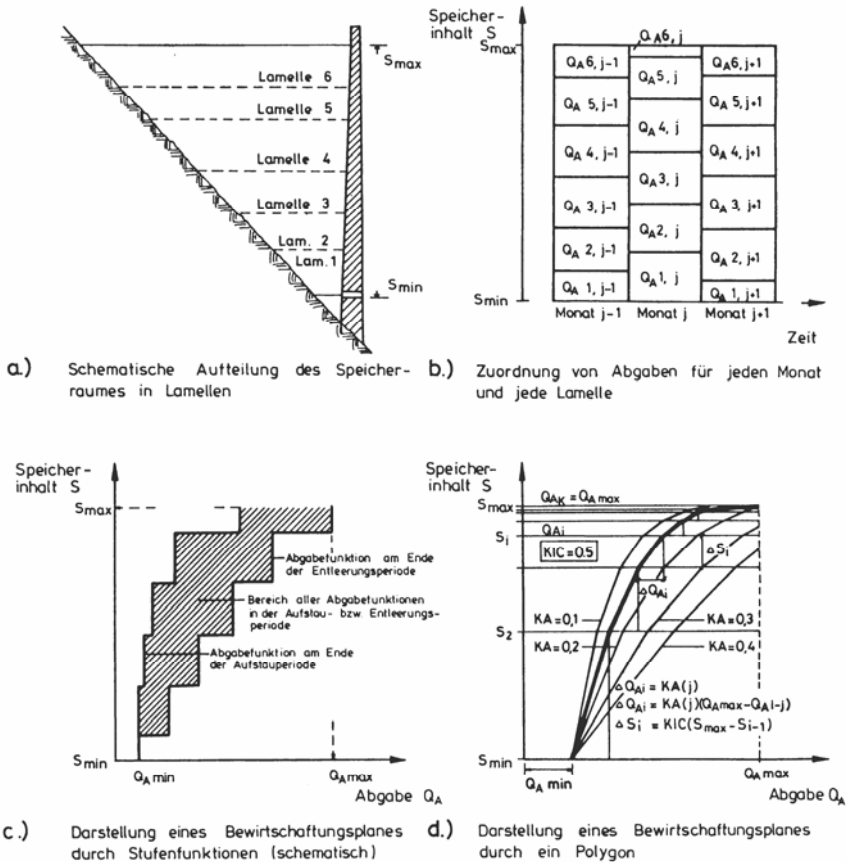


Abb. 7.14. Entwicklung eines Bewirtschaftungsplans für den Nutzraum als Speicherlamellenplan. **a)** Übertragung auf den Speicher; **b)** Schema der Regelabgabe; **c)** Stufenfunktion; **d)** Polygon mit geometrischer Teilung;

Die Regelabgabe kann zwischen den Grenzabgaben $Q_{A\min}$ und $Q_{A\max}$ schwanken, wobei die Stufenfunktion mit dem steilsten Anstieg die Abgabe am Ende der Aufstauperiode, z.B. April, darstellt. Die Grenzabgaben werden, z.B. mit der Summendifferenzenzlinie, unter Kenntnis aller Randbedingungen, d.h. für einen Wirkungsgrad von eins, ermittelt. Bei der Aufstellung von Betriebsplänen, in welche der tatsächliche Wirkungsgrad eingeht, sind daher die Grenzabgaben nicht voll anzusetzen. Den flachsten Anstieg im Regelbetriebsplan weist die Abgaberegulierung des Monats am Ende der Entleerungsperiode, z.B. Oktober, auf (Bild 7.14 c). Die Ab-

gaben der übrigen Monate liegen zwischen diesen Hüllkurven und können stark vereinfacht spiegelbildlich zu einer mittleren Kurve angeordnet werden.

Ein rechnerisches Verfahren zur Darstellung der Stufenfunktionen besteht in der Annäherung als Polygone, deren Seitenlängen im geometrischen Verhältnis geteilt werden. Durch zyklische Variation von zwei Parametern, mit denen ein geometrisches Teilungsverhältnis festgelegt wird, können beliebige Betriebspläne erzeugt werden (Bild 7.14 d) [7.9]. Die Variation eines solchen Bewirtschaftungsschemas wird durch Erzeugung einer polygonalen Form der Funktion $a=f(QA_{\min}, QA_{\max}, KA)$ durchgeführt, deren Knickpunkte durch die geometrische Teilung der Ordinatenachsen festgelegt werden. Den endgültigen Betriebsplan erhält man durch Vorgabe der gewünschten Lamellengrenzen und Bestimmung der zugehörigen Abgaben QA_i über lineare Interpolation innerhalb der polygonalen Funktion. Im Einzelnen gelten folgende Beziehungen für die Abgaben QA_i und die zugehörigen Speicherinhalte S_i :

$$QA_1 = QA_{\min} < QA_i = QA_{i-1} + KA(QA_{\max} - QA_{i-1}) < QA_k = QA_{\max} \quad (7.13)$$

$$S_1 = S_{\min} < S_i = S_{i-1} + KIC(S_{\max} - S_{i-1}) < S_K = S_{\max} \quad (7.13)$$

Rekursionsbeziehung

$KA = f(K1, K2)$;

$K1 = KA$ im Monat am Endpunkt der Füllungsperiode;

$K2 = KA$ im Monat am Endpunkt der Entleerungsperiode.

Wird mit i die Anzahl der Lamellen bezeichnet, gilt für die Abgabe im Monat j während der Füllungsperiode:

$$QA_{ij} > QA_{i,j+1} \quad \text{und} \quad QA_{ij} < QA_{i+1,j}$$

und während der Entleerungsperiode:

$$QA_{ij} < QA_{i,j+1} \quad \text{und} \quad QA_{ij} < QA_{i+1,j}$$

Werden die verfügbare Variationsbreite $QA_{\min}$ bis $QA_{\max}$ und der Nutzraum zu 100 % gesetzt, vereinfachen sich die Rekursionsformeln zu [7.9]:

$$QA_i = QA_{i-1} + KA(100 - QA_{i-1}) \quad \text{und}$$

$$S_i = S_{i-1} + KIC(100 - S_{i-1}). \quad (7.14)$$

Je größer KIC gewählt wird ($0,1 < KIC < 0,6$), desto weiter wird die feine Unterteilung des Speicherraums in den oberen Lamellenbereich verlagert. KA ist ein Maß dafür, wie schnell die Abgabe auf den Maximalwert $QA_{\max}$ ansteigt. So muss für $KA = 0,1$ in der zweiten Lamelle nur $0,1 QA_{\max}$ abgegeben werden, bei $KA = 0,5$ hingegen $0,5 QA_{\max}$. Durch zyklische Variation kann dann ein optimales Betriebsschema gefunden werden, bei welchem vorgegebene Kriterien, wie Vermeidung von Fehlzuständen und Einhaltung von Mindestwasserständen in bestimmten Monaten, eingehalten werden.

Ein Speicherlamellenplan für die Regelabgabe wird für Monate aufgestellt und für kleinere Zeitspannen durch geradlinige Interpolation erhalten, wobei zur Vermeidung von Sprüngen in der Abgabe beim Übergang von einem Zeitschritt zum nächsten ausgeglichen wird. Im Allgemeinen nimmt die Zahl der Lamellen mit klei-

ner werdendem Ausbaugrad und eingeschränkter Mehrzwecknutzung zu (Bild 7.11). Bei kleinen Ausbaugraden kann anstelle der Lamellenplandarstellung ein Schema gewählt werden, bei welchem als Ordinaten Abgabe und Speicherinhalt gewählt werden und als Kurvenparameter der Monat auftritt [7.22].

Bei Mehrzweckspeichern mit Lamellenplänen läßt sich die optimale Abgaberegeln durch Simulation der Speicherzustände bestimmen; das Versagen der planmäßigen Speicherwirkung muss nach mehreren Kriterien bewertet werden [7.9, 7.19, 7.25, 7.26]. Eine optimale Abgaberegeln ist erreicht, wenn die Fehlzustände (= Defizite) minimiert werden oder eine vorgegebene Versagenswahrscheinlichkeit eingehalten wird. Bei der Hydroenergie wird als Zielgröße die Summe der Produkte aus Abgabe und Fallhöhe maximiert, was meist mit einer Maximierung der Stauhöhe und der Einhaltung eines hohen Wasserstands identisch ist. Auf diesen Fall der Optimierung können auch monetäre Bewertungsmaßstäbe angewendet werden [7.20].

Für einen Speicher mit einem Ausgleichsgrad von $\alpha \approx 0,75$ soll ein Betriebsplan mit fünf Lamellen aufgestellt werden. Die Mindestabgabe soll rd. 80 % der theoretisch erreichbaren minimalen Abgabe ($QA_{\min} = 0,8 MQ$) betragen. Die maximale Regelabgabe darf höchstens $1,3 QA_{\max}$ betragen. Die erforderliche Speichergröße, die zugehörigen Stauziele und die Kronenhöhe sind zu bestimmen. Der Freibord ist mit 2,5 m, der Totraum mit $3,40 \text{ hm}^3$ vorgegeben. Der Anfangsinhalt soll rd. 40 % des Nutzraums betragen. Ein besonderer Hochwasserschutzraum soll nicht ausgewiesen werden. Da die Abflüsse eines Pegels im Unterlauf als Speicherzuflüsse dienen müssen, werden sie unter Berücksichtigung des vergrößerten Einzugsgebiets um den Faktor 0,75 verkleinert (Tab. 7.6). Gesucht sind die Abgaben, die in Abhängigkeit von dem Speicherinhalt durchgehend entnommen werden können.

- 1) Die Sperrstelle im A-Fluss wird rd. 0,5 km unterhalb der Einmündung des rechten Nebenvorfluters in den A-Fluss (Talsohle: NN + 605 m) festgelegt. Staufflächen- und Stauinhaltslinien werden anhand der Flächen zwischen den Höhenschichtlinien nach Gl.(7.1) bestimmt zu (Bild 7.15)

Tabelle 7.6. Monatliche Zuflüsse an der Sperrstelle in hm^3

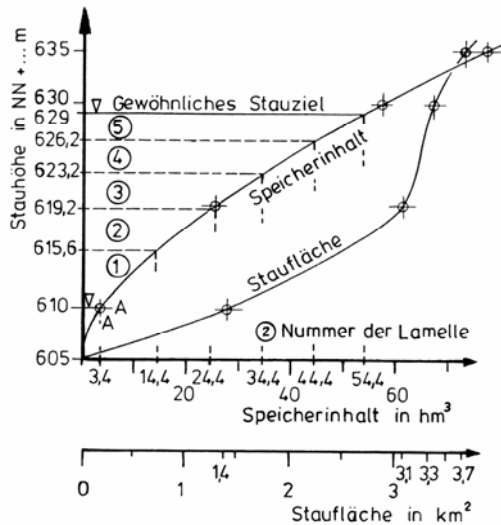
	1957	1958	1959	1960	1961	1962	1963	1964
N	6,604	7,313	6,880	2,326	6,959	8,201	5,480	7,156
D	12,379	9,876	7,984	1,932	16,026	16,322	7,649	4,928
J	10,940	17,564	10,211	5,204	11,926	11,414	4,632	4,317
F	10,881	19,712	7,747	4,160	21,486	17,051	3,923	6,367
M	19,298	14,272	6,032	4,751	12,202	11,177	9,186	4,475
A	13,601	11,650	6,407	3,134	24,443	20,895	5,519	5,756
M	7,274	15,474	3,608	3,863	24,246	9,620	4,514	5,993
J	6,032	19,712	2,996	3,312	18,214	7,097	3,608	4,455
J	5,756	20,107	3,095	2,287	8,969	9,777	2,661	3,962
A	6,604	8,555	3,746	2,799	8,634	7,628	4,179	4,869
S	8,713	6,623	2,602	2,799	8,378	6,821	4,139	4,238
O	7,806	7,175	2,149	6,328	6,407	5,480	4,298	4,475
Σ	115,888	158,033	63,457	42,895	167,890	131,483	59,788	60,991

a) Lageplan



Sperrstelle
Sohle über NN+605m

b) Speicherkennlinien

**Abb. 7.15.** Lageplan des Staubeckens und Speicherkennlinien

- 2) Ermittlung der Summendifferenzenlinie der Zuflüsse und der Grenzabgaben (Bild 7.16): Die Lösung soll halbgraphisch erfolgen. Die Zuflusssumme 1957/64 beträgt $800,425 \text{ hm}^3$, der mittlere Zufluss $MQ = 3,17 \text{ m}^3/\text{s} = 8,338 \text{ hm}^3/\text{Monat}$ (Tab. 7.6). Die Werte der SDL sind in Tab. 7.7 aufgelistet.

- 3) Bestimmung des Nutzraums: Die erforderliche Speichergröße für den gegebenen Ausgleichsgrad wird mit der Speicherwirkungslinie bestimmt. Die Speicherwirkungslinie wird punktwise konstruiert. Für einige Ausbaugrade β sind die Speichergröße S in hm^3 , die Ausgleichsgrade, die Dauern der Mindestabgaben $QA_{\min}$ in Monaten, die Werte der Summendifferenzlinie am Anfang und Ende der kritischen Zeitspanne in hm^3 und die mittleren und minimalen Abgaben QA in hm^3/Monat während dieser Zeitspanne zusammengestellt.

Die minimale Abgabe $QA_{\min}$ wird erhalten, indem für die Zeitspanne der Mindestabgabe (Sp.4) die Zuflusssumme aus Sp.5–Sp.6 = Sp.8 gebildet wird. Von diesem Wert wird der mittlere Zufluss während dieser Zeitspanne (Sp.9 = MQ Dauer nach Sp.4) subtrahiert. Die Differenz ist die minimale Abgabe $QA_{\min}$ (Sp.10) über die Dauer nach Sp.4. Den Ausgleichsgrad berechnet man zu $\alpha = QA_{\min}/MQ$ bzw. Sp.9/Sp.8.

Für $\alpha = 0,75$ wird $\beta = 0,51$ und $S_{\text{erf}} = 0,51 \cdot 12 \cdot 8,338 = 51,0 \text{ hm}^3$. Für den Totraum: $S_{\text{Tot}} = 3,40 \text{ hm}^3$ liegt das Stauziel auf NN+610,0 m. Die Speichergröße einschließlich Totraum: $3,40 + 51,00 = 54,40 \text{ hm}^3$ führt zu einem gewöhnlichen Stauziel von NN 629,0 m. Zusätzlich des Freibords von 2,50 m liegt die Krone auf NN+631,50 m. Nach dem SDL-Verfahren erhält man für einen Nutzraum von $51,0 \text{ hm}^3$ als durchgehende Entnahme $2,38 \text{ m}^3/\text{s}$ ($= 6,24 \text{ hm}^3/\text{Monat} = 75,04 \text{ hm}^3/\text{a}$) oder 75 % des mittleren jährlichen Zuflusses. Die Maximalabgabe beträgt $4,37 \text{ m}^3/\text{s} = 11,49 \text{ hm}^3/\text{Monat}$ (Bild 7.16).

Tabelle 7.7. Summendifferenzenlinie: $\left(\sum_{i=1}^j QZ_i - jMQ \right)$ der Zuflüsse an der Sperrstelle

	1957	1958	1959	1960	1961	1962	1963	1964
N	-1,734	14,810	72,357	31,207	-21,318	47,761	76,469	37,880
D	2,307	16,348	72,003	24,801	-13,630	55,745	75,781	34,471
J	4,910	25,575	73,876	21,667	-10,042	58,821	72,075	30,450
F	7,453	36,949	73,286	17,490	3,106	67,534	67,660	28,479
M	18,413	42,883	70,980	13,903	6,971	70,374	68,508	24,616
A	23,676	46,195	69,049	8,699	23,076	82,931	65,690	22,035
M	22,613	53,332	64,319	4,224	38,984	84,213	61,866	19,690
J	20,307	64,706	58,978	-0,801	48,860	82,972	57,136	15,807
J	17,725	76,475	53,735	-6,852	49,492	84,412	51,459	11,431
A	15,991	76,692	49,143	-12,391	49,788	83,702	47,301	7,963
S	16,367	74,978	43,407	-17,930	49,828	82,185	43,102	3,863
O	15,835	73,815	37,219	-19,939	47,897	79,327	39,062	0,000

4) Bewirtschaftungsplan: Für den Bewirtschaftungsplan werden vier Speicherlamellen zu 10 hm³ und die unterste Lamelle zu 11 hm³ gewählt. Für die oberste bzw. unterste Lamelle werden die Abgaben $QA'_{\max} = 1,30 \cdot 4,37 = 5,68 \text{ m}^3/\text{s} = 14,93 \text{ hm}^3/\text{Monat}$ bzw. $QA'_{\min} = 0,80 \cdot 2,38 = 1,90 \text{ m}^3/\text{s} = 5,00 \text{ hm}^3/\text{Monat}$ vorgesehen (Bild 7.16).

β	S	Dauer der Mindestabgabe $QA_{\min}$	SDL-Werte in hm ³				MQ(4)		QA(4)	QA _{min}	α
–	hm ³	Zeitspanne	Mon.	Anf.	Ende	Diff.	hm ³	hm ³	hm ³ /m	–	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	
0,26	25,5	4/59 - 9 / 60	17	69,50	8,20	61,30	141,74	80,44	4,73	0,57	
0,57	57,4	3/59 - 11/60	20	71,34	36,73	34,61	166,76	132,15	6,61	0,79	
0,59	94,6	8/58 - 11/60	27	77,01	73,93	3,08	225,12	222,04	8,22	0,99	
1,06	106		Vollausgleich						1,00		
0,51	50,9	3/59 - 9/60	18	71,47	33,70	37,77	150,08	112,31	6,24	0,75	
		Dauer der Maximalabgabe $QA_{\max}$							$QA_{\max}$		
		11/60 - 4/62	17	33,70	87,28	-53,58	141,74	195,32	11,49	1,38	

Tabelle 7.8. Beispiele eines füllungsabhängigen und eines füllungs- und saisonabhängigen Lamellenplans

Lamelle	untere	füllungsabhängiger Lamellenplan		füllungs- u. saisonabhängiger	
	Grenze in hm ³	$QA'_{\min}$ in hm ³ /Monat	Regelabgabe in hm ³ /s	Regelabgabe QA' in m ³ /s	
				Winterhalbjahr	Sommerhalbjahr
5	44,40	14,93	5,68	4,97	5,68
4	34,40	7,83	2,98	4,97	5,68
3	24,40	6,25	2,37	2,97	2,11
2	14,40	5,31	2,02	1,90	1,90
1	3,40	5,31	1,90	1,90	1,90

Die übrigen Lamellenabgaben werden so gewählt, dass die gewünschte Mindestabgabe von 1,90 m³/s durchgehend eingehalten werden kann. Für die zweite Lamelle wird eine etwas größere Abgabe von 2,02 m³/s angenommen. Der dritten Speicherlamelle wird

die Abgabe von $QA_{\min} = 2,38 \text{ m}^3/\text{s}$ zugeordnet (s.o.). In der vierten Lamelle wird die Regelabgabe erhöht auf $2,98 \text{ m}^3/\text{s}$. Beim Erreichen der fünften Lamelle wird die Speicherabgabe auf die Höchstabgabe von $5,68 \text{ m}^3/\text{s}$ erhöht (Vorentlastung) (Tab. 7.8).

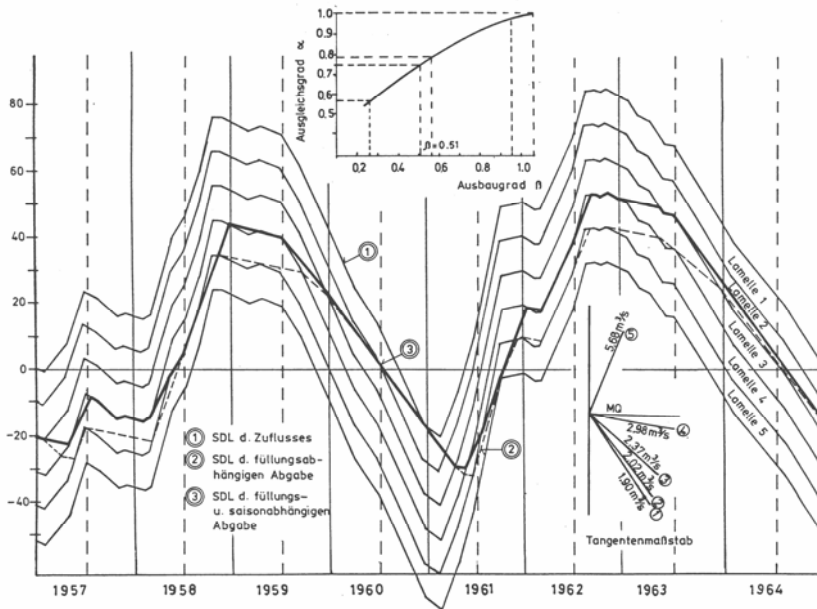


Abb. 7.16. Speicherwirkungslinie und Summendifferenzenzlinie des Lamellenplans und der Regelabgaben

Innerhalb des Untersuchungszeitraums erfolgt Ende 1960 ein Leerlauf bei Einhaltung der Mindestabgabe. Im Sommer 1961 erfolgt ein Überlauf mit erhöhten Abgaben über 3 Monate (gestrichelte Abgabe in Bild 7.16).

Der Betrieb kann durch halbjährlich veränderte Lamellenabgaben verbessert werden. Ab der dritten Lamelle wird die Abgabe im Sommerhalbjahr auf $2,11 \text{ m}^3/\text{s}$, im Winterhalbjahr auf $2,97 \text{ m}^3/\text{s}$ vergrößert. Den oberen beiden Speicherlamellen wird eine erhöhte Abgabe von $4,97 \text{ m}^3/\text{s}$ bzw. die Höchstabgabe von $5,68 \text{ m}^3/\text{s}$ zugeordnet. Mit dem saisonabhängigen Betriebsplan wird der Nutzraum einmal völlig geleert bzw. gefüllt (Bild 7.16).

7.3 Bemessung und Betrieb von Hochwasserrückhalte-räumen

7.3.1 Bemessungsgrundlagen für den Hochwasserrückhalteraum

Hochwasserrückhaltebecken sollen in erster Linie den Schutz von Siedlungsgebieten besorgen. Das Bemessungshochwasser soll schadlos für den Unterlieger im gewöhnlichen Hochwasserrückhalteraum aufgenommen werden können. Geringe-

res Schutzbedürfnis liegt vor, wenn im Unterlauf keine größeren Siedlungen betroffen sind und andere Gründe der Anlage eines Beckens nicht entgegenstehen. Die Bemessung des Hochwasserschutzraums bei Hochwasserrückhaltebecken richtet sich nach Abflussfüllen von Hochwasserwellen vorgegebener Wiederholungszeitspannen T_n (Tab.7.9). Die Wiederholungszeitspanne des Ereignisses für den Schutzraum wird kleiner angesetzt als für die Hochwasserentlastung. Es wird entweder von der Häufigkeit des Scheitelabflusses für eine charakteristische Wellenform ausgegangen, deren Fülle mit einer Hüllkurve o.ä. gefunden wird (Bild 3.6), oder es wird die Häufigkeit von n -tägigen Abflusssummen idealer Welle ermittelt. Wellenmerkmale gleicher Wahrscheinlichkeit können auch zu synthetischen Wellen zusammengesetzt werden. Die Größe des erforderlichen Stauraums hängt von der Regelabgabe ab, da die Abflussfülle mit kleiner werdendem Schwellenwert stark zunimmt. Durch eine geringere Regelabgabe werden im Un-

Tabelle 7.9. Wiederholungszeitspannen T_n des Bemessungshochwassers für einzelne Bauwerksteile von Hochwasserrückhaltebecken nach DIN 19700 und [7.1]

lfd. Nr.	Bauwerksteil	T_n in Jahren
1.	Totraum, Dauerstauraum; Dauerstau Mindestwassertiefe 2 m Aufnahme der Sedimentfracht von < 30 Jahren	
2.	Gewöhnlicher Hochwasserrückhalteraum	
2.1	bei zu schützenden Kerngebieten, Industrieanlagen und anderer hochwertiger Bebauung	100
2.2	bei zu schützenden bebauten Gebieten und überörtlichen Verkehrs- anlagen	50...100
2.3	bei unterhalb gelegenen Einzelbauten und nicht dauernd bewohnten Siedlungen, Campingplätzen usw.	25... 50
2.4	bei unterhalb gelegenen landwirtschaftlichen Intensivkulturen	10... 25
2.5	bei unterhalb gelegenen Ackerflächen	5... 10
3.	Hochwasserentlastung	
3.1	Mittlere und kleine Becken mit Höhen $4 \leq H \leq 15$ m und Gesamtstau- raum $0,05 \leq S \leq 1,0 \text{ hm}^3$ für den Lastfall BHQ1 ¹⁾	500
	Lastfall BHQ2	5000
3.2	Große Becken mit Höhen <15 m und Stauraum > 1,0 hm^3 für BHQ1	1000
	für BHQ2	10000

¹⁾ BHQ1: Bemessungsfall für die Hochwasserentlastung, BHQ2: Nachweis für die Stauanlagenstandsicherheit bei Extremhochwasser nach DIN19700

terlauf Abflussreserven zur Aufnahme von unbeeinflussten Hochwasserwellen heraufgesetzt. Damit wird die Einstaufrequenz im Becken erhöht und die Wahrscheinlichkeit der Teilfüllung beim Eintreten des Bemessungsereignisses heraufgesetzt. Der Grundablass von Hochwasserrückhaltebecken wird entsprechend der Unterwasserabgabe bemessen; außerdem muss während der Bauzeit Hochwasser mit Wiederholungszeitspannen $2a < T_n < 10a$ abgeführt werden können. Neben einzelnen Hochwasserwellen müssen auch mehrere kleinere aufeinander folgende

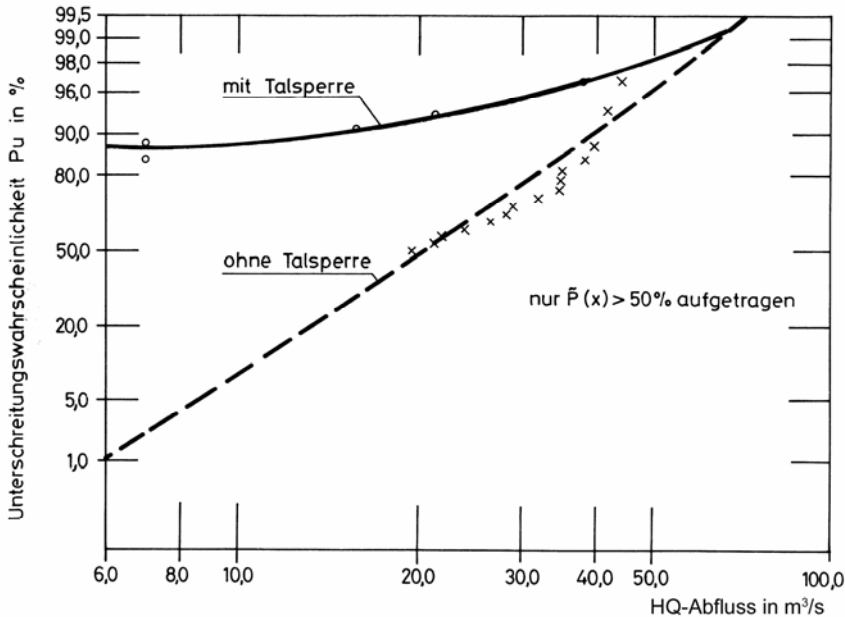


Abb. 7.17. Verringerung der Hochwasserwahrscheinlichkeit in einem Fluss durch den Rückhalt im Hochwasserschutzraum einer oberhalb gelegenen Talsperre

Hochwasserwellen bei der Stauraumbemessung beachtet werden, wenn sie den Entleerungsvorgang stark verzögern. Die Funktionsnachweise für den Hochwasserrückhalteraum erfolgen anhand der Speichergleichung, wobei das Zeitintervall Δt in der Regel in Stunden oder Minuten gewählt wird (s. Abschnitt 6.3.3). Infolge des kurzfristigen Einstaus bleiben Niederschlag und Verdunstung in Gl. (7.3) meist unberücksichtigt. Die Verformung der Hochwasserwelle durch die Rückhaltung und die Hochwasserentwicklung der Zuflüsse im Unterlauf sind bei der Bemessung und der Bewirtschaftung zu berücksichtigen. Zur Beurteilung der Abgaberegel werden häufig Niederschlag-Abfluss Modelle verwendet.

Die Bemessung ist auf einen Planungszustand ausgerichtet, wohingegen mit dem Betriebsplan das wasserwirtschaftliche Ziel in die Praxis umgesetzt wird. Die aufgrund der Bemessung ermittelten Stauräume sind Bruttostauräume, die um den wasserwirtschaftlichen Wirkungsgrad verkleinert in Ansatz zu bringen sind, wenn die Anlage im praktischen Betrieb bewertet werden soll. Die Größe des Abzugs, die mit den Abschlägen beim Nutzraum vergleichbar ist, hängt von der Genauigkeit der Vorhersage des Zuflusses und der geplanten Reichweite der Anlage flussabwärts ab. Daneben wird bei Hochwasserrückhaltebecken noch die Wirksamkeit definiert [7.27, 7.28]. Die Wirksamkeit wird durch Vergleich der Abflusszustände, insbesondere der Scheitelabflüsse, ohne und mit Rückhaltung an ausgewählten Gewässerstrecken ermittelt (vgl. Bild 1.5). Die Auswirkung des Hochwasserrückhalts kann auch durch die Abminderung der Scheitelabflüsse bezüglich ihrer Ein-

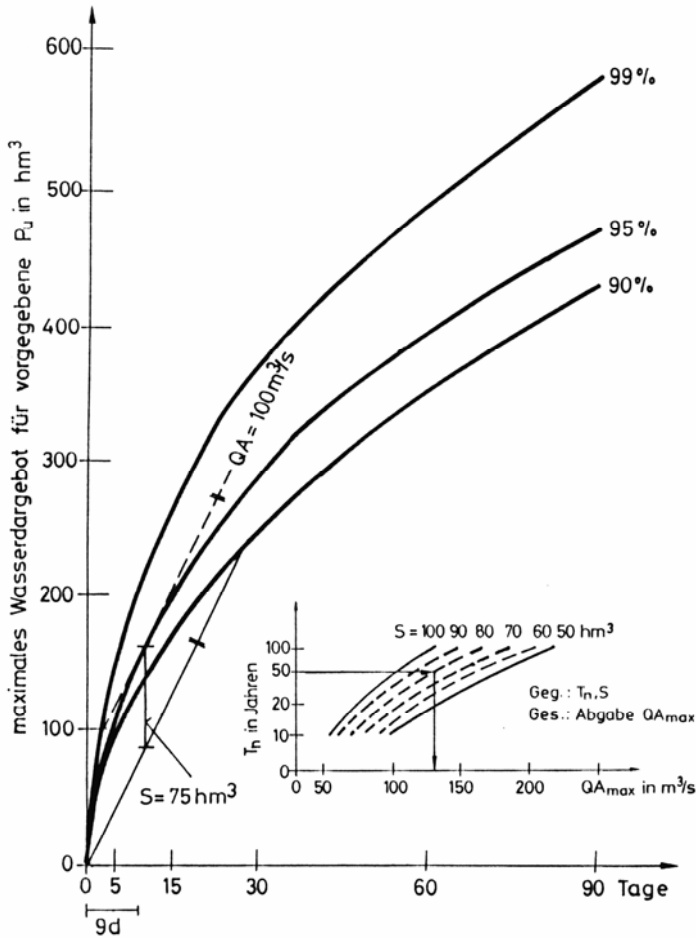


Abb. 7.18. Summenlinie von maximalen Zuflüssen vorgegebener Wiederholungszeitspannen, Ermittlung der Größe des Hochwasserrückhalterums bei vorgegebenen QA_{max} bzw. Bestimmung der Abgabe bei vorgegebenem Speichereinhalt und T_n für den Pegel Schmittlotheim/Eder

trittswahrscheinlichkeit dargestellt werden (Bild 7.17). Bei einer Reihe von Hochwasserrückhaltebecken wird der Hochwasserschutzraum an die jahreszeitlich unterschiedliche Hochwassergefahr oder an die Nebennutzungen angepasst, z.B. durch Herabsetzen des Dauerstauziels im Winter oder durch Befristung des Sommereinstaus bei Grünlandbecken auf 14 Tage.

Die Bemessungsgrundlagen für den Hochwasserschutzraum von Talsperren gleichen grundsätzlich denen der Hochwasserrückhaltebecken. Im Regelbetriebsplan werden in den Wintermonaten, insbesondere zur Zeit der Schneeschmelze, größere Speicherlamellen freigehalten. Die Hochwasserschutzraumlamellen wer-

den im Sommer mit Rücksicht auf die jährliche Entleerungsphase des Speichers kleiner gehalten (Bild 7.11, 7.13). Bei Talsperren werden für ausgewählte Wiederholungszeitspannen nicht nur einzelne Hochwasserwellen sondern auch maximale Zuflusssummen über mehrere Tage bzw. Monate untersucht (Bild 7.18). Diese Diagramme können auch benutzt werden, um für einen aktuellen Speicherraum die Abgabe bei einem n-jährlichen Zufluss zu steuern.

7.3.2 Betriebspläne für Hochwasserrückhaltebecken

Im Rahmen des Hochwasserschutzes kommt der Rückhaltung eine besondere Bedeutung zu. Neben der Erstellung von Hochwasserrisikokarten für ein Flussgebiet sind Pläne für das Hochwasserisikomanagement in gefährdeten Flussabschnitten zu erstellen. Das Management umfasst die drei Schritte Vermeidung, Schutz, Bereitschaft sowie Notfallmaßnahmen und Sanierung. Das Hochwasserisiko ist die Wahrscheinlichkeit eines Hochwasserereignisses verbunden mit dem geschätzten Schaden. Die Bewertung der Wahrscheinlichkeit künftiger Hochwasser soll die Auswirkung von Trends im Klimawandel und Flächennutzung einbeziehen [7.61, 7.62]. Der Betriebsplan ist also Teil des Managements.

Der Betrieb der Hochwasserschutzräume, insbesondere von Hochwasserrückhaltebecken als häufig anzutreffende Regelemente, setzt bereits bei Inbetriebnahme eine brauchbare *Vorhersage* des Hochwasserabflusses voraus, da infolge der relativ geringen Einstaufrequenz Betriebserfahrungen in der Regel nicht abgewartet werden dürfen. Dazu müssen sämtliche für die Steuerung notwendigen Informationen über Zuflüsse, Beckenfüllung und Abflusszustand im Unterlauf gesammelt, an eine Zentrale übertragen und in die Steuerung umgesetzt werden. Bei bedeutenden Becken ist der gesteuerte Rückhalt aufgrund einer aktuellen Vorhersage der Regelfall. [7.61, 7.62]. Ein umfassendes Vorhersagesystem besteht aus drei Komponenten: den Echtzeitdaten aus der Fernübertragung, der numerischen meteorologischen Vorhersage des Niederschlages, der mit atmosphärischen Zirkulationsmodellen berechnet wird, sowie einem Flussgebietsmodell, das zur Echtzeitvorhersage des Abflusses geeignet ist. Bei kleinen Einzugsgebieten wird infolge der kurzen Anlaufzeiten dazu übergegangen, den Betrieb möglichst einfach und automatisch zu regeln [7.29].

Dezentrale Maßnahmen zur Hochwasserminderung umfassen die natürliche Wasserrückhaltung auf der Fläche (Entsiegelungsmaßnahmen, konservierende Bodenbearbeitung) und entlang der Gewässer (Deichrückbau) sowie den Rückhalt durch sehr kleine künstliche Rückhalteräume (Muldenspeicher, Feldabflussspeicher). Ihre Wirkung ist am größten bei häufiger zu erwartenden Hochwasser, aber lokal begrenzt, und ihre entlastende Wirkung wird im Wasserwirtschaftsplan berücksichtigt (7.63).

Beim Betrieb der Hochwasserrückhaltebecken sind im Prinzip drei Lastfälle zu unterscheiden. Dabei ist entscheidend, ob das Verhältnis von Hochwasserschutzraum zu Hochwasserabflussfülle größer oder kleiner eins ist. Bei einer Vielzahl von kleineren Hochwasserereignissen ist der Rückhalteraum größer als die zurück-

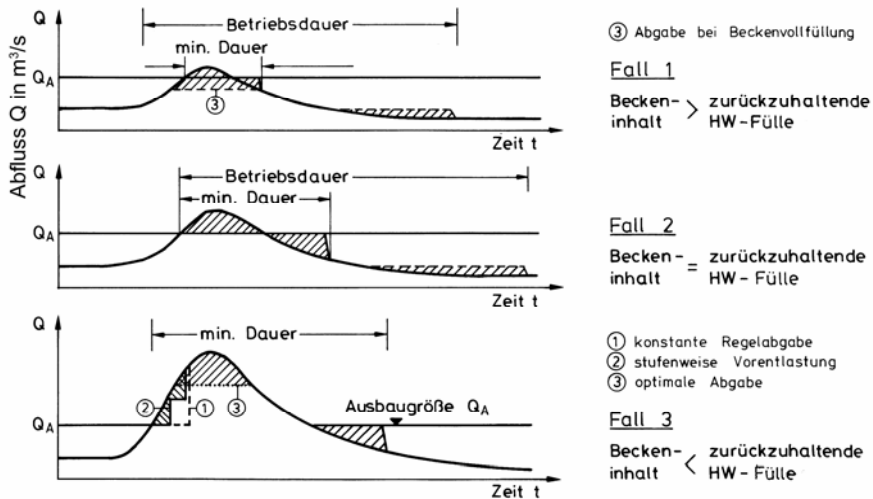


Abb. 7.19. Betriebsmöglichkeiten von Hochwasserrückhaltebecken (Prinzipiskizze)

zuhaltende Hochwasserfracht (Bild 7.19, Fall 1). Wird dies durch eine Zuflussvorhersage rechtzeitig erkannt, kann die zulässige Abgabe aus dem Becken untersteuert und die Wirksamkeit des Hochwasserrückhaltebeckens flussabwärts vergrößert werden. Durch die Untersteuerung wird eine entlastende Wirkung für den Unterlauf geschaffen, so dass für die unkontrollierten Abflüsse der Seitenvorfluter im Unterwasserprofil Abflussreserven bereitgestellt werden. Dabei ist sicherzustellen, dass das Becken nicht durch eine nachlaufende Hochwasserwelle während seiner Entleerungsphase nochmals in Anspruch genommen wird. Die Beckenentleerung kann nach Unterschreiten der zulässigen Abgabe oder später nach Abklingen der Hochwassersituation im gesamten Flussgebiet vorgenommen werden, falls kein erneuter kritischer Einstau in der Zwischenzeit befürchtet werden muss.

Beim Fall 2 ist die zurückzuhaltende Hochwasserfülle unter Einrechnung des Wirkungsgrads der Steuerung gleich dem verfügbaren Rückhalteraum. Dieses verhältnismäßig seltene Ereignis ist gleichzeitig der Bemessungsfall für die Rückhaltung. Bei sofortiger Entleerung des Hochwasserrückhalterums nach Vollstau wird der Größtwert für die minimale Betriebsdauer erhalten. Bei dem Lastfall muss gewährleistet sein, dass die Betriebsablässe die Regelabgabe ohne vorzeitigen Einstau in den Rückhalteraum abführen.

Der begrenzt verfügbare Rückhalteraum ist kleiner als die zurückzuhaltende Hochwasserfülle (Bild 7.19, Fall 3). Dieser Fall kann auch eintreten bei mehreren aufeinander folgenden Hochwasserwellen, die eine zwischenzeitliche schadhafte Beckenentleerung nicht gestatten, oder als Zwischenphase beim stufenweisen Ausbau von Hochwasserschutzmaßnahmen. Für die Hochwasserschutzwirkung im Fall 3 ist die Güte der Hochwasservorhersage ausschlaggebend. Bei vollständiger Kenntnis des gesamten Hochwasserablaufs wird das Becken optimal eingesetzt, wenn die Abgabe theoretisch nur um den Betrag, der dem überschüssigen Hoch-

wasser entspricht, erhöht wird (Bild 7.19, Linie 3). Die Minimierung der Abgaben kann als lineares Optimierungsproblem dargestellt werden, wenn eine exakte Vorhersage des Zuflusses vorliegt [7.30, 7.31]. Praktisch muss häufig durch eine Vorentlastung, die schrittweise der Zuflussentwicklung angepasst wird und dabei noch für den Unterlauf erträglich ist, für den Hochwasserscheitel der größte Teil des Rückhalteriums freigehalten werden (Bild 7.19, Linie 1). Bei der Vorentlastung ist es zwingend, dass die Betriebsablässe bis zur maximal gesteuerten Abgabe nahezu rückstaufrei arbeiten. Wird dagegen eine konstante zulässige Abgabe solange eingehalten, bis der Schutzraum gefüllt ist, ist die Rückhaltewirkung oft in Frage gestellt (Bild 7.19, Linie 1). Die Abgabe beim Fall 3 erfolgt so schnell wie möglich.

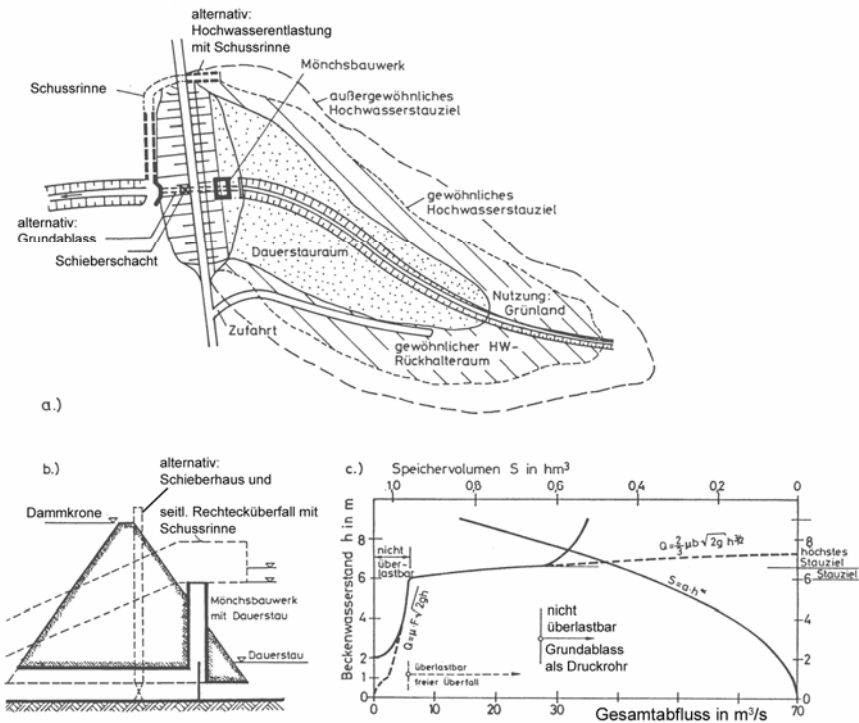


Abb. 7.20. a) Lageplan eines ungesteuerten Hochwasserrückhaltebeckens, b) Schnitt durch das Abschlussbauwerk als Mönchsbauwerk mit Dauerstau bzw. als offener Grundablass mit seitlicher Hochwasserentlastung nebst c) zugehöriger Kennlinie für den Beckenstauraum und die Abgabe

Bemessung und Betrieb von Rückhaltebecken stehen in Wechselwirkung und führen zu unterschiedlichen Steuerungen. Für Hochwasserrückhaltebecken in kleinen Wasserläufen können bei kleinem Talgefälle oder infolge von Besiedlung der Talflächen in vielen Fällen nur geringe Stauhöhen bzw. beschränkte Beckeninhalte verwirklicht werden. Oft lässt sich der erforderliche Hochwasserrückhalteraum nicht in einem Becken allein unterbringen sondern muss auf mehrere Rück-

haltebecken im Einzugsgebiet verteilt werden. Die notwendigen Informationen für hydrologische Vorhersagen fehlen häufig. Im Hinblick auf die kurzen Anlaufzeiten und aus wirtschaftlichen Gründen werden einfache Betriebsarten angestrebt. Anstelle eines voll gesteuerten Beckenabflusses mit größtmöglicher Ausnutzung des Beckeninhalts muss eine annähernd konstante Abgabe, die mit der Ausbaugröße oder Engpassleistung des Unterlaufs abgestimmt ist, während des Beckeneinstaus eingehalten werden (Bild 7.20).

Da die Wirkung von Hochwasserrückhaltebecken von vielen Faktoren abhängt, wird sie mit Hilfe von Flussgebietsmodellen abgeschätzt. Generelle Hinweise zur Wirkung von Becken können nur mit starken Einschränkungen gegeben werden. Zum Beispiel ist die örtliche Wirkung eines Beckens im Mittelgebirgsraum am größten bei einer konstanten Regelabgabe, die so gewählt ist, dass das Bemessungshochwasser den beherrschbaren Hochwasserschutzraum völlig füllt. Die überörtliche Wirkung führt zu einer vergleichsweise starken Verringerung der Scheitelabminderung. Allgemein nimmt die überörtliche Wirkung eines Rückhaltebeckens nach flussabwärts mit zunehmender Einzugsgebietsgröße A_{E_0} ab. Bei gleichmäßiger Überregnung bewirkt eine Verdopplung von A_{E_0} im Mittel etwa eine Halbierung der relativen Scheitelabminderung $\Delta H/HQ$, wenn ΔH die Scheitelabminderung und HQ den unbeeinflussten Scheitelabfluss darstellt [6.87]. Die Wirkung eines Rückhaltebeckens im Hauptgerinne ist größer als die Summe von Becken gleichen großen Inhalts in den Nebengewässern. Bei Becken an vielen kleineren Gewässern kann ein doppelt so großes Gesamtvolumen erforderlich werden, um die gleiche Wirkung zu erreichen wie mit einem zentralen Becken im Hauptgewässer.

Aufgrund der Eigenart der Becken lassen sich für die Sperrbauwerke keine schematischen Lösungen angeben. Die hydraulisch wichtigste Forderung an das Auslaufbauwerk geht dann dahin, die Abgabe während des Beckenbetriebs konstant und möglichst sofort in der vollen Höhe der Ausbaugröße zu halten. Die Abgabe soll nicht oder nur unwesentlich vom Wasserstand h im Becken abhängen, da bei offenem Grundablass der Abfluss mit $QA = f(2gh)^{1/2}$ zunimmt. Die zulässige Abgabemenge darf erst dann überschritten werden, wenn bei voll gefülltem Becken die Hochwasserentlastung anspringt. Becken, deren Abgaben mit der Quadratwurzel aus dem Beckenwasserstand ansteigen, erfordern erheblich mehr Stauraum als Anlagen mit konstanter Abgabe, wenn als Vergleichsgröße die maximale zulässige Abgabe betrachtet wird. Geringere Abflüsse als die Ausbaugröße sollen möglichst ohne größeren Rückstau abgeleitet werden. Um aufgrund von Betriebserfahrungen die Steuerung nachträglich verfeinern zu können, ist eine nachträgliche Regulierungsmöglichkeit vorzusehen. Häufig muss das Auslaufbauwerk daneben noch einen Dauerstau von bestimmter Mindestwassertiefe halten, um kleine, häufige Hochwasser mit geringen Spiegelschwankungen aufzufangen (Bild 7.20).

Um eine große Betriebssicherheit zu gewährleisten, werden gegen Betriebsstörungen unempfindliche, konstruktiv einfach ausgebildete Auslaufbauwerke ohne bewegliche Verschlüsse bei kleinen Becken bevorzugt. Die Auslaufbauwerke ohne bewegliche Verschlüsse weisen Grundablässe mit unverbaubarer handregulierter

Durchflussöffnung oder mit abflusshemmenden Einbauten am Ein- oder Auslauf auf. Betriebsablass und Hochwasserentlastung sind bei dieser Anordnung meist nach Art der Talsperren getrennt. Bei Becken mit Dauerstau werden häufig mönchsartige Auslaufbauwerke verwendet. Betriebsablass und Hochwasserentlastung werden aus wirtschaftlichen Gründen meist in einem Bauwerk zusammengefasst (Bild 7.20) [7.29, 7.4]. Bei Mönchsbauwerken begrenzt der Grundablass, der bei Überschreitung des Bemessungsabflusses als Druckrohr läuft, die Abflussleistung des Abschlussbauwerks.

Um auch bei größeren Stauhöhen eine annähernd konstante Abgabe einzuhalten, werden neben handgesteuerten Verschlüssen schwimmergesteuerte Schützenverschlüsse verwendet, die weitgehend automatisch und ohne Fremdantrieb arbeiten [7.29]. Der Schließvorgang endet mit einem Teilverschluss der Grundablassöffnung beim Erreichen des höchsten Stauziels. Daneben bestehen noch hydraulische Sonderkonstruktionen, wie die Wirbelkammertriode, bei welcher mit wachsender Druckhöhe eine überproportional große Energieumwandlung erzeugt wird [7.32].

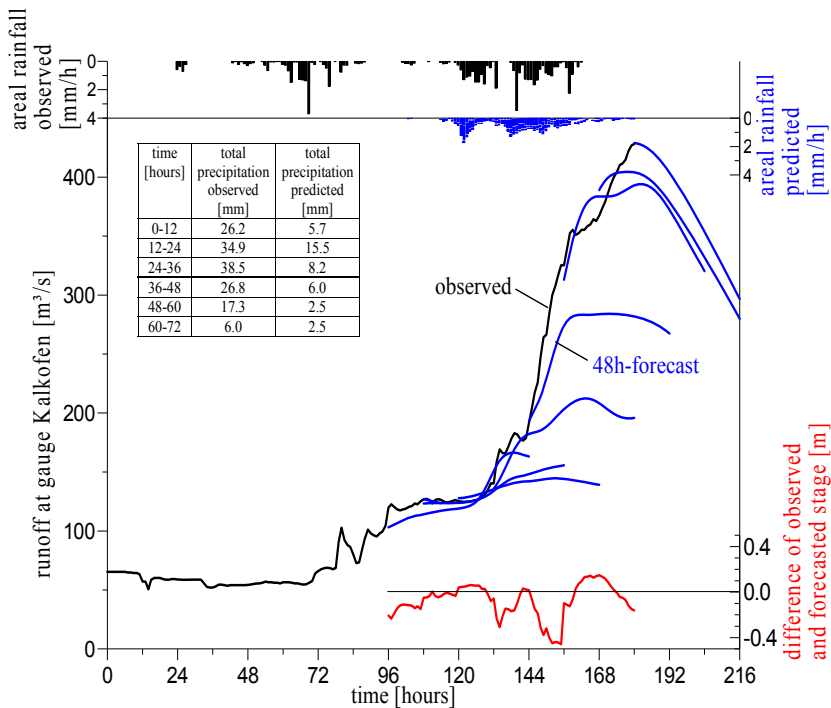


Abb. 7.21. vorhergesagte Abflussganglinie am Pegel Kalkhofen/Lahn ($A_{E0}=5400 \text{ km}^2$) für 48h-Wettervorhersage und gemessene Ganglinie, wobei die Vorhersage alle 12h erneuert wurde; Untere Nebenfigur: Unterschied von beobachteten und berechneten Wasserständen. Tabelle und obere Graphik: gemessene und vorhergesagte Regenhöhen bzw. -intensitäten

Die Auswahl des Vorhersageverfahrens hängt von den verfügbaren Eingabedaten im Betriebsfall ab. Bei Anwendung von Niederschlag-Abfluss-Modellen bestimmt im Wesentlichen die Güte des geschätzten Gebietsniederschlags die Genauigkeit der Vorhersage [7.33–7.36]. Hochwassermelde- und Warndienst sollten an die neueste Informationstechnik angepasst sein. Beim Fehlen geeigneter und zuverlässig arbeitender Fernübertragungsmöglichkeiten und nicht permanent einsatzbereitem Personal müssen die Vorhersagemethoden bzw. die Steuerung zwangsläufig einfach gehalten werden. Bei den Vorhersagen wird von einer theoretisch maximalen Vorwarnzeit ausgegangen, die im praktischen Betrieb um den Zeitbedarf für die Erfassung, Übertragung und Aufbereitung der Daten und ihre Umsetzung in die Steuerungsentscheidungen abgemindert werden muss. Bei der Hochwasservorhersage wird als Richtwert für die Anlaufzeit eines Hochwassers oft die Zeitspanne vom Meldebeginn bis zum Scheitel eines 20-jährlichen Hochwassers verwendet. Jede Vorhersagemethode muss im Hinblick auf ihre Anwendbarkeit im Echtzeitbetrieb beurteilt werden und nicht auf Grund von potentiellen Anwendungsmöglichkeiten, die mit nachträglich vorgenommenen Analysen gefunden werden, wie sie benötigt werden, um z.B. Maßnahmen des Flussgebietsmanagements zu entwerfen. Der Einsatz von gesteuerten Hochwasserrückhaltebecken erfordert in kleinen und mittleren Einzugsgebieten meist eine Hochwasservorhersage mit Niederschlag-Abfluss-Modellen. Eine Vorhersage von wenigen Stunden wird bei schnell anlaufendem Hochwasser von geringer Dauer angewendet. Mittelfristige Vorhersagen liegen zwischen 2 und 10 Tagen, langfristige darüber. Saisonale Vorhersagen oder Wetteraussichten bauen auf stochastischen Modellen auf und sind für den Betrieb der Becken nicht relevant.

Die Methode der Vorhersage hängt von der Größe des oberhalb anschließenden Einzugsgebietes ab. Beträgt die Fließzeit bei Hochwasser mehrere Tage und dominiert der Gerinneabfluss finden meist statistisch basierte Methoden Anwendung (s. Kap.5). Ist die Phase des Landabflusses signifikant für die Welle, werden Niederschlag-Abfluss-Modelle herangezogen. Bei sehr großen Flussgebieten werden beide Methoden oft kombiniert (Bild 7.22). Wichtige Größen für die Auswahl der Vorhersagemethode sind die gesamte Fließzeit im Einzugsgebiet T_c (Konzentrationszeit) und die Unterteilung in die Fließzeiten während der Landphase des Abflusses T_{Land} und im Gerinne T_{Fluss} . Ist der Vorhersagezeitraum größer als die Fließzeit T_c , muss das Vorhersagemodell mit vorhergesagten Niederschlägen betrieben werden, ist sie jedoch kleiner und überwiegt der Abfluss im Gerinne, d.h. $T_c < T_{Fluss} > T_{Land}$ kann die Vorhersage weitgehend mit den Pegeln erfolgen. In mittleren Einzugsgebieten ist oft T_{Land} maßgebend, so dass von gemessenen und vorhergesagten Regendaten ausgegangen werden muss.

Die Güte der Vorhersage nimmt mit wachsendem Vorhersagezeitraum ab. Die Treffsicherheit der Vorhersage hängt entscheidend von der Repräsentanz der zeitvarianten Eingabewerte ab. Für den maximalen Vorhersagezeitraum ist die Niederschlagsvorhersage ausschlaggebend. Dabei kommt einer treffenden Abschätzung des Gebietsniederschlags große Bedeutung zu. Für rasterbasierte Niederschlagsvorhersagen, die auf dem DWD-Lokalmodell für 48h und 72h Vorhersagezeit und Rasterweiten von ca. 7x7 km basieren wurden die Abweichungen analysiert (Bild 7.21). Die untersuchten Vorhersagen ließen ein Trend zur Unterschät-

zung des tatsächlich gefallenen Regens erkennen, der mit zunehmender Regendauer etwas abnimmt.

Wird nur der beobachtete Niederschlag zum Zeitpunkt der Vorhersage benutzt, erweitert sich der Vorhersagezeitraum im Vergleich zum Flood-Routing um eine Zeitspanne die mit der Dauer des Landflächenabflusses zusammenhängt (Bild 7.2). Die Nutzung von angeeichten Radardaten führt zu einer beachtlichen Verbesserung bei der Berechnung des Gebietsniederschlags, da die räumliche Verteilung der Niederschlagsfelder realistischer wiedergegeben wird als die geometrisch basierten Interpolationsmethoden. Durch den verbesserten Input wird unmittelbar auch der Abfluss mit höherer Genauigkeit vorhergesagt [6.99]. Eine sehr große Verlängerung der Vorwarnzeit kann im Vergleich zur alleinigen Nutzung des Bodennessnetzes nicht erreicht werden, wenn nicht an die Radarmessung eine zusätzliche Vorhersage über Zugrichtung usw. gekoppelt ist. Bei Verwendung der meteorologischen Niederschlagsvorhersage mit atmosphärischen Modellen wird der Vorhersagezeitraum um die Zeitspanne der quantitativen Niederschlagsvorhersage erweitert, meist um weitere 72 h. Der maximale Vorhersagezeitraum für Niederschläge dürfte kaum 5 Tagen übersteigen.

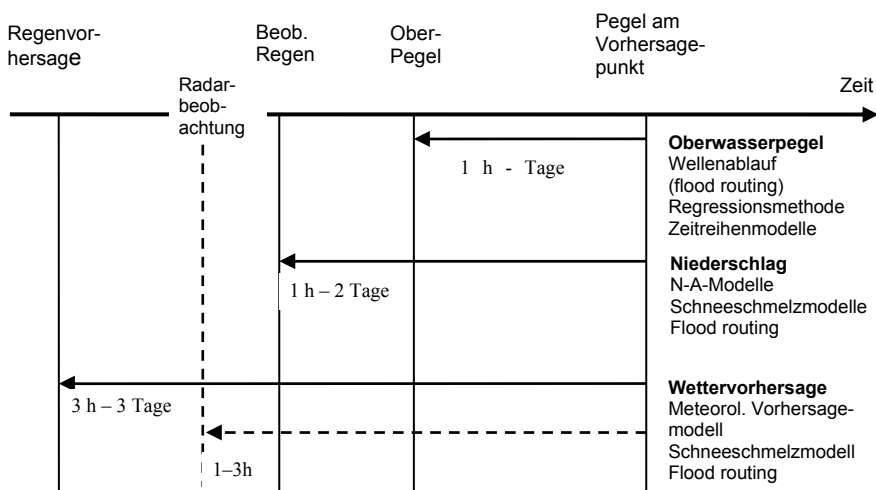


Abb. 7.22. Verlängerung der Vorhersagezeiträume durch verschiedene Eingabedaten und häufig verwendete Vorhersagemodelle

Das Fortführen der Vorhersage besteht in der Aktualisierung der Eingabe durch neue Messungen, die gegen Ende der ersten Vorwarnzeit vorliegen, und in der Revision der vorangegangenen Schätzung durch die Fortführung der Parameter, die durch den Informationszuwachs zwischen alter und neuer Vorhersage verbessert werden.

7.4 Auslegung der Hochwasserentlastungsanlage

Die Bemessung der Hochwasserentlastung erfolgt nach dem Scheitelabfluss vorgegebener Wiederholungszeitspannen, wobei die Dämpfung der zulaufenden Hochwasserwelle durch die Seeretention im unbeherrschbaren Hochwasserschutzraum berücksichtigt werden kann. Das Bemessungshochwasser für die Hochwasserentlastung wird in einem Entscheidungsvorgang festgelegt. Bevor Bemessungshochwasser bestimmter Jährlichkeiten für bestimmte Kategorien von Anlagen pauschal angewendet werden, muss das Gefährdungsmoment der Stauanlage im Einzelfall geprüft werden (Tab. 7.9). Es richtet sich nach dem Sicherheitserfordernis unter Beachtung einer wirtschaftlichen Abmessung der Entlastungsanlage [7.1, 7.27, 7.38].

Als Kriterium für das Gefährdungsmoment werden Stauhöhe, Stauraum sowie der anzustrebende Sicherheitsgrad für den Unterlauf angesehen. Sind geringere materielle Schäden zu befürchten, können für die Auswahl des Bemessungshochwassers auch wirtschaftliche Gesichtspunkte herangezogen werden und Baumehrkosten und potentieller Schaden gegeneinander abgewogen werden.

Mit der Wahl des baulichen Systems ergeben sich trotz gleicher Bemessungswerte unterschiedliche Risiken. Die Versagensquote von mehr als 45000 Talsperren ist unterschiedlich. Sie ist bei Dämmen in den letzten 40 Jahren gefallen und beträgt 0,5 % für Dämme, die nach 1951 errichtet wurden. Etwa drei Viertel aller Versagensfälle stellt sich in den ersten 10 Jahren nach Inbetriebnahme ein. Bei etwa einem Drittel aller Fälle führte die Überströmung des Dammes zum Versagen. Für Dämme, die vor 1950 gebaut wurden, werden 2,2 % als Versagensquote angegeben [7.39]. Es sollten daher zusätzliche Sicherheitsüberlegungen, welche die gesamte Entlastungsanlage unter Berücksichtigung der übrigen Ablassorgane einschließen, vorgenommen werden, um insbesondere bei Erddämmen den möglichen Gesamtabfluss einzuschätzen bevor es zum Überströmen kommt.

Da die Hochwasserentlastungsanlage die Sicherheit der Gesamtanlage bestimmt, muss das Bemessungshochwasser unter Einhaltung des zulässigen Höchststaus abgeführt werden. Die über 450 westdeutschen Hochwasserrückhaltebecken erfordern eine differenzierte Bemessung. Bei Hochwasserrückhaltebecken wird nach sehr kleinen und kleinen Becken (Dammhöhe bis 6 m, Beckeninhalt $\leq 0,1 \text{ hm}^3$) und großen Becken (Stauhöhe $> 15 \text{ m}$, Beckeninhalt $\geq 1,0 \text{ hm}^3$) unterschieden. Die Stauraumgröße von mittleren Becken, die eine Stauhöhe zwischen 6 und 15 m aufweisen, liegt dazwischen. Anhaltswerte über die Wiederkehrintervalle für das Hochwasser zum Nachweis der Hochwasserentlastung (=BHQ1) und zum Nachweis der Stauanlagenstandsicherheit bei Extremhochwasser (=BHQ2) enthält Tab. 7.9. Über die dabei einzuhaltenden Stauspiegel und die Inanspruchnahme von Grundablässen zur Vorentlastung enthält DIN19700, Teile 10 bis 12, Einzelheiten. Im Hinblick auf das Risiko des Versagens wird auf [7.38, 7.40, 7.41] verwiesen.

Das Bemessungshochwasser ist in juristischer Hinsicht ein Grenzwert, bei dessen Überschreiten der Fall von höherer Gewalt gegeben sein kann. In technischer Hinsicht stellt das Bemessungshochwasser den Fall dar, bei welchem die Hoch-

wasserentlastungsanlage noch planmäßig arbeiten muss. Bei diesen Hochwassern wird eine Spiegellage erreicht, die als höchstes Stauziel definiert ist. Erst beim Überschreiten dieses Grenzwerts kann ein außerplanmäßiges Arbeiten in Kauf genommen werden, ohne dass jedoch die Standsicherheit des Bauwerks entscheidend beeinträchtigt wird. Im Regelfall wird die Hochwasserentlastung über eine feste Schwelle vorgenommen. Bei der konstruktiven Ausbildung der Schwelle und dem anschließenden Entlastungsgerinne wird Wert darauf gelegt, dass die Anlage überlastbar ist, d.h. bei geringer Steigerung der Überfallhöhe eine beträchtliche Zunahme der Leistung des Überfalls erreicht wird (Bild 7.20). Bewegliche Verschlüsse und/oder geschlossene Profile bei den Entlastungsgerinnen liefern einen geringeren Sicherheitsrahmen (Bauwerk nicht überlastbar).

Die Sicherheitsnachweise werden nach DIN19700 für den Bemessungsfall 1 (BHQ1) und Bemessungsfall 2 (BHQ2) geführt. BHQ1 ist auf die Hochwasserentlastung anzuwenden, BHQ2 auf die Sicherheit der Anlage bei Extremhochwasser (s. Tab. 7.9). Die Lastfälle unterscheiden sich in der Jährlichkeit der Hochwasser, im Füllungsstand mit unterschiedlichen Freibordmaßen und in der Einsatzmöglichkeit der Ablässe zur Vorentlastung bzw. Notentlastung

Die statistische Extrapolation auf Werte $\geq HQ_{1000}$ (Extremereignisse) ist allein anhand der vorhandenen Pegelaufzeichnungen nicht vertretbar, so dass begleitend hierzu Ermittlungen mit Abflussmodellen gefordert werden [7.64]. Da bei Extremereignissen eine hohe Abflussbereitschaft besteht sind Modellfeinheiten bei der Abflussbildung eher nachrangig. Die Modellparameter, die für mittlere Hochwasser angeeicht wurden, müssen unter Berücksichtigung der Nichtlinearität auf Extremereignisse extrapoliert werden. Die Abflusskonzentration muss besonders analysiert werden, wenn bei hohen Vorlandwassertiefen sich die hydraulischen Gegebenheiten ändern, z.B. verminderte Rauheit oder erhöhte Retention durch Abflussengpässe. Extreme Niederschläge lassen sich für kleine Gebiete aus den stationsbeobachtungen in KOSTRA ableiten. Das PMF (= Probable Maximum Flood) als vermutlich größtes Hochwasser dient nicht als Lastfall, bei dem ein planmäßiges Funktionieren der Entlastung vorausgesetzt wird. Das wahrscheinlich maximale Hochwasser, kann aus einem denkbaren maximalen Niederschlag (PMP) resultieren und stellt die obere physikalisch mögliche Grenze dar [7.42, 7.43]. Die Ermittlung des PMF erfolgt mit Niederschlag-Abfluss-Modellen, wobei die Intensitäten des PMP mit minimalen Infiltrationsraten belegt werden. Für Einzugsgebiete von rd. 500 km² nördlich des Mittelgebirgsraums kann im Mittel für die Höhe des Punktniederschlags N beim PMP gesetzt werden: $N \approx 150 D^{0,25}$ bei Sommerereignissen von 2 bis 24 Stunden. Die Verhältnisse am Alpenrand unterscheiden sich bemerkenswert von denen im Mittelgebirgsraum, da hier Tagesniederschläge von 280 mm bereits beobachtet wurden. Wird ein maximierter statistisch ermittelter Tagesniederschlag angesetzt, kann von einem Häufigkeitsfaktor von $k = 8$ bis 10 in Gl.(4.45) ausgegangen werden (vergl. Bild 4.22). Für Dauerstufen unter 12 h treten deutliche Abweichungen auf. Anhaltswerte für den maximalen Gebietsniederschlag MGN enthält 4.51 [7.44]. Bei Einzugsgebieten ≥ 100 km² und Regendauern von 1 bis 2 h können Abminderungen des Punktniederschlags zwischen 20 bis 30 % vorgenommen werden. Die zugehörige Scheitelabflussspende dürfte bei $A_{E0} = 3,3$ km² bis auf 12 m³/skm² und bei 50 km² bis auf

$2,6 \text{ m}^3/\text{skm}^2$ ansteigen bei Abflussbeiwerten von 0,8 bzw. 0,42 bei dem größeren Gebiet (Grenzwerte s. Bild 4.22).

Bei der Berechnung des PMF auf hydrometeorologischer Grundlage wird ein sehr hoher Sicherheitszuschlag erhalten, für welchen theoretisch kein Wiederkehrintervall angegeben werden kann. Die hierfür in Betracht kommenden Wiederkehrintervalle liegen bei $T_n > 10^4 \text{ a}$. Da im Hinblick auf eine wirtschaftliche Ausführung eine Sicherheit gegen jedes theoretisch mögliche extreme Ereignis nicht erreichbar ist, wird nur geprüft, inwieweit die Standsicherheit des Absperrbauwerks beim Auftreten dieses Ereignisses gefährdet ist. Dies kommt auch in den Bemessungsansätzen in anderen Ländern zum Ausdruck, nach denen die Hochwasserentlastung auf den 0,4- bis 0,6-fachen Wert des PMF ausgelegt wird anstelle der Bemessung nach Jährlichkeiten [7.45].

Bei Anwendung von Bemessungshochwassern bestimmter Wiederkehrintervalle wird indirekt ein Sicherheitsfaktor vorgegeben, wobei zur Orientierung Marken von historisch außergewöhnlichen Hochwassern dienen können. Die HHQ-Formeln nach Abschnitt 4.2.7 kommen als Behelf infrage, wenn keine Daten vorliegen. Bemessungswerte nach Hochwasserformeln und Hüllkurven erfordern große Sicherheitszuschläge, da die Eintrittshäufigkeit nicht bekannt ist. Zur Abschätzung seltener Hochwasser wird von [7.53] unter Verwendung der Pearson II-Verteilung von HQ_{100} ausgegangen und mit einer maximalen Schiefe auf extreme Ereignisse extrapoliert.

Zwischen Stauziel bei Vollstau und höchstem Stauziel liegt ein unkontrollierbarer Stauraumanteil der bei Hochwasserrückhaltebecken mit geringer Stauhöhe bis zu 30 % des Gesamtstauraums ausmachen kann. Ziel für die Ausbildung der Hochwasserentlastung ist es u.a., diesen Stauraumanteil, der nur durch die natürliche Retention zur Dämpfung der Hochwasserwelle beiträgt, durch entsprechende Gestaltung der Entlastung zu minimieren. Im Hinblick auf eine möglichst hohe Sicherheit wird im Regelfall die Hochwasserentlastung über eine feste Schwelle vorgenommen. Ihr Vorteil liegt darin, dass beim Überschreiten des Bemessungsabflusses mit steigender Überfallhöhe h eine überproportional große Steigung $Q = f(h^{1,5})$ erreicht wird und weiterer unbeherrschbarer Rückhalteraum in Anspruch genommen wird. Diese Überlastbarkeit der Anlage setzt voraus, dass das anschließende Ableitungsgerinne (Schussrinne oder Stollen) diese Abflussteigerung auch ohne Rückstau aufnehmen kann. Im Hinblick auf die Überlastbarkeit sind daher Entlastungstürme bzw. -schächte und Heber beschränkt, da bei Überstau keine wesentliche Abflussteigerung eintritt.

7.5 Freibord und Freiraum

Der Freibord als vertikaler Abstand zwischen dem tiefsten Punkt der Sperrkrone und dem äußersten bzw. höchsten Stauziel ist ein Höhenzuschlag zum Bemessungswasserstand, der hauptsächlich durch Windstau und Wellenauflauf bestimmt wird. Der Windstau h_{wi} ist die Erhöhung des Wasserspiegels vor der Dammböschung gegenüber der horizontalen Ruhewasserspiegellage infolge einer windver-

ursachen Neigung des Wasserspiegels. Er wird auf das Stauziel des außergewöhnlichen Stauraums aufgesetzt. Als Wellenaufbau h_{Au} wird das vertikale Maß für das Auflaufen der Wellen an der Dammböschung bezeichnet, h_{Ei} ist der Eisstau und h_S ein Sicherheitszuschlag. Der Freibord f setzt sich aus folgenden Höhenanteilen zusammen (Bild 7.23):

$$f = f_{Wi} + f_{Ei} + f_{Si} + f_{Au} \quad (7.15)$$

Mit dem Sicherheitszuschlag f_{Si} werden auch konstruktiv bedingte Ausführungstoleranzen (Setzungen), Dichtungsabschlüsse und gegebenenfalls Kronenaufweichungen bei ständig befahrenen Dämmen berücksichtigt (Bild 7.23). Beim Lastfall 2 kann h_S unberücksichtigt bleiben. Die hydraulischen und hydrologischen Unsicherheiten bei der Bemessung sollen nicht durch ein Freibordmaß pauschal erfasst, sondern sollen aufgeschlüsselt und nur dort berücksichtigt werden, wo sie auftreten. Die Sicherheitszuschläge dürfen bei einigen Richtlinien bei Nachweisen für außergewöhnliche Lastfälle teilweise in Anspruch genommen werden.

Beim Fehlen der hydrologischen Beobachtungen für die Freibordberechnung müssen Richtwerte angenommen werden. Bei sehr kleinen und mittleren Hochwasserrückhaltebecken soll der Freibord bei $>0,5$ m liegen.

Bei der Planung großer Talsperren werden Windstau und Wellenhöhe mit Hilfe der Geometrie des Stausees und der Windgeschwindigkeit ermittelt [7.46, 7.47]. Als Eingangsgrößen für die Berechnung dienen die Abmessungen der Speicher-oberfläche bei Vollstau, insbesondere die Strecken über freiem Wasser vom Absperrbauwerk bis zu den weitesten gegenüberliegenden Uferpunkten (Streichlängen L_{eff}). Außerdem werden die zugehörigen mittleren Wassertiefen sowie die

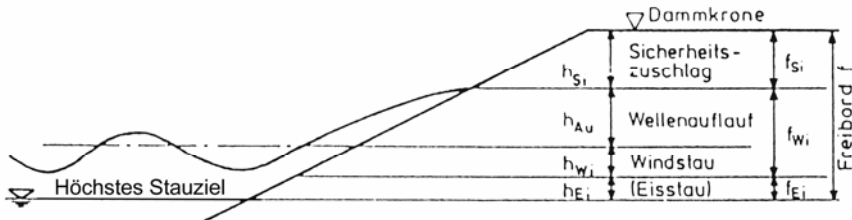


Abb. 7.23. Freibord (Systemskizze)

Windgeschwindigkeit in 10 m Höhe nach Richtung, Stärke und Dauer benötigt. Die Windrichtung wird als Winkel γ für die Abweichung senkrecht zur Achse des Absperrbauwerks eingeführt, wobei $\gamma = 0^\circ$ das senkrechte Auftreffen des Windes auf den Damm kennzeichnet. Zu spitze Auftreffwinkel ($\gamma < 45^\circ$) bleiben bei der Ermittlung der Streichlänge unberücksichtigt. Maßgebend ist die maximale Streichlänge, die der größten Entfernung über dem Wasser zwischen irgendeinem Uferpunkt und dem Absperrbauwerk entspricht. Bei sehr unregelmäßiger Speicher-oberfläche kann dieser Wert auf eine effektive Streichlänge abgemindert werden, indem für verschiedene Streichlängen L_{Fi} die Auftreffwinkel γ_i ermittelt und gewichtet werden zu $L_{eff} = \sum L_{Fi} \cdot \cos \gamma_i / \sum \cos \gamma_i$. Die Zuschlagshöhe infolge Windstau h_w erhält man nach der Zuidersee-Formel zu [7.47]:

$$h_w = u^2 L_{\text{eff}} / c_1 h \quad \text{in m} \quad (7.16)$$

u : Windgeschwindigkeit in km/h,
 c_1 : Koeffizient; $c_1 = 63000$,
 L_{eff} : effektive Streichlänge in km,
 h : mittlere Wassertiefe in m.

Für die Windstärke und -dauer wird ein 25-jährliches Ereignis zugrunde gelegt. Beim Fehlen von Windbeobachtungen müssen benachbarte Klimahauptstationen herangezogen werden. Nur in Ausnahmefällen sollten die Werte nach [7.48] angenommen werden. Bei Becken mit geringen Streichlängen erreicht der Windstau auch bei hohen Windgeschwindigkeiten nur Werte im Zentimeterbereich und wird oft vernachlässigt.

Windstau und Wellenhöhe, deren zeitliches Zusammentreffen einer bedingten Wahrscheinlichkeit gehorcht, sind so zu kombinieren, wie sie bei einem n -jährlichen Bemessungshochwasser zu erwarten sind. Aufgrund des stochastischen Charakters von Windgeschwindigkeit und Richtung läßt sich für den Wellenaufbau h_A eine Wahrscheinlichkeit angeben, mit der bestimmte Wellenaufbauhöhen erreicht oder überschritten werden. Maßgebend ist der Windsektor, der etwa senkrecht zur Dammachse steht. Der Wellenaufbau hängt von der Streichlänge bei verschiedenen Windrichtungen, der Windangriffsbreite und der Wassertiefe ab. Meteorologische Variablen sind die 10-Minuten-Mittel der Windgeschwindigkeit verschiedener Windrichtungen in 10 m Höhe und ihre Wiederkehrintervalle.

Für die Berechnung des Wellenaufbaus h_A wird von einer signifikanten Wellenhöhe $h_s = h_{1/3}$ ausgegangen. Die signifikante Wellenhöhe h_s ist das Mittel aus dem höchsten Drittel aller Wellenhöhen. Die signifikante Wellenhöhe wird von 13 % aller Wellen überschritten [7.46, 7.49]. Sie ist abhängig von u_{10} , L_F , h und von

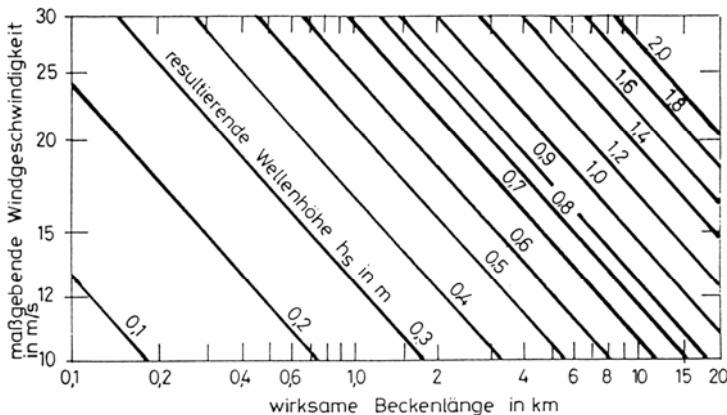


Abb. 7.24. Nomogramm zur Bestimmung der Wellenhöhe nach [7.46]

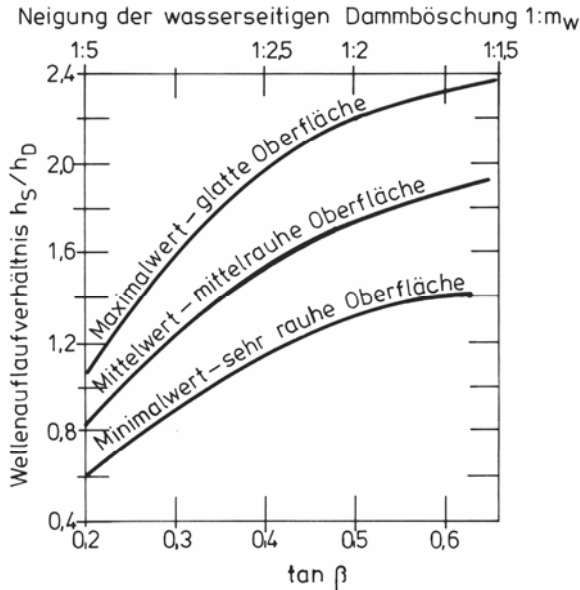


Abb. 7.25. Wellenaufauhöhen an Dämmen verschiedener Oberflächenrauigkeit nach [7.46]

der Winddauer. Für Tiefwasserwellen, bei denen die Wellenlänge $L_w < 2 h$ ist, entfällt die Abhängigkeit von der Wassertiefe. Der Einfluss der Winddauer kann aus Nomogrammen abgelesen werden, z.B. in [7.47]. Zwischen Wellenhöhe und Streichlänge besteht folgende Beziehung [7.47]:

$$(gh_{1/3})/u_{10}^2 = 0,0026(gL_F/u_{10}^2)^{0,47}. \quad (7.17)$$

Für Streichlängen $L_F < 30$ km gilt z. B. nach Molitor folgende Beziehung [7.46]:

$$h_S = 0,75 + 0,032 \cdot (uL_F)^{1/2} - 0,27 \cdot L_F^{1/4} \quad \text{in m.} \quad (7.18)$$

Ebenso kann aus dem Nomogramm nach A. Poweleit die Wellenhöhe anhand der maßgebenden Windgeschwindigkeit und Streichlänge (Bild 7.24) die wirksame Wellenhöhe abgegriffen werden [7.46]. Um zur gesuchten Auflaufhöhe zu gelangen, wird die maßgebliche Wellenhöhe h_S zur Bemessungswellenhöhe h_D umgerechnet, indem Zu- bzw. Abschläge in Abhängigkeit von der konstruktiven Ausbildung des Staukörpers gemacht werden. Ausgehend von einem Steinschütt-damm, für den $h_D/h_S = 1$ gilt, wird bei befestigten bzw. unbefestigten Erddämmen $h_D/h_S = 1,1$ bzw. $1,3$ gesetzt. Bei Mauern wird das Verhältnis h_D/h_S auf $0,75$ abgemindert. Die Höhe des Wellenaufbaus h_A entspricht der Wellenhöhe h_S , die mit

der Böschungsneigung $\tan \beta$ multipliziert wird. Das Produkt wird mit einem Koeffizienten belegt, in den die Rauigkeit der Dammoberfläche eingeht (Bild 7.25).

7.6 Verfahren auf stochastischer Grundlage

Unter den stochastischen Verfahren zur Ermittlung von Hochwasserwellen aus Niederschlägen und zur Speichersteuerung sind die Neuronalen Netze zu nennen [7.59]. Neuronale Netze sind flexible mathematische Strukturen, die in der Lage sind, komplexe nichtlineare Zusammenhänge zwischen Datenkollektiven festzustellen. Sie werden bei Prozessen eingesetzt, deren Charakteristik durch physikalisch begründete Gleichungen theoretisch zwar beschrieben werden kann, in der Anwendung aber auf Grund lückenhafter Informationen über die Parameter scheitern kann. Sie setzen voraus, dass über einige Größen ausreichend lange Messreihen zur Verfügung stehen. Die Vorteile neuronaler Netze liegen in der einfachen Anwendbarkeit und der Möglichkeit der ständigen Verbesserung ihrer Leistung durch Hinzufügen von weiteren Messwerten. Neuronale Netze sind ein geeignetes Werkzeug zur Erkennung von Mustern und Grundstrukturen, können komplexe Prozesse aufgrund ihres holistischen Ansatzes relativ einfach beschreiben und identifizieren linear und nicht lineare Zusammenhänge zwischen verschiedenen Zeitreihen. Das abzubildende System wird ganzheitlich betrachtet und nicht auf der Basis der zugrunde liegenden Teilprozesse in Einzelbausteine zerlegt. Beobachtungsdaten werden als Trainingsdatensätze in den Lernalgorithmus eingegeben. Vorteilhaft ist die einfache Bedienbarkeit und stabile Funktionsweise der Rechenalgorithmen, die aufbereitet vorliegen und erhältlich sind, z. B. in MATLAB mit der Toolbox Neural Network der Fa. The Math Works Inc..

Zur Simulation des Niederschlag-Abfluss-Prozesses mit dem neuronalen Netz wird die nichtlineare Transformation des Niederschlags in den Hochwasserabfluss vereinfacht mathematisch abgebildet. Zur Hochwasservorhersage benötigt das neuronale Netz Informationen über das gemessene (gesamte) Spektrum möglicher Hochwassersituationen und der sie auslösenden Niederschläge im Gebiet. Diese Zusammenhänge sind komplex, da sich der gefallene Niederschlag in laterale und vertikale Abflüsse aufteilt und ein Anteil einer Speicherung innerhalb verschiedener Kompartimente im Raum unterliegt. Die Regressionen unterschiedlicher und gekoppelter Übertragungsfunktionen werden mit Hilfe künstlicher neuronaler Netze dargestellt. Neuronaler Netze zur Berechnung von Gebietsniederschlägen und zur Modellierung von Hochwasserwellen aus Niederschlägen wurden z.B. im Fuldagebiet angewendet [7.54]. Mit Hilfe normierter Abflüsse und Niederschläge unter Verwendung verschiedener Netztypen und Übertragungsfunktionen wurde in einer Parameterstudie gezeigt die optimale Anzahl von Wiederholungen und Neuronen in den Schichten, mit denen das neuronale Netz die gemessenen Abflussereignisse gut nachbilden kann. Die Fließzeit im Einzugsgebiet wurde dabei berücksichtigt. Diese Netztopologie wurde auf ein weiteres Einzugsgebiet über-

tragen, dessen Abflüsse durch das Netz bei kurzer Trainingsdauer mit guter Anpassung nachgebildet wurden, s. auch [7.55, 7.56, 7.57, 7.58]. Der Testdatensatz sollte etwa $<1/5$ des Trainingsdatensatzes ausmachen.

Fuzzy-Systeme werden vereinzelt bei der kurzfristigen Hochwasservorhersage verwendet [6.99]. Insbesondere können Zusammenhänge wie sie bei Regressionsmodellen in eine Regelbasis übernommen werden. Im Gegensatz zu neuronalen Netzen könne bei Fuzzysystemen die Gewichtungparameter einzeln interpretiert werden, um die statistisch ermittelten Zusammenhänge zu analysieren.

Zur Optimierung von Talsperrenbetriebsplänen mit neuronalen Netzen müssen Messreihen der Betriebsdaten (Zu- Abfluss, Inhalt, Überleitungen) vorliegen, die als Lerndatensatz verwendet werden, um die Abgabe aus Zufluss und Speicherinhalt darzustellen. Anschließend wird die Abgabe in Abhängigkeit vom Datum simuliert. Um die Aussagegenauigkeit zu erhöhen wird von Dekadenwerten für den In und Output ausgegangen und die Jahreszeit (Winter, Sommer) berücksichtigt [7.54]. Die Optimierung des Betriebsplans besteht z.B. in einer Minimierung der Überläufe unter Einhaltung der Regelabgaben in abflussarmen Zeiten und wird zweckmäßig als Lamellenplan dargestellt. Zusammen mit der linearen Programmierung werden neuronale Netze benutzt um Betriebspläne bereits bei der Speicherplanung zu entwickeln [7.60].

8 Wärmebelastung von Gewässern

8.1 Wärmehaushalt von Gewässern

Der Wärmehaushalt der Gewässer ist ein wichtiges Bindeglied zwischen der mengen- und güteorientierten Wasserwirtschaft. Eingriffe in das Gewässer wie Kühlwassereinleitungen, die eine Veränderung der Wassertemperatur nach sich ziehen, müssen in wasserwirtschaftlicher Hinsicht aus ganzheitlicher, alle Ökofaktoren berücksichtigender Sicht beurteilt und begrenzt werden, damit die Gewässer ihre vielfältigen Funktionen auch künftig sicher erfüllen können [8.1–8.6].

Der Abfluss als quantitativer und die Wassertemperatur als qualitativer Parameter geben Aufschluss über die innere Energie eines Gewässers. Für die Voraussage der Temperaturverteilung im Fluss sind der Anwendung physikalisch-hydraulischer Modelle aus Gründen des Maßstabs Grenzen gesetzt [8.7]. Um die Wärmebelastung für ein gesamtes Flusssystem voraussagen zu können, werden mathematische Modelle herangezogen. Dabei müssen die Vorgänge bei der Umwandlung und dem Austausch von Energie so beschrieben werden, dass sie unter Berücksichtigung der verfügbaren Messgrößen für wasserwirtschaftliche Zwecke noch einsetzbar bleiben. Bei der Beschreibung des Wärmehaushalts mit einem Modell und Beurteilung seiner Ergebnisse muss aber auch der stochastische Charakter der Eingangsdaten beachtet werden [8.8]. Im Allgemeinen wird die Thermik eines Gewässers durch die örtliche und zeitliche Veränderlichkeit der Wassertemperatur erfasst, worauf bei der Wahl der Schrittweite für die Bildung der Wärmebilanz Rücksicht genommen werden muss. Die wechselseitigen Einflüsse zwischen Kühlvermögen und Abwärmeeinleitungen werden im Folgenden hauptsächlich anhand von Fließgewässern behandelt. Sie lassen sich mit Einschränkungen auf stehende Gewässer übertragen.

Ein Fluss kann als mechanischer und thermischer Energiestrom aufgefasst werden. Der Energiestrom wird in W bzw. $\text{kNms}^{-1} = \text{m}^2\text{kgs}^{-3}$ ausgedrückt, ist aber in der Literatur häufig noch in cal zu finden. (Umrechnung Tab. 2.1 und 8.1). Die Berechnungen des Wärmehaushalts werden aus Energiebetrachtungen abgeleitet. Einem Flussabschnitt werden pro 1 kg eintretenden Wassers Energiebeiträge in Form von innerer Energie U , Einschubarbeit (Verdrängungsarbeit) p/p als Druck p mal spezifischem Volumen $1/\rho$ sowie mechanischer Energie zugeführt. Die mechanische Energie setzt sich zusammen aus kinetischer Energie $0,5v^2$ und potentieller Energie gz bzw. gh , wobei die Lageenergie auf die Gewässersohle oder eine andere Kote z bezogen wird. Mit v wird die Fließgeschwindigkeit in m/s und mit h die Wassertiefe in m beim Abfluss Q in m^3/s bezeichnet. Die innere Energie, die

mit der Temperatur proportional wächst, und die Einschubarbeit werden zur Enthalpie $H_L = U + p/\rho$ in J zusammengefasst. Der thermische Energiestrom $c_p Q T$ ist weitaus größer als die beiden anderen Energieströme. Werden die Energiebeiträge mit dem Massenstrom Q_p multipliziert, ergeben sich Leistungsbeträge für den Eintrittsquerschnitt (Querschnitt 1). Diese sind gleich den Leistungsbeträgen des Austrittsquerschnitts am Ende des Flussabschnitts (Querschnitt 2) zuzüglich weiterer von außen zugeführter Wärmeströme ϕ . Unter der Voraussetzung, dass die Durchflüsse am Eintrittsquerschnitt Q_1 denen am Austrittsquerschnitt Q_2 gleichen ($Q_1 = Q_2 = Q$), gilt für den Flussabschnitt zwischen den Querschnitten 1 und 2 die Bedingung:

$$Q \cdot \rho (H_{L1} + 0,5v_1^2 + g \cdot z_1) + \phi = Q \cdot \rho (H_{L2} + 0,5v_2^2 + g \cdot z_2). \quad (8.1)$$

Für $\phi = 0$ und vernachlässigbarer Temperaturänderung ($U_1 = U_2$) wird $H_L = p/\rho$ und Gl. (8.1) entspricht der Bernoulli-Gleichung. Wird gleichförmiger Abfluss ($v_1 = v_2$)/T angenommen und der Wärmestrom ϕ mit der potentiellen Energie zu $P = \phi \cdot Q_p g \Delta z$ zusammengefasst, vereinfacht sich Gl.(8.1) zu:

$$Q \cdot \rho \cdot \Delta H_L - P = 0. \quad (8.1a)$$

Für isobare Vorgänge gilt die Beziehung [8.8]: $P = V \rho c \Delta T / \Delta t$, und unter Annahme einer völligen Durchmischung und bei Vernachlässigung des Wärmeaustauschs mit dem Gewässerbett ($R_B = 0$) wird

$$\Delta T / \Delta t = (1 \cdot P) / (c \cdot \rho \cdot V). \quad (8.2)$$

Tabelle 8.1. Tagessummen der verschiedenen Komponenten der Wärmebilanz von Wasseroberflächen in Wm^{-2} nach [8.10, 8.11]

Bezeichnung	Werte Schweiz			Süddeutschland		LAWA	
	Minimal	Maxima	Jahresmittel	Sommer	Winter	min.	max.
R_S : kurzwellige Globalstrahlung	+ 5	+ 339	+ 140	340	70	0	475
R_G : langwellige Gegenstrahlung	+ 145	+ 388	+ 271	340	270		
R_A : Ausstrahlung des Wassers	- 485	*	- 291	- 353	- 380	- 343	
H_V : Verdunstung (-)							
Kondensation (+)	- 194	+ 24	- 44	- 100	- 30	- 105	- 76
H_K : Konvektion	- 73	+ 48	- 5	10	- 10	- 109	53
H_E : Niederschlag	- 49	0	- 1				

*Beträge mit negativem Vorzeichen werden vom Wasser abgegeben. Umrechnungsfaktoren: $1 \text{ W} \cdot \text{m}^{-2} = 1,433 \cdot 10^{-3} \text{ cal cm}^{-2} \text{ min}^{-1} = 0,086 \text{ cal cm}^{-2} \text{ h}^{-1} = 20,6352 \text{ kcal m}^{-2} \text{ d}^{-1}$; $1 \text{ kcal m}^{-2} \text{ d}^{-1} = 0,04846 \text{ Wm}^{-2}$. Zum Erwärmen von 1 g Wasser um 1 °C ist 1 cal = 4,19 J erforderlich (mechanisches Wärmeäquivalent = J/cal).

Mit $V/\Delta t = Q$ ergibt sich die Wärmehaushaltsgleichung für ein Gewässer:

$$Q \cdot \rho \cdot c \cdot \Delta T = P \quad \text{mit}$$

$$P = \phi_{SB} + \phi_V + \phi_K + \phi_{Kü} \quad \text{in MW} \quad (8.2a)$$

Q : Abfluss in m^3/s ,

ρ : Dichte von Wasser; $\rho = 1 \text{ t/m}^3$,

c : spezifische Wärmekapazität von Wasser; $c = 4,19 \text{ MJ/m}^3\text{K} \hat{=} 1 \text{ Mcal/t}^\circ\text{C}$,

ΔT : Temperaturänderung in K,

Δt : Zeitschritt in s,

P : Wärmebilanz in MJ/s (= MW); gleicht den über die Oberfläche ausgetauschten Wärmeströmen infolge Strahlung ϕ_{SB} , Verdunstung ϕ_V , Konvektion ϕ_K und Kühlwasser $\phi_{Kü}$; Größen positiv bei Temperaturerhöhung im Gewässer.

Neben der Wärmebilanz muss die Temperaturverteilung berücksichtigt werden. Bei Flusssystemen interessiert hauptsächlich die mittlere Gewässertemperatur. Häufig werden eindimensionale Modelle verwendet und vereinfacht angenommen, dass sich das eingeleitete Kühlwasser sofort und vollständig mit dem Gewässer mischt. Geschwindigkeit und Temperatur über den Flussquerschnitt sind konstant. Örtliche Änderungen treten nur in Strömungsrichtung unter Vernachlässigung der longitudinalen Dispersion auf.

Ist $P_s = P/V$ in W/m^3 die von der Ortskoordinate x und der Zeitkoordinate t abhängige raumspezifische Leistungsänderung, erhält man mit $\Delta T = T(x,t) - T(x=0, t=0)$ und $\Delta t = x/v$ die Funktion für den Temperaturlängsschnitt eines Flusses. Die Temperatur an der Stelle x zur Zeit t beträgt [8.8]:

$$T(x,t) = T_0(x=0,t) + \frac{1}{c\rho} \frac{P_s(x,t)}{v(x,t)} \cdot x. \quad (8.3)$$

Eine gleichförmig erwärmte (homotherme) Wassersäule von $F = 1 \text{ cm}^2$ Oberfläche und einer Säulenhöhe von $h \text{ cm}$ (= Wassertiefe) die sich mit der fließenden Welle flussabwärts bewegt, erfährt innerhalb eines Zeitintervalls von Δt Stunden durch den Wärmeübergang über die Oberfläche folgende Temperaturänderung:

$$\Delta T = P \cdot \Delta t / (c \cdot \rho \cdot h \cdot F) \quad \text{bzw.} \quad T = \frac{P}{\rho \cdot c \cdot v} \quad (8.4)$$

Aus Gl.(8.4) erhält man die zeitliche Temperaturverteilung für $\Delta t \rightarrow 0$:

$$dT/dt = P/(c \cdot \rho \cdot h \cdot F). \quad (8.5)$$

Für die ortsfeste Betrachtung wird:

$$\rho \cdot c \cdot H \left(\frac{\delta T}{\delta t} + v \frac{\delta T}{\delta x} \right) = R_{SB} - R_A - H_V - H_K + H_{Kü} + H_B = F(T, x, t), \quad (8.6)$$

H_B = Wärmeaustausch mit dem Flussbett und -ufer (Bodenwärmestrom).

In der Wärmebilanz eines Flussabschnitts ist die aus dem Bilanzgebiet pro Zeiteinheit austretende Menge gleich der in das Bilanzgebiet eintretenden Menge zu-

züglich der Zunahme der Menge innerhalb des Bilanzgebiets während dieser Zeitspanne. Wärmezufuhr oder -abgabe über die Grenzen des Bilanzgebiets erfolgen durch kurz- und langwellige Strahlung, Verdunstung, Konvektion, Wärmeübergang vom oder zum Gewässerbett, Grundwasserzufluss, Versickerung, Niederschläge auf das Gewässer, z.B. als Schnee, sowie durch Einleitung von Kühlwasser. Ein Wärmegegewinn bzw. Wärmeverlust innerhalb des Bilanzgebiets kann durch biologische Abbauprozesse, durch Gefrieren oder Schmelzen von Eis oder Turbulenz auftreten, soll aber im Folgenden vernachlässigt werden. Aufgeschlüsselt in die einzelnen Komponenten lautet die Energiebilanz eines Wasserkörpers, bezogen auf eine Einheit der Oberfläche und des Zeitintervalls in Wm^{-2} oder $\text{calcm}^{-2}\text{d}^{-1}$ (vgl. Gl.(2.23)):

$$R_S - R_{Sf} + R_G - R_{Gr} - R_A - H_V - H_K + H_Z = H_T \quad \text{in } \text{Wm}^{-2} \quad (8.7)$$

R_S : auf die Wasseroberfläche gerichtete kurzwellige Globalstrahlung,

R_{Sf} : reflektierte Globalstrahlung,

R_G : einfallende langwellige Strahlung der Atmosphäre,

R_{Gr} : reflektierte langwellige Strahlung,

R_A : langwellige Ausstrahlung des Wasserkörpers,

H_V : für die Verdunstung benötigte Energie (latenter Wärmestrom),

H_K : für die fühlbare Wärme benötigte Energie (konvektiver Wärmestrom),

H_Z : advektiver Wärmestrom durch ober- und unterirdische Zu- bzw. Abflüsse einschließlich Niederschlägen auf das Gewässer und Kühlwassereinleitung,

H_T : Zunahme der im Wasserkörper gespeicherten Wärmeenergie.

Der Wärmeaustausch zwischen Wasser und Gewässerbett vollzieht sich im Vergleich zum Austausch zwischen Wasser und der Atmosphäre langsamer und mit einer kleineren Amplitude. Für die Wärmeeinleitungen ist auch die Erwärmung infolge von Umwandlung kinetischer Energie von untergeordneter Bedeutung, da für die Erwärmung von 1 kg Wasser um 1 K ein Gefälle von 427 m benötigt wird. Der Wärmeeintrag durch Niederschlag und die Wärmeabgabe an das Gewässerbett sind so gering, dass diese Komponenten in der Bilanz eines Flussabschnitts vernachlässigt werden. Energie, die durch das verdunstete Wasser aus dem Bilanzraum fortgetragen wird, ist gering bei einer Verdunstung von $E = 2 \text{ mm/d} = 0,2 \text{ gcm}^{-2}\text{d}^{-1}$ und einer Wassertemperatur von $T_W = 15^\circ\text{C}$ beträgt sie: $\rho c E T_W = 12,6 \text{ Jcm}^{-2}\text{d}^{-1}$.

Nach Gl.(8.2a) erhält man für einen Zeitschritt von Δt die Zunahme der Wärmemenge im Bilanzgebiet des Volumens V : $H_T = V \rho c_p \Delta T / \Delta t$, wobei ΔT die Temperaturdifferenz am Ende und Anfang der Zeitspanne darstellt. Wird für einen Flussabschnitt der eintretende Massenstrom gleich dem austretenden Massenstrom gesetzt, entspricht die Änderung des Wärmehaushalts der Energiebilanz (Gl.(8.5)), d.h. $H_T = Q \rho c \Delta T$.

Die vereinfachte Wärmehaushaltsgleichung, die nur den Wärmeaustausch mit der Atmosphäre beschreibt, besteht aus Energieanteilen der Strahlungsbilanz R_{SB} , der Verdunstung H_V und des konvektiven Wärmestroms H_K (s. Gl. 8.6):

$$H_T \approx R_{SB} + H_V + H_K \quad \text{in } \text{W/m}^2. \quad (8.8)$$

Einleitungen liegen meist als volumenbezogene Größen in Wm^{-3} oder $\text{calh}^{-1}\text{cm}^{-3}$ vor; Strahlungsgrößen (Wärmestromdichten) als flächenbezogene Größen in der Einheit Wm^{-2} bzw. $\text{calh}^{-1}\text{cm}^{-2}$. Zu ihrer Umrechnung wird der Bilanzraum als Produkt von Oberfläche und Gewässertiefe ausgedrückt, wenn es sich um natürliche oder staugeregelte Flüsse handelt. Da einige Glieder in der Wärmehaushaltsgleichung je nach Tages- und Jahreszeit schwanken, empfiehlt es sich, die Gleichung für typische Tagesperioden (7⁰⁰ bis 19⁰⁰ Uhr) und Nachtperioden (20⁰⁰ bis 6⁰⁰ Uhr) auszuwerten (Bild 8.1).

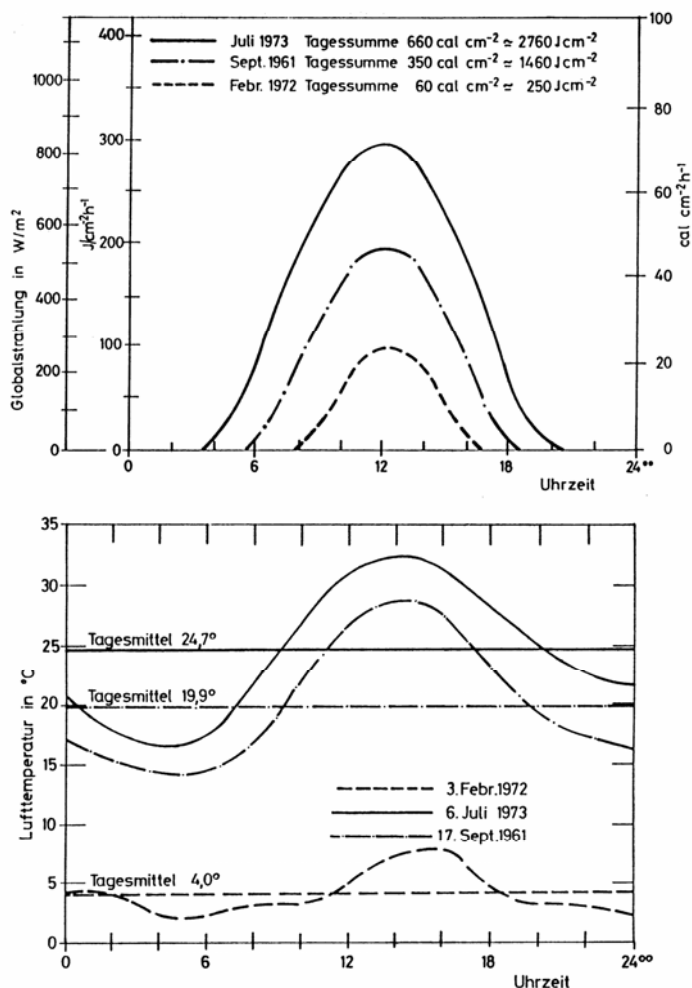


Abb. 8.1. Tagesverläufe von Globalstrahlung (Station Hamburg-Fuhlsbüttel) und Lufttemperatur (Station Holzminden) als meteorologische Kenngrößen für das Flussgebiet der Weser nach [8.9]

Der Wärmehaushalt wird bilanziert, indem der Energiezuwachs für die verdunstende Oberfläche positiv und der Verlust negativ gezählt werden. Auf der Einnahmeseite ist die Globalstrahlung und Gegenstrahlung, die kurz- und langwellige Strahlungskomponenten umfasst. Die Terme R_G und R_S in Gl. (8.7) sind stets positiv und bedeuten einen Wärmegegewinn. Auf der Ausgabenseite ist die Wärmestrahlung R_A . So strahlt ein Wasserkörper von 0°C -315 Wm^{-2} aus. Ein Wärmeverlust für das Wasser tritt durch H_V auf, wenn es sich um Verdunstung handelt. Der Wärmeaustausch mit Wasserschichten unter der Verdunstungsschicht und der fühlbare Wärmestrom können sowohl positiv als auch negativ sein. Bei der Summierung kompensieren sich die Komponenten teilweise, und die gesamte tägliche Wärmebilanz schwankt im Allgemeinen zwischen -194 und 145 Wm^{-2} (Tab. 8.1).

Die Vorgänge wirken thermisch zunächst nur auf die Oberflächenschicht ein, was eine zuverlässige Bestimmung der Wärmebilanz im Einzelfall erschwert. Beim Fluss wird der Temperaturunterschied zwischen oberflächennahen und tieferen Wasserschichten durch Turbulenz ausgeglichen. Findet nur bis zur Wassertiefe h eine Durchmischung statt, verteilt sich H_T auf die obere Wasserschicht in der Zeit Δt (Gl.(8.3)):

$$H_T = h \cdot \rho \cdot c \cdot \Delta T / \Delta t. \quad (8.9)$$

Eine Wärmeeinnahme von $H_T = 1000\text{ kcalm}^{-2}$ hat in einer Wasserschicht von 1 m einen Temperaturanstieg von 1°C zur Folge, wohingegen bei einer 3 m tiefen Durchmischungszone die Wassertemperatur nur um $0,3^\circ\text{C}$ zunimmt.

Bei Seen reicht die Durchmischung im Sommer höchstens bis zur Sprungschicht, so dass die folgenden Ansätze nur auf seichte (durchmischte) Seen übertragen werden können. Der Wärmehaushalt eines Sees wird hauptsächlich durch die an seiner Oberfläche umgesetzte Wärme bestimmt, wenn bei kleinen Zu- und Abflüssen die advective Komponente entfällt.

Ein gut durchmischter kleiner See (Volumen $V = 60000\text{ m}^3$, Oberfläche $A = 30000\text{ m}^2$, Tiefe 2 m) hat einen Zufluss Q von $9000\text{ m}^3\text{d}^{-1}$ (= Abfluss). Die Zuflusstemperatur T_Z beträgt 20°C , die Nettostrahlung auf die Seeoberfläche ist $H = 250\text{ cal cm}^{-2}\text{d}^{-1}$ (vergl. Abb. 8.1). Wie groß ist die Wassertemperatur des Sees beim Erreichen des Gleichgewichtszustandes, wenn andere Wärmequellen vernachlässigt werden können?

Umrechnung von Kalorien in Joule:

$$H = 250 \cdot 10000 \left(\frac{\text{cal} \cdot 10000\text{ m}^2}{\text{cm}^2\text{d} \cdot \text{m}^2} \right) \left(\frac{H}{0,2388\text{ cal}} \right) = 1,047 \cdot 10^7\text{ Jm}^{-2}\text{d}^{-1}$$

Wärmebilanz:

$$V\rho \cdot c \cdot dT/dt = Q_{pc}T_Z - Q_p \cdot cT_s + A \cdot H \rightarrow$$

$$T = T_Z + \frac{AH}{Q_{pc}} = 20 + \frac{30000(1,047 \cdot 10^7)}{9000 \cdot 998,2 \cdot 4182} = 28,4^\circ\text{C}.$$

8.2 Wärmequellen und -senken

Der totale Wärmefluss H_T durch die Wasseroberfläche eines Gewässers berechnet sich als Differenz sämtlicher Wärmeeinnahmen (Wärmequellen) und Wärmeabgaben (Wärmesenken) des Bilanzierungsraums. Der zum überwiegenden Teil als Wärmeabgabe der Wasseroberfläche auftretende Wärmeaustausch wird nach turbulentem und latentem Wärmestrom unterschieden.

Grundsätzlich ist für alle Wärmestrahlungs-, Verdunstungs- und Konvektionsvorgänge die Temperatur der oberen Haut des Wassers maßgebend. Diese idealen Voraussetzungen sind bei den Messdaten nicht erfüllt. Diese Oberflächentemperatur stimmt bei einem Fluss nur angenähert mit der Mitteltemperatur überein. In der Regel ist bei Flüssen infolge der Turbulenz eine Messung der Wassertemperatur ausreichend. Bei Seen hingegen müssen zur Ermittlung der gespeicherten Wärmeenergie zwei bis vier Temperaturprofile pro Woche gemessen sowie der advective Wärmestrom infolge von Zufluss und Niederschlag bestimmt werden. Die Größe H_T in $\text{Jcm}^{-2}\text{d}^{-1}$ wird erhalten, indem die Differenz der berechneten Wärmeenergie von aufeinanderfolgenden Temperaturmessungen gebildet wird und durch den Abstand der Temperaturbeobachtungen in Tagen und die mittlere Wasserfläche in cm^2 zwischen den Terminen dividiert wird. Zur Berechnung des Wärmehaushalts von Wasserflächen müssen meist meteorologische Größen herangezogen werden, die nur an Uferstationen beobachtet werden.

Die Strahlungsbilanz R_{SB} einer freien Wasserfläche ist die Summe aller wirksamen Ein- und Ausstrahlungskomponenten, wobei eintreffende (nach unten gerichtete) Strahlung positiv und ausgehende negativ zu zählen sind (s. Gl. (2.9)).

Unter Vernachlässigung eines geringen Anteils, der als diffuse Rückstrahlung von der Oberfläche auftritt und mit a_r als Albedo, kann Gl. (2.9) zusammengefasst werden zur kurz- und langwelligen Nettostrahlung, die nach Möglichkeit immer durch Messungen bestimmt werden sollte (s. Gl. (2.9a)):

$$R_{SB} = R_{NK} + R_{NI} = R_S(1 - a_r) + \varepsilon_W R_G - R_A \quad \text{in } \text{W/m}^2. \quad (8.10)$$

Die Umwandlung der auf die Wasseroberfläche als direkte Sonnenstrahlung R_1 oder diffuse Himmelsstrahlung R_H auftreffenden Sonnenenergie repräsentiert die gesamte Wärmeeinnahme infolge kurzwelliger Strahlung. Ein Teil davon wird an der Oberfläche durch Reflexion R_{Sr} unverbraucht wieder abgegeben. Zenitwinkel der Sonne und Sonnenscheindauer führen zu großen jahreszeitlichen Unterschieden im Tagesgang der Globalstrahlung, wie für strahlungsreiche Tage einer Station gezeigt wird (Bild 8.1). Bei gleichbleibenden Wetterbedingungen hat die wechselnde Einstrahlung bei Tag und die Abstrahlung bei Nacht einen Tagesgang der Wassertemperatur zur Folge, dessen maximale Amplitude abgeschätzt werden kann.

Wird die gesamte Tagessumme der Sonnenscheinstrahlung R_S aufgenommen, beträgt annähernd die Aufwärmung für einen Fluss von h cm Wassertiefe im Laufe eines Tages:

$$DT_W = 1,0 \cdot R_S / (r \cdot c \cdot h) = 0,239 R_S / h \quad \text{in } ^\circ\text{C}.$$

Für einen 2 m tiefen Fluss steigt theoretisch die Wassertemperatur während eines Tages durch die Globalstrahlung allein um maximal $\Delta T_W = 3,3^\circ\text{C}$ im Juni an, wenn von $R_S = 2760 \text{ Jcm}^{-2}$ nach Bild 8.1 ausgegangen wird.

Die Globalstrahlung kann für wolkenlosen Himmel aus der extraterrestrischen Strahlung berechnet werden (s. Tab. 2.5, 2.6) [8.12–8.14]. Die Globalstrahlung infolge der durch Bewölkung reduzierten Sonnenscheindauer wird nach Ansätzen der Gl. (2.10) ermittelt. Näherungsweise kann ganzjährig für Deutschland $R_S = (0,19 + 0,55s_n/s_N)R_a$ angenommen werden; monatliche Abstufungen der Faktoren s.[8.6].

Beim Fehlen von Messungen wird der thermisch wirksame Anteil zu 85 % angesetzt [8.10]. Die um die Reflexion abgeminderte Globalstrahlung entspricht der kurzwelligen Nettostrahlung:

$$R_{Nk} \approx 0,85(R_I + R_H). \quad (8.11)$$

Das Monatsmittel der Globalstrahlung bei wolkenlosem Himmel beträgt im norddeutschen Flachland $1005 \text{ Jcm}^{-2}\text{d}^{-1}$, wie anhand der Beobachtungsjahre 1958/65 für den Stechlinsee nachgewiesen wurde [8.16]. Die mittleren monatlichen Werte bei wolkenlosem Himmel betragen im Dezember 365 und im Juni $3040 \text{ Jcm}^{-2}\text{d}^{-1}$; unter Berücksichtigung der Bewölkung sinken die Monatsmittel im Dezember auf 142 und im Juni auf $2030 \text{ Jcm}^{-2}\text{d}^{-1}$. Die mittlere Größe der Reflexion beträgt 10% der ankommenden Globalstrahlung. Auf Monatsbasis stehen im Jahresmittel $R_S = 904 \text{ Jcm}^{-2}\text{d}^{-1}$ als kurzwelliger Strahlungssaldo zur Verfügung, wobei die mittlere Jahressumme der Rayleigh-Strahlung $2071 \text{ Jcm}^{-2}\text{d}^{-1}$ und die Globalstrahlung bei wolkenlosem Himmel $1660 \text{ Jcm}^{-2}\text{d}^{-1}$ beträgt. Im fünfjährigen Monatsmittel ist die Globalstrahlung im Juni acht- bis neunmal so groß wie im Dezember. Die maximalen und minimalen Tagessummen verhalten sich im Sommer wie 4,5:1 und im Winter wie 10:1 (Bild 8.2).

Der langwellige Strahlungssaldo R_{NI} ergibt sich aus der Differenz der aufwärts gerichteten Ausstrahlung der Wasseroberfläche R_A und der ihr entgegenwirkenden Ei-

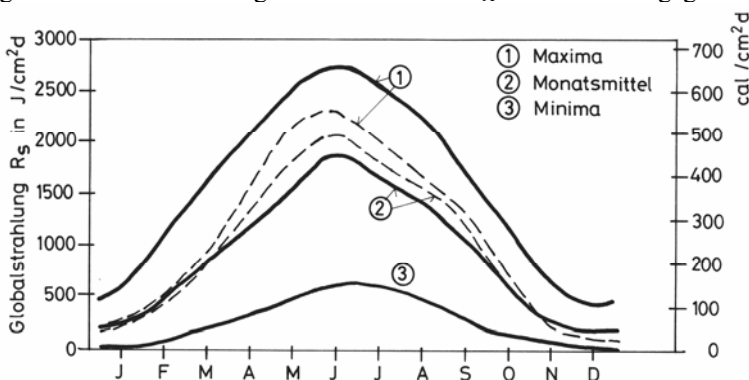


Abb. 8.2. Tagessummen der Globalstrahlung als Mittel der Jahresreihe 1961/65 der Stationen Hamburg, Braunschweig und Würzburg (durchgezogen) nach [8.15] und Monatsmittel 1958/65 des Stechlinsees (gestrichelt) nach [8.16]

genstrahlung der Atmosphäre R_G . Die Ausstrahlung der Wasseroberfläche wird nach dem Ansatz von Stefan-Boltzmann unter der Annahme eines Emissionsvermögens ε_W berechnet (Gl.(2.11)). Der Anteil durch Ausstrahlung der Wasseroberfläche R_A wird für einen Emissionskoeffizienten $\varepsilon_W = 0,97$ nach Gl.(2.11) erhalten:

$$R_A \approx 0,97 \cdot 5,7 \cdot 10^{-8} (T_W + 273,15)^4 \text{ in } \text{Wm}^{-2}\text{s}^{-1} \text{ bzw.}$$

$$R_A \approx 0,97 \cdot 0,4918 \cdot 10^{-6} (T_W + 273,15) \text{ in } \text{Jcm}^{-2}\text{s}^{-1}. \quad (8.12)$$

Die Gegenstrahlung wird nach Gl.(2.12b) berechnet oder behelfsweise beim Fehlen der Wassertemperatur nach Brunt [8.21] zu $R_G = 5,7 \cdot 10^{-8} (T_L + 273)^4 (0,523 + 0,065 \cdot e_{\text{al}}^{0,5})$ in Wm^{-2} bestimmt. Gegebenenfalls kann auch die Wassertemperatur aus der Lufttemperatur berechnet werden [8.6]. Die langwellige Strahlungsbilanz R_{NI} ist fast immer negativ, da sie erst positiv werden kann, wenn die Lufttemperatur rd. 15 K höher ist als die des Wassers. Die gesamte langwellige Strahlungsbilanz beträgt für den Stechlinsee im Jahresmittel $415 \text{ Jcm}^{-2}\text{d}^{-1}$ mit mittleren monatlichen Extremwerten von $281 \text{ Jcm}^{-2}\text{d}^{-1}$ im April und von $528 \text{ Jcm}^{-2}\text{d}^{-1}$ im September [8.16]. Die Amplitude des Monatsgangs ist wesentlich geringer als bei der kurzwelligen Strahlung. Die Werte der Gegenstrahlung gehen bei Einfallswinkeln unter 20° auf sehr kleine Größen zurück.

Aus den Gln.(8.12 und 2.12) können zur Aufstellung der Wärmestrahlungsbilanz die Größen R_A und R_G berechnet werden, die – jede für sich – mit gemessenen Werten gut übereinstimmt. Da R_G und R_A jedoch etwa gleich groß, aber entgegengesetzt gerichtet sind, ergibt sich ihre Bilanz als verhältnismäßig kleine Größe. Zwischen der rechnerischen Bestimmung der Wärmestrahlungsbilanz und Messungen ergeben sich vielfach größere Abweichungen, so dass Messungen stets anzustreben sind. Die Wärmestrahlungsbilanz, die im Stundenbereich zu messen ist, erhält man aus den Messwerten der Gesamtstrahlungsbilanz abzüglich denen

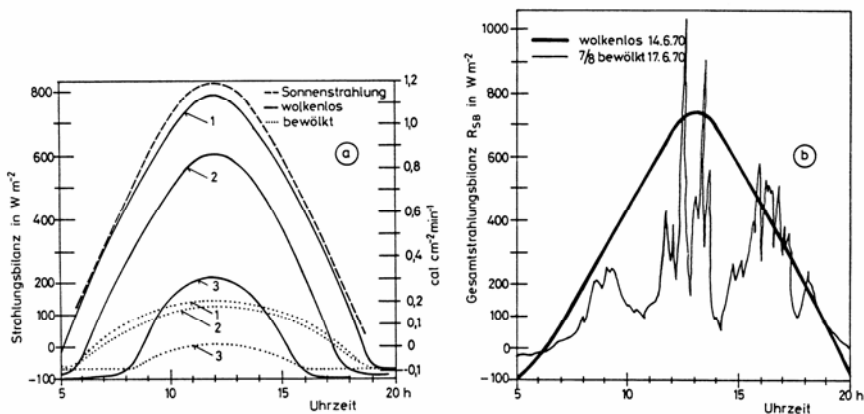


Abb. 8.3. a) Tagesverlauf der Strahlungsbilanz einer Wasseroberfläche bei klarem (durchgezogen) und bedecktem Himmel (gepunktet) nach [8.12]: 1) im Juli, 2) im September und 3) im Dezember bzw. Januar; **b)** Strahlungsbilanz einer Wasseroberfläche (Müden/Mosel) nach [8.15]

der Globalstrahlung. Gegebenenfalls können auch typische Ganglinien über Mehrfachregressionen oder nach der Zeitreihenanalyse abgeleitet werden [8.8]. Nachts, wenn keine Globalstrahlung sondern nur Temperaturstrahlung wirkt, kann der Strahlungsanteil am Wärmehaushalt nur grob ermittelt werden beim Fehlen von Messwerten im Stundenbereich. In klaren Nächten kann die Wärmeabgabe durch Ausstrahlung, welche die Gegenstrahlung überwiegt, 120 Wm^{-2} betragen.

Bei Bewölkung schwankt die Wärmestrahlungsbilanz erheblich. Wenn die Sonne durch eine Wolkenlücke scheint, addieren sich zur Sonnenstrahlung die Gegenstrahlung und gestreute Strahlung, so dass kurzfristig mehr Strahlung ankommen kann als bei wolkenlosem Himmel (Bild 8.3).

Bei einem nahezu abflusslosen See fehlt die advective Komponente, so dass die Temperaturänderung des Sees im Wesentlichen der Größe der Wärmeeinnahme entspricht. Die Temperaturänderung muss aus der vertikalen und horizontalen Temperaturverteilung ermittelt werden. Wärmeeinnahmen und -abgaben müssen sich im Jahresmittel gleichen. So beträgt beim Stechlinsee die mittlere monatliche Wärmeeinnahme von März bis August $423 \text{ Jcm}^{-2}\text{d}^{-1}$ im langjährigen Monatsmittel. Gleichgroße Abgaben stehen diesen Werten in den restlichen Monaten des Jahres gegenüber.

Weitere Größen der Wärmebilanz sind der turbulente und latente Wärmestrom, die allgemein Verlustgrößen für den Wärmehaushalt bedeuten. Der latente Wärmestrom, der in erster Linie eine Änderung des Aggregatzustands herbeiführt, wird als Verdampfungswärme dem Bilanzraum entzogen. Die Verdunstung ist im Allgemeinen die für die Abkühlung eines Gewässers wesentlichste Komponente der Wärmebilanz. In seltenen Fällen erfolgt auch ein Wärmegewinn durch Kondensation. Die Energie H_V in Wm^{-2} , die für die Verdunstung benötigt wird, ist $H_V = E \cdot L_V$, wobei mit E die Verdunstungsrate in $\text{kgm}^{-2}\text{s}^{-1}$ bezeichnet wird. Die latente Verdampfungswärme L_V in kJkg^{-1} ist von der Wasseroberflächentemperatur abhängig: $L = 249,8 - 0,242 \cdot T$ in J/cm^2 , d.h. zum Verdunsten von 1 mm oder $L = 28,9 - 0,028 \cdot T$ in W/m^2 für eine Verdunstungshöhe von 1 mm/d.

Wird vom Gewässer Wasser an die Luft abgegeben, errechnet sich ein Temperaturgefälle an der Phasengrenze Luft (Wasserdampf) und Wasser. Neben dem latenten Wärmestrom findet ein direkter Austausch zwischen Wasseroberfläche und Luft durch Konvektion statt. Beide Erscheinungen werden als analog zu behandelnde Diffusionsvorgänge aufgefasst. Die Wärmestromdichten sind in Gl.(2.17) angegeben. Zur Berechnung des Wärmeübergangs durch Konvektion verwendet man das Bowen-Verhältnis unter der Voraussetzung, dass derselbe Austauschvorgang alle Eigenschaften gleicherweise transportiert, d.h. $A_q = A_T$. Dazu werden die Differenzen anstelle der Gradienten eingeführt, die potentielle Temperatur durch die gemessene Temperatur T sowie die spezifische Feuchte q durch den Dampfdruck ersetzt. Das Bowen-Verhältnis wird nach Gl.(2.19) berechnet:

$$H_K / H_V = B_o = 0,61 \cdot p(T_W - T_L) / (e_{sW} - e_{aL}), \quad (8.13)$$

wobei p der Luftdruck in hPa ist. Wenn der Dampfdruck in mbar eingesetzt wird, erhält man [8.15, 8.17]:

$$H_V / H_K \approx 1,53(e_{sW} - e_{aL}) / (T_W - T_L) \quad (8.14)$$

T_W, T_L : Temperatur der Wasseroberfläche bzw. der Luft in °C,

e_{sW} : Sättigungsdampfdruck bei der Wasseroberflächentemperatur in mbar,

e_{aL} : Dampfdruck der Luft in der Höhe, in der T_L gemessen wird, in mbar.

Der Konvektionswärmestrom H_K wird unter Berücksichtigung des Bowen-Verhältnisses B_o nach Gl.(8.14) berechnet zu: $H_K = H_V B_o$. H_K ist im Vergleich zu H_V klein; das Verhältnis H_K/H_V liegt zwischen 0,1 und 0,3 bei Tageswerten. Das Bowen-Verhältnis bei Jahresbilanzen von einigen Seen beträgt 0,02 bis 0,04 [8.18].

Zur Berechnung der Verdunstung wurden zahlreiche Formeln mit einem auf Dalton zurückgehenden Ansatz entwickelt; Zusammenstellungen siehe [8.15, 8.19, 8.20, 8.8] Im Einzelnen werden die Windgeschwindigkeit u_z , der Sättigungsdampfdruck der Luft e_{sW} mit der aktuellen Wasseroberflächentemperatur T_W und der aktuelle Dampfdruck der Luft e_{aL} berücksichtigt (Gl.(2.36)).

$$E = f(u_z)(e_{sW} - e_{aL}) = (c_1 + c_2 u_z^{c_3})(e_{sW} - e_{aL}) \text{ in mm/d} \quad (8.15)$$

oder als Verdunstungswärmestrom:

$$H_V = f(u_z)(e_{sW} - e_{aL}) \text{ in Wm}^{-2} \quad (8.16)$$

c_1, c_2, c_3 : empirisch zu bestimmende Konstanten,

nach Trabert $c_1 = 0,00$; $c_2 = 0,31$; $c_3 = 0,5$; (für Wärmelastpläne),

nach Richter $c_1 = 0,16$; $c_2 = 0,20$; $c_3 = 0,5$ (für norddeutsche Seen),

nach WMO $c_1 = 0,13$; $c_2 = 0,094$; $c_3 = 1,0$ (für deutsches Rheingebiet),

e_{aL} : aktueller Dampfdruck der Luft in mbar in z m Höhe über der Wasseroberfläche,

e_{sW} : Sättigungsdampfdruck bei der Wasseroberflächentemperatur T_W ,

u_z : Windgeschwindigkeit in z m Höhe in m/s; in der Regel u_z für $z = 2$ m.

Bei Wärmeeinleitungen wird u.a. die Verdunstungsformel nach Trabert angewendet [2.70, 8.17], in der die Windgeschwindigkeit u_2 in m/s in 2 m Höhe benutzt wird (vgl. Gl.(2.32)):

$$E = 0,31 u_2^{1/2} (e_{sW} - e_{aL}) \text{ in mm/d}, \quad (8.17)$$

$$H_V = u_2^{1/2} (e_{sW} - e_{aL}) \text{ in Jcm}^{-2}\text{h}^{-1} \text{ bzw.} \quad (8.18)$$

$$H_V = (3,17/3600)(e_{aL} - e_{sW})u_2^{1/2} \text{ in J} \cdot \text{cm}^{-2} \cdot \text{s}^{-1}.$$

Mit dem Ansatz nach Trabert [8.15] beträgt der konvektive Wärmestrom:

$$H_K = 0,49[(T_W - T_L)/(e_{sW} - e_{aL})]H_V \text{ bzw.} \quad (8.19)$$

$$H_K = (2,1/3600)(T_L - T_W)u_2^{1/2} \text{ in Jcm}^{-2}\text{s}^{-1}.$$

Der Sättigungsdampfdruck e_{sW} kann anhand der Wassertemperatur T_W in °C angenähert angegeben werden mit:

$$e_{sW} = 2,1718 \cdot 10^8 \cdot e^{-4157/(T_W + 239,09)} \text{ in mbar.} \quad (8.20)$$

Der Dampfdruck der Luft kann anhand der gemessenen Temperatur T_L in °C und der relativen Feuchte r_L in % berechnet werden zu (Tab. 2.1):

$$e_{aL} = \frac{1,333r_L}{100} \cdot 4,525 \cdot 10^{7,45T_L/(235+T_L)} \quad \text{in mbar.} \quad (8.21)$$

Der Anteil der einzelnen Glieder als Absolutbetrag in der Wärmebilanzgleichung zeigt relativ geringe Beträge für die Wärmeströme H_V und H_K (Bild 8.4). Werden nicht alle Strahlungskomponenten gemessen, sondern nur die Strahlungsbilanz R_{SB} , kommt der richtigen Ermittlung von H_V erhöhte Bedeutung zu.

Wird die Energiebilanzgleichung nach der Verdunstung E aufgelöst, erhält man mit $H_V = \rho E L_v$, $H_K = B_0 H_V$, $H_T = \rho c E (T_W - T_0)$ wobei der Bodenwärmestrom zu Null gesetzt ist:

$$E = [R_{SB} - H_T + H_Z] / [\rho_w \cdot L_v (1 + B_0) + c(T_W - T_0)]. \quad (8.22)$$

H_Z ist die Energie, die advektiv dem Bilanzraum zugeführt wird. Wird für die Berechnungen die Wärmestromdichte in Wm^{-2} eingeführt, wird in Gl. 8.22 die Verdunstung in $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$ erhalten. L_v wird meist aus der Temperatur, die in der Seemitte an der Oberfläche herrscht, berechnet, und T_W wird gleich dieser Temperatur gesetzt. Bereits im ebenen Gelände können die Störwirkungen der Uferregion selbst bei einer Entfernung von 1 km von der Messstelle den vertikalen Gradienten [2.70] beeinflussen. Für Gewässer in Taleinschnitten ist die Methode nur anwendbar, wenn die advective Komponente berücksichtigt werden kann.

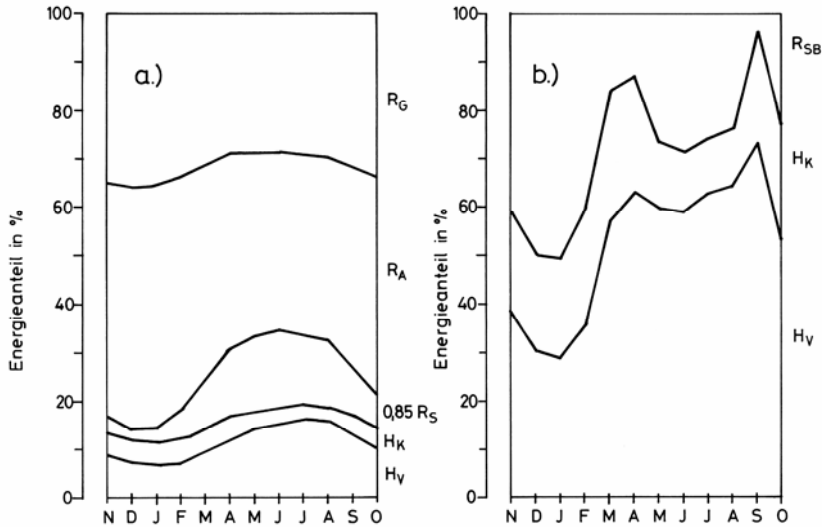


Abb. 8.4. Anteil der einzelnen Wärmeströme, die über die Wasseroberfläche gelangen, an der Gesamtwärmebilanz für die Messstelle Bremen (Jahresreihe 1971/78) nach [8.23]; **a)** Anteil an der Summe $|R_G + R_A + 0,85 R_S + H_K + H_V|$ und **b)** Anteil an der Summe $|R_{SB} + H_K + H_V|$

Die Verdunstungshöhe im Juni soll für einen 4 m tiefen See, der 50 ° nördl. Breite liegt, anhand der Energiebilanz ermittelt werden. Messungen, die in 2 m Höhe an einer Uferstation vorgenommen werden, ergaben: 18 °C Lufttemperatur, Wassertemperatur 19,7 °C (Ende Mai: 15,5 °C; Ende Juni 20,7 °C), Dampfdruck 14,4 hPa, Sonnenscheindauer 9 h und mittlerer Bewölkungsgrad 0,6.

(Die monatliche Energiebilanz wird durch Multiplikation der täglichen Werte mit 30 erhalten).

Globalstrahlung (Gl. 2.10 u. Tab. 2.5, 2.6):

$$R_S = (0,19 + 0,55(9/16,7) \cdot (17,1 - 30)) = 249,5 \text{ mm/Monat}, R_S = 249,50 \cdot 245 = 61,1 \text{ kJcm}^{-2},$$

$$\text{Reflexstrahlung (Tab. 2.4): } R_{Sr} = 0,06 \cdot 61,1 = 3,7 \text{ kJcm}^{-2},$$

$$\text{Ausstrahlung (Gl. 2.11): } R_A = 0,97 \cdot 0,4918 \cdot 10^{-6} (19,7 + 273,15)^4 \cdot 30 = 105,3 \text{ kJcm}^{-2},$$

$$\text{Gegenstrahlung (Gl. 2.13a): } R_G = 0,4918 \cdot 10^{-6} (18 + 273,5)^4 \cdot (0,47 + 0,147 \cdot 14,4^{0,3}) (1 + 0,18 \cdot 0,6 \cdot 30) = 93,7 \text{ kJcm}^{-2},$$

$$\text{Strahlungsbilanz (Gl. 2.9): } R_{SB} = 61,1 - 3,7 - 105,3 + 93,7 = 45,8 \text{ kJcm}^{-2},$$

Wärmeinhaltsänderung einer Wassersäule ($\rho = 1 \text{ g/cm}^3$) (Gl. 8.9):

$$H_T = 4,19(20,7 - 15,5) \cdot 4 \cdot 100 = 8,7 \text{ kJcm}^{-2},$$

Verdunstungswärmestrom (Gl. 8.22, Tab. 2.1):

$$LE = (45,8 - 8,7) / [1 + 0,65(1,7/(23 - 14,4))] = -39,7 \text{ kJcm}^{-2},$$

$$\text{Verdunstungshöhe (Tab. 2.1): } E = 39,7 \cdot 10^3 / 2,453 = 162 \text{ kg/m}^2 \triangleq 162 \text{ mm}.$$

8.3 Nutzung der Gewässer für Kühlzwecke

8.3.1 Wärmeableitung in Kraftwerken und zulässige Gewässerbeanspruchung

Die natürliche Temperatur eines Gewässers weist einen Jahresgang auf, dessen Amplitude der Monatsmittelwerte 16 bis 20 K beträgt. Die niedrigsten, positiven Temperaturen treten im Januar/Februar auf, die Höchstwerte liegen im Allgemeinen im Juli/August. Innerhalb der einzelnen Monate sind Tagesschwankungen zu verzeichnen, die an aufeinander folgenden Tagen bis 3 K betragen können. Die mittlere jährliche Wassertemperatur liegt mit Ausnahme der Gebirgsflüsse höher als die mittlere Lufttemperatur. Die regelmäßigen Beobachtungen der Wassertemperaturen werden in hydrologischen Jahrbüchern veröffentlicht.

Die in den letzten Jahrzehnten vielerorts festgestellte stärkere Erwärmung der Gewässer ist hauptsächlich eine Folge der gestiegenen Einleitung von Kühlwasser durch Wärmekraftwerke und Industrie. Bei den heute gebräuchlichen Kernkraftwerken mit Leichtwasserreaktoren schwankt die über das Kühlwasser abzuführende Abwärme zwischen 170 bis 235 MJ/s je 100 MW installierter elektrischer Leistung und ist größer als bei Wärmekraftwerken, die auf der Grundlage von fossilen Brennstoffen betrieben werden und zwischen 125 bis 170 MJ/s je 100 MW elektrischer Nutzenergie an die Umgebung, d.h. Wasser und Luft, abgeben [8.15, 8.21]. Um die gleiche elektrische Nutzenergie von 100 % zu erzeugen, ist im Mittel beim konventionellen Kraftwerk ein Brennstoffeinsatz von rd. 250 % und beim Kernkraftwerk von rd. 300 % erforderlich, d.h., es müssen etwa 45 bis 54 % der Primärenergie beim konventionellen und 60 bis 65 % beim Kernkraftwerk als Ab-

wärme abgeleitet werden. Dabei sind die Wirkungsgrade in den letzten Jahrzehnten ständig verbessert worden.

Um Abwärme an die Umgebung abgeben zu können, benötigt man ein Temperaturgefälle zur Umgebungstemperatur. Die mittlere Umgebungstemperatur (Wasser) beträgt $10\text{ }^{\circ}\text{C}$ bzw. 283 K . Mit großen Kühlwassermengen und großen Kondensatoren bemüht man sich, mit Temperaturgefällen von 7 bis 15 K bzw. $T = 290$ bis 298 K auszukommen. Da die Kessel nur Temperaturen bis 650 bzw. 920 K standhalten, beträgt der theoretische Wirkungsgrad $\eta = (920-290)/920 = 0,68$. Infolge von Wärmeverlust können jedoch nur Wirkungsgrade von 42% erreicht werden, die bei Kernkraftwerken 36% betragen.

Von 406 Mio t SKE an Primärenergieverbrauch in der Bundesrepublik Deutschland im Jahr 1975 entfielen $50,5\text{ GW}$ auf die Abwärme für die Gewässer. Die Fläche der für die Aufnahme von nennenswerten Abwärmeeinleitungen hinreichend großen Flussläufe beträgt 460 km^2 . Hinzu kommen die Ästuarien von Elbe, Weser, Ems und Jade. Mit Kraftwerken, die bis zu 3 km vom Festland entfernt sind, lassen sich theoretisch weitere 550 km^2 ausnutzen, so dass insgesamt 1000 km^2 zur Verfügung stehen. Nimmt man an, dass pro m^2 Wasserfläche und Grad Übertemperatur etwa 25 W an die Atmosphäre abgegeben werden, so erhält man aus dem Wärmetransport ins Meer und aus der Wärmeabgabe aus den Flüssen und Ästuarien an die Atmosphäre eine Gesamtkühlmenge von 103 GW , die eine Ausnutzung bis 2 MNQ für Durchlaufkühlung unter Einhaltung der zulässigen Auswärmungsspannen erfordert, und von 83 GW bei Nutzung von NQ [8.7, 8.24].

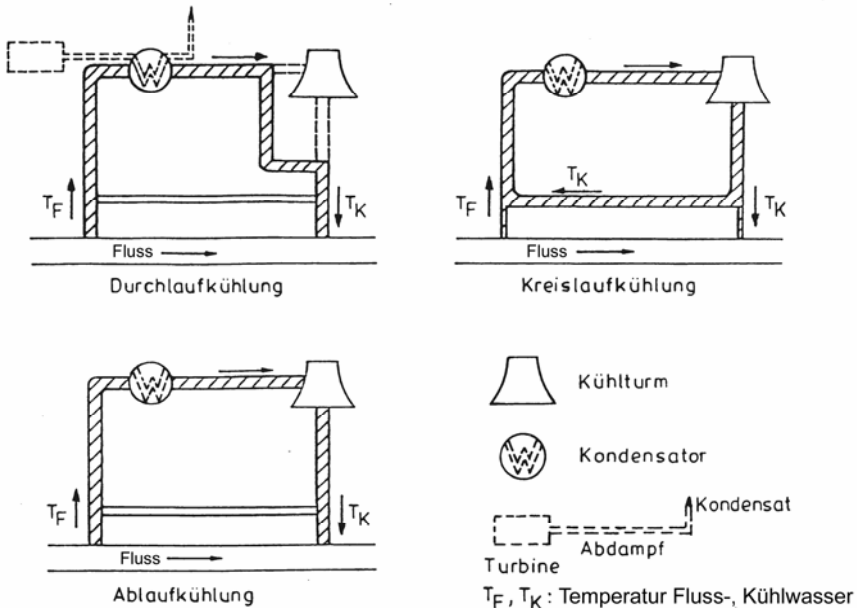


Abb. 8.5. Prinzipschaltbilder von Kühlsystemen für Wärmekraftwerke

Diese Bilanz zeigt, dass neben der Durchlaufkühlung andere Kühlsysteme erforderlich werden.

Die Übertragung der Abwärme an die Umwelt erfolgt beim thermischen Kraftwerk meist durch Wasser in Form der Durchlaufkühlung (Frischwasserkühlung) bzw. der teilweisen oder völligen Kühlung mit Kühltürmen (Bild 8.5). Das Kühlwasser im Hauptkreislauf dient dem Transport der Abwärme des Hauptkondensators zu den Kühleinrichtungen, z.B. ein Gewässer bei Durchlaufkühlung oder ein Kühlturm bei Ablauf- bzw. nasser Rückkühlung. Um einen hohen Wirkungsgrad des Kraftwerks zu erreichen, wird Durchlaufkühlung angestrebt. Offene Kreislaufkühlung erfordert 3 bis 5 % mehr Brennstoff zur Erzeugung der gleichen Strommenge wie bei der Durchlaufkühlung, allerdings sinkt der Wasserbedarf beträchtlich. Bei Ablaufkühlung wird das Wasser teilweise oder ganz über Kühltürme geleitet. Bei geschlossener Rückkühlung wird das Wasser zwischen Erwärmung im Kondensator und Abkühlung im Kühlturm im Kreislauf umgewälzt. Bei nasser Rückkühlung wird das Wasser im Kühlturm verrieselt und der Wärmeübergang durch Verdunstung bewirkt. Bei einem Luftdruck von 1013 mbar und einer Temperatur von 25 °C beträgt die spezifische Verdampfungswärme von Wasser 2444 MJ/m³, so dass man für eine Abwärme von 1000 MW eine Verdunstung von $1000/2444 = 0,41 \text{ m}^3/\text{s}$ theoretisch erhält. Bei der nassen Rückkühlung müssen die Verluste durch Verdunstung ersetzt werden. Zusätzlich wird zur Vermeidung von Aufsalzungen ständig ein Teil des Kreislaufwassers als so genanntes Abflutwasser in den Vorfluter abgegeben. Da das Wärmeaufnahmevermögen der Gewässer je nach Abfluss und Jahreszeit unterschiedlich ist, werden die vorgenannten Nasskühlverfahren kombiniert.

Als Kühlturmtyp werden häufig Naturzugkühltürme verwendet. Im Kühlturm wird das Wasser um ΔT_K (= Kühlzone) abgekühlt. Die Temperatur des wieder einzuleitenden Wassers bestimmt die Auswirkung des Kühlturbetriebs auf das Gewässer. Die Zusatzwassermenge für den Kühlbetrieb ist von den meteorologischen Bedingungen abhängig, da z.B. bei niedriger relativer Luftfeuchte (trockene Luft) der Anteil der Verdunstung groß ist (Bild 8.6). Die Verdunstung lässt sich aus der relativen Luftfeuchte und der Temperatur des feuchten Thermometers abschätzen. Beim (ventilierten) feuchten Thermometer ist der Temperaturfühler mit ständig feucht gehaltener Gaze umhüllt. Das feuchte Thermometer zeigt daher die Temperatur an, bis zu welcher das Wasser durch Verdunstung heruntergekühlt werden kann. Die in Bild 8.6 angegebenen Zusatzwassermengen sind mit einem Abflutanteil von einem Drittel der Verdunstungsmenge angesetzt und jeweils auf 1000 MW elektrische Leistung bezogen worden. Der Wärmeeintrag in das Gewässer ist bei der Kreislaufkühlung geringer als bei der Ablaufkühlung. Bei der Kreislaufkühlung ist die Verminderung auch abhängig von der Menge des Abwassers. Die Abwärmeeinleitung beträgt bei Durchlaufkühlung für je 100 MW Kraftwerksleistung 210 (145) MW und sinkt bei Ablaufkühlung auf 125 (84) MW, wobei die Klammerwerte die vergleichbare Leistung eines konventionellen Kraftwerks bedeuten. Bei Kreislaufkühlung fallen 15 (8) MW Abwärme an [8.8].

Das eingeleitete Kühlwasser verteilt sich im Fluss ungleichmäßig, da das erwärmte, spezifisch leichtere Wasser bestrebt ist, sich an der Oberfläche auszubreiten. Im Fluss können bis zu mehreren km lange Warmwasserfahnen auftreten, die

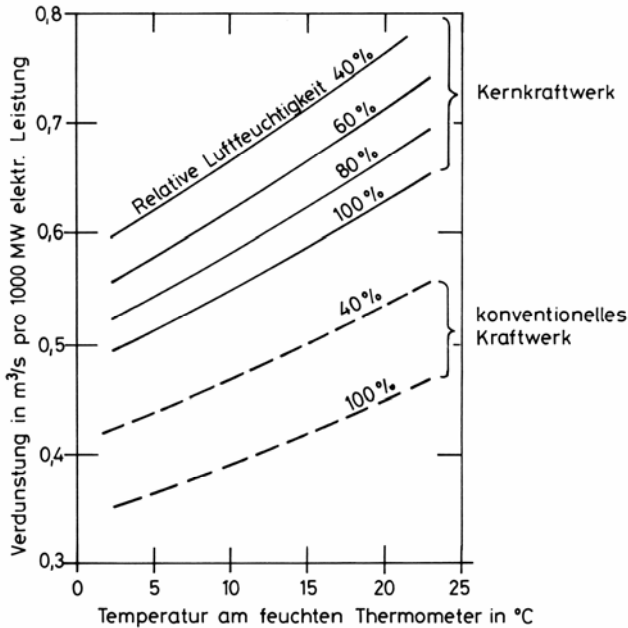


Abb. 8.6. Abhängigkeit der Verdunstungsmenge von den meteorologischen Bedingungen für ein Kernkraftwerk mit Leichtwasser-Reaktor und für ein Kraftwerk auf der Basis fossiler Brennstoffe nach [8.21]

eine Übertemperatur von mehr als 1 °C zum umgebenden Wasser aufweisen. Die Durchmischung hängt u.a. von dem Verhältnis von Einleitungsmenge und Durchfluss ab. Bei großen Durchflüssen erfolgt eine Durchmischung bereits nach kurzer Fließstrecke. Bei staugeregelten Flüssen oder Seen besteht die Gefahr, dass eine Rückgabe von Kühlwasser in die Entnahmeschicht erfolgt. Um eine möglichst kurze Durchmischungsstrecke zu erhalten, werden hydraulisch besonders geformte Einleitungsbauwerke verwendet [8.7]. Die bei den Einleitungs- und Ausbreitungsvorgängen auftretenden hydraulischen Probleme sind in [8.7, 8.21] behandelt.

Die Mischtemperatur aus Fluss- und Kühlwasser berechnet sich nach der Mischungsregel. Wird völlige Durchmischung vorausgesetzt und mit Q_0 und T_0 der Abfluss bzw. die Wassertemperatur oberhalb der Einleitungsstelle bezeichnet, erhält man die Mischtemperatur T_M unterhalb der Einleitungsstelle, nachdem die Kühlwassermengen Q_E mit den Temperaturen T_E eingeleitet worden sind, zu:

$$T_M = [Q_0 T_0 + \Sigma(Q_E T_E)] / (Q_0 + \Sigma Q_E) \quad \text{in } ^\circ\text{C}. \quad (8.23)$$

Um Gewässer vor unerwünschten Erwärmungen zu schützen, sind behördlich vorgeschriebene Grenzwerte einzuhalten, welche das abgegebene Kühlwasser, das Flusswasser unterhalb der Einleitung und die von der Temperatur abhängigen Güteparameter betreffen. Insgesamt sind drei Maximalwerte zu beachten, von denen

Tabelle 8.2. Richtwerte für zulässige Temperaturen bei Wärmeeinleitungen; Grenzwerte der maximalen Temperaturen $\max T$ und der Aufwärmungsspannen ΔT von Kühl- und Flusswasser nach [8.15] (Klammerwerte in Ausnahmefällen)

Kühlwasser	Durchlaufkühlung	Ablaufkühlung	Kreislaufkühlung
Wiedereinleitungstemperatur	30 °C (33 °C)	33 °C	35 °C
$\max. T_K$			
Aufwärmung zwischen	10 K (15 K)	10 K (15 K)	15 K
Entnahme und Abgabe ΔT_K			
Flusswasser	sommerwarme Gewässer	sommerkühle Gewässer	salmonide Gewässer
Flusswassertemperatur $\max. T_F$	28 °C	25 °C	18 °C
Aufwärmung über Referenztemperatur, z.B. natürlicher Temperatur T_F	5 K (7 K)	3 K (5 K)	3 K

derjenige Gültigkeit hat, der zuerst erreicht wird. Zunächst muss die maximale Temperatur des Kühlwassers vor der Einleitung in den Vorfluter unter einem Schwellenwert T_K bleiben, der abhängig von der Art der Kühlung ist (Tab. 8.2). Bei Durchlaufkühlung werden 30 °C als maximale Einleitungstemperatur angesehen. Bei sommerwarmen Gewässern werden 28 °C und weniger angegeben [8.29]. Einleitungstemperaturen bis 35 °C können bei Kreislaufkühlung auftreten, insbesondere, wenn der Anteil des Umlaufwassers, der in das Gewässer gelangt, gering ist. Die Werte der Tabelle 8.2 sind nur noch eingeschränkt anwendbar.

Sodann ist die maximale Aufwärmspanne ΔT_F nach vollkommener Durchmischung des Kühlwassers mit dem Flusswasser im Vergleich zur natürlichen Wassertemperatur ohne Kühlwassereinleitung zu beachten. Die ganzjährig wirkende Aufwärmspanne ΔT_F wird als rechnerische Mischtemperatur der Temperatur des eingeleiteten Kühlwassers und des Gewässers oberhalb der Einleitungsstelle ermittelt. Als ΔT_K wird die Differenz der Kühlwassertemperatur in der Rückgabe und Entnahme bezeichnet. Bei Erhaltung der ökologischen Gleichgewichtszustände werden oft Aufwärmspannen von $\Delta T_F = 3$ K gefordert. Voraussetzung ist jedoch, dass die Temperaturerhöhung nicht den Sauerstoffgehalt unerträglich mindert. Das Wärmeaufnahmevermögen eines Gewässers kann im Sommer nicht immer ausgeschöpft werden, da vorher meist der Grenzwert $\max T_F$ erreicht wird.

Als dritte Größe ist die maximale Wassertemperatur $T_{F\max}$ nach vollkommener Durchmischung maßgebend. Im Hinblick auf die zulässige Temperatur im Gewässer, die als Mischtemperatur rechnerisch ermittelt wird, werden als Grenzwert in der maßgebenden Sommerperiode 28 °C angesehen (Tab. 8.2). Die Grenzwerte für Tidegewässer liegen in vergleichbarer Größenordnung [8.9, 8.23].

Die Begrenzung von Wärmeeinleitungen erfolgt mit Rücksicht auf den biologischen Zustand und die physikalisch-chemische Beschaffenheit nach dem Prinzip der Gemeinverträglichkeit. Die Selbstreinigung des Gewässers infolge mikrobieller Aktivität ist von der Wassertemperatur abhängig und kann durch zu niedrige oder zu hohe Temperaturen gehemmt werden. Eine Erwärmung hat meist einen beschleunigten Abbauprozess zur Folge. Dadurch werden die Sauerstoffkonzentra-

tion und die Belastbarkeit im betreffenden Flussabschnitt vermindert. Die Sättigungskonzentration C_s in mg O_2/l nimmt mit steigender Wassertemperatur ab.

Das Wärmeaufnahmevermögen eines Gewässers ist durch die Aufwärmung ΔT bezogen auf die natürliche Gewassertemperatur, ihren zulässigen Höchstwert und den Abfluss Q in m^3/s festgelegt. Das Wärmeabfuhrvermögen H_Q bzw. die Wärmefracht H_F eines Flusses an einem beliebigen Querschnitt betragen:

$$H_Q = \rho c Q \Delta T_{\max} \approx 4,2 \cdot Q \Delta T_{\max} \text{ bzw. } H_F = \rho c Q \Delta T \approx 4,2 \cdot Q \Delta T \text{ in MW} \quad (8.24)$$

$\Delta T_{\max}$: maximale Aufwärmspanne nach Tab. 8.2,

ΔT : querschnittsgemittelte Temperaturerhöhung in $^{\circ}C$ zur Zeit t .

Die Differenz $H_Q - H_F$ ist der noch nutzbare Teil des Wärmeabfuhrvermögens und gibt Aufschluss über den Nutzungsgrad bzw. die Wärmebelastung eines Flusses. Unter Beachtung der einzuhaltenden Aufwärmspanne erhält man den Kühlwasserbedarf Q_K bei Durchlaufkühlung für eine konstant angenommene elektrische Nutzleistung W_E durch Auflösung von Gl.(8.24) nach Q_K und Einführung eines Wirkungsgrads. Der Kühlwasserbedarf bei Durchlauf- und Ablaufkühlung beträgt:

$$Q_K \approx [0,239 W_E (1 - \eta)] / (\eta \cdot \Delta T_K \cdot \rho c) \approx 0,24 W_E (1 - \eta) / \eta \cdot \Delta T_K \text{ in } m^3/s, \quad (8.25)$$

wobei η der Gesamtwirkungsgrad des Kraftwerks ist. W_E wird in MW, ΔT_K in K eingesetzt, die Dichte des Wassers wird zu $1,0 \cdot 10^3 \text{ kg}/m^3$ und die spezifische Wärmekapazität des Wassers c zu $4,19 \text{ kg}/(kg \cdot K)$ angenommen. Der spezifische Kühlwasserbedarf q_K in m^3/MWh erlaubt die Zuordnung des Wasserbedarfs zur elektrischen Arbeit (Tab. 8.3):

$$\begin{aligned} q_K &= Q_K \cdot 3600 / W_E = 3600 \cdot [(1/\eta) - 1] / \Delta T_K \cdot \rho c \\ &\approx 860 \cdot [(1/\eta) - 1] / \Delta T_K. \end{aligned} \quad (8.26)$$

Der Gesamtwirkungsgrad eines Leichtwasserreaktors liegt bei $\eta = 30$ bis 35% , der eines Hochtemperaturreaktors zwischen 40 bis 45% . Bei Kraftwerken auf fossiler Brennstoffbasis kann von 37 bis 42% ausgegangen werden. Eine Aufschlüsselung der Wirkungsgrade in die einzelnen Verlustanteile enthält [8.26].

Für $\eta = 0,33$ und eine Aufwärmspanne von $\Delta T = 10^{\circ}C$ erhält man einen erforderlichen Kühlwasserbedarf $Q \approx 60 \text{ m}^3/s$ für $W_E = 1200 \text{ MW}$ elektrische Nutzleistung. Sind keine Vorbelastungen im Gewässer zu berücksichtigen und werden als Standardgrößen für ein konventionelles Wärmekraftwerk $W_E = 600 \text{ MW}$ und für ein Kernkraftwerk $W_E = 1200 \text{ MW}$ angesetzt, werden folgende Kühlwasserentnahmen erforderlich, um das Kraftwerk bei Durchlaufkühlung mit Vollast zu betreiben. Bei 1200 MW werden benötigt $200 \text{ m}^3/s$ bei $\Delta T_W = 3 \text{ K}$. Beim konventionellen Kraftwerk ist ein Abfluss von $65 \text{ m}^3/s$ bei gleicher Aufwärmspanne erforderlich. Bei einer Aufwärmspanne von $\Delta T_W = 5$ bzw. 7 K errechnet man 120 bzw. $85 \text{ m}^3/s$ beim Leichtwasserreaktor und 39 bzw. $28 \text{ m}^3/s$ beim Kraftwerk auf der Basis fossiler Brennstoffe. Im Vergleich dazu beträgt an der Tidegrenze das Mittelwasser der Weser $MQ = 324 \text{ m}^3/s$ und das mittlere Niedrigwasser $MNQ = 119 \text{ m}^3/s$; für die Ems betragen $MQ = 79 \text{ m}^3/s$ bzw. $MNQ = 13 \text{ m}^3/s$ [8.23]. In vielen Fällen wird aus wasserwirtschaftlichen Gründen der zumindest zeitweilige Betrieb von Kühltürmen erforderlich.

Tabelle 8.3. Mittlerer Kühlwasserbedarf und -verlust bei Wärmekraftwerken nach [8.26, 8.32]

Art der Kühlung	Kühlwasserbedarf m ³ /MWh		Kühlwasserverlust m ³ /MWh	
	Fossil-Kw.	Kern-Kw.	Fossil-Kw.	Kern-Kw.
1. Durchlaufkühlung				
1.1 Bei 10 K Aufwärmspanne und Abwärmeleistung von 52 % bzw. 65 %	128	165	1,34*	1,80 bis 2,05*
2. Ablauf- und nasse Rückkühlung				
2.1 Theoretischer Maximalwert der Verdunstung ohne Konvektion	Bei Ablaufkühlung wie Durchlaufkühlung; bei nasser Rückkühlung je nach Eindickung das 1,5- bis 3-fache des Kühlwasserverlustes		1,75	2,90
2.2 Rechenwert für mittlere meteorologische Verhältnisse			1,40	2,33
2.3 Mittel bestehender Naturzugkühltürme -			1,67	2,56
3. Nebenkühlkreislauf (Nasse Rückkühlung)				
3.1 ohne Speisepumpenturbine	6,90	6,90	0,05	0,05
3.2 mit Speisepumpenturbine	26,30		0,28	–

* ca. 80% der Verdunstung in Naturzugkühltürmen.

Für die verschiedenen Kühlwasserkreisläufe lassen sich die Werte des Wasserbedarfs unter Berücksichtigung des Wirkungsgrads überschläglich angeben (Tab. 8.3). Die Durchlaufkühlung erwärmt das Gewässer und führt sekundär zur Verdunstung. Die sehr hohen Entnahmemengen sind theoretisch eine Funktion der behördlich zugelassenen Aufwärmspannen des Kühl- bzw. Flusswassers, meist 10 bzw. 3 K, sowie der Abwärmeleistung von rd. 52 % der Brennstoffenergie bei Fossil- und 65 % bei Kernkraftwerken. Der Kühlwasserbedarf bei 10 K Aufwärmspanne und einer Abwärmeleistung von 52 bzw. 65 % beträgt 128 bzw. 165 m³/MWh. Er wird im praktischen Betrieb im Mittel um 20 bzw. 10 % überschritten, da die Aufwärmspanne nicht voll genutzt wird und Teillast- bzw. Stillstandzeiten den Werten zuzuschlagen sind. Der Kühlwasserverbrauch beträgt 1,34 bzw. 2,05 m³/MWh und entspricht ca. 80 % der Verdunstung in Naturzugkühltürmen. Die Verdunstungsverluste von Kühlteichen können überschläglich mit 0,59 m³/s pro 1000 MW angenommen werden [8.4].

Der Wasserbedarf der Ablaufkühlung entspricht dem der Durchlaufkühlung, jedoch wird im nachgeschalteten Kühlturm ein Teil des Wassers verdunstet. Wenn das Wasser ausschließlich durch Verdunstung abgekühlt wird, erhält man den Maximalverlust aus dem Quotienten von Abwärmeleistung und spezifischer Verdunstungswärme. Er liegt bei 1,75 m³/MWh beim konventionellen Kraftwerken bzw. 2,90 m³/MWh bei Kernkraftwerken. Der tatsächliche Verdunstungswert muss wegen der unterschiedlichen klimatischen Verhältnisse für jeden Kraftwerkstandort berechnet werden. Von diesem Wert ist der Konvektionsanteil abzuziehen.

8.3.2 Berechnung des Temperaturverlaufs in einem Gewässer

Gleichung (8.3) gilt für ein bestimmtes Wasservolumen eines Flusses, das sich mit der Fließgeschwindigkeit bewegt und nur im Falle eines abflusslosen seichten Sees ortsfest ist. In einem Fluss ist diese Temperaturänderung schwierig zu messen. In der Wärmehaushaltsgleichung (8.7) besteht H_T aus der Bilanz der Wärmequellen und -senken als Summe von Einzelkomponenten, die jeweils von einer Anzahl von Parametern abhängen. Beim Wärmeaustausch wird nur die Wärmebilanz über die Wasseroberfläche berücksichtigt, wobei H_T als Wärmeaustauschrate in der Einheit $\text{Wm}^{-2}\text{K}^{-1}$ dient (Gl.(8.8)). Eine geschlossene Lösung von Gl.(8.7) zur Aufstellung von Temperaturganglinien $T = f(t)$ oder Temperaturlängsschnitten $T = f(x)$ ist nicht möglich. Unter Beschränkung auf die von der Wassertemperatur abhängigen wichtigsten Bilanzglieder Strahlung, Verdunstung und Konvektion werden für H_T zwei vereinfachte Ansätze verwendet, entweder als Funktion der Wassertemperatur T_W :

$$H_T = f(T_W) \quad (8.27)$$

oder als Funktion der Differenz der Wassertemperatur zu einer beliebigen Bezugstemperatur für welche oft die Gleichgewichtstemperatur T_G gewählt wird:

$$H_T = f(T_W - T_G). \quad (8.28)$$

Der totale Wärmefluss pro Zeit- und Flächeneinheit H_T hängt vom Sonnenstand, der Wassertemperatur und den meteorologischen Parametern ab. Von den meteorologischen Parametern haben die Temperatur und der Feuchtigkeitsgehalt der wassernahen Luftschicht sowie der Wind den größten Einfluss. Bei einer stabilen Wetterlage ist H_T nur von T_W abhängig. R_G und R_S sind unabhängig von T_W . Bei vorgegebenen Witterungsbedingungen existiert daher eine Gleichgewichtstemperatur T_G , für welche die Wärmebilanz ausgeglichen ist [8.8]:

$$H_T(T_G) = 0 \quad \text{und} \quad \delta T / \delta t = 0, \quad \text{d.h.} \quad F(T_G, t) = 0. \quad (8.29)$$

Die Gleichgewichtstemperatur ist die Temperatur, die sich im Fluss einstellt, wenn keine Wärme an die Luft abgegeben oder von ihr aufgenommen wird. Wird für die Berechnungen von Gl.(8.27) ausgegangen, erhält man:

$$\frac{dT_W}{dt} = \frac{H_T}{\rho ch} = \frac{R_{SB} + H_V + H_K}{\rho ch} = \frac{A(T - T_G)}{\rho ch}. \quad (8.30)$$

A ist der Austauschkoeffizient und mit $A/\rho ch$ wird der reduzierte Austauschkoeffizient, welcher dem Kehrwert der Abkühlzeit (Relaxationszeit) entspricht, bezeichnet. Lässt sich $H_T = f(T_W)$ in einem kleinen Bereich um eine Bezugstemperatur T_G als Gerade darstellen, kann sie als Taylor-Reihe entwickelt und nach dem linearen Glied abgebrochen werden [8.15]:

$$H_T(T_W) = H_T(T_G) + (T_W - T_G)(dH_T / dT_G) + \dots \quad (8.31)$$

Für die Genauigkeit der Näherung ist ausschlaggebend, wie nahe die Wassertemperatur T_W bei der Bezugstemperatur T_G in $^{\circ}\text{C}$ liegt. Als Bezugstemperatur kann

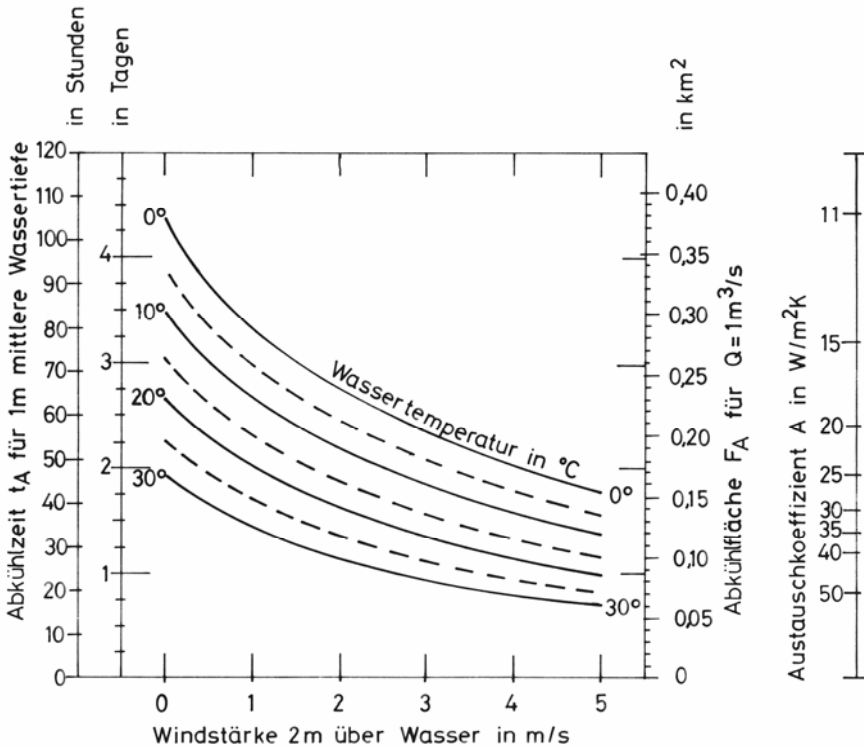


Abb. 8.7. Abkühlzeit t_A , Abkühlfläche F_A und Wärmeabgabekoeffizient A in Abhängigkeit von Wassertemperatur und Windstärke nach [8.11, 8.27]

die Gleichgewichtstemperatur T_G gewählt werden, da in physikalischer Hinsicht die Flusstemperatur die Tendenz hat, sich der Gleichgewichtstemperatur zu nähern. Unter Berücksichtigung von Gl.(8.29) erhält man nach Gl.(8.31), wenn als Proportionalitätsfaktor A eingeführt wird:

$$H_T(T_W) = (T_W - T_G)\delta H_T / \delta T = A(T_W - T_G). \quad (8.32)$$

Die Größe $A = -\delta H_T / \delta T$ wird als totaler Austausch- oder Wärmeabgabekoeffizient bezeichnet und entspricht einer Wärmeaustauschrate in $\text{Wm}^{-2}\text{K}^{-1}$. Bei gleichbleibenden meteorologischen Bedingungen ist die Gleichgewichtstemperatur konstant. Wird der aus Gl.(8.3) abgeleitete Ausdruck $dT_W/dt = H_T/\rho c h$ in Gl.(8.32) eingesetzt, erhält man die Differentialgleichung für die zeitliche Änderung von T_W :

$$dT_W / dt = \frac{A}{h \cdot \rho \cdot c} (T_W - T_G). \quad (8.33)$$

Für $dt \rightarrow 0$ mit der Gewässertemperatur T_0 zum Zeitpunkt $t = 0$ (Starttemperatur) wird als Lösung erhalten, wenn die Bezugstemperatur mit T_G bezeichnet wird:

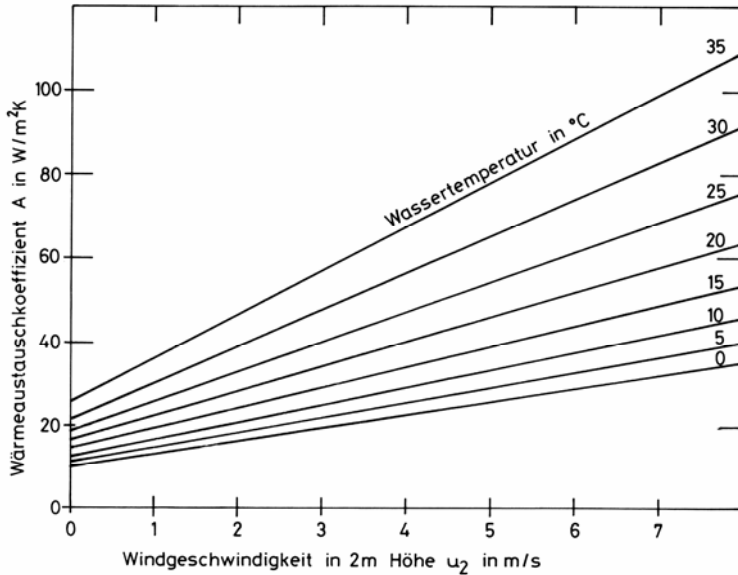


Abb. 8.8. Wärmeaustauschkoefizient für ein Gewässer im norddeutschen Flachland

$$T_W = T_G + (T_0 - T_G) \exp(-At/h \cdot \rho \cdot c) \quad (8.34)$$

oder, wenn als Abkühlzeit $t_A = h \cdot \rho \cdot c / A$ eingeführt wird [8.11]:

$$T_W = T_G + (T_0 - T_G) \exp(-t/t_A). \quad (8.35)$$

Für eine Einheitstiefe von 1 m ist t_A in Bild 8.7 aufgetragen. Bei einer Windgeschwindigkeit von 2 m/s, einer Wassertemperatur von 10°C und einer Wassertiefe von 5 m erhält man für 1 m Wassertiefe nach Bild 8.7 $t_A = 2,2$ d, so dass sich der gesuchte Wert zu $t_A = 5 \cdot 2,2 = 11$ Tage errechnet.

Für Süddeutschland kann beim Fehlen von Messungen von mittleren Windgeschwindigkeiten von 2 m/s und Wärmeaustauschkoefizienten zwischen 15 bis $35 \text{ Wm}^{-2}\text{K}^{-1}$ ausgegangen werden; für die Küste von $u = 4 \text{ m/s}$ bzw. $A = 25$ bis $50 \text{ Wm}^{-2}\text{K}^{-1}$ [8.27] (Bild 8.8).

Das eindimensionale Modell für die Temperaturabnahme längs eines Flusses ergibt eine exponentiell abnehmende Abkühlung der Temperatur (*Exponentialmethode*). Gleichung (8.33) beschreibt den zeitlichen Verlauf des Abkühlungsvorgangs und kann verwendet werden, wenn das Temperaturlängsprofil in einem Gewässer unterhalb einer Einleitungsstelle gesucht ist und meteorologische Daten im begrenzten Umfang vorliegen. Die Temperatur nähert sich asymptotisch der neuen Gleichgewichtstemperatur. Die Exponentialfunktion klingt umso stärker ab, je größer A ist. Die Temperatur erhöht sich um ΔT bei einer Warmwassereinleitung E_1 (Bild 8.9). Ist beim nächsten Einleiter E_2 noch eine Vorbelastung von E_1 vorhanden, ermäßigt sich die verfügbare Aufwärmspanne. Die Austauschvorgänge verlaufen umso intensiver, je größer die Unterschiede zwischen der tatsächlichen

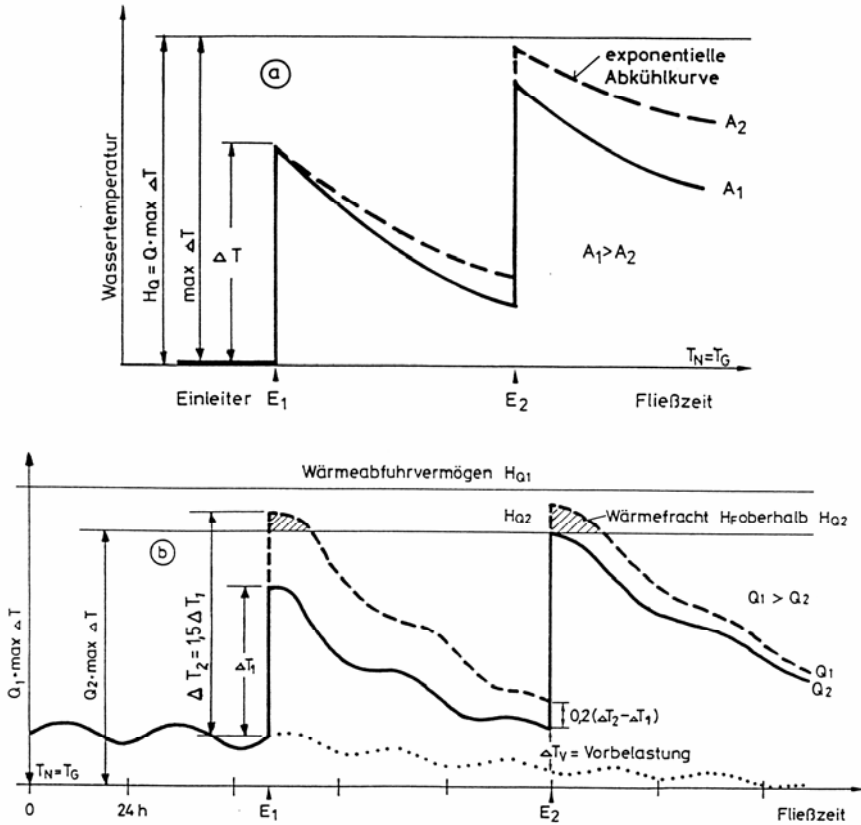


Abb. 8.9. Schematischer Abkühlungsverlauf in einem künstlich erwärmten Fluss nebst zulässigen Aufwärmungsspannen $\max T$ und Wärmeabfuhrvermögen H_Q bzw. Wärmefracht H_F . **a)** Temperaturverlauf bei Aufwärmung um ΔT bei konstantem Abfluss Q und variablen Austauschkoefizienten A ; **b)** Berücksichtigung des Tagesgangs der Wassertemperatur und variablen Abfluss bzw. Aufwärmungsspannen ΔT für eine natürliche Gewassertemperatur T_N gleich der Gleichgewichtstemperatur T_G

Temperatur und der Gleichgewichtstemperatur sind. Nach Abkühlung des künstlich erwärmten Flusswassers bis fast auf die Gleichgewichtstemperatur verbleibt eine Restaufwärmung, die erst nach langer Fließzeit dem Wasser entweicht. Mit der Exponentialmethode kann die Wassertemperatur nach Gl.(8.34) berechnet werden, wenn die Gleichgewichtstemperatur und der Wärmeaustauschkoefizient bekannt sind [8.30, 8.31].

Nach der Fließstrecke $L_A = v t_A = v h p c / A$ hat der Fluss die Übertemperatur auf $1/e = 37\%$ des Anfangswertes abgebaut. Für die Flussbreite b wird der Abfluss $Q = b h v$ und die zugehörige Oberfläche beträgt:

$$F_A = L_A b = Q \cdot \rho \cdot c / A. \quad (8.36)$$

F_A ist die Wasseroberfläche der Flussstrecke, die zur Verringerung des Temperaturunterschiedes $T_W - T_G$ auf $1/e = 37\%$ des Anfangswertes führt und wird als Abkühlfläche bezeichnet [8.11]. Die Abkühlfläche ist abhängig vom Abfluss Q und ändert sich bei Einmündung von Nebengewässern. Dieses Verfahren kann auch auf langgestreckte schmale Seen und Ästuarien angewendet werden. Werden seitliche Zuflüsse in die Flussstrecke vernachlässigt, kann anstelle von t_A die Abkühlfläche F_A verwendet werden. Ist der Abfluss zwischen zwei Flussquerschnitten F_0 und F_1 gleich, gilt $Q_0 = Q_1 = Q$ und die Wärmebilanz wird:

$$T_1 - T_G = (T_0 - T_G) e^{-F/F_A} \quad (8.37)$$

Für einen Einheitsabfluss von $1 \text{ m}^3/\text{s}$ ist der Wert F_A in Bild 8.7 eingetragen. Bei einer Wassertemperatur von 10°C und einer Windgeschwindigkeit von 2 m/s erhält man nach Bild 8.8 $F_A = 0,19 \text{ km}^2$. Beträgt der mittlere Abfluss $100 \text{ m}^3/\text{s}$, wird die Abkühlfläche $100 \cdot 0,19 = 19 \text{ km}^2$. Für einen Flussabschnitt von 25 km Länge und 100 m Breite, d.h. $2,5 \text{ km}^2$ Oberfläche, wird eine am Querschnitt F_0 hervorgerufene Erwärmung entsprechend dem Reduktionsfaktor $e^{-25/19} = e^{-0,132} = 0,88$ durch die Atmosphäre ausgeglichen, d.h., 12% der überschüssigen Wärme werden an die Atmosphäre abgegeben.

Das Verfahren lässt sich zur Ermittlung der zur Kühlung erforderlichen Oberfläche eines stehenden Gewässers (Kühlteich) anwenden, wenn die zulässige Temperaturspanne vorgegeben wird. So berechnet man für eine zulässige Aufwärmspanne von $T = 3 \text{ K}$, einen vorgegebenen Austauschkoefizienten von $25 \text{ Wm}^{-2}\text{K}^{-1}$ und eine Wärmeabgabe von 2500 MW für einen Block von 1200 MW elektrischer Leistung: $F_A = H_Q/(A \cdot \Delta T) = 2500 \cdot 10^6 / (25 \cdot 3 \cdot 10^6) = 33 \text{ km}^2$. Wichtigste Voraussetzung ist dabei, dass sich das erwärmte Wasser gleichmäßig verteilt. Soll hingegen die Aufwärmung einer vorgegebenen Wasserfläche ermittelt werden, berechnet man die Aufwärmspanne zu $\Delta T = H_Q/F_A A$. Für die Abwärme von 2500 MW , eine Wasseroberfläche von 20 km^2 und eine Seetemperatur von 10°C erhält man bei der Windgeschwindigkeit von 4 m/s einen Austauschkoefizienten von $A = 31 \text{ m}^2\text{K}^{-1}$. Damit wird $T = 2500/20 \cdot 31 = 4,03 \text{ K}$. Bei permanenter Zufuhr von Abwärme würde sich die Wassertemperatur auf 14°C einstellen. Bei einer Ausgangstemperatur von 25°C wird eine Erwärmung auf $27,7^\circ\text{C}$ berechnet.

Die nur als fiktiver Wert zu berechnende Gleichgewichtstemperatur weicht beträchtlich von der Wassertemperatur oberhalb der Wärmeeinleitung ab. Als Bezugstemperatur T_B eignet sich daher besser die am Beginn der Untersuchungsstrecke vorhandene Wassertemperatur. Damit wird die Temperaturabnahme nach Gl.(8.34):

$$T_W = T_B + (T_0 - T_B) \cdot \exp(-At/h \cdot \rho \cdot c). \quad (8.38)$$

Der Wärmeaustauschkoefizient A kann auf drei Wegen ermittelt werden. Wenn die Temperaturverläufe bekannt sind, lässt er sich durch Auflösen von Gl.(8.38) nach A berechnen. Das zweite Verfahren beruht auf dem Vergleich von täglichen Mittelwerten der Luft- und Wassertemperatur [8.10]. Beide Verfahren setzen spezielle Messungen voraus.

Beim dritten Verfahren wird A aus der Wärmebilanz eines Tages berechnet. Gleichung (8.32) gilt unabhängig vom Vorzeichen der Abweichung und kann bei

Erwärmung oder Abkühlung angewendet werden. Zur Abschätzung des Austauschkoeffizienten werden die einzelnen Komponenten der Wärmebilanz nach der Veränderlichen abgeleitet:

$$A = -\delta H_T / \delta T = -\delta H_A / \delta T - \delta H_V / \delta T - \delta H_K / \delta T. \quad (8.39)$$

Werden als Eingangsdaten für die Berechnung stündliche Mittelwerte verwendet, erhält man für die Ausstrahlung des Wassers mit $\varepsilon_w = 0,97$ und mit $\sigma = 1,171 \cdot 10^{-6} \text{ kcalm}^{-2} \text{ d}^{-1} \text{ K}^{-4}$ (s. Gl.(2.11)):

$$-H_A = 0,97 \cdot 1,171 \cdot 10^{-6} (T + 273)^4 (1,16/24) \text{ in Wm}^{-2}. \quad (8.40)$$

Die Verdunstung der freien Wasserfläche kann als Regressionsansatz ausgedrückt werden (Gl.(8.16)):

$$-H_V = (c_1 + c_2 u_z^{c_3})(e_{sW} - e_L)(597,2 - 0,56T)(1,16/24) \text{ in Wm}^{-2}. \quad (8.41)$$

Die Konstanten c_1 , c_2 und c_3 der Windfunktion werden anhand von Messungen bestimmt oder der Literatur entnommen [8.17, 8.20]. Die Konvektion ist mit dem Verdunstungsterm über das Bowen-Verhältnis verknüpft:

$$-H_K = H_V \frac{0,62p}{1013} \cdot \frac{(T_W - T_L)}{(e_{sW} - e_{aL})} \cdot \frac{1,16}{24}. \quad (8.42)$$

Durch Differentiation nach der Wassertemperatur T_W und Einsetzen aller Ableitungen in Gl. (8.39) für A in Wm^{-2} erhält man, wenn Stundenmittel verwendet werden:

$$A = \left[92,6 \cdot \left(\frac{T_W + 273}{273} \right)^3 + (597,2 - 0,56T_W)(c_1 + c_2 u^{c_3}) \left(\frac{\delta e_{sW}}{\delta T} + 0,62 \right) \right] \frac{1,16}{24}. \quad (8.43)$$

Liegen Messungen der Windgeschwindigkeit und Temperatur vor, kann über einen Regressionsansatz der Wärmeaustauschkoeffizient berechnet werden (Bild 8.8). Von den drei Bestandteilen des Austauschkoeffizienten ist im Jahresdurchschnitt der Verdunstungsterm der Größte (Bild 8.4). Bei Windstille überwiegt der Ausstrahlungsterm. Der Konvektionsterm erreicht bei winterlichen Wassertemperaturen die Größenordnung des Verdunstungsterms. Ist die Wassertemperatur höher als die Lufttemperatur, wächst die Verdunstung über den nach Gl.(8.41) bestimmten Wert hinaus. In diesem Fall kann näherungsweise pro Grad Temperaturdifferenz $T_W - T_L > 0$ je 3 % dem Wert von A zugeschlagen bzw. t_A um je 3 % verkleinert werden.

Wenn mit Gl.(8.34) Berechnungen durchgeführt werden, wird neben A die nicht messbare Gleichgewichtstemperatur benötigt. Mit Regressionen zwischen Lufttemperatur und Wassertemperatur kann die Gleichgewichtstemperatur in einzelnen Fällen abgeschätzt werden. Da die Temperaturverläufe in der Regel nicht als Funktionen darstellbar sind, wird für Wärmelastrechnungen von Gl.(8.3) in Differenzschreibweise ausgegangen und der Wärmehaushalt für jeden Zeitschritt iterativ ermittelt. Bei der Simulation des Temperaturverlaufs längs eines Flusses kann die Tag-Nacht-Schwankung der Flusstemperatur dargestellt werden [8.28].

8.3.3 Wärmelastplan

Zur Darstellung der Aufwärmung eines Gewässers und Zuordnung zu Grenztemperaturen werden für vorgegebene kritische Zeiten Wärmelastpläne aufgestellt. Ein Wärmelastplan dient als Hilfsmittel, um die Grenzen der thermischen Belastung aufzuzeigen. Er enthält Temperaturverläufe längs eines Flusses zur Abschätzung gegenwärtiger und zukünftiger Veränderungen der Wassertemperaturen eines Flusses durch Warmwassereinleitungen. Der Wärmelastplan stellt die kompliziert ablaufenden Naturvorgänge vereinfacht dar, da die zu berechnende Wassertemperatur für den vorgegebenen Abfluss durch die Aufwärmung ΔT_F , die hydraulischen Gegebenheiten des Flusses und den Wärmeaustauschkoeffizienten vorbestimmt ist. Die meteorologischen und hydrologischen Parameter werden im Hinblick auf die Errechnung der unteren Grenze der thermischen Belastbarkeit festgelegt. Dies ist der Falle im Sommer, wenn die stärkste Sonneneinstrahlung verbunden mit hohen Lufttemperaturen auftritt und im Herbst bei Niedrigwasserführung, wo die Überschreitung der Aufwärmspanne ΔT_F häufiger eintritt. Längere Niedrigwasserperioden erstrecken sich bis in das Winterhalbjahr und erfordern gegebenenfalls eine Ausdehnung auf diese Jahreszeit, die infolge der tiefen Umgebungstemperaturen meist die besten Abkühlungsverhältnisse liefert. Der Abwärme steht eine begrenzte Kühlkapazität der Oberflächengewässer gegenüber, die sich bei Flüssen aus der Wärmeabfuhr durch den um ΔT aufgewärmten Abfluss ins Meer und aus der Wärmeabfuhr von der Wasseroberfläche an die Atmosphäre zusammensetzt.

Zur Anwendung kommt meist das eindimensionale Modell nach Gl.(8.3) [8.29]. Dabei erfährt die Wassertemperatur eine Veränderung ΔT_W , die schrittweise durch Simulation der Wärmeaustauschvorgänge, die mit Gl. (8.7) beschrieben sind, berechnet wird. Die natürlichen Komponenten des Wärmehaushalts sind orts- und zeitabhängig und führen zu einer stetigen Änderung der Wassertemperatur. Der direkte Wärmeeintrag einer Kühlwasserleitung erzeugt eine sprunghafte Temperaturerhöhung und wird daher gesondert berücksichtigt (Bild 8.10). Nach der Fließzeit t in Stunden ändert sich die Starttemperatur um den Betrag ΔT , wobei als Näherung von Differenzen in Gl.(8.8) ausgegangen wird:

$$\Delta T_W = \frac{H_T \Delta t}{c \cdot \rho \cdot h} = \frac{1}{c \cdot \rho \cdot h} (R_{SB} + H_V + H_K) \Delta t \text{ in } ^\circ\text{C} \quad (8.44)$$

ΔT_W : Temperaturänderung des Gewässers innerhalb des Zeitintervalls Δt , d.h. zwischen Anfang und Ende der in Δt durchflossenen Flussstrecke in $^\circ\text{C}$,

R_{SB} : $R_{SB} \approx 0,85 (R_I + R_H) + R_G - R_A$; (s. Gl.(8.11, 2.12b, 8.12)) in $\text{Jcm}^{-2}\text{h}^{-1}$,

H_V, H_K : Wärmestromdichte aus Verdunstung bzw. Konvektion in $\text{Jcm}^{-2}\text{h}^{-1}$ (Gl. 8.18, 8.19).

Der Berechnungszeitschritt Δt soll die im Tagesverlauf veränderlichen meteorologischen Größen ausreichend repräsentieren. Bei größeren Flüssen wird von $\Delta t = 1$ h ausgegangen. Durch Δt ist die zugehörige Fließstrecke bestimmt. Beide müssen so groß gewählt werden, dass die errechneten Temperaturdifferenzen über der Rechengenauigkeit (Rundungsfehler) liegen. Die mittlere Wassertiefe h in cm wird

für jeden Stundenschritt aus Flusslängsschnitten über die zugehörigen Fließzeiten bestimmt. Im Längsschnitt werden mehrere Fließzeiten für abgestufte Abflüsse aufgenommen, so dass unterschiedliche Streckenabschnitte auftreten.

Der Wärmefluss infolge Strahlung R_{SB} wird aus Gl.(8.9) gebildet. Die numerische Berechnung des Wärmehaushalts beginnt mit einer beliebig vorgegebenen Starttemperatur. Zuerst werden die von der Wassertemperatur unabhängigen Strahlungsgrößen R_S und R_G ermittelt. Anschließend werden die von der Wassertemperatur abhängigen Größen H_V , H_K unter Beachtung des negativen Vorzeichens sowie R_A nach einem Iterationsverfahren berechnet, da sie für die mittlere Wassertemperatur während der Berechnungsschrittweite gelten. Die mittlere Wassertemperatur berechnet man als arithmetisches Mittel der Anfangs- und Endtemperatur für das Zeitintervall. Die zunächst unbekannte Endtemperatur wird vorgegeben und ihre Übereinstimmung durch Einsetzen in Gl.(8.44) nachgeprüft. Die numerische Berechnung von $\Delta T_W = T_1 - T_0$ wird nach dem ersten Schritt verbessert, indem die Anfangstemperatur T_0 durch $T_0 + \Delta T/2$ ersetzt wird. Diese Verbesserung wird solange wiederholt, bis die Ergebnisse aufeinanderfolgender Berechnungen innerhalb einer Grenze von $0,01^\circ\text{C}$ gleichbleiben. Im Allgemeinen konvergiert das Verfahren schnell. Die so erhaltene Endtemperatur des ersten Stundenschritts dient als Anfangstemperatur für die Berechnung des nächsten Stundenschritts. Die Berechnungen werden nacheinander für eine Folge von Stundenschritten durchgeführt und die zugeordneten Fließstrecken auf die Untersuchungsstrecke übertragen. Im Anschluss an die Berechnung der Wärmebilanzgrößen muss gegebenenfalls die Veränderung der Temperatur durch eine Warmwassereinleitung H_E in Gl. 8. hinzugefügt oder einen Nebenfluss nach der Mischungsformel Gl.(8.23) berücksichtigt werden. Für das Berechnungsschema liegen aufbereitete Rechenalgorithmen vor [8.15, 8.28].

Für die Aufstellung eines Wärmelastplans werden Abfluss und Wassertemperatur für Sommer (Juni bis August), Herbst (September bis November) und Winter gesondert analysiert. Die maßgeblichen Zeitspannen, die innerhalb der jeweiligen Jahreszeiten zu kritischen Belastungen führen, werden anhand des Bezugsabflusses festgestellt. Als Bezugsabfluss Q_T wird der in einer Jahreszeit an 20 aufeinanderfolgenden Tagen aufgetretene minimale Abfluss eingeführt. Diese Werte $NM_{20}Q$ werden für eine längere Beobachtungsreihe, die maßgebliche Trockenjahre enthält, ermittelt. Zweckmäßig wird vom Niedrigwasserabfluss ausgegangen, der im Durchschnitt alle 5 Jahre an 20 aufeinanderfolgenden Tagen einmal erreicht wird. Für Überschlagsrechnungen zur Schaffung anderer Kühlmöglichkeiten als der Durchlaufkühlung orientiert man sich auch an dem Abfluss $0,7\text{-MNQ}$.

Mit Ausnahme der Gewässer des alpinen Raumes und der Mittelgebirge treten kritische Niedrigwasserabflüsse und Wassertemperaturen in der gleichen Jahreszeit auf. Die meteorologischen Daten werden aus repräsentativen Stationen abgeleitet. Die Globalstrahlung und die Rückstrahlung werden als Mittelwerte für Stundenschritte aus Diagrammen entnommen (Bild 8.1, 8.2). Verdunstungs- und Konvektionswärmeströme werden in Stundenschritten berechnet. Anhand unterschiedlicher jahreszeitlicher Wetterbedingungen (Standardwettertypen) und dem zugehörigen Niedrigwasser werden Lastfälle aufgestellt (Bild 8.10). Beim Fehlen geeigneter Messungen müssen einige Parameter als konstante Größen vorgegeben

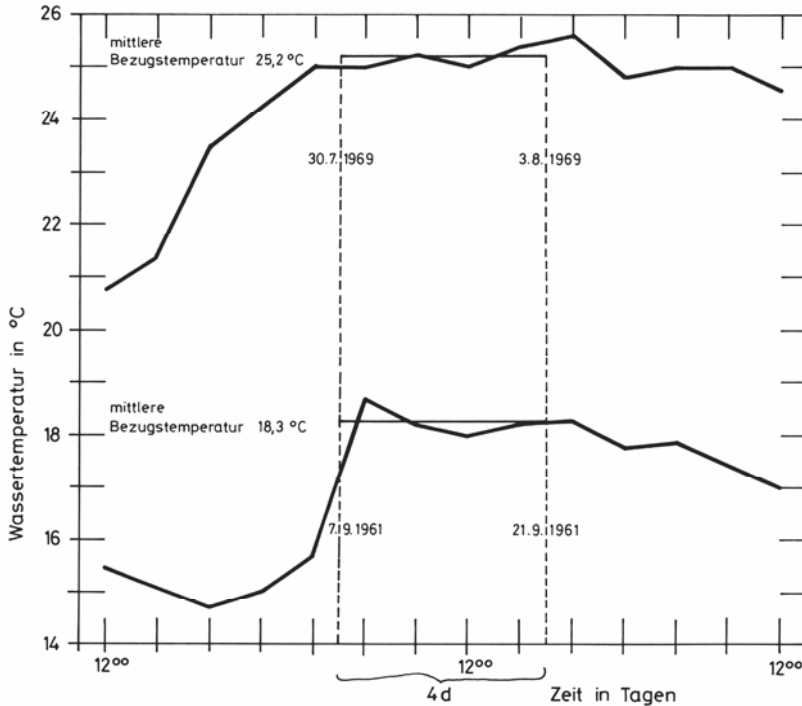


Abb. 8.10. Festlegung der Bezugswassertemperaturen für den Sommer anhand des Jahres 1969 und für den Herbst anhand des Jahres 1961 [8.9]

werden. So kann nach [8.15] von einer Windgeschwindigkeit von $u_2 = 2$ m/s ausgegangen werden. Der Dampfdruck der Luft wird bei maßgebender Sommerwetterlage über den Tag konstant mit 16 mbar und im Herbst mit 10,7 mbar angenommen. Für die vorgegebene Lufttemperatur kann die relative Luftfeuchte berechnet werden (Tab. 2.1).

Die Ergebnisse der Simulationsrechnungen werden in Form von Häufigkeitsverteilungen der zu erwartenden Temperaturen an einem bestimmten Flussquerschnitt dargestellt. Bei Betrachtung eines Längsschnitts wird für jeden Flussquerschnitt die gemittelte Tagestemperatur berechnet, da die Berechnungen für mehrere Starttemperaturen zu verschiedenen Tageszeiten durchgeführt werden. Anschließend werden die Temperaturen der einzelnen Querschnitte zu einem Längsschnitt verbunden.

Für die Weser wurden die Bezugswassertemperaturen mit 25,2 (18,3) °C für den Sommer (Herbst) als Mittel einer fünftägigen Beobachtungsperiode mit maximalen Wassertemperaturen herausgegriffen (Bild 8.10). Das Ergebnis dieser Berechnungen über den Längsschnitt eines Flusses dargestellt ist der Wärmelastplan. Bei der Festlegung von Bezugswassertemperaturen wird von einer beobachteten Wärmeperiode von fünf aufeinander folgenden Tagen mit dem höchsten bekannten Mittel der Wassertemperatur ausgegangen. Liegen keine kontinuierlichen

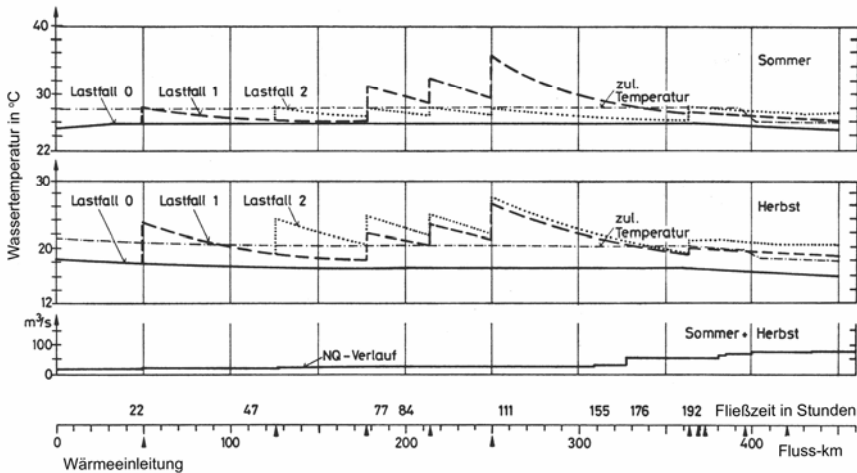


Abb. 8.11. Wärmelastplan Weser nach [8.9]. Temperaturlängsschnitte für kennzeichnende hydrologische Zustände im Sommer und Herbst. Lastfall 0: natürliche Wassertemperatur; Lastfall 1: Auswirkung der vorhandenen Kühlwassereinleitungen; Lastfall 2: Einschaltung von Kühltürmen und zusätzlichen Wärmeeinleitungen, Volllastbetrieb vorausgesetzt.

Messungen vor, wird die höchste beobachtete Temperatur des Sommers bzw. Herbstes zugrunde gelegt.

Bei den Lastfällen, die in Bild 8.11 dargestellt sind, handelt es sich um extreme hydrologische und meteorologische Randbedingungen. Bei den Temperaturlängsschnitten wird die Aufwärmung des Gewässers unter der Voraussetzung gezeigt, dass die Kraftwerke ohne begrenzende Auflagen wie Einhaltung einer maximalen Gewässertemperatur und bestimmter Aufwärmspannen gefahren werden und die anfallende Wärme in voller Höhe an das Gewässer abgegeben wird. Die Abwärme der Einleiter wird berücksichtigt.

Der maßgebliche Einfluss auf die Wassertemperatur resultiert für das Beispiel der Weser aus den Wärmekraftwerken. Können die zulässigen Wassertemperaturen nicht eingehalten werden, muss auf Kühlturmbetrieb übergegangen werden. Durch Kreislaufrückführung kann die Wärmebelastung den Bedürfnissen des Gewässers angepasst werden. Das beschränkte Wärmeabfuhrvermögen der Flüsse erfordert den Einsatz von variablen Kühlsystemen, deren Betrieb optimiert werden kann [8.10]. Die damit ermittelten Einleitungsbedingungen dienen als Grundlage für ein temperaturabhängiges Betriebsreglement. Insbesondere ist bei Kraftwerksketten mit hoher thermischer Belastung die Einführung einer Kühlregie auf der Grundlage einer Vorhersage von Abfluss- und Wetterdaten angebracht. Um die bei der Durchlaufkühlung unvermeidbare Gewässererwärmung zu verringern, werden Kühltürme eingeschaltet, wodurch sich die Problematik von der Gewässererwärmung weg zum Abflussdefizit hin verlagert.

Bei der Einleitung von Kühlwasser in stehende Gewässer muss die Wärmebelastung abweichend von dem Verfahren für Flüsse bestimmt werden. Insbesondere

sind hier Kühlteiche bzw. Flusstauhaltungen mit geringen Fließgeschwindigkeiten aufzuführen, wo das erwärmte Wasser zirkuliert oder durchgeleitet wird. Ohne auf die wasserwirtschaftlichen Nebenaufgaben und die hydraulischen Bedingungen zum Erzielen einer vollständigen Durchmischung des Wasser einzugeben, ist bei stehenden Gewässern eine ausgeglichene Wärmebilanz vorrangig, zumal die Verdunstung von Kühlteichen meist geringer ist als von Kühltürmen.

Den Wärmestrom, welcher von einem völlig durchmischten See mit der Oberfläche A_s aufgenommen werden kann, erhält man nach Gl. 8.32 zu:

$$H_Q = H_T = A_s \cdot A(T_W - T_G) \quad \text{bzw.} \quad T_W = H_T / (A_s \cdot A) + T_G.$$

Wird für T_W die Taupunkttemperatur T_d eingesetzt und anstelle von H_T die Strahlungsbilanz R_{SB} in Wm^{-2} verwendet, wird:

$$T_G = T_d + R_{SB} / A.$$

Dieser Ausdruck kann auch verwendet werden um den Wärmeaustauschkoeffizienten A und die Gleichgewichtstemperatur T_G abzuschätzen.

Als Beispiel soll die Gleichgewichtstemperatur T_G und die Wassertemperatur T_W eines staueregelten Flussabschnittes von 7,2 km Länge bestimmt werden, der einen Durchflussquerschnitt von 165 m^2 und eine Wassertiefe von 2,5 m aufweist. Der Durchfluss beträgt $16,5 \text{ m}^3/\text{s}$, was einer Fließgeschwindigkeit von 0,1 m/s und einer Fließzeit von 20 h entspricht. Die Flusswassertemperatur am Anfang des Abschnittes beträgt $T_W = 22^\circ\text{C}$, die Lufttemperatur ist 21°C bei 2 m/s Windgeschwindigkeit und $e_a = 13 \text{ hPa}$. Die Globalstrahlung ist mit 110 Wm^{-2} und die Strahlungsbilanz 85 Wm^{-2} gemessen. Am Anfang des Abschnittes werden $1,5 \text{ m}^3/\text{s}$ Kühlwasser entnommen und mit $T_K = 32^\circ\text{C}$ wieder eingeleitet.

Die Mischungstemperatur beträgt nach Gl. 8.23: $T_M = 22,9^\circ\text{C}$. Die Gleichgewichtstemperatur erhält man zu $21,5^\circ\text{C}$ und den Austauschoeffizienten zu $A = 32 \text{ Wm}^{-2}\text{K}^{-1}$ unter Verwendung des Ansatzes nach Trabert für die Verdunstung. Die Temperatur am Ende des Flussabschnittes berechnet sich zu $T_W = 21,5 + (22,9 - 21,5) \exp[-(32 \cdot 72000) / (2,5 \cdot 1000 \cdot 4,1868 \cdot 1000)] = 22,6^\circ\text{C}$ mit $\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$ als Dichte und der spezifischen Wärmekapazität $c_w = 4,1868 \cdot 10^3 \text{ J} \cdot \text{kg}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$. Ohne Kühlwassereinleitung wäre die Wassertemperatur um $0,7^\circ\text{C}$ geringer gewesen.

In vielen Flüssen wurde langjährig eine Zunahme der mittleren Wassertemperatur beobachtet. Zum Beispiel beträgt die Zunahme der Wassertemperatur am Pegel Lobith/Rhein seit 1900 3°C , davon geht 1°C auf die Klimaerwärmung zurück, der Rest auf die Einleitung von Kühlwasser. Dabei können Sommerperioden wie 2003 und 2006 künftig sich weiter ausdehnen [8.32]. Die veränderten Umweltbedingungen und die EU-Süßwasserrichtlinie von 2006 erfordern eine Fortschreibung der Wärmelastpläne. Danach beträgt die maximale Temperatur bzw. Aufwärmspanne ΔT in Salmonidengewässern $21,5 (25)^\circ\text{C}$ bzw. $\Delta T \leq 1,5 \text{ K}$ und in Cyprinidengewässern 28°C bzw. $\Delta T \leq 3 \text{ K}$. Für die Unterläufe von Weser und Elbe gelten die Werte für Karpfenartige Fische, d.h. 28°C bzw. $\Delta T \leq 3 \text{ K}$ [6.33]. Während der Laichzeit im Winter kommen bei lachsartigen 10°C in Betracht.

9 Schnee und Eis

9.1 Schneeverhältnisse und Schneebeobachtungen

Schnee bildet in gebirgigen und polaren Gebieten einen kennzeichnenden Teil des Wasserkreislaufs. Weltweit sind 23 % der Erdoberfläche bzw. 50 % der Landfläche permanent oder zeitweise mit Schnee bedeckt. Maßgebend für das Auftreten von Schneefall an der Erdoberfläche sind die Höhe der 0°-Grenze in der Atmosphäre sowie die Höhenlage des Einzugsgebiets. Die räumliche Verteilung des Schnees ist stark an die Höhenlage gekoppelt. Die Bildung einer Schneedecke hängt außerdem vom Zustand des Bodens und dem Landschaftscharakter ab. Auf die Höhe der Schneedecke (Schneehöhe) hat die Orographie Einfluss, da auf der Luvseite eines Gebirges im Allgemeinen mehr Niederschlag fällt. Für die Erhaltung der Schneedecke ist neben den Niederschlägen und der Lufttemperatur die Exposition von Bedeutung, da sie bei erhöhter Einstrahlung ein schnelleres Abschmelzen oder Verdunsten der Schneedecke bewirkt. Sinken die mittleren Monatstemperaturen nicht unter 10 °C, liegt der Schneeanteil am Niederschlag unabhängig von der Höhenlage unter 10 %.

Beispiele für die regionale Verteilung des Schnees zeigen, dass die mittleren prozentualen Anteile des Schnees an den monatlichen Niederschlägen mit der Meereshöhe ansteigen und durch eine allmähliche Zunahme von Westen nach Osten, die durch den kontinentalen Klimaeinfluss bedingt ist, überlagert werden (Tab. 9.1). Beim Vergleich ist zu beachten, dass die mittleren monatlichen Niederschlagshöhen im Dezember und Februar unterschiedliche Beträge aufweisen. Der maritime Einfluss kommt in den geringen Anteilen von weniger als 7,5 % am jährlichen Niederschlag im nordwestdeutschen Flachland zum Ausdruck. Die höchsten Lagen des Harzes und anderer Mittelgebirge folgen mit mehr als 30 %, die des Bayerischen Waldes mit mehr als 35 %. Bei einer Höhenlage von 1000 m macht der Schneeanteil im Schwarzwald < 20 % aus, in den weiter östlich gelegenen Mittelgebirgen > 30 %. Im Alpenbereich überschreiten die Werte verbreitet 40% und erreichen in Höhen über 2000 m 55 bis 60 %. Im langjährigen Mittel nimmt in den Alpen der Anteil des festen Niederschlags (Schnee, Graupel, Hagel) an der jährlichen Niederschlagssumme um 2 bis 3 % je 100 m Höhe zu und erreicht bei einer Höhenlage von 3000 m etwa 90 %. Im Mittelgebirge beträgt der Anteil von Schnee am jährlichen Niederschlag in Höhenlagen von 300 bis 400 m etwa 5% und in Höhenlagen von 400 bis 500 m mehr als 10%. Im Harz beträgt der Anteil an Schnee einschließlich Schneeregen rd. 20 % des Jahresniederschlags und steigt um rd. 3 % pro 100 m Höhe an. Die mittlere jährliche Zahl der Tage mit Schneefall erreicht Werte von 20 Tagen an der Nordseeküste und nimmt allgemein mit

Tabelle 9.1. Mittlerer prozentualer Anteil des Schnees am monatlichen Niederschlag der Jahresreihe 1931/70 (obere Zeile), mittlere monatliche Schneehöhe in cm (mittlere Zeile) sowie monatliche maximale Schneehöhen der Jahresreihe 1936/58 ohne 1945 und 1946 (untere Zeile) von ausgewählten Regionen nach [9.1]

Region		Okt.	Nov.	Dez.	Jan.	Feb.	März	April
Norddeutsche Ebene	Schneehöhe in % N		3	15	25	25	20	5
	mittl. Schneehöhe in cm			0-1	1-3	2-5	0-2	
	max. Schneehöhe in cm			20-25	20-40	30-60	15-30	
Eifel (500 m)	Schneehöhe in % N	8	15	30	40	45	40	20
	mittl. Schneehöhe in cm			3-5	5-8	12-14	4-6	
	max. Schneehöhe in cm			30-35	45-55	90-100	60-65	
Rhön (850 m)	Schneehöhe in % N	20	35	60	65	65	55	40
	mittl. Schneehöhe in cm			10-12	19-22	21-25	8-13	
	max. Schneehöhe in cm			75-85	85-100	90-110	55-70	
Schwarzwald (900 m)	Schneehöhe in % N	20	30	55	60	65	40	35
	mittl. Schneehöhe in cm			10-13	23-30	40-55	20-40	
	max. Schneehöhe in cm			70-90	120-135	170-190	100-125	
Alpentäler (600 m)	Schneehöhe in % N	15	25	50	60	60	45	20
	mittl. Schneehöhe in cm			10-12	20-25	29-35	14-20	
	max. Schneehöhe in cm			75-100	75-100	100-110	60-80	
Alpenhöhen (1600 m)	Schneehöhe in % N	40	65	85	85	90	90	75
	mittl. Schneehöhe in cm			45-50	75-85	115-125	105-115	
	max. Schneehöhe in cm			200	170	300	265	

der Höhenlage zu. In den höheren Lagen des Harzes sind an mehr als 60 Tagen und am Feldberg/Schwarzwald an mehr als 100 Tagen Schneefälle zu erwarten. An etwa 200 Tagen werden im Bereich der Alpengipfel Schneefälle verzeichnet.

Die mittlere Zahl der Tage mit einer Schneedecke von ≥ 20 cm pro Jahr (Schneedeckendauer) weist eine ausgeprägte Höhenabhängigkeit auf. In den Gipfellagen der Alpen werden Andauern von mehr als 160 Tagen erreicht. In der norddeutschen Ebene sinken die Mittelwerte auf 1 bis 4 Tage ab. Für den hessischen Mittelgebirgsraum nimmt in Höhen zwischen 300 und 750 m die Dauer der Schneedecke im Mittel um 12 Tage pro 100 Höhenmeter zu und beträgt rd. 100 Tage bei NN+750 m [9.2]. Die Dauern streuen stärker mit abnehmender Höhe und schwanken bei 300 m zwischen 40 und 60 Tagen. Die Größtwerte der Schneehöhen liegen in alpinen Höhenlagen über NN+1600 m bei > 260 cm und die Schneedecke bleibt dort bis in den April liegen. In den Mittelgebirgen werden die größten Höhen im Februar erreicht und können im Mittel auf 80 cm bei Höhenlagen ≤ 850 m ansteigen. Die Werte streuen sehr stark und schwanken für den hessischen Mittelgebirgsraum zwischen 20 und 70 cm bei NN +750 m. Die maximalen Wasseräquivalente der Schneedecke im Freiland nehmen dort im Mittel um rd. 30 mm pro 100 Höhenmeter zu und betragen in 700 m Höhe etwa 140 mm, wobei die Werte um rd. 10% bei Nord- bzw. Südlagen zu- bzw. abnehmen [9.2].

Für das Alpengebiet bestehen Sonderdarstellungen der Schneeverhältnisse, z.B. [9.3, 9.4, 9.6]. In den Hochlagen kommt es zur Bildung von Gletschern. Das Gletschereis prägt das Abflussregime der hochalpinen Flüsse. Insbesondere wirkt sich das Schmelzwasser auf die Wasserführung im Sommer aus. So beträgt für den Inn bei Kufstein der Gletscheranteil im Sommer 40 bis 50 % des Abflusses, wohingegen er im Winter nur 5 % ausmacht. In wasserwirtschaftlicher Hinsicht ist das Gletschereis für die Energiewirtschaft von Bedeutung. Die Besonderheiten des

Gletschereises für die Hydrologie der Hochgebirge und anderer Kältezonen sind z.B. in [9.4, 9.5] behandelt.

Der Wassergehalt des gefallenen Schnees steht dem Abfluss nicht sofort zur Verfügung; er versickert oder verdunstet auch nicht sofort. Das Wasservolumen wird solange an der Erdoberfläche festgehalten, bis es durch Schmelzen und/oder auftretenden Regen abfließt. Bereits durch Ansammlung von geringeren Schneemengen zu einer Schneedecke können bei intensiven Schmelzprozessen größere Wasservolumen in kürzerer Zeit großflächig zum Abfluss gelangen. Für die Abflussvorhersage ist daher die Bestimmung des Wassergehalts der Schneedecke und seine zeitliche Veränderung wichtig. Für die Wasserwirtschaft ist der Wasservorrat der Schneedecke als Produkt von Wasseräquivalent des Schnees, ausgedrückt als Wasserhöhe in mm und der schneebedeckten Fläche des Gebiets von Bedeutung. Das Wasseräquivalent, das in einer Schneedecke gebunden ist, korreliert nur bedingt mit der Schneehöhe, da die Schneehöhe im Laufe eines Winters mit zunehmendem Alter im allgemeinen wächst. Dabei findet die größte Dichtezunahme während der ersten Woche nach dem Schneefall statt, und nach 50 Tagen wirkt sich die Anfangswichte des frisch gefallenen Schnees nicht mehr aus [9.40]. Übersichtlich kann bei Neuschnee in offenem Gelände durch Messung der Schneehöhe und Annahme einer Schneedichte von 100 kg/m^3 , d.h. $1 \text{ cm Schnee} \triangleq 1 \text{ mm Wasser}$, das Wasseräquivalent geschätzt werden (Tab. 9.2).

Bei der Schneemessung wird die Schneefallrate gemessen und die Schneedeposition ermittelt. Die Schneemesser, die den wahren Messwert etwas überschätzen, sind regenschreiberartig ausgebildet und geben den Schnee nach Auftauen und Auslitrn oder Wiegen als Wasseräquivalent an. Die Schneemesser erhalten Auffanggefäße mit Auffangflächen von 200 bis 1000 cm^2 und werden möglichst frei von Verwirbelungen so hoch über der Geländeoberfläche aufgestellt wie maximale Schneehöhen erwartet werden. Zur Herabsetzung der Turbulenz dienen ein in die Auffangfläche eingesetztes Schneekreuz und ein Windschirm. Der einfallende Schnee muss im Gerät verdunstungsfrei deponiert werden. Auf die Messung der Schneefallrate wurde bei der Niederschlagsmessung eingegangen; die Durchführung der Messung ist in Richtlinien festgelegt, z.B. [9.6]. Der prozentuale Windfehler der Schneemessung mit Regenmessern hängt von der Horizontüberhöhung am Aufstellort der Messstation ab. Für Hellmannsche Regenmesser können folgende Richtwerte angenommen werden: freie Lage 65 %, normale Lage 35 % und geschützte Lage 25 %, d.h. die Wasseräquivalente der Schneemessungen sind im Mittel um 42 % zu vergrößern, z.B. für die Bildung von monatlichen Wasserbilanzen.

Tabelle 9.2. Wärmeleitfähigkeit von Eis und Schnee in Anlehnung an [9.15]

Eis- bzw. Schneeart	Leitfähigkeit k_c in $\text{W m}^{-1} \text{K}^{-1}$	Dichte ρ_s in kg/m^3	Korngröße in mm
Wasser	0,544	1000	
weißes Eis, Gletschereis	2,04 - 2,24	860 - 900	1 - >100
gelagerter Schnee, Firnschnee	0,657 - 1,05	400 - 800	0,5 - 5
körniger Schnee, Altschnee	0,297 - 0,419	300 - 600	0,5 - 3
Pulverschnee, körniger Schnee	0,026 - 0,210	50 - 250	0,01 - 5

Um das in einer Schneedecke gespeicherte Wasservolumen zu erfassen, muss die Schneehöhe in cm, die Schneedichte in g/cm^3 bzw. das Wasseräquivalent in mm und der Bedeckungsgrad in Prozent der Gesamtfläche gemessen werden. Die Schneemessungen werden täglich bei Schneehöhen von > 5 cm vorgenommen, sofern die Schneedecke 10 % des Erdbodens bedeckt. Die Schneehöhe wird mit einem Maßstab, der durch die Schneedecke senkrecht bis zum Erdboden gestoßen wird, auf den Zentimeter genau gemessen. Für die Bestimmung des Wasseräquivalents muss die Schneehöhe mindestens 5 cm betragen. Bei großen Schneehöhen von über 0,5 m werden nach Art der Lattenpegel freistehende Schneepegel fest installiert. Die Bestimmung des Wassergehalts einer unterschiedlich starken, durch Wind verdrifteten Schneedecke in einem Einzugsgebiet erfordert flächendeckende Messungen. Die Schneemessstellen müssen repräsentativ für das Einzugsgebiet sein im Hinblick auf Topographie und Exposition zu Sonne und Wind. Außerdem müssen Messstellen frei von Einflüssen durch Bäume, Dauerschatten und Schnee-Verdriftungen gehalten werden. So bieten im Gebirge ebene Waldlichtungen von 50 bis 100 m Durchmesser eine Voraussetzung für gute Schneemessungen. Zusammen mit der Schneedeckenbeobachtung wird festgehalten, ob der Zustand des Erdbodens trocken, feucht, naß oder gefroren ist, um die Abflussbereitschaft qualitativ einzuschätzen. Neben den orographischen Effekten wird die Verteilung der Schneehöhe durch die Vegetation beeinflusst. So können z.B. während der Akkumulationsphase im Freiland um 20 bis 30% höhere Werte für die Schneehöhe und das Wasseräquivalent beobachtet werden als unter Nadelwald (Bild 9.1). Gegen Ende der Ablationsphase kann jedoch eine Umkehr der Verhältnisse eintreten, wenn Südlagen ausgeklammert werden.

Das Wasseräquivalent der Schneedecke wird mit zylindrischen Schneeausstechern von 100 bis 500 cm^2 Querschnittsfläche bestimmt. Dabei wird ein Schneezylinder bekannten Volumens ausgestochen und sein Gewicht durch Wägung bestimmt. Für Bestimmung des Wasseräquivalents muss die Schneehöhe mindestens 5 cm betragen. Punktförmige Messungen des Wasseräquivalents erfolgen gelegentlich mit Schneebletern mit Abmessungen von z.B. 40 cm x 40 cm; die Schneehöhe des darauf gefallenen Schnees wird durch Wiegen festgestellt. Der Wassergehalt einer Schneedecke wird auch durch Messung des Drucks der Schneedecke, den sie auf ein erdbodengleich ausgelegtes, mit einer nicht gefrierenden Flüssigkeit gefülltes Schneekissen ausübt, bestimmt. Die 1,5 bis 3,7 m im Durchmesser messenden Schneekissen, deren Messgenauigkeit mit zunehmender Größe wächst, lassen durch die Messung des Innendrucks die Bestimmung von Schneehöhen von 750 bis < 1900 mm Wasseräquivalent zu. Daneben sind auch relativ kostenaufwendige Radioisotopenpegel, bei denen eine radioaktive Quelle erdbodengleich und ein Empfänger in ≥ 5 m Höhe angebracht ist, zur Messung des Wasseräquivalents in schwer zugänglichen Gebieten mit großen Schneehöhen im Einsatz.

Als Bodenmessnetze zur Abschätzung der flächenhaften Schneedepositionen dienen Schneepegel, die im Gebirge zu 30 bis 50 m, in der Ebene bis zu mehreren hundert Meter langen Schneemessstrecken angeordnet sind und die Bildung von Längsschnitten der Schneedecke durch das Einzugsgebiet ermöglichen. Anhand der Messlinien wird das Gebietswasseräquivalent ermittelt. Die Schneehöhe an

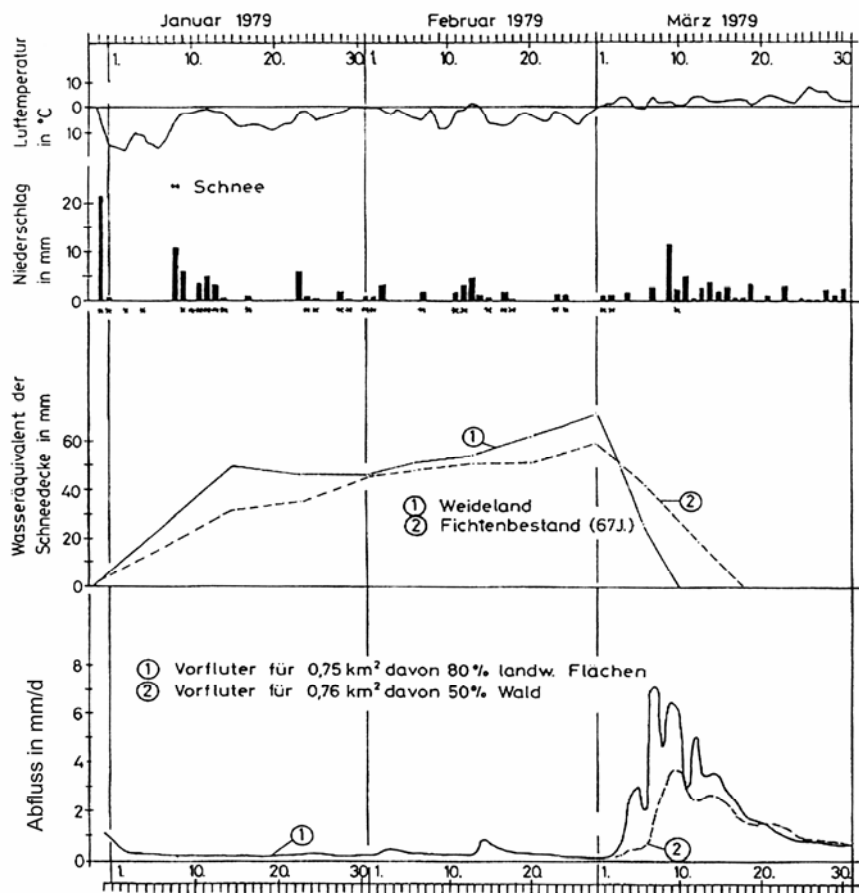


Abb. 9.1. Temperatur, Niederschlag und Wasseräquivalente der Schneedecke für verschiedene Vegetationen in kleinen Einzugsgebieten. 1) Saubach/Eder ($A_{E0} = 0,75 \text{ km}^2$, 87 % landwirtschaftliche Nutzung) und 2) Erleborn ($A_{E0} = 0,76 \text{ km}^2$, 50 % Wald) im Winter 1981/82 nach [9.7]

den Schneepegeln, die meist eine 5 cm-Teilung aufweisen, muss aus einer gewissen Entfernung abgelesen werden, um die Schneedecke nicht zu zerstören. Bei den Schneemessstrecken mit Schneepegeln erfolgt die Schneedichtebestimmung durch Ausstechen und Wiegen von Schneeproben. Für die Kartierung der Schneebedeckung werden für die verschiedenen Schneedeckensymbole verwendet, die in [9.9] zusammengestellt sind. Die räumliche und zeitliche Variabilität der Schneedecke eines Einzugsgebiets kann unter Zuhilfenahme von verschiedenen Methoden der Fernerkundung ermittelt werden [9.10, 9.11]. Sie basieren auf Luftbildern, Infrarot- oder Mikrowellenmessungen von Flugzeugen oder Satelliten und benötigen zur Eichung ein terrestisches Messnetz.

9.2 Physikalische Grundlagen des Schneeschmelzprozesses

Für viele wasserwirtschaftliche Fragen ist die Erfassung des Abflusses aus einer schmelzenden Schneedecke bedeutsam. Die Schneeschmelze ist ein thermodynamisches Problem, bei welchem Wärmeübertragung von und zu der Schneedecke durch die Nettostrahlung, die latente Wärme in Form von Kondensation und Verdunstung sowie die fühlbare Wärme der Luft, Regenwasser und Boden erfolgt. Die Energiemenge für die Schneeschmelze erhält man aus der Energiegleichung, die für einen Schneekörper mit den Begrenzungen durch Luft und Boden lautet (Bild 9.2):

$$H_M = R_{SB} + H_K + H_V + H_B + H_R \quad (9.1)$$

- H_M : Energiesaldo, verfügbar für die Schneeschmelze in Wm^{-2} ,
 R_{SB} : Nettostrahlung als Summe der kurzwelligen Nettostrahlung R_{Nk} (positiv) und der langwelligen Nettostrahlung R_{NI} (negativ). R_{Nk} wird gemessen und R_{NI} abgeleitet zu $R_{NI} = R_{NI0}(1 - w)$, wobei R_{NI0} die langwellige Nettostrahlung bei bewölkungsfreiem Himmel und w der Bewölkungsgrad, als Dezimalbruch ausgedrückt, bedeuten; R_{SB} kann auch berechnet werden zu: $R_{SB} = R_{Nk}(1 - \alpha_r) + R_{NI} - \sigma T_s^4$,
 H_K : fühlbarer Wärmestrom von der Luft auf die Schneeoberfläche (positiv) in Wm^{-2} ,
 $H_K = f(u) \cdot \gamma \cdot (T_a - T_s)$,
 H_V : latenter Wärmestrom (Evaporation (negativ), Sublimation, Kondensation) an der Schnee Luft-Fläche in Wm^{-2} ; $H_V = L_v \cdot f(u)(e_a - e_s)$,
 H_B : Wärmestrom von der Schnee-Boden-Fläche. Der Bodenwärmestrom wird meist vernachlässigt; (0 bis $5 \text{ Jcm}^{-2}\text{s}^{-1}$),
 H_R : Wärmezufuhr durch Regen; $H_R = N \cdot c_w(T_R - T_s)$,
 $f(u)$: Windfunktion für den latenten Wärmestrom,
 e_a, e_s : Dampfdruck der Luft bzw. Schneedeckenoberfläche,
 γ : Psychrometerkonstante,
 α_r : Albedo,
 L_v : latente Verdampfungswärme von Wasser,
 T_R : Temperatur des Regens mit der Niederschlagshöhe N (mm),
 T_a, T_s : Temperatur der Luft- bzw. Schneedeckenoberfläche,
 c : spezifische Wärme des Wassers.

H_M ist die im Schnee gespeicherte Kälte. Werden die Größen, die dem Schnee Wärme zuführen, positiv eingeführt, kommt es zur Schneeschmelze, wenn $H_M \geq 0$ wird. Der Betrag, der für die Schneeschmelze zur Verfügung steht, entspricht etwa dem Energieüberschuß nach Gl. (9.1). Die Wärme für das Schmelzen wird hauptsächlich durch den Strahlungssaldo und den fühlbaren Wärmestrom bei Strahlungswetter geliefert. Vielfach erfolgt jedoch die Schneeschmelze bei regnerischem Wetter mit geringen Beiträgen durch die Strahlungsbilanz bei gleichzeitig geringer Lufttemperatur, wobei es zur Überlagerung von Schmelzwasser- und Regenwasserabflüssen kommt. Die Verdunstung von der Schneedecke wird dann meist vernachlässigt, da sie gering ist. Nach Gl.(9.1) kann für $H_B = 0$ die Schneeschmelzrate M_d als Wasseräquivalent des Schnees bzw. Eises für eine Flächen- und Zeiteinheit angenähert werden durch:

$$M_d = H_M / r_s \approx H_M / 334 \text{ in mm} \quad (9.2)$$

r_s : latente Wärme der Schneeschmelze in kJ/kg. Für Schmelze wird gesetzt $r_s = 334 \text{ kJ/kg}$ $\triangleq$ ca. 80 kcal/kg bei 0 °C und 1000 kg/m³ (Eis), d.h. 334 kJ/kg Schmelzwärme sind erforderlich für 1 mm Wasser, (Tab. 9.2).

Die potentielle Schneeschmelzrate M_h in mm/h erhält man durch Division der Wärmeenergie mit der Schmelzwärme des Eises. Die Schneeschmelzrate erhält man mit $1/r_s = 0,0107 \text{ mmh}^{-1}\text{W}^{-1}\text{m}^{-2}$, wenn H_M in Wm^{-2} als stündliches Mittel nach Gl.(9.1) eingeführt wird, zu:

$$M_h = 0,0107 H_M \text{ in mm/h.} \quad (9.2a)$$

Für das 3,18 km² große Einzugsgebiet des Rietholzbaches (MQ = 107 l/s, mittlere Meereshöhe NN+795 m) im schweizerischen Voralpengebiet, das aus Grünland mit 23 % Waldanteil besteht, wurden die Größen der einzelnen Komponenten der Wärmehaushaltsgleichung von [9.14] bestimmt. Der Tageswert H_M beträgt 7,70 $\text{MJm}^{-2}\text{d}^{-1}$ berechnet als Mittel aus sechs Tagen mit größter Schneeschmelze in vier verschiedenen Wintern. Wird H_M nach Gl. (9.1) gleich 100 % gesetzt, entfallen im Mittel auf $R_{SB} = 8 \%$, $H_R = 7 \%$, $H_V = 20 \%$ und $H_K = 65 \%$. In diesem Fall überwiegt die fühlbare Wärme beim Schmelzprozeß. Bei Advektionslagen tragen fühlbarer und latenter Wärmestrom zu 85 % zur Wärmeenergie bei, die zur Schmelze benötigt wird.

In Gl.(9.1) überwiegen bei Strahlungswetter die Ausdrücke R_{Nk} und R_{Ni} , so dass angenähert $H_M \approx R_{Nk} - R_{Ni}$ gesetzt werden kann, d.h. die Schneeschmelze wird durch die Nettostrahlung bestimmt. Die kurzwellige Nettostrahlung ergibt sich aus der einfallenden Strahlung und der Albedo a_r zu: $R_{Nk} = (1 - a_r)R_s$. Die Albedo ist vom Alter der Schneeoberfläche und dem Einfallswinkel der Sonnenstrahlen abhängig (Tab. 2.4). Die Albedo nimmt bei dünnen Schneedecken zu. Die Werte der extraterrestrischen Strahlung erhält man in $\text{MJm}^{-2}\text{d}^{-1}$, indem man die Werte der Tab. 2.5 mit 2,45 multipliziert. Die Globalstrahlung berechnet man nach Gl. (2.10). Nach [9.15] kann R_s für einen Bewölkungsgrad w angenähert werden zu: $R_s = R_a(0,78 - 0,58 w^{3,4})$ in $\text{MJm}^{-2}\text{d}^{-1}$.

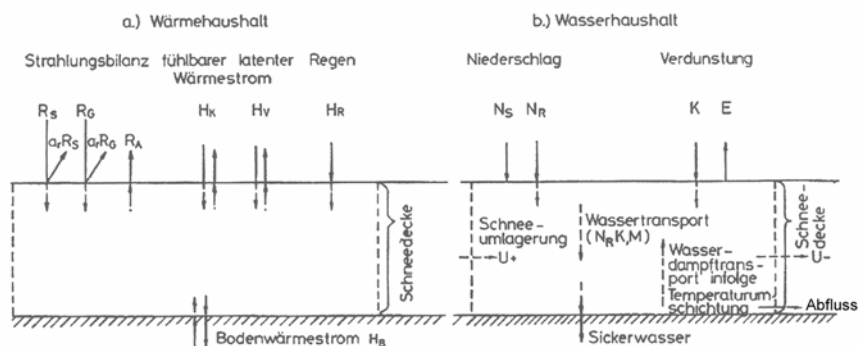


Abb. 9.2. Prinzipiskenzen zum Wärme- und Wasserhaushalt einer Schneedecke nach [9.13]

Die langwellige Nettostrahlung R_{Nl} erhält man aus der Differenz der kleineren abwärts gerichteten Strahlung und der größeren aufwärts gerichteten Strahlung. Die abwärtsgerichtete Strahlung beträgt (vgl. Gl. (2.12)):

$$R_G = \sigma T_L^4 (a + b e_a^{-1/2}) \quad \text{in W/m}^2 \quad (9.3)$$

σ : Stefan-Boltzmann Konstante, $\sigma = 5,67 \cdot 10^{-8}$ in $\text{W m}^{-2} \text{K}^{-4}$,

T_L : absolute Temperatur der Luft in K,

e_a : aktueller Dampfdruck in hPa (= mbar), gemessen in 1,5 oder 2 m Höhe,

a, b : Koeffizienten, für offenes Gelände $a = 0,62$ und $b = 0,05$.

Für alpine sommerliche Bedingungen wird häufig vereinfacht angenommen: $R_G \approx 0,7 \sigma T_L^4$. Wird die Summe aus Globalstrahlung und den langwelligen Strahlungskomponenten nach den Gln.(2.11) und (2.12) gebildet, erhält man für die Emissivität von Schnee bzw. Eis $0,98 < \epsilon_s < 0,99$ den Strahlungssaldo zu:

$$R_{SB} = (1 - a_r) R_S + e_a \sigma T_L^4 - \epsilon_s \sigma T_S^4. \quad (9.4)$$

Da für die Schneetemperatur angenähert der Schmelzpunkt $T_s = 273$ K eingesetzt werden kann, reduziert sich die Messung der Variablen nach Gl.(9.4) auf die repräsentative Lufttemperatur T_L . In vielen Fällen kommt der Betrag der abwärts gerichteten Strahlung nahe an den der aufwärtsgerichteten Komponente. Nach [9.18] kann die Strahlungsbilanz für Tageswerte im Bereich der Mittelgebirge beim Fehlen direkter Messungen überschlägisch zu $R_{SB} = (1 - a_r)[R_a(0,21 + 0,61 s_n/s_N)] - 33,9$ in W m^{-2} ermittelt werden.

Die fühlbare und latente Wärme können nach Gl.(2.17) berechnet werden. Zur Berechnung des latenten Wärmestroms wird häufig die Sverdrup-Formel benutzt [9.16]:

$$H_V = L_v k_k^2 \cdot \left(\frac{u_2 (e_{az} - e_{s0}) (0,622/p)}{[\ln(z_2/z_0)]^2} \right), \quad (9.5)$$

k_k : v. Karman Universalkonstante; $k_k \approx 0,4$,

ρ : Dichte der Luft,

u_z : Windgeschwindigkeit in $z = 2$ m Höhe,

e_{az} : Dampfdruck in der Höhe $z = 2$ m,

e_{s0} : Sättigungsdampfdruck in der Höhe z_0 ,

z_0 : Höhe über der Erdoberfläche, für die $u = 0$ ist.

Die fühlbare Wärme wird berechnet zu (vgl. Gl.(2.17)):

$$H_K = c_p k_k^2 \frac{u_z (T_2 - T_0)}{[\ln(z_2/z_0)]^2}, \quad (9.6)$$

T_2, T_0 : Lufttemperaturen in den Höhen z_2 und z_0 .

Meist stehen nur die Größen T_L , e_{aL} und u zur Verfügung, so dass für die Bildung der Gradienten in den Gln. (9.5 und 9.6) von $T_s = 0$ °C und $e_s = 6,1$ mbar für die Schneedecke ausgegangen werden muss. Bei Advektionsbedingungen, die durch hohe Windgeschwindigkeit, mittlere bis hohe Lufttemperaturen, hohen Wasser-

dampfdruck und starken Regen gekennzeichnet sind, wird nach [9.14] bei einer schmelzenden Schneeoberfläche für den fühlbaren Wärmestrom H_K und den latenten Wärmestrom H_V vereinfacht angenommen (vergl. Gl.(2.29) und (2.31):

$$H_K = f(u)(T_L - T_S) \quad \text{bzw.} \quad H_V = f(u)(e_{aL} - e_S) \quad (9.7)$$

γ : psychrometrische Konstante; $\gamma = 0,65 \text{ mbar}^\circ\text{C}^{-1}$,

T_L : Lufttemperatur in 2 m Höhe in $^\circ\text{C}$,

T_S : Temperatur der schmelzenden Schneeoberfläche; $T_S = 0^\circ\text{C}$,

e_{aL} : Dampfdruck der Luft in 2 m Höhe in mbar,

e_S : Sättigungsdampfdruck der schmelzenden Schneeoberfläche; $e_S = 6,11 \text{ mbar}$,

u : Windgeschwindigkeit in 2 m Höhe in m/s,

$f(u)$: Windfunktion $f(u) = a + bu$; häufig werden $a = 0$ und $b = 4,7$ in $\text{Jm}^{-3}\text{mbar}^{-1}$ angenommen; für H_K kann $b = 3,1$ bzw. $b = 3,9$ bis $4,7$ für H_V nach [9.13] angenommen werden. Höhere Werte $5,7 \leq b \leq 6,8$ gelten nach Anderson in [9.14] für die USA.

Die Schnee verdunstung kann für $T < 0^\circ\text{C}$ nach [9.41] angesetzt werden:

$$E_{\text{Schnee}} = 0,41(e_s - e_a) - 22 \quad \text{in mm.} \quad (9.8)$$

Für den Bodenwärmestrom H_B wird gesetzt:

$$H_B = -k_B(dT_B/dz) \quad (9.9)$$

T_B : Bodentemperatur in $^\circ\text{C}$,

k_B : Wärmeleitfähigkeit; $k_B = 0,4$ bis $2,1$ in $\text{W}/(\text{m}^\circ\text{C})$.

Für Berechnungen der Schneeschmelze wird vereinfacht für H_B ein konstanter Wert angenommen, z.B. $H_B = -270 \text{ kJ/m}^2\text{d} \approx 1 \text{ mm}$. Häufig wird H_B vernachlässigt.

Beim Auftreten von Regen wird die Wärme durch den Regen berechnet nach:

$$H_R = c_w i_R (T_R - T_0), \quad (9.10)$$

wobei i_R die Regenintensität in mm/h, T_R die Temperatur des Regenwassers, die gleich der Lufttemperatur T_L in 2 m Höhe über Gelände angenommen wird, und c_w die spezifische Wärme von Wasser bedeuten ($c_w = 4,186 \text{ J/g}^\circ\text{C} \triangleq 1,162 \text{ Whm}^{-20}\text{C}^{-1}\text{mm}^{-1}$). Nach [9.17] wird als Näherungswert für H_R angegeben:

$$H_R \approx 4,2 T_R N \quad (9.10a)$$

mit $T_R \approx T_L$ als Lufttemperatur in $^\circ\text{C}$ und N als Regenhöhe in mm/Tag. Für stündliche Mittel wird $H_R = 1,162 i_R T_R$ in Whm^{-2} . Der Beitrag des Niederschlags zur Schneeschmelze ist verhältnismäßig gering. Die Schmelzwasserhöhe d_{MR} beträgt: $d_{MR} \approx N \cdot T_R / 80$ in mm.

Als Beispiel soll die Wärmemenge eines Regens von $T_R = 10^\circ\text{C}$ und $N = 20 \text{ mm/d}$ bestimmt werden, der in eine schmelzende Schneedecke ($T_S = 0^\circ\text{C}$) fällt. Die Regenmasse beträgt $20 \text{ kg/m}^2 = 2 \text{ g/cm}^2$, so dass erhalten wird: $H_R = 4,2 \cdot 2(10-0) = 83,8 \text{ Jcm}^{-2}$. Die Schmelzwärme von Eis bei 0°C beträgt $r_s = 333,7 \cdot 10^3 \text{ Jkg}^{-1}$. Da für 1 mm Wasser 334 kJ/m^2 Schmelzwärme erforderlich sind, reicht die Wärme aus, um 2,5 mm Schmelzwasseräquivalent zu schmelzen. Bei einer Schneedichte von $0,45 \text{ t/m}^3$ entspricht dies einer

Schneehöhe von 5,5 cm. Es bedarf daher sehr kräftiger, warmer Regenfälle, um größere Schneehöhen zu schmelzen. So erfordert eine Schmelzrate von $d_{MR} = 20$ mm einen Niederschlag von $N = 80 \text{ } d_{MR}/T_R = 100$ mm bei $T_R = 16^\circ\text{C}$.

Der Kälteinhalt einer Schneedecke entspricht der Wärmemenge, die benötigt wird, um die Schneelage auf 0°C zu erwärmen. Unter der Annahme einer homogenen Dichte und gleicher Temperatur in allen Schneetiefen beträgt der Kälteinhalt H_M :

$$H_M = c_S \cdot \rho_S \cdot T_S \cdot d \quad (9.11)$$

H_M : spezifische Wärme von Schnee; $H_M = 2,1 \text{ J/g}^\circ\text{C}$ bei 0°C ,

d : Schneetiefe in cm,

ρ_S : Schneedichte (Tab. 9.2),

T_S : Schneetemperatur in $^\circ\text{C}$.

Für eine 1 m starke Schneedecke wird $T_S = -5^\circ\text{C}$ und $\rho_S = 0,25 \text{ t/m}^2$ gemessen. Der Kältegehalt beträgt $C_S = 2,1 \cdot 0,25 \cdot 5 \cdot 100 = 262,5 \text{ J/cm}^2$. Zum Schmelzen wird folgende Niederschlagshöhe von $T_R = 1^\circ\text{C}$ benötigt: $N = H_M/r_s = 262,5/334 = 0,79 \text{ g/cm}^2 = 7,9 \text{ mm}$. Ein Niederschlag von 7,9 mm und $T_N = 1^\circ\text{C}$ enthält soviel Wärme, um die Schneedecke von 1 m auf den Schmelzpunkt zu bringen.

Der Kältegehalt einer Schneedecke kann auch als äquivalente Höhe einer Wasserschicht von 0°C ausgedrückt werden, die beim Frieren von Schnee soviel Wärme freisetzt, dass die Temperatur in der Schneedecke auf 0°C ansteigt. Dieses Wasseräquivalent d_W beträgt [9.14]:

$$d_W = \rho_S c_{ps} T_S d / (r_s \rho_W) \approx 6,27 \cdot 10^{-3} (\rho_S / \rho_W) T_S d \text{ in mm.}$$

Der Wärmedurchgang durch eine Schneedecke ist theoretisch schwierig zu erfassen, da sich die physikalischen und thermischen Eigenschaften laufend ändern (Tab. 9.2). Die Wärmeleitfähigkeit kann angenähert zu $k_c = 2,94 \cdot 10^{-3} \rho_S^2$ in $\text{Wm}^{-1}\text{K}^{-1}$ angenommen werden. Die Diffusivität k_d in m^2/s hängt von der Wärmeleitfähigkeit k_c und der Dichte ab. Die Wärmeleitfähigkeit drückt die Wärme aus, die in einer Sekunde durch eine Einheitsfläche (Würfel) hindurchgeführt wird, wobei ein Temperaturunterschied von 1°C auf der Ober- und Unterseite besteht:

$$k_d = k_c / \rho_S c_p \quad (9.12)$$

c_p : spezifische Wärme, die benötigt wird zur Erwärmung um 1°C ; $c_p = 4,1868 \text{ J/g}^\circ\text{C}$ für Wasser; $c_p = 2,0934 \text{ J/g}^\circ\text{C}$ für Eis und Schnee; $c_p = 1,0048 \text{ J/g}^\circ\text{C}$ für Luft.

Die Wärme, die durch eine Schneedecke hindurchgeht, erhält man zu $H = k_c dT/dz$. Bei einem steilen Gradienten von 20°C pro m werden bei einer Schneedichte von $0,13 \text{ t/m}^3$ nur $H = 0,0837 \cdot 20/1 = 1,67 \text{ Wm}^{-2}$ durchgeführt. Dieser Wert erhöht sich auf $13,2 \text{ Wm}^{-2}$, wenn die Dichte auf $0,50 \text{ t/m}^3$ ansteigt. Infolge des täglichen Temperaturgangs wirkt sich die Erwärmung der Schneeoberfläche tagsüber nicht bis auf die untersten Schichten aus, wenn nachts eine Abkühlung unter den Gefrierpunkt stattfindet.

Die Zeit t_W , die benötigt wird, um die Schneelage durch einen Regen der Intensität i_R und der Temperatur 0°C auf 0°C zu bringen, beträgt:

$$t_w = 6,27 \cdot 10^{-3} \rho_S T_S d_S / i_R. \quad (9.13)$$

Der Wärmehalt einer 1 m starken Schneedecke von $\rho_S = 0,25 \text{ t/m}^3$ und $T_S = -5^\circ\text{C}$ gleicht dem Wasseräquivalent $d_w = 6,27 \cdot 10^{-3} (0,25/1,00) \cdot 5 \cdot 1000 = 7,8 \text{ mm}$. Ein Regen von 2 mm/h benötigt $t_w = 6,27 \cdot 10^{-3} \cdot 250 \cdot 5 \cdot 1,00/2 = 3,92 \text{ h}$, um die Schneetemperatur auf 0°C zu bringen.

Die Eigenschaften der Schneedecke wechseln im Verlauf des Winters und können bei Schneeschmelze nur angenähert erfasst werden. Infolge zwischenzeitlicher Tauperioden weist die Schneedecke eine Schichtung auf. Die drei Phasen des Wassers werden nebeneinander angetroffen. Der Entwicklungsgang der Schneedecke zerfällt im Prinzip in die Phasen der Akkumulation (Aufbau), der Metamorphose (Umwandlung) und der Ablation (Abbau). In der Aufbauphase nimmt infolge der Niederschläge bei Lufttemperaturen $T_L \leq 0^\circ\text{C}$ das Wasseräquivalent der Schneedecke zu. In der anschließenden Metamorphose erfährt die Schneedecke vorwiegend Strukturveränderungen bei negativen Lufttemperaturen. Die Abbauphase ist durch Massenänderungen (Abnahme des Wasseräquivalents) gekennzeichnet und findet bei positiven Lufttemperaturen statt. Das Rückhaltevermögen der Schneedecke ändert sich während einer Schneedeckenperiode. In Abhängigkeit von dem Metamorphosezustand kann der Schnee mehr oder weniger Wasser in seinen Hohlräumen anlagern und damit die Retention im Einzugsgebiet vergrößern. Bei Schneedeckentemperaturen unter 0°C vergrößern sich die Retentionswirkung zusätzlich um das thermische Rückhaltevermögen des Schnees. Das Aufwärmen der Schneedecke bis zur Schmelzreife geschieht durch Wärme, die als Erstarrungswärme beim Gefrieren von Niederschlags- oder Schmelzwasser freigesetzt wird. Bei der Schmelzreife kann die Schneedecke kein Wasser mehr gegen die Gravitationskraft binden, was etwa vergleichbar ist mit dem Erreichen der Feldkapazität bei Böden. Dabei weist der Schnee eine Dichte von $> 400 \text{ kg/m}^3$ auf.

Konzepte zur Modellierung der einzelnen Phasen sind z.B. in [9.18] beschrieben. Deterministische Modelle für Schneedeckenspeicher unterscheiden zwei extreme Retentionseigenschaften des Speichers: Das Schmelzwasser perkoliert durch den Speicher oder das Schmelzwasser wird zwischenzeitlich im Schnee angelagert, bevor es aus dem Speicher herausläuft. Die Perkolation in einer homogenen Schneedecke wächst für flüssiges Wasser überproportional mit der Wassersättigung. Die vereinfachte lineare Beziehung zwischen Speicherkapazität und Schneedichte, die in vielen Modellen verwendet wird, kann daher zu Streuungen der Ergebnisse führen.

9.3 Ermittlung des Abflusses aus Schneeschmelze

Abflussvorhersagen konzentrieren sich in der Regel auf die Abschätzung des aktuellen potentiellen Wasservorrats der Schneedecke. Er wird gekennzeichnet durch das Gebietswasseräquivalent, d.h. den Wassergleichwert gemittelt über das

Einzugsgebiet. Die Schmelzwasseranteile werden bei den meisten Vorhersagen für einen Punkt im Einzugsgebiet abgeschätzt und auf das Gebiet übertragen. Der zeitliche und quantitative Verlauf des Ausflusses aus der Gebietsschneedecke am Grenzsaum zur Erdoberfläche kann daher nur angenähert vorhergesagt werden. Die Vorhersage der flächenhaft variablen Schneeschmelze mit einem Einzugsgebietsmodell, z.B. SHE-Modell, erfordert ein dichtes Netz der Schneebeobachtungen, wie es in Versuchsgebieten besteht.

Zur Ermittlung des Schneedeckenausflusses in Abhängigkeit von Temperatur, Strahlung, Niederschlag und ortsveränderlichen Gebietseinflüssen wie Oberflächenbeschaffenheit, Schneebedeckungsgrad, Höhenlage und Exposition stehen detaillierte Modellansätze, die als Punktmodelle einzustufen sind, zur Verfügung, die eine Vielzahl von Messgrößen erfordern. Da meist nur wenige Größen als Messwerte vorliegen, müssen die wichtigsten physikalischen Vorgänge und Einflussgrößen mit vereinfachten Modellkonzepten erfaßt werden. Der Schneedeckenabfluss kann für ein abgegrenztes Gebiet berechnet werden, für welches die Mittelung der meteorologischen und gebietsspezifischen Parameter noch zugelassen werden kann, wobei die Feinheiten der örtlichen Differenzierung zugunsten einer integralen Modellbeschreibung aufgegeben werden. Die zeitliche Auflösung der Modelle erfolgt in Stunden- oder Tagesschritten, die Anwendung ist auf kleinere Einzugsgebiete beschränkt.

Die Vorhersagemodelle für den Abfluss aus Schneeschmelze beinhalten einen Schneespeicher. Die einfacheren Ansätze zur Berechnung von potentiellen Schneeschmelzintensitäten erfassen das zeitlich veränderliche Rückhaltevermögen in der Schneedecke nicht. Das Rückhaltevermögen wird proportional dem Wasseräquivalent gesetzt, wobei der Proportionalitätsfaktor für alle metamorphen Zustände konstant gehalten wird. Bei dem Verfahren nach [9.19] wird eine empirische Beziehung zwischen Wasserabgabe und Lagerungsdichte hergestellt und damit das Rückhaltevermögen besser erfaßt. Die räumliche Verteilung der Schneehöhe kann durch die Einteilung des Einzugsgebietes in Zonen berücksichtigt werden. Diese Gliederung in Höhenzonen wird zweckmäßig anhand der hypsometrischen Kurven, in denen die Abhängigkeit der Flächengröße des Einzugsgebiets von der Meereshöhe dargestellt wird, vorgenommen. Gebietsschneedecken können mit diesen Modellen nur grob erfaßt werden, wenn es nicht gelingt, die Schneehöhenverteilung bzw. die Verteilung des Wasseräquivalents im Einzugsgebiet zu simulieren. Beim Schmelzsetzungsverfahren (snow-compaction-procedure), bei welchem die potentiellen Schneeschmelzintensitäten aus dem Wärmehaushalt berechnet werden, wird der Abbau der Schneedecke berücksichtigt [9.19, 9.20]. Beim Schmelzsetzungsverfahren wird der Schneedeckenabfluss in beliebiger zeitlicher Auflösung berechnet, wenn die Witterungsfaktoren bekannt sind. Die Vorgänge in einer Schneedecke, wie Akkumulation, Metamorphose und Abbau, werden modelliert und ergeben angenähert den Schmelzwasserabfluss [9.21].

Die Modelle zur Vorhersage der Schneeschmelzrate lassen sich in zwei Gruppen gliedern: Die Temperatur-Index-Verfahren mit verschiedenen Temperaturwerten als pauschale Information über den Wärmehaushalt sowie die Verfahren mit denen einzelne Energiekomponenten bestimmt werden. Bei den Energiebilanzan-

sätzen muss der fühlbare und latente Wärmetrom indirekt erfaßt werden, z.B. durch Temperatur, Luftfeuchte und Windgeschwindigkeit. Daneben geht die an der Schneedeckenoberfläche verfügbare Nettoenergie ein, die aus der Globalstrahlung abgeleitet wird. Beim Fehlen der Strahlungsgröße wird als Referenzgröße die extraterrestrische Bestrahlungsstärke einer horizontalen Fläche verwendet und über die Bewölkung oder die Sonnenscheindauer abgemindert. Beispiele über die Anwendung der Energiebilanzmethode zur Vorhersage im Hochgebirge enthält z.B. [9.21].

Je nach Verfügbarkeit der meteorologischen und schneehydrologischen Messdaten müssen vereinfachte Wärmehaushaltsgleichungen verwendet werden, um die potentielle Schneeschmelzintensität zu berechnen. Bei den Näherungsformeln ist der Schmelzbetrag proportional zum tatsächlich auftretenden, flächenhaften Schmelzwasser. Demzufolge sollten auch die verwendeten Parameter durch Messungen angeeicht werden. Unter Berücksichtigung von Nettostrahlung, Temperatur, Wind, Dampfdruck und Regen erhält man für Stundenschritte die potentielle Schmelzrate M_h in mm/h nach [9.22] zu:

$$M_h = \{\varepsilon R_S + (a_0 + a_1 u_2)[(T_L - T_S) + \beta(e_L - e_S)] + i_R T_R\} / r_s + M_B \quad (9.14)$$

- r_s : Schmelzwärme von Schnee in Wh/kg; $r_s = 92,6$ Wh/kg,
- ε : Absorptionskoeffizient; $0,02 < \varepsilon < 0,6$,
- R_S : Globalstrahlung in $\text{Whm}^{-2}\text{h}^{-1}$,
- β : Kehrwert der Psychrometerkonstanten über Schnee; $\beta = 1,76$ K/mbar,
- e_L : Dampfdruck der Luft in mbar,
- e_S : Dampfdruck der Schneedecke in mbar; $e_S = 3,44$ mbar bei 0°C ,
- a_0 : Parameter; $0,5 < a_0 < 3,5$ Wh/hK nach [9.22],
- a_1 : Parameter; $0,8 < a_1 < 2,5$ Wh/hK nach [9.22],
- M_B : Parameter des Bodenwärmestroms; $0,01 < M_B < 0,05$ mm/h,
- i_R : Regenintensität in mm/h,
- T_L, T_R : Temperatur der Luft bzw. des Regens in $^\circ\text{C}$.

Eine vereinfachte Modellierung des Wärmehaushalts unter Berücksichtigung von Temperatur, Wind und Niederschlag enthält [9.22].

Anstelle einer differenzierten Erfassung der Schneeschmelzfaktoren, die das Ausmaß der Schneeeumwandlung in den flüssigen Zustand beschreiben, kann für die modellmäßige Erfassung der Abflusskomponente aus der Schneedecke die potentielle Schneeschmelzrate M_h abgeschätzt werden zu:

$$M_h = a_h T_L + M_{S,B} \quad \text{in mm/h} \quad (9.15)$$

- a_h : Abtaukoeffizient, der um die Strahlungswirkung und um den Bodenwärmestrom reduziert wird; $0,1 < a_h < 0,5$ $\text{mmh}^{-1}\text{K}^{-1}$,
- T_L : Lufttemperatur in $^\circ\text{C}$,
- $M_{S,B}$: Konstante, welche die von der Lufttemperatur unabhängigen Energieflüsse berücksichtigt, $0,1 < M_{S,B} < 1,9$ mm/h.

Da vielfach meteorologische Größen zur Aufstellung einer Energiebilanz nicht vorliegen, wurden Näherungsformeln entwickelt, die keine Strahlungsmessungen voraussetzen. Stellvertretend soll das *Temperatur-Index-Verfahren*, erläutert wer-

den, bei welchem die Lufttemperatur als komplexer Informationsträger über thermodynamische Prozesse angesehen wird. Die einfach zu messende Lufttemperatur als wichtigste Regelgröße für den Wärmeaustausch dient zur Berechnung der potentiellen Schmelzrate aus der Summe der täglichen Mittel der positiven Temperatur und einem Grad-Tag-Faktor. Die Grundlage für den Grad-Tag-Faktor bildet die zahlenmäßige Erfassung des fühlbaren Wärmestroms durch die entsprechende Wärmeübergangszahl und die Temperaturdifferenz zwischen Luft und Schneedeckenoberfläche. Mit dem Temperatur-Index-Verfahren können daher Schneeschmelzintensitäten bei Strahlungswetter, wie Föhnwetterlagen, nur grob abgeschätzt werden. Ein Vorteil der Methode ist die einfache Handhabung, da nur Messungen der Lufttemperaturen benötigt werden. Die empirisch abgeleiteten Temperatur-Index-Werte sind regional gültig. Die Vorhersage der potentiellen Schmelzrate M_d vereinfacht sich zu:

$$M_d = a_d(T_L - T_b) \quad \text{in mm/d} \quad (9.16)$$

a_d : Grad-Tag-Faktor oder Schmelzfaktor in mm/(°Cd), z.B. $4 < a_d < 8$ (Tab. 9.3),

T_L : Lufttemperatur in °C; Mittel der Lufttemperatur über die Tagesabschnitte, die positive Temperaturen aufweisen,

T_b : Basistemperatur, in der Regel 0 °C.

Die täglichen Schmelzfaktoren für Freiland schwanken zwischen 3 bis 10 mm d⁻¹ K⁻¹ (Tab. 9.3). Sie werden zur überschläglichen Ermittlung der stündlichen Schneeschmelzraten M_h durch 24 dividiert [9.12]. Die Basistemperatur, die wie der Faktor a_d anhand von schneehydrologischen Messungen geeicht werden muss, schwankt zwischen $0 \leq T_b \leq 2$ °C. Wird $T_b = 0$ °C angenommen, entspricht a_d dem Grad-Tag-Faktor.

Das *Grad-Tag-Verfahren* ist ein häufig angewendetes Näherungsverfahren zur Berechnung der täglichen Schmelzwasserabgabe ohne gleichzeitig fallenden Regen [9.39]. Der Grad-Tag-Faktor a_d als Index für die Wärmebilanz wird benutzt, um die Grad-Tage in Schneeschmelze, ausgedrückt als Wasserhöhe, umzuwandeln. Infolge der wechselnden Eigenschaften des Schnees während der Schmelzperiode ist der Grad-Tag-Faktor in zeitlicher und räumlicher Hinsicht variabel. Für die Rechnung wird ein gewogener Faktor verwendet, der als Mittelwert für mindestens drei bis fünf Tagen angehalten wird. Beim Fehlen von Messungen kann der Faktor a_d anhand der Geländebedeckung geschätzt werden. Infolge von Höhenlage und Exposition können große Schwankungen auftreten und die Einzelwerte beträchtlich abweichen (Tab. 9.3). Beim Grad-Tag-Verfahren werden nur die positiven Temperaturen während eines Tages betrachtet und gemittelt. Falls

Tabelle 9.3. Grad-Tag-Faktoren a_d in mm/(°Cd) für verschiedene Pflanzenbedeckungen nach verschiedenen Verfassern [9.17, 9.21, 9.22] (Basistemperatur $T_b = 0$ °C)

Vegetationsbedeckung	a_d
nicht bewaldet, offenes Gelände	4 ... 7
offener Laubwald mit geringem Nadelwaldanteil	3 ... 4,3
Nadelwald oder dichter Mischwald	1,5 ... 2,3
Dichter Nadelwald	1 ... 1,5
Hochgebirge, Gletscher	> 6

auch negative Temperaturen innerhalb eines Tages auftreten, werden sie bei der Berechnung der mittleren Temperatur mit 0 °C angenommen. Für die potentielle tägliche Abflusshöhe aus der Schneedecke M_d wird erhalten:

$$M_d = a_d \bar{T}_L \quad \text{in mm/d} \quad (9.17)$$

$\bar{T}_L$: Tagesmittel der positiven Werte der Lufttemperatur in °C,

a_d : Grad-Tag-Faktor in mm/°Cd (Tab. 9.3).

Für gebirgige Einzugsgebiete zwischen 350 und 4000 m Höhe wurde das SRM (snowmelt runoff model) oder *Martinec-Modell* entwickelt. Es ermöglicht die Berechnung der Schnellschmelzerate auch bei Regen, wobei wie bei anderen Grad-Tag-Verfahren verhältnismäßig einfach zu messende Eingangsdaten über Niederschlag, Temperatur und Schneedecke vorausgesetzt werden [9.19]. Als Ausgabe wird der Schneeschmelzabfluss erhalten. Das SR-Modell wurde für Schneeschmelzperioden entwickelt und gestattet bei gegebenen meteorologischen Eingangsgrößen die Abflussvorhersage in Form von täglichen Mittelwerten. Kürzere Zeitschritte sind prinzipiell möglich. Für jeden Tag während der Schneeschmelze werden Wasser aus Schneeschmelze und gegebenenfalls aus Niederschlag berechnet und mit den Vortagesabflüssen, die aufgrund von Rezessionskurven berechnet wurden, überlagert (Bild 9.3) [9.19]. Der Umrechnungsfaktor von $\text{cm m}^2\text{d}^{-1}$ in m^3/s bei Eingabe des Einzugsgebiets A_{Eo} in km^2 beträgt $1000000 \cdot 0,01/86400 = 0,1157$. Damit wird:

$$Q_{n+1} = [\psi_{ns}[a_n(\bar{T}_{Ln} + \Delta\bar{T}_n)\beta_n + \psi_{nr} + N_n]0,1157A_{Eo}(1 - k_{n+1}) + Q_n k_{n+1} \quad (9.18)$$

$\bar{T}_L$: Zahl der Grad-Tage in °Cd,

Q : mittlerer täglicher Abfluss infolge Schneeschmelze in m^3/s ,

ψ_{ns}, ψ_{nr} : Abflussbeiwert am Tage n aus Schneeschmelze bzw. Regen; häufig $\psi_{ns} = \psi_{nr}$,

a_n : Grad-Tag-Faktor in $\text{cm}^\circ\text{C}^{-1}\text{d}^{-1}$, welcher die Schneeschmelzhöhe von 1 Grad-Tag anzeigt,

ΔT_n : Berichtigung der Temperaturmessung in °C, falls der Höhenunterschied zwischen der Messstation und der mittleren Einzugsgebietshöhe dies erfordert,

β_n : Anteil der schneebedeckten Flächen am Einzugsgebiet (100% = 1) als Verhältniszahl,

N_n : Niederschlag in cm. Durch eine Grenztemperatur $0 \leq T_{krit} \leq 2$ °C wird vorgegeben, ob der Niederschlag als Regen sofort oder als Schnee verzögert zum Abfluss beiträgt,

k : Rezessionskoeffizient, der die Abnahme des Abflusses in einer Zeitspanne ohne Schneeschmelze bzw. Niederschlag beschreibt. Es wird gesetzt $k = Q_{m+1}/Q_m$, wobei m die Reihenfolge der Tage in einer Auslaufkurve angibt,

n : Laufindex für die Tage der Berechnungsperiode. Gl.(9.18) ist angegeben für eine Zeitverschiebung von 18 Stunden zwischen Temperatur- und Abflusszyklus. Dafür entsprechen die gemessenen Grad-Tage des n -ten Tages dem Abfluss des $n+1$ -ten Tages. Unterschiedliche Verzögerungszeiten erfordern eine proportionale Aufteilung der Schneeschmelze des n -ten Tages auf den Abfluss, der an den Tagen n , $n+1$ und $n+2$ stattfindet.

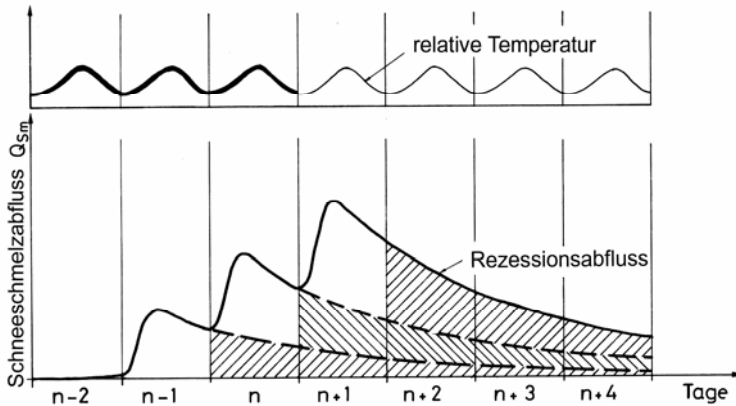


Abb. 9.3. Prinzipskizze zum Martinec-Modell

Wenn der Höhenunterschied im Einzugsgebiet 500 m überschreitet, wird das Einzugsgebiet in Zonen von je rd. 500 m Höhenunterschied eingeteilt und die Klammer in Gl.(9.18) für jede Zone gesondert bestimmt, anschließend für alle Zonen addiert und die Summe mit der Gebietskonstanten und $(1-k_{n+1})$ multipliziert.

Von der Lufttemperatur werden nur die positiven Werte bei der Bildung des täglichen Mittels berücksichtigt. Nur beim Vorliegen von täglichen Extremwerten wird die mittlere Temperatur $T_L = 1/2(T_{Lmax} + T_{Lmin})$ gesetzt, wobei alle negativen Differenzen eliminiert werden. Die Temperaturkorrektur $T = (H_{Station} - H_{Gebiet}) \cdot 0,65 / 100$ wird zwischen der Stationshöhe $H_{Station}$ und der mittleren Gebietshöhe H_{Gebiet} , die anhand der hypsometrischen Kurve berechnet werden, bei großen Abweichungen angebracht, wobei eine Temperaturänderung von $0,65^\circ\text{C}$ pro 100 m Höhenmeter angenommen wird. Als Abflusskoeffizient ψ wird zunächst der mittlere Abflussbeiwert des Jahres, einer Jahresreihe oder eines vergleichbaren Einzugsgebiets eingesetzt. Im Laufe der Rechnung wird ψ alle 14 Tage angepasst. Konzentriert sich die Schneesmelzperiode auf eine Zeitspanne von wenigen Tagen, kann $0,8 < \psi \leq 1$ gesetzt werden.

Der Grad-Tag-Faktor wird als Mittelwert aus der Schneedichte an drei bis fünf aufeinander folgenden Tagen bestimmt zu:

$$a_{dm} = l \cdot \rho_S / \rho_W \quad (9.19)$$

a_{dm} : Grad-Tag-Faktor nach Martinec in $\text{cm}^\circ\text{C}^{-1}\text{d}^{-1}$,

ρ_S, ρ_W : Dichte von Schnee bzw. Wasser.

Beim Fehlen von Schneedichtemessungen können die Werte nach Tab. 9.3 angenommen werden. Durch das Anwachsen der Schneedichte wird die Zunahme des Index bis zur Schneesmelze gesteuert. Wird von einer Dichte des Neuschnees von $\rho_0 = 0,1 \text{ g/cm}^3$ ausgegangen, nimmt die zugehörige Schneehöhe HS_n nach n Tagen ab in der Form $HS_n = HS_0(n+1)^{-0,3}$. Unter der Voraussetzung, dass aus der

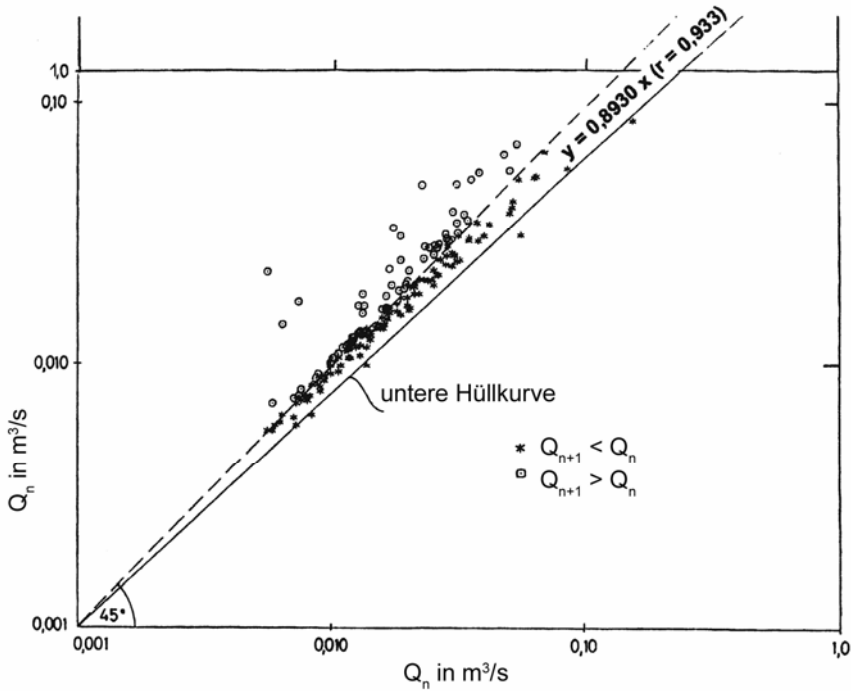


Abb. 9.4. Ermittlung des Rezessionskoeffizienten nach Martinec für die täglichen Abflüsse der Längen Bramke (Winterhalbjahr 1982)

Schneeschicht kein Schmelzwasser verlorengeht, beträgt die Dichte des Schnees nach n Tagen ρ_n : $\rho_n = \rho_0(n+1)^{-0,3}$, so dass damit das Wasseräquivalent einer Schneedecke anhand einer Zeitreihe von Schneehöhenmessungen abgeschätzt werden kann.

Der Rezessionskoeffizient in Gl.(9.18) hängt von dem Abfluss Q_n ab in der Form:

$$k_{n+1} = xQ_n^{-y}, \quad (9.20)$$

wobei x und y einzugsgebietspezifische Größen sind, die aus den mittleren täglichen Abflüssen einer Schneeschmelzperiode oder eines Jahres berechnet werden können. Dazu werden die Abflüsse Q_n gegen die Abflüsse Q_{n+1} des jeweils folgenden Tages in einem doppelt logarithmischen Koordinatensystem eingetragen (Bild 9.4). Punkte, die oberhalb der 45°-Linie liegen, kennzeichnen ansteigende Abflüsse und werden bei der Auswertung nicht berücksichtigt. Unterhalb der Diagonalen liegen die Punkte, welche den abfallenden Ästen der Ganglinie zuzuordnen sind und daher für die Auswertung in Betracht kommen. Durch die Punkte unterhalb der 45°-Linie wird eine einhüllende Gerade gelegt. Diese Gerade wird so festgelegt, dass Punkte mit extremer Lage (Ausreißer) unberücksichtigt bleiben. Die Neigung der Geraden bestimmt die Größen x und y , da $k_i = xQ_i^{-y}$ bzw. $\log k_i =$

$\log x - y \log Q_i$ ($i = 1, 2$) ist. Zur Ermittlung der Größen x und y werden zwei k -Werte berechnet durch Bildung von $k = Q_{n+1}/Q_n$. Wird Q_1 bei $1 \text{ m}^3/\text{s}$ und Q_2 bei $10 \text{ m}^3/\text{s}$ abgelesen, vereinfacht sich die Bestimmung zu:

$$\log k_1 = \log x - y \log Q_1 \quad \text{und} \quad k_2 = \log x - y \log Q_2. \quad (9.21)$$

Wenn $\log Q_1 = 0$ bzw. $\log Q_2 = 1$ sind, wird:

$$\log k_1 = \log x \rightarrow x = k_1,$$

$$\log k_2 = \log x + y \rightarrow y = \log k_2 - \log k_1.$$

Beim Fehlen von Messungen in einem Einzugsgebiet A_{Eou} kann der unbekannte Rezessionskoeffizient k_u aus den bekannten Werten k_b und A_{Eob} abgeschätzt werden zu:

$$k_u = k_b (A_{\text{Eob}} / A_{\text{Eou}})^{1/4}. \quad (9.22)$$

Vorausgesetzt ist jedoch, dass sich die Einzugsgebietsgrößen des unbekannten Gebiets A_{Eou} und des bekannten A_{Eob} nicht zu stark unterscheiden nach Flächengröße und Gebietseigenschaften.

In kleineren Einzugsgebieten können kürzere Verzögerungszeiten eintreten als bei Gl.(9.19) vorausgesetzt. Bei einer Zeitverschiebung von sechs Stunden beginnt der Schmelzabfluss um 12^{oo} und soll um 12^{oo} am folgenden Tag beendet sein. Damit setzt sich der Abfluss Q_{n+1} zur Hälfte aus dem Input des Tages n und zur Hälfte aus dem des Tages $n+1$ zusammen, so dass Gl. (9.18) lautet:

$$Q_{n+1} = \{0,5\psi_n[a_n(T_n + \Delta T_n)\beta_n + 2N_n] + 0,5\psi_{n+1}[a_{n+1}(T_{n+1} + \Delta T_{n+1})\beta_{n+1}]\}0,1157A_{\text{Eo}}(1 - k_{n+1}) + Q_n k_{n+1}. \quad (9.23)$$

Für eine Zeitverschiebung von 12 bzw. 10 Stunden vermindert sich der Anteil des Abflusses, der dem Tag $n+1$ zugeordnet wird, auf 75 % bzw. 70 %. Bei 15 Stunden Verzögerungszeit entfällt ein Anteil von 80% auf den Folgetag [9.19]. Die maßgebliche Verzögerungszeit wird durch Eichung des Ablaufmodells gefunden.

Die Anwendung des SR-Modells soll für das hydrologische Versuchsgebiet der Langen Bramke/Oker gezeigt werden. Das $0,76 \text{ km}^2$ große Gebiet liegt im Harz auf einer mittleren Meereshöhe von $\text{NN}+650 \text{ m}$ und ist zu 85 % mit Nadelwald bestanden. Von dem mittleren jährlichen Niederschlag von 1315 mm entfallen auf das Winterhalbjahr 684 mm . Der Schneeanteil am Jahresniederschlag macht 21% aus. Die mittlere Schneedeckendauer liegt bei 100 Tagen und die mittlere Schneedeckenhöhe bei 25 cm [9.23, 9.24]. Der Abflusskoeffizient für das Winterhalbjahr beträgt $\psi = 0,66$, für das Gesamtjahr $0,53$. Infolge anhaltenden Frostes wurde im Dezember 1981 eine Schneedecke aufgebaut, die an einzelnen Mess-tagen folgende Schneedichten in kg/m^2 aufwies [9.23] (in Klammern Wasseräquivalent in mm): 23.12.81: 182 (99); 30.12.81: 218 (129); 4.1.82: 366 (108); 6.1.82: 274 (59) und 15.1.82: 335 kg/m^3 (74 mm). Die Grad-Tag-Faktoren werden für die Messwerte nach Gl.(9.19) ermittelt und nach geradliniger Interpolation in Tab. 9.4 eingetragen.

Durch Niederschläge und erhöhte Temperaturen erfolgt Anfang Januar ein teilweises Abschmelzen, das mit dem Modellansatz nach Martinec für eine Zeitverschiebung von 6 h berechnet wird (Tab. 9.4). Der Abflusskoeffizient y wird zu 1,0 angenommen. Der Rezessi-

Tabelle 9.4. Berechnung des Schneeschmelzabflusses der Tauperiode vom 28.12.81 bis 10.1.82 für das Einzugsgebiet der Längen Bramke nach SR-Modell (Gl.(9.23))

	28.12.81	29.12.	30.12.	31.12.	1.1.	2.1.	3.1.
1 N^* in mm	0,3		0,6	18,3	0,3	0,7	2,3
2 T_L^* in °C	0	0,2	0,5	1,8	1,1	1,2	4,0
3 a_{dm} in mm/d		2,4	2,4	2,7	3,0	3,4	3,7
4 β	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
5 $a_{dm}T_L\beta$ in m		0,48	1,2	4,9	3,3	4,1	14,8
6 Wert d. [...]		0,24	0,84	3,7	22,4	4,0	10,15
7 [...] 0,0088		0,0021	0,0074	0,0325	0,1970	0,0352	0,0893
8 (7)(1- k_{n+1})		0,0007	0,0030	0,0094	0,0670	0,0144	0,0357
9 k		0,68	0,70	0,71	0,66	0,59	0,60
10 $Q_n k_{n+1}$		0,0057	0,0045	0,0053	0,0097	0,0453	0,0358
11 Q in m ³ /s	0,00836	0,0064	0,0075	0,0147	0,0767	0,0597	0,0715
12 $Q_{beob.}$ in m ³ /s	0,00836	0,00643	0,00643	0,0140	0,0132	0,0186	0,0311

	4.1.	5.1.	6.1.	7.1.	8.1.	9.1.	10.1.82
1 N in mm	4,2	35,0	8,7	1,2	0,1	0,4	
2 T_L in °C	3,9	3,9	0,4	0	0	0	0
3 a_{dm} in mm/d	4,0	3,5	3,0				
4 β	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
5 $a_{dm}T_L\beta$ in mm	15,6	13,7	1,2				
6 Wert d. [...]	17,5	28,8	47,5	9,3			
7 [...] 0,0088	0,1539	0,2533	0,4178	0,0818			
8 (7)(1- k_{n+1})	0,0631	0,1064	0,1838	0,0376			
9 k	0,59	0,58	0,56	0,54	0,56	0,58	0,60
10 $Q_n k_{n+1}$	0,0422	0,0611	0,0938	0,1499	0,1046	0,0607	0,0364
11 Q in m ³ /s	0,1053	0,1675	0,2776	0,1875	0,1046	0,0607	0,0364
12 $Q_{beob.}$ in m ³ /s	0,0488	0,1840	0,2890	0,1550	0,0861	0,0562	0,0313

* mittlere Lufttemperatur T_L , Schneedichte a_{dm} und Niederschlag N nach Messungen von A. Hermann aus dem DFG-Projekt Tracerhydrologie Oberharz [9.23].

onskoeffizient wird anhand der täglichen Abflüsse des Winterhalbjahres 1982, an welche die untere umhüllende Gerade gelegt wird, bestimmt. Für $Q = 1 \text{ m}^3/\text{s}$ errechnet man $k_1 = 0,5$; für $Q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ wird $k_2 = 0,43$ bestimmt. Damit wird $y = \log k_2 - \log k_1 = -0,0655$ und $k_{n+1} = 0,5Q^{-0,0655}$ erhalten (Bild 9.4). Der Abfluss infolge Schneeschmelze wird nach Gl.(9.23) berechnet. Es wird gesetzt für $c_n = c_{n+1} = 1$ und $k_{n+1} = 0,5Q_n^{-0,0655}$. Für $A_{E0} = 0,76 \text{ km}^2$ wird der Umrechnungsfaktor $1000 \cdot 0,76 / 86400 = 0,0088$ erhalten. Damit lautet die Gl.(9.23):

$$Q_{n+1} = [0,5a_n T_n \beta_n + 2N_n + 0,5c_{n+1} a_{n+1} T_{n+1} \beta_{n+1}] 0,0088(1 - k_{n+1}) + Q_n k_{n+1}.$$

Die Abflüsse aus Schneeschmelze werden um 26 % zu groß berechnet, wenn die gemessenen und berechneten Abflusssummen vom 28.12. bis 10.1. verglichen werden. Im Vergleich dazu betragen in der Zeit vom 28. 12. bis 15.1. die Niederschlagssumme 82,5 mm und die Abflusshöhe 120 mm. Der Abfluss ging am 15.1. auf $0,0014 \text{ m}^3/\text{s}$ zurück und zeigt etwa das Ende der Hochwasserwelle an. Bei Anwendung des einfachen Grad-Tag-Verfahrens mit einem einheitlichen Grad-Tag-Faktor $a_d = 2 \text{ mm}/^\circ\text{C}$ nach Tab. 9.3 erhält man eine zu kleine potentielle Schmelzrate von $a_d Q_2 = 2 \cdot 17 = 34 \text{ mm}$.

Für die Fragen der Bemessung sind Wasseräquivalente bestimmter Eintrittswahrscheinlichkeit von Interesse. Für die Häufigkeitsuntersuchung im Flachland kann die Extremwert-Typ III-Verteilung und für das Mittelgebirge die Extremwert-Typ I-Verteilung herangezogen werden. Dabei kann die Höhenzunahme des Wasseräquivalents der Schneedecken für ein ausgewähltes Wiederkehrintervall von z.B. 20 Jahren kartenmäßig dargestellt werden, um zu einer besseren Landschaftsgliederung zu gelangen [9.27]. Bei Verwendung von GIS-basierten Flussgebietsmodellen kann die Höhenabhängigkeit der Messstationen im Programm berücksichtigt werden.

Die Mindestwerte des Wasseräquivalents, die alle 50 Jahre im Flachland erreicht werden, liegen bei 80 bis 100 mm [9.18]. Mit der Höhenlage nehmen die Mindestwerte des Wasseräquivalents zu und betragen für den Harz bei NN+250 m 120 mm bzw. 130 mm für ein Wiederkehrintervall von 50 bzw. 100 Jahren. Bei Höhen zwischen 250 und 350 m steigen die Werte auf 170 bzw. 190 mm an und erreichen bei 350 bis 450 m Wasseräquivalente von 200 bis 230 mm. Oberhalb von ca. 500 m erfolgt eine sprunghafte Zunahme des Wasseräquivalents [9.2, 9.18]. So steigt das Mindestwasseräquivalent bei Höhen von 550 bis 650 m für das 50- bzw. 100-jährliche Ereignis auf 470 bzw. 550 mm an. In hessischen Mittelgebirgsräumen wurden 370 bzw. 400 mm festgestellt, wobei die Wassergehalte um 30 bis 50 mm pro 100 m zunahmen.

Die Kombination von Regenfällen und Schneedeckenabflüssen kann zu größeren Hochwasserabflüssen führen [9.25]. Hierbei muss der Wasser- und Wärmehaushalt gemeinsam betrachtet werden, da die durch Regen zugeführte Wärme begrenzt ist. Die Sonnenstrahlung im Frühling reicht theoretisch aus, um mehr als 50 mm zum Schmelzen zu bringen bei entsprechend geringem Reflexionsvermögen des Schnees. Infolge langwelliger Strahlung, die hauptsächlich eine Funktion der Lufttemperatur ist, können bis zu 20 mm/d Wasseräquivalent geschmolzen werden. Extreme Wasserdarangebote infolge Schneeschmelze einschließlich Regen wurden von [9.26] für Höhen unter 300 m ermittelt.

Für eine 21-jährige Reihe liegen die Mittel der Tageshöchstwerte der potentiellen Gesamtwasserabgabe zwischen 17 und 33 mm bei einer Schneedichte von $\rho_s = 0,18 \text{ g/cm}^3$, wobei die Streuung zwischen 5 bis 10 mm beträgt. Als Höchstwerte für eine 78-jährige Reihe werden für $\rho_s = 0,18 \text{ g/cm}^3$ 40 mm bzw. 60 mm bei $\rho_s = 0,30 \text{ g/cm}^3$ angegeben, so dass für ein 20-jährliches Ereignis von $\geq 40 \text{ mm/d}$ ausgegangen werden muss und unter extrem ungünstigen Bedingungen Werte von 60 mm erhalten werden, die etwa zur Hälfte aus Schnee und Regen stammen. Für die Drei-Tages-Summen der Wasserabgabe aus der Schneedecke einschließlich Regen können in Extremfällen mehr als 110 mm auftreten. Der Mittelwert der 14 untersuchten Stationen liegt bei 75 mm, die Streuung bei 17 mm, wobei sich keine regionale Gliederung der Stationen im Tiefland abzeichnet. Im Gegensatz zu den eintägigen Werten, die in den Wintermonaten Dezember bis März etwa gleichhäufig eintreten können, liegt das dreitägige Maximum im März deutlich höher. Verfahren zur Maximierung von Schneeschmelze und Regen sind in [9.17] aufgeführt.

9.4 Eisbildung in Gewässern

Eis auf Flüssen, Kanälen oder Stauseen führt zu einer zusätzlichen Belastung einzelner Bauwerksteile von Stauanlagen. Außerdem kann die Gewässervereisung betriebliche Erschwernisse und Hochwassergefahren herbeiführen. Die Bildung von Eis in Gewässern ist ein thermodynamisches Problem. Die Eisbildung in Flüssen wird durch die Wasserturbulenz bestimmt und findet bei unterkühltem Wasser statt. Die Intensität der Eisbildung hängt vom Grad der Unterkühlung ($-0,01$ bis $-0,5$ °C) und der Stärke der Turbulenz ab. Wenn die Temperatur des Flusswassers an der Oberfläche auf ≈ 0 °C abgesunken ist und die Lufttemperatur über drei bis fünf Tage auf ≤ -5 °C bleibt, bildet sich Randeis (Saumeis), das vom Ufer her zur Flussmitte hin wächst. Die Randeisbildung beginnt in Beruhigungszonen, wie Buchten oder einspringenden Uferbereichen. Bei anhaltendem Frost wachsen die 1 bis 8 mm langen Eisnadeln an der Wasseroberfläche zusammen. Durch fallenden Schnee kann eine locker zusammengefügte Eismasse (Eisschlamm) entstehen, die bei großer Dichte als Eisbrei bezeichnet wird. Durch Anlagerung der Eiskristalle an Schwebstoffteilchen bildet sich am Gewässerbett das Grundeis. Durch Auftrieb des Grundeises und Abbruch von Randeis durch Wellen oder Wasserstandsschwankungen entsteht Treibeis (Eistrieb).

Die Eisbildung in stehenden Gewässern zeigt einen unterschiedlichen Verlauf von der in Flüssen. Durch den Umschichtungsvorgang (Konvektion), der im Spätsommer einsetzt und so lange andauert, bis kein leichteres wärmeres Wasser mehr aufsteigt, wird im See eine Temperatur von 4 °C, bei welcher Wasser die größte Dichte aufweist, erreicht (Tab. 9.2). Die oberen Schichten kühlen sich bei fallenden Temperaturen und durch Wind weiter ab, so dass Eisbildung einsetzt. Eis bildet sich in stehenden Gewässern, wenn die Lufttemperatur unter 0 °C sinkt und die Wassertemperatur an der Oberfläche weniger als 2 °C beträgt. Die Eisbildung setzt an Kristallisationskeimen vom Ufer her ein. Bei weiterer Kälteeinwirkung wächst das Eis, wodurch gleichzeitig ein Wärmeschutz für das darunter stehende Wasser gebildet wird. Da die Wärmeleitfähigkeit von Wasser mit 2,09 kJ/mh°C gering ist, schreitet die Abkühlung unter der unmittelbar vom Wind berührten Oberfläche nur sehr langsam fort. Ist die Oberfläche einer weiteren Abkühlung ausgesetzt, nimmt die Dichte des Wassers weiter ab, bei fortdauernder Kälteeinwirkung wird der Gefrierpunkt um Bruchteile eines Grades unterschritten und es tritt Eisbildung ein. Das Wasser muss also unterkühlt sein, um zu gefrieren. Tiefe Seen frieren daher später zu als flache. Bei der Kristallisation wird Wärme von 334 J/g Wasser frei. Nur bei ununterbrochener Wärmeabfuhr entsteht fortlaufend Eis. Da die Eisdecke infolge ihrer geringen Wärmeleitfähigkeit die darunterliegenden Schichten vor schneller Abkühlung schützt, bleibt auch bei lang anhaltendem Frost die Stärke der Eisdecke begrenzt. Stehendes Wasser friert von oben nach unten. Auf ähnliche Weise erfolgt das Zufrieren von langsam fließendem Wasser, z.B. im Oberlauf einer Staustufe.

Bei geschlossener Decke von glattem, gleichstarken Eis von 0,08 m Stärke ohne Risse wurden bei Luft- und Eistemperaturen von -10 °C Tragfähigkeiten von 90 kg ermittelt, die bei 0,1 m Eisstärke bis auf mehrere hundert kg anstiegen. Dabei

müssen jedoch Resonanzerscheinungen ausgeschlossen sein, da sie zu Zerstörungen führen können. Bei höheren Lufttemperaturen nimmt die Tragfähigkeit schnell ab.

Die Beobachtung von Eis ist in Richtlinien festgelegt [9.17, 9.28]. Da beim Eis nur die Eisstärke gemessen werden kann und alle anderen Erscheinungsformen visuell erfaßt bzw. beschrieben werden müssen, setzt die Eisbeobachtung besonders geschulte Beobachter voraus. Eisbeobachtungen werden in der Regel im Turnus der Wasserstandsbeobachtungen mit durchgeführt. Der Eistrieb, bei welchem Treibeis als einzelne Schollen oder in Feldern zusammengeschlossen an der Wasseroberfläche zu beobachten ist, wird in Zehnteln der geschätzten Eisbedeckung angegeben. Daneben wird vermerkt, ob Randeis, Treibeis oder eine Eisdecke als unbewegliche Eisschicht auftreten. Die Messung der Stärke einer geschlossenen Eisdecke erfolgt in Zeitintervallen von fünf bis zehn Tagen. Wöchentliche Messungen der Eisdicke werden meist nur an stehenden Gewässern an festen Querschnitten durch Bohrungen vorgenommen. Die Beobachtung des Eiszustands auf Flüssen und Kanälen ist auch von Bedeutung, wenn Beeinträchtigungen der Schifffahrt zu befürchten sind.

Soll das Auftreten von Eis in Flüssen vorhergesagt werden, muss der Zeitpunkt bestimmt werden, zu welchem die Wasseroberfläche durch den Wärmeaustausch auf 0 °C abkühlt. Für die Durchführung der Eisvorhersage wird vom Wärmehaushalt eines Wasserkörpers in Form einer Flussstrecke oder eines stehenden Gewässers ausgegangen. Der Wärmehaushalt wird für eine die Eisverhältnisse maßgebende Zeitspanne Δt aufgestellt [9.29]. Die Wärmebilanz eines Flussabschnitts für einen Zeitschritt Δt lautet:

$$R_{SB} - H_K - H_V + H_G + H_D + H_Z - H_A = c\Delta T\rho Q/\Delta t + r_s M_E \quad (9.24)$$

R_{SB} : Strahlungsbilanz aus kurz- und langwelliger Strahlung,

H_K : turbulenter Wärmeaustausch mit der Atmosphäre,

H_V : Verlust bzw. Zufluss von Wärme durch Verdunstung von Wasser bzw. Kondensation von Feuchtigkeit auf der Wasseroberfläche,

H_G : Wärmezufluss durch Grundwasser, das während der Zeit Δt in den Flussabschnitt eintritt; $110 < H_G < 180 \text{ J/cm}^2\text{d}$ für Osteuropa [9.29],

H_B : Wärmeaustausch zwischen Wasser und Flussbett; $42 < H_B < 84 \text{ J/cm}^2\text{d}$,

H_D : Wärmezufuhr infolge Umwandlung eines Teils der Strömungsenergie (Energiedissipation) in Wärme; im Flachland vernachlässigbar,

H_Z : Wärmezufuss des in den betrachteten Flussabschnitt einfließenden Wassers,

H_A : Wärmeabfluss des aus dem Flussabschnitt austretenden Abflusses während der Zeit Δt ,

ΔT : Veränderung der Wassertemperatur im Zeitabschnitt Δt ,

r_s : die bei der Eisbildung freiwerdende (Erstarrungswärme) bzw. zur Eisschmelze benötigte spezifische Schmelzmenge; $r_s = 334 \text{ kJ/kg}$,

M_E : die entstehende bzw. geschmolzene Eismenge in kg.

Auf der linken Seite von Gl.(9.24) stehen Wärmemengen, die durch die Oberflächen des Wasserkörpers ein- bzw. austreten; die rechte Seite erfaßt die Veränderung des im Wasserkörper gespeicherten Wärmeverrats bzw. Eisvolumens. Weitere Ansätze, die auf der Wärmebilanz aufbauen, sind in [9.16] angegeben. Die

einzelnen Glieder der Wärmehaushaltsgleichung sind von unterschiedlichem Gewicht. Die wichtigste energetische Größe des Wärmehaushalts ist die Strahlungsbilanz. Bei stehenden Gewässern ist $H_D \approx 0$, bei Strom-schnellen jedoch bedeutend. Vor dem Erscheinen des Eises ist $r_s M_E = 0$. Falls keine nennenswerten Zuflüsse durch Grundwasser oder Nebenflüsse vorhanden sind, wird $\Delta T = 0$.

Bei der Erfassung der meteorologischen Größen muss man sich meist auf Messwerte ufernaher Stationen stützen. Wegen der Übertragungsschwierigkeiten dieser Werte auf die Wasseroberfläche und des Fehlens von Messwerten beruhen Vorhersagen häufig auf einfachen Zusammenhängen.

Für die Vorhersage interessieren zwei Zustände: die Bildung des Treibeises zu Beginn einer Frostperiode und der Eisaufbruch beim Einsetzen einer Tauperiode. Wird die Wasserabkühlung der Oberfläche betrachtet, erhält man folgende stark vereinfachte Wärmehaushaltsgleichung:

$$\alpha(\bar{T}_w - T_o) + H_T = 0 \quad (9.25)$$

$\bar{T}_w$: mittlere Temperatur des Flusswassers in °C,

T_o : Temperatur der Wasseroberfläche in °C; $T_o > 0$ °C,

α : Koeffizient für den Wärmeaustausch der Wassermasse an der Grenze Wasser und Luft in $Jcm^{-2} °C^{-1} d^{-1}$,

H_T : Wärmeverlust durch die Wasseroberfläche in $J/cm^2 d$.

Da sich Eis nur bei $T_o < 0$ °C bilden kann, wird der Tag n nach der Eisbildung festgelegt durch $\alpha_n T_{wn} \leq H_{Tn}$. Die Abkühlung der Strömung erfolgt durch die Oberfläche, und es besteht eine enge Korrelation zwischen der Wärmeabgabe der Wasseroberfläche und der Summe der Temperaturdifferenz zwischen Wasser und Luft während der Zeitspanne vom Frostbeginn (erster Frosttag) bis zur Eisbildung, z.B. Erscheinen von Treibeis. Somit gilt:

$$\Sigma(T_w - T_L) = f(T_o, h) \quad (9.26)$$

$T_w - T_L$: Temperaturdifferenz Wasser und Luft während der Zeit vom Durchgang der Lufttemperatur durch 0 °C bis zur Eisbildung,

T_o : Wassertemperatur des Wassers, das sich zur Zeit vom Durchgang der Lufttemperatur durch 0 °C um die Laufzeit entfernt stromauf befunden hat,

h : Wassertiefe.

Da sich die Wassertemperatur verhältnismäßig langsam zeitlich und räumlich ändert, kann Gl.(9.26) vereinfacht werden zu:

$$\Sigma(-T_L) = f(T_w, h) \text{ oder } (-T_L) = f(T_o) \quad (9.26b)$$

T_o : Wassertemperatur am Abend des ersten Tages mit negativer Lufttemperatur (erster Frosttag),

$\Sigma(-T_L)$: Kältesumme der Lufttemperatur vom ersten Frosttag bis zum Eistrieb (Tagesmitteltemperaturen).

Bei bekanntem T_o und bekannter Wassertiefe h lassen sich die Summen der negativen Lufttemperaturen (Kältesummen) ermitteln, die für das Einsetzen der Eisbildung erforderlich sind. Die Wassertiefe h lässt sich auch aus der Laufzeit t_T , dem

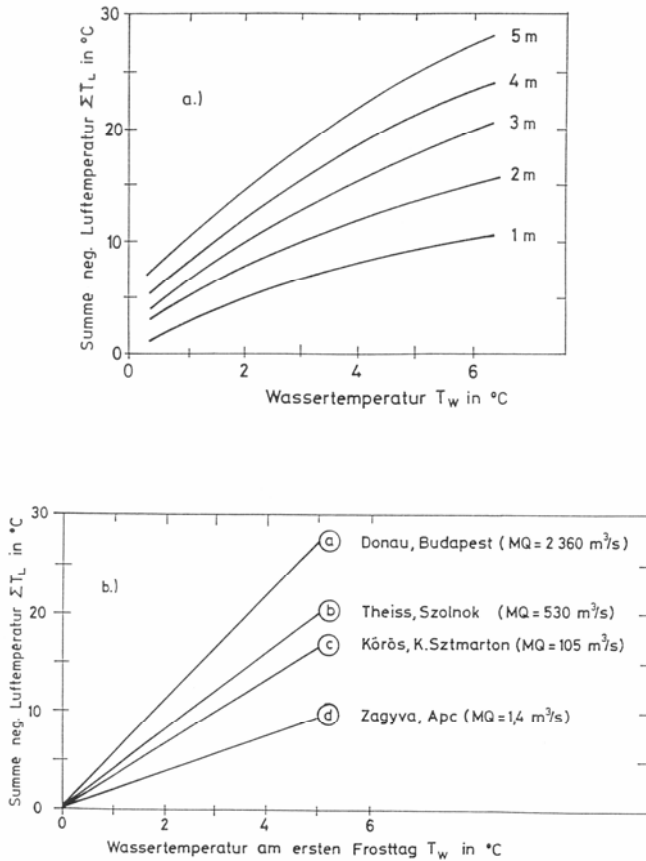


Abb. 9.5. Aufsummierte tägliche Temperaturen vom Sinken der Lufttemperatur unter Null bis zur Wassertemperatur am ersten Frosttag zur Vorhersage von Treibeis: **a)** Kältesummen und Wassertemperatur am ersten Frosttag in Abhängigkeit vom Wasserstand 1 bis 5 bei großen Flüssen; **b)** Abhängigkeit vom MQ für verschiedene ungarische Flüsse nach [9.29]

mittleren Abfluss Q und der Oberfläche A (Wasserspiegel) abschätzen zu: $h = Q_{\text{T}}/A$. Die Vorhersagezeit ist auf drei bis fünf Tage beschränkt. Ähnlich kann auch für die Eisvorhersage auf stehenden Gewässern vorgegangen werden. In der Regression nach Gl. (9.26b) kommen die den Wärmehaushalt beeinflussenden Faktoren wie Grundwasserzuflüsse, Fließgeschwindigkeit und Abfluss indirekt zum Ausdruck. So ist die erforderliche Kältesumme für den Beginn der Eisbildung bei kleinen Flüssen bedeutend geringer als bei großen Strömen (Bild 9.5).

Für das Auftreten von Eis in fließenden Gewässern sind die Zahl und die Schärfe der Frosttage maßgebend, die in der Kältesumme als Indikator zusammengefasst werden (Bild 9.5). So ist z.B. für das Auftreten von Treibeis in der Donau bei Wien eine durchschnittliche Frostdauer von 6,2 Tagen und eine mittlere Lufttem-

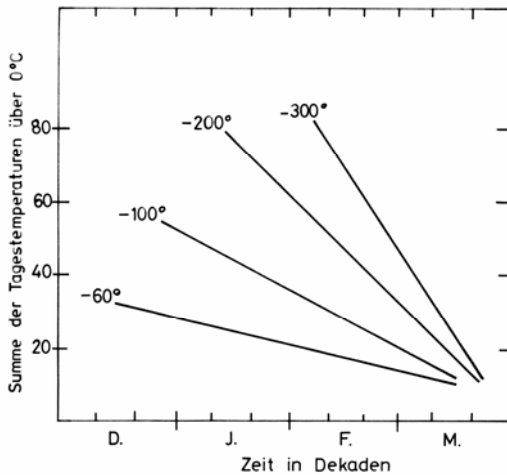


Abb. 9.6. Summe der positiven Grad-Tage der Lufttemperatur in Abhängigkeit von der Jahreszeit für den Eisaufbruch. Die negative Temperatursumme der jeweiligen Winterperiode dient als Parameter nach [9.17]

peratur von mindestens $-3,9\text{ }^{\circ}\text{C}$ erforderlich, d.h. eine Kältesumme von $(-3,9\text{ }^{\circ}\text{C} \cdot 6,2) = -24,2\text{ }^{\circ}\text{Cd}$ notwendig [9.30]. Auf der Grundlage einer Prognose der Lufttemperaturen und Ermittlung der Wassertemperaturen längs eines Flusses z.B. über Fernerkundung kann eine Vorhersage der Eisbildung für Flussgebiete erfolgen [9.17, 9.32]. Mit der Kältesumme kann auch die Eisstärke vorhergesagt werden [9.31]; physikalisch deterministische Modellansätze für die Eisbewegung enthält [9.42].

Für die Vorhersage des Eisaufbruchs zu Beginn einer Tauperiode werden Regressionen in folgender Form angewendet (Bild 9.6):

$$\Sigma(+T) = f(\Sigma(-T), \Delta h) \quad (9.27)$$

Δh : erforderlicher Anstieg des Wasserstands zur Einleitung des Eisaufbruchs,
 ΔT : Kälte- bzw. Wärmesummen der Lufttemperatur.

Der Tag des Eisaufbruchs wird in einfachen Fällen bestimmt durch die kritische Wärmesumme $\Sigma(+T)$, in welche auch die vorhergesagten Lufttemperaturen für mehrere Tage und gegebenenfalls der Monat eingehen (Bild 9.6). Muss zusätzlich noch ein nennenswerter Schmelzwasserzufluss berücksichtigt werden, wird die mehrfache Regression nach Gl.(9.27) verwendet. Infolge der höheren Temperaturen des Wassers beginnt das Schmelzen von der Wasserseite her, wenn die Lufttemperaturen noch etwas unter dem Gefrierpunkt liegen.

Für wasserwirtschaftliche Fragen ist die Zahl der Eistage von Bedeutung. Als Eistag wird ein Tag bezeichnet, an dem die Lufttemperatur unter 0 ° bleibt, als Frosttag ein Tag, an dem das Minimum der Lufttemperatur unter 0 ° liegt. Bei Flüssen wird als Eistag ein Tag angesehen, an dem mindestens 1/10 der Flussbreite mit Eis bedeckt ist.

9.5 Beispiele für die Eisverhältnisse und ihre Auswirkungen

Die Zahl der Eistage hängt weitgehend vom kontinentalen Charakter des Klimas ab. Die mittlere Zahl der Eistage beträgt nach [9.32, 9.33] für einzelne Flussgebiete wie Ober-Mittelrhein 7 Tage (44), Main 22 (77), Neckar 14, Weser 15 (93), Donau 13, Elbe 9. In Klammern sind die Maximalwerte der Eistage, die 1947 erreicht wurden, gesetzt. Ähnliche Werte wurden auch bei Schifffahrtskanälen beobachtet. Im Vergleich dazu sind die Zahlen der Eistage, insbesondere die mit Eisstand, bei osteuropäischen Flüssen mit kontinentalem Klimaeinfluss beträchtlich höher. So beträgt die mittlere Dauer der Eisbewegungsperioden in der Weser bei Hameln für die Jahresreihe 1926/40 fünf Tage, wohingegen Eisstand an acht Tagen im Mittel eintritt. An der Oder (Frankfurt) beträgt die Dauer der Eisbewegung sieben Tage, wohingegen an 40 Tagen Eisstand herrscht [9.35]. Das Auftreten von Eis längs eines Flusses wird graphisch dargestellt (Bild 9.7). Ein Eistag bedeutet nicht die Einstellung der Schifffahrt. So kann die Schifffahrt auf der Donau bis zu einer Eisbedeckung von 30 % aufrechterhalten werden.

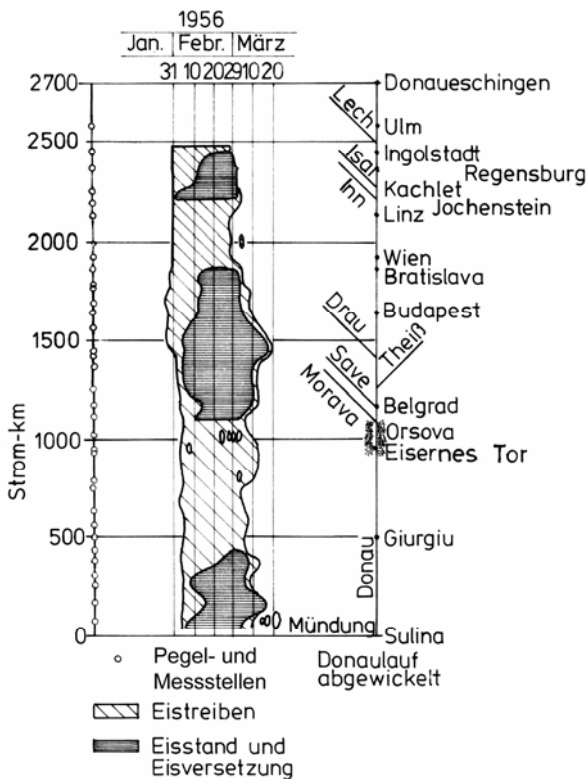


Abb. 9.7. Eiserscheinungen auf der Donau im Winter 1955/56 nach [9.30]

Stauregelungen begünstigen die Eisbildung. Die Einleitungen von Kühlwasser und die Erhöhung des Salzgehalts durch diverse Einleitungen wirken der Eisbildung entgegen. Wenn geschlossene Eisdecken aufbrechen, kommt es zur Bildung von Treibeis. Eine Gefährdung entsteht meist, wenn das Treibeis zusammenfließt, zum Stehen kommt (Eisstand) und das zusammen geschobene Eis den Abflussquerschnitt stark einengt (Eisversetzung). Eishochwasser werden durch Eisversetzung hervorgerufen, wenn es zum massenhaften Aufschwimmen von Eis kommt (Eisgang), das gegebenenfalls durch Zunahme des Abflusses verstärkt wird. Durch eine Eisversetzung ist der Abflussquerschnitt durch zusammen geschobenes verdichtetes Packeis stark eingeengt. In der Elbe wurden Eisdicken bis 2,5 m gemessen, wohingegen das Kerneis der einzelnen Schollen bis zu 0,7 m ausmacht. Infolge der Abriegelung steigt der Wasserstand oberhalb der Versetzung rasch an. Die Abflüsse bei Eisstand Q_E gehen im Vergleich zum ungehemmten Abfluss Q auf $Q_E = mQ$ zurück. Die Werte m liegen bei der Elbe zwischen 0,59 und 0,88, wobei eine Abnahme von m mit der Anzahl der Tage ab Beginn des Eisstands feststellen ist. Bei Eisversetzung geht der Wert m bis auf $m = 0,3$ zurück.

Potentielle Gefahrenstellen für die Eisversetzung bilden Einbauten (Brücknpfeiler, Bühnen) scharfe Krümmungen, Flussverzweigungen und Sandbänke sowie eine starke Verringerung der Fließgeschwindigkeit an Gefällsbrechpunkten. Künstlich geschaffene Ansatzpunkte der Vereisung können einzelne Staustufen bilden. Da der Eisstand bzw. die Eisversetzung nach Erreichen eines maximalen Wasserstands oft schlagartig beseitigt wird (Eisruck), sind oft katastrophale Flutwellen die Folge. Die Schnelligkeit, mit der sich ein Eisstau aufbaut, beträgt z.B. in der Donau bis Paks/Ungarn 15 bis 20 km/Tag und bis zur Draumündung 35 bis 40 km/Tag [9.29]. Die sprunghaften Wasserstandsänderungen betragen im Mittel 2,5 m über den normalen Hochwasserständen. Geschwindigkeiten von 1 km/h, mit welchem sich der Eisstand im Oberwasser fortpflanzt, wurden am Inn beobachtet [9.33]. Die Dicke des Eises beträgt bei der Donau bei einer glatten zugefrorenen Eisdecke bis zu 60 cm, bei einer Länge von ca. 2000 km und bei Eisbarren 2,2 bis 7 m. In kalten Wintern ist in der Donau bei Wien mit 50 hm³ Eis zu rechnen [9.30].

Die Abflussänderungen können sehr unterschiedlich verlaufen, wie Beispiele für die bayrische Donaustrecke zeigen [9.33] (Bild 9.8). Die Eisbildung wird von den Tageshöchsttemperaturen der Luft am stärksten beeinflusst. Der Eisaufbau beginnt beim Kachletwehr (Donau-km 2230). Die Eisversetzung setzt ein, wenn die Tageshöchsttemperaturen an zwei Tagen unter Null Grad liegen. Die Wasserstände am Pegel Vilshofen beginnen bei abnehmendem Abfluss zu steigen. Die Wasserstandsganglinie erreicht einen Höhepunkt, wenn der Eisaufbau am Pegel angekommen ist. Nachdem die Spitze des aufbauenden Eises über den Pegel hinaus nach oben fortgeschritten ist, steigt der Wasserstand nicht mehr bzw. fällt leicht, da sich das Eis als Abflusshindernis nach stromauf bewegt. Bei Abgang der Eisversetzung nimmt der Abfluss im günstigsten Fall nur mäßig zu. Der Abfluss kann aber auch stark ansteigen, bevor das Eis kein Hindernis mehr bildet, und es kommt zu einem erneuten Höchststand verbunden mit einer kurz andauernden Abflussspitze. Die zugehörigen Kältesummen der mittleren Lufttemperaturen bzw. die Zahl der Eistage als geklammerte Werte der Station München betrugen für die zugehörigen Wintermonate 1955/56 November bis Februar -417 °C (39 Tage), wobei auf die Monate November 2,7°C (1 Tag), Dezember 19

°C (4 Tage), Januar 39 °C (7 Tage) und Februar 332 °C (27 Tage) fielen. Im Winter 1962/63 betrug die Kältesumme -692 °C (67 Tage), von der auf den November -32 °C (5 Tage), den Dezember -196 °C (16 Tage), den Januar -253 °C (27 Tage) und den Februar -211 °C (19 Tage) fielen. Im Vergleich dazu beträgt die Summe der negativen Lufttemperaturen des Winterhalbjahres im langjährigen Mittel 259 °C und die Zahl der Frosttage 36.

Die in Fließgewässern auftretenden Eisdruckkräfte sind größer als die bei stehenden Gewässern und können unter Umständen zu einer Zerstörung der Wasserbauwerke führen. Zur Verhinderung von Eisstößen werden Eisbrecher eingesetzt, oder der Eisdruck wird durch Heraustrennen, seltener durch Eissprengungen beseitigt [9.33, 9.36]. In Talsperren oder staugeregelten Seen wird versucht, durch Absenken des Wasserstandes die Eisdecke zu zerbrechen und dadurch den Aufbau eines Eisdrucks zu unterbinden. Die Eisdruckkräfte werden berücksichtigt, indem bei Binnengewässern mit Bildung von Eisdecken > 30 cm das Wasserdruckdreieck vom Wasserruhepegel an bis 1 m Tiefe durch einen gleichmäßigen Flächen- druck von 30 kN/m² ersetzt wird. In Gewässern mit mäßiger Eisbildung (Eisdecke ≤ 30 cm) wird im Regelfall als Ersatzlast ein gleichmäßiger Flächendruck von 20 kN/m² angenommen. Weitere Einzelheiten sind in den einschlägigen Normen festgelegt [9.37, 9.38].

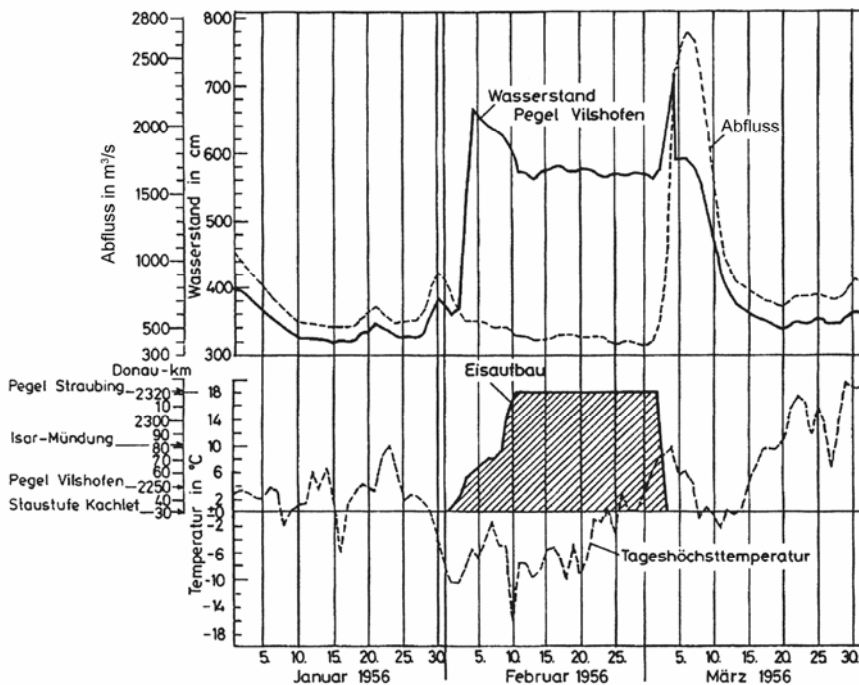


Abb. 9.8. Ganglinien des Wasserstands, des Abflusses, der täglichen Maximalwerte der Lufttemperatur und des Eisaufbaus für die Donau oberhalb von Passau im Winter 1955/56 nach [9.34]

10 Feststoffe

10.1 Begriffe und Abgrenzung von Schwebstoff und Geschiebe

Zu den Feststoffen zählen alle festen Stoffe, die vom Wasser fortbewegt oder abgelagert werden, ausschließlich Eis [10.1]. Sie treten in Form von Schwimmstoffen, Schwebstoffen oder Geschiebe auf. Sinkstoffe als Sammelbegriff für abgelagerte Schwebstoffe und Sedimente als Sammelbegriff für abgelagerte Inhaltsstoffe kennzeichnen nur ungenau das abgelagerte Material. Hinsichtlich der geologischen bzw. bodenkundlichen Einteilung der Sedimentgesteine als Endprodukte der Erosion wird auf [10.2] verwiesen. Schwebstoffe, die meist den Hauptanteil der Feststoffe darstellen, stehen mit dem Wasser im statischen oder dynamischen Gleichgewicht und werden durch die Turbulenz in Schwebe gehalten. Zum Geschiebe rechnen die Feststoffe, die sich an der Gewässersohle gleitend, rollend oder teilweise hüpfend bewegen. Schwimmstoffe sind vorwiegend organischen Ursprungs wie Wasserpflanzen und Baumteile und werden als Treibsel oder Treibzeug bezeichnet. Sie sind im Vergleich zur übrigen Stofffracht klein; sie machen überschlägig 2 bis 5 % der Feststoffe aus. Sie können jedoch für den Betrieb von Wehren von Bedeutung sein.

Zur Beurteilung der Verschlammlung von Flüssen, Vorländern und Hafenbecken, zur Abschätzung der Sedimentation in Talsperren und Seen sowie zur Untersuchung der schwemmkegelartigen Anlandungen von Flüssen beim Eintritt in Seen (Deltabildung) sind Feststoffmessungen Voraussetzung. Schwebstoffe sind Ursache der natürlichen Selbstdichtung und spielen auch bei der Gewinnung von uferfiltriertem Flusswasser bezüglich Ergiebigkeit und Qualität eine Rolle. Die Gewässergüte steht oft im Zusammenhang mit dem Feststofftransport, da die Erosion von der Landfläche eine wesentliche Stoffquelle ist bzw. den Träger der Belastung durch den Eintrag von Phosphor in die Gewässer darstellt [10.3, 10.4]. Schwebstoffe von $< 63 \mu\text{m}$ sind wichtig zur Erfassung von Schwermetallen [10.53]. Bezüglich der Schadstofffrachten durch absorbierte anorganische und organische Schadstoffe und des Sauerstoffhaushalts ist der Transport von Schwebstoff von besonderem Gewicht. Der Einfluss der gelösten Stoffe auf das Ausfällen und Ausflocken von Schwebstoffen sowie die Erfassung radioaktiver Sedimentablagerungen erfordert die gemeinsame Betrachtung des Abfluss- und Schwebstoffregimes. Feststoffbilanzen liefern Aussagen über Sohlauflandungen und Sohleintiefungen durch Hochwasser. Zu dieser natürlichen Zufuhr an Feststoffen können sich auch anthropogene Einflüsse auf die Frachtbilanz kleiner Gewässerabschnitte

auswirken wie Feststoffeinleitungen über Regenüberläufe oder Sedimententnahmen durch Baggerungen bzw. Zugabe durch Verklappungen. Der Feststoffabtrag ist auch für die Verlandung von Speichern verantwortlich.

Zur Beurteilung erosionshemmender Maßnahmen müssen die Ursachen der Schwebstoffführung analysiert werden, da die Herkunft der Schwebstoffe auf verschiedene Quellen zurückgeht. Schwebstoffe entstehen durch Geländeerosion infolge Starkniederschlag verbunden mit Oberflächenabfluss oder in geringerem Umfang durch Abspülungen von Staubdepositionen. Ausräumungen im Gewässerbett, in Stauräumen und Vorländern durch Hochwasser und Geschiebeabtrieb tragen ebenfalls zum Schwebstofftransport bei. In einer Reihe von hoch industrialisierten Ländern sind die Einleitung von Kanalisationen der Siedlungsflächen wesentliche Quellen der Sedimente. In einigen Entwicklungsländern ist häufig eine nicht angepasste Form der Landwirtschaft und Waldrodung die Ursache von ausgedehnten Erosionen.

Zur quantitativen Erfassung des Schwebstoffs dient der Schwebstofftransport m_s in kg/s als Masse der Schwebstoffe, die in der Zeiteinheit durch den betrachteten Querschnitt treiben. Der auf 1 m Flussbreite bezogene Schwebstofftransport in

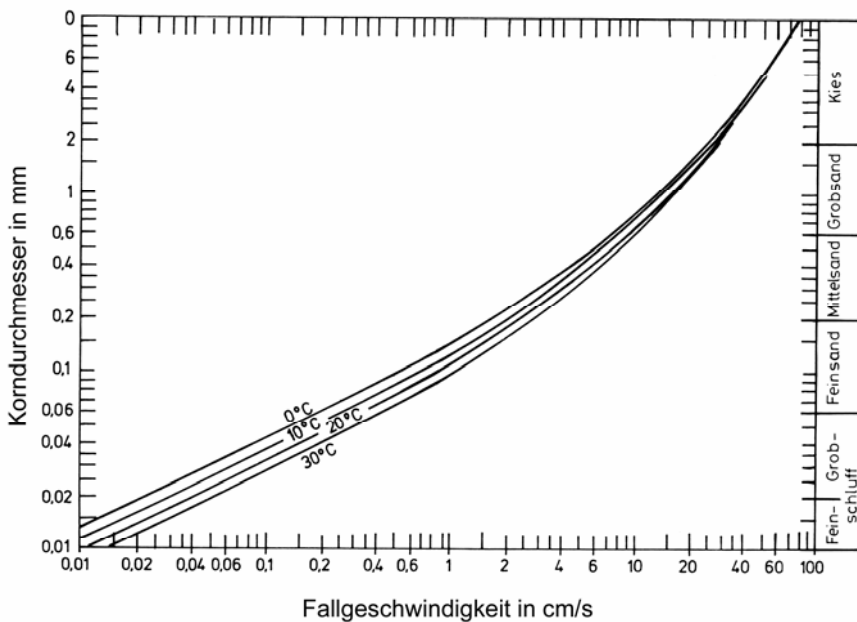


Abb. 10.1. Fallgeschwindigkeit von Quarzkörnern in Abhängigkeit von der Temperatur des Wassers nach Lane [10.5]

kg/(sm) wird als Schwebstofftrieb bezeichnet. Unter Schwebstofffracht in kg wird der über eine bestimmte Zeitspanne summierte Schwebstofftransport verstanden,

und als Schwebstoffdichte in kg/m^3 ist der Quotient aus Schwebstoffmasse und Schwebstoffvolumen definiert. Der Schwebstoffgehalt als Quotient aus Masse der Schwebstoffe und dem Volumen des Wassers in g/m^3 oder ppm wird aus dem Glührückstand von Wasserproben erhalten.

Für das Geschiebe werden vergleichbare zusammengesetzte Begriffe gebildet. Als Geschiebeabrieb in kg als Massenverlust der bewegten und abgelagerten Geschiebekörner auf einer bestimmten Flussstrecke definiert. Der jährliche Feststoffabtrag m_F in $\text{t}/(\text{km}^2 \cdot \text{a})$ als Quotient aus Feststofffracht und oberirdischem Einzugsgebiet dient als Vergleichsgröße für die Erosion in verschiedenen Einzugsgebieten (Tab. 10.1). Gelegentlich wird dem Feststofftransport auch der Transport an gelösten Stoffen, und zwar hauptsächlich der Härtebildner zugerechnet. Für die gelösten Stoffe im Wasser, die einen Filter mit 0,005 mm Porengröße passieren, werden analoge Begriffe verwendet. Die Fracht der gelösten Stoffe ist erheblich größer als die der Feststoffe. Sie betrug 1968 im Rhein (Station Rees) und bei der Donau (Station Vilshofen) das Achtfache der Schwebstofffracht.

Schwebstoffe und Geschiebe sind durch den Bewegungszustand abgegrenzt. Der Grenzkorndurchmesser, der noch als Schwebstoff eingestuft wird, ist abhängig von der Fließgeschwindigkeit als Maß für die Turbulenz. Die Absetzgeschwindigkeit v_{st} eines Korns hängt von der Turbulenz ab. Daneben spielt die Kornform eine Rolle, die jedoch bei kleinen Korngrößen schwierig zu

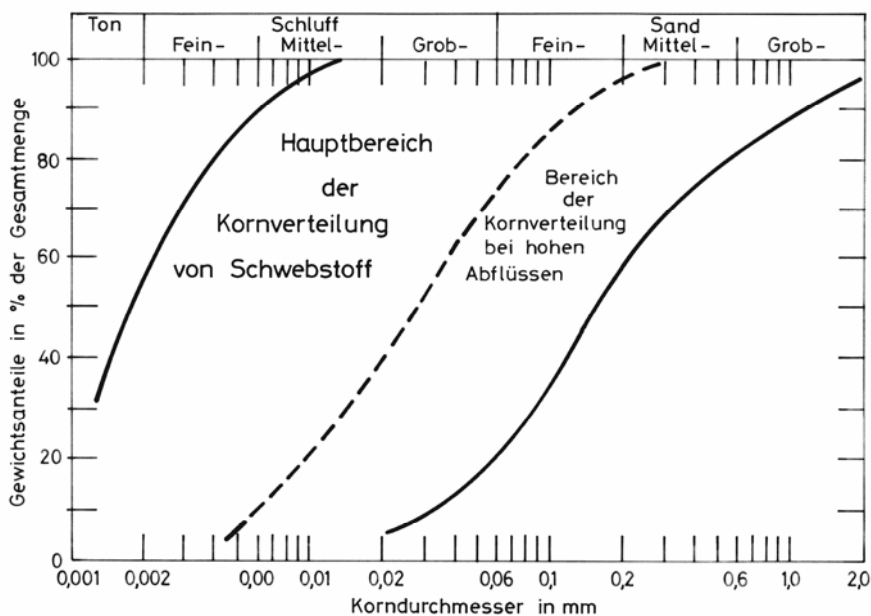


Abb. 10.2. Schwebstoffkorngrößen nach [10.8]

bestimmen ist. Der Grenzwert nach Hayami geht von der Absetzgeschwindigkeit nach Stokes v_{st} , dem Energieliniengefälle J_E und der Wassertiefe h aus.

Das Absinken von Partikeln in stehendem Wasser vollzieht sich nach dem Stoke'schen Gesetz, welches die Beziehung der Sinkgeschwindigkeit v_s eines kugelförmigen Partikels zu seiner Dichte und Form beschreibt (Bild 10.1):

$$v_s = (\Delta\rho\alpha)(g/18\nu)D_p^2, \text{ in m/s} \quad (10.1)$$

$\Delta\rho$ = Dichteunterschied zwischen Partikeln und Wasser (kg/m^3), $\Delta\rho = \rho_s - \rho_w$

ρ_s , = Sedimentdichte (kg/m^3), $\rho_s = 1.027$ für Phytoplankton,

ρ_w = Dichte des Wassers, $\rho_w = 1000$ (kg/m^3),

g = Gravitationskonstante, $g = 9.81$ (m/s^2)

ν = Viskosität von Wasser, $\nu = 1 - 1.5 \cdot 10^{-6} \text{ g/(m}^2\text{/s)}$; $\nu = 0.0178 / [(1 + 0.0337T + 0.0000222T^2)\gamma_w]$

D_p = Effektiver Durchmesser der Partikel (cm),

α = Formkoeffizient (-), $\alpha = 1$ für eine Kugel.

oder näherungsweise:

$$v_s \approx 0.033634 \cdot \alpha(\rho_s - \rho_w)d^2 \text{ [m/d] mit } d \text{ in } \mu\text{m.}$$

Die Grenze von Schwebstoff und Geschiebe liegt bei [10.5. 10.6]:

$$v_{St} / (ghJ_E)^{1/2} \approx 0,3 \quad (10.2)$$

Ein häufig angewendetes Unterscheidungskriterium für Geschiebe und Schwebstoff nach [10.7] geht von der Froude-Zahl Fr aus. Aus dem Grenzwert:

$$Fr^2 = v_{mg}^2 / gD_{gr} = 360 \text{ bzw. } Fr = v_{mg} / (g \cdot D_{gr})^{0,5} = 19$$

wird als Grenzkorndurchmesser D_{gr} in m bzw. v_{mg} in m/s als mittlere Grenzgeschwindigkeit im Durchflussquerschnitt bei Mittelwasser erhalten:

$$D_{gr} = 2,832 \cdot 10^{-4} v_{mg}^2 \text{ bzw. } v_{mg} = 59,51 D_{gr}^{1/2}. \quad (10.2a)$$

Nach Gl.(10.2a) wird z.B. für eine mittlere Grenzgeschwindigkeit von $v_{mg} = 1,5$ m/s ein Grenzkorndurchmesser von $D_{gr} = 0,635$ mm errechnet. Theoretisch verschiebt sich die Grenze bei Änderung des Gewässerquerschnitts und der Fließgeschwindigkeit, die mit dem Abfluss zunimmt (Bild 10.2). Aufgrund des Isotachenbildes, das im Idealfall von einer parabelförmigen Geschwindigkeitsverteilung über der Wassertiefe ausgeht, bildet sich in der Vertikalen ein Konzentrationsprofil aus, das einen zur Sohle hin zunehmenden Feststoffanteil aufweist. Die maximalen Korngrößen für $D_{90\%}$ bis $D_{95\%}$ (entspricht 90 % bzw. 95 % Siebdurchgang) liegen z.B. beim Rhein bei 2 bis 5 mm und sind im Wesentlichen auf den sohlennahen Bereich beschränkt. Aus Gründen der Vereinheitlichung wird gelegentlich als Grenze zwischen Schwebstoff und Geschiebe für Alpenflüsse ein Korndurchmesser von $D_{gr} = 1,0$ mm angenommen.

10.2 Schwebstofffracht von Flüssen

Zwecks einheitlicher Durchführung und Auswertung von Schwebstoffmessungen im Hinblick auf Schwebstoffgehalt, -dichte, Glühverlust, Kornverteilung und Schwebstofffracht bestehen Richtlinien, z.B. [10.9]. Die Schwebstofffracht wird aus dem Schwebstoffgehalt von Proben des Schwebstoff-Wasser-Gemisches, die aus dem Fluss entnommen werden, ermittelt. Gegebenenfalls wird die höhere Schwebstoffkonzentration, die in einer wenige Zentimeter starken, sohlennahen Schicht auftritt, pauschal berücksichtigt. Vergleichbar zur Abflussmessung werden zeitaufwendigere aber genauere Vielpunkt- bzw. Integrationsmessungen anstelle von Einpunktmessungen durchgeführt. Bei Vielpunktmessungen werden in den Messpunkten für die Fließgeschwindigkeit zusätzlich die Schwebstoffgehalte gemessen und zusammen mit der Abflussverteilung die Schwebstoffgehalte über den Querschnitt bestimmt. Oft reichen 4 Messlotrechte für repräsentative Aussagen aus. Proben von je 1 bis 5 l werden in Tiefen von 0,8h, 0,4h, 0,2h und 0,05h der Wassertiefe h entnommen. Werden aufgrund des geringen Schwebstoffgehaltes größere Probemengen (50l) erforderlich, werden diese durch Abpumpen von Wasser in der der Messtiefe erhalten. Bei einer anderen Einteilung des Durchflussquerschnittes wird jeweils eine Schwebstoffprobe aus dem Schwerpunkt der Teildurchflussfläche entnommen, in der 1/6 bis 1/10 des Gesamtdurchflusses stattfindet. Bei Integrationsmessungen über die Tiefe wird von einheitlichen Messlotrechten für Schwebstoffgehalt und Fließgeschwindigkeit ausgegangen.

Die Probenentnahme bei Routineüberwachungen erfolgt in dem Gewässerquerschnitt, der für die Abflussmessung benutzt wird; bei Staustufen im Unterwasser. Bei einer Vielpunktmessung werden in den Messlotrechten die Schwebstoffgehalte und die zugehörigen Teilabflüsse Q_i bestimmt. Durch Multiplikation mit der zugehörigen Geschwindigkeit und Integration über die Flussbreite ergibt sich die Schwebstoffführung. Der mittlere Schwebstoffgehalt C_s berechnet man zu:

$$C_s = \Sigma C_{Si} Q_i / \Sigma Q_i \quad \text{in g/m}^3 \quad (10.3)$$

mit C_{Si} und Q_i als Schwebstoffkonzentration bzw. Teilabfluss je Messlotrechte. Den Schwebstofftransport m_s erhält man daraus zu:

$$m_s = C_s Q \quad \text{in kg/s.} \quad (10.3)$$

Zur Entnahme der Schwebstoffproben bei Vielpunktmessungen werden stromlinienförmig ausgebildete, flaschenförmige Gefäße, die an einer Stange befestigt sind, in die gewünschte Wassertiefen herabgelassen und parallel zur Strömung ausgerichtet. Die Entnahmegefäße sind so ausgebildet, dass ihre Ein- bzw. Auslassöffnung in beliebiger Wassertiefe geöffnet und verschlossen werden kann und durch die entweichende Luft die Probeentnahme nicht gestört wird, z.B. Ott-Schwebstoffentnahmegerät und Delfter-Flasche, Zusammenstellung in [10.9, 10.48, 10.54]. Die hydraulisch günstig geformte Eintrittsöffnung bewirkt eine Eintrittsgeschwindigkeit, die etwa der ungestörten Fließgeschwindigkeit an der Entnahmestelle entspricht.

Bei großen Fließgeschwindigkeiten im Fluss kann eine Probe oberflächennah aus der Flussmitte (Stromstrich) gezogen werden, um einen Überblick über den Schwebstofftransport zu erhalten. Die Probenentnahme erfolgt meist mit einem Eimer von 5 bis 10 l Inhalt. Zur Bestimmung des Schwebstoffgehalts wird die Wasserprobe gefiltert und der Filtrerrückstand des Papierfilters getrocknet. Der Trockenrückstand dividiert durch das Volumen der Probe ist der Schwebstoffgehalt C_s . Bei Schöpfproben wird der Schwebstoffgehalt der Probe mit dem zugehörigen Durchfluss multipliziert und ergibt den Schwebstofftransport. Die so gemessenen Schwebstoffgehalte weichen nur wenig von denen einer Vollmessung ab. Beträgt z.B. das Tagesmittel des Abflusses $Q = 1400 \text{ m}^3/\text{s}$ und das Tagesmittel des Schwebstoffgehalts aus Proben, die zu verschiedenen Tageszeiten geschöpft wurden, $C_s = 0,062 \text{ kg/m}^3$, erhält man die Schwebstofffracht nach Gl.(10.3) zu $m_s = C_s Q = 1400 \cdot 0,062 = 86,8 \text{ kg/s}$ bzw. 7500 t/d .

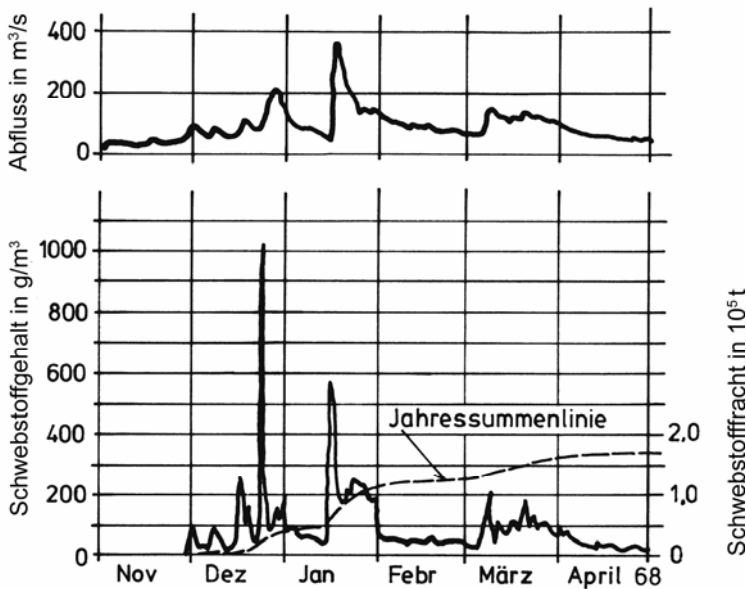


Abb. 10.3. Abfluss- und Schwebstoffganglinie der Leine am Pegel Herrenhausen/Hannover $A_{E0} = 5329 \text{ km}^2$, $MQ = 46,8 \text{ m}^3/\text{s}$; Jahresfracht 1968: 0,19 Mio. t bzw. $36 \text{ t}/(\text{km}^2 \cdot \text{a})$

Nach Feststellung des Schwebstoffgehalts werden die Schwebstoffeigenschaften untersucht. Die Korngrößenanalysen erfolgen für Korngrößen $> 0,06 \text{ mm}$ als Trockensiebung und für Korngrößen $0,010 < d < 0,06 \text{ mm}$ als Nasssiebung. Für $0,001 < d < 0,0125 \text{ mm}$ erfolgt die Korngrößenanalyse als Schlämmanalyse. Als Ergebnis wird der Äquivalentdurchmesser von Kugeln gleicher Sinkgeschwindigkeit erhalten. Die Dichte wird an einer mit Wasserstoffperoxid behandelten Probe mit einem Pyknometer bestimmt. Der Gehalt an organischen Bestandteilen kann durch den Glühverlust festgestellt werden. Als Dichte für Schwebstoffe wird meist $\rho_s = 1,3 \text{ t/m}^3$ angenommen, falls Dichtemessungen fehlen. In diesen Fällen wird

das mittlere Raumgewicht von Geschiebeablagerungen zu $\rho_s = 1,8 \text{ t/m}^3$ und das von gemischten Ablagerungen zu $1,5 \text{ t/m}^3$ angesetzt. Zur Bestimmung der Schwebstoffeigenschaften und des Gehalts an gelösten Stoffen ist die Entnahme größerer Volumina erforderlich.

Bei Messverfahren, die auf der Trübung basieren, wird die Entnahme von Wasserproben entbehrlich. Die Trübung wird mit Tauchsonden, die z.B. nach dem 90 Grad Streulichtverfahren arbeiten, an einem oder an mehreren Punkten des Gewässers momentan gemessen und registriert. Da die Messergebnisse von der Konzentration der Schwebstoffe und über das Absorptions- bzw. Reflexionsvermögen von der Korngröße der Schwebstoffteilchen abhängen, ist eine Eichung für den Kornverteilungsbereich natürlicher Schwebstoffe schwierig. Die Anwendung der kontinuierlichen Trübungsmessungen wird daher in Laboratorien und Rohrleitungen bevorzugt.

Da die Schwebstoffkonzentration bei anlaufendem Hochwasser stark zunimmt, kommt einer ereignisabhängigen Entnahme in entsprechend engen Zeitschritten erhöhte Bedeutung zu (Bild 10.3). Innerhalb einer Hochwasserperiode werden beträchtliche Anteile der jährlichen Schwebstoff- und Geschiebefracht transportiert, wobei bei mehreren aufeinander folgenden Hochwassern durch den Abspüleeffekt eine Abnahme der Konzentrationsspitzen eintritt. In Mittel- und Niedrigwasserzeiten werden weniger Proben entnommen. Ein Grund dafür ist, dass die Vertikalverteilung der Feinschwebstoffe mit einem Korndurchmesser $\leq 63\mu\text{m}$, d.h. kleiner als die Kornfraktion Feinsand, gleichmäßig ist. Die Höhe ihrer Konzentration hängt nur von der Höhe des Abflusses und der Jahreszeit ab. Diese Dauerschwebstoffe werden im Englischen als wash load bezeichnet im Gegensatz zur bed load. Um die jährliche Schwebstoff- und Geschiebefracht zu ermitteln, sind viele Einzelmessungen erforderlich, insbesondere, wenn der Abfluss sich deutlich ändert. Für mitteleuropäische Verhältnisse gilt als Faustregel, dass in einem normalen Abflussjahr mehr als 300 Probenahmen, die unregelmäßig über das Jahr verteilt sind, anfallen können.

Bei Erstellung von Ganglinien oder der Schließung von Messlücken, müssen Interpolationsverfahren zu Hilfe genommen werden, welche die Abhängigkeit der Schwebstoffe vom Abfluss berücksichtigen. Der Zusammenhang zwischen Schwebstoffgehalt C_s (kg/m^3) und Abfluss Q (m^3/s) wird häufig als nichtlineare Regression $C_s = aQ^b$ angenähert, oder der Schwebstofftransport (kg/s) wird in Abhängigkeit von Abfluss ausgedrückt in der Form $m_s = aQ^b$ bzw. $\log m_s = a + b \cdot \log Q$ (Bild 10.4). So wurde für den Rhein bei Rechlingen ($A_{E0} = 14718 \text{ km}^2$) ein Jahreswert von $m_s = 2,6 \cdot 10^{-4} \cdot Q^{1,61}$ gefunden. Hauptursache für die Streuung der Messwerte ist, dass die Ganglinien des Abflusses und Schwebstoffgehalts in ihren Extremwerten nicht zusammenfallen, sondern unregelmäßig gegeneinander verschoben sind. Meist läuft das Schwebstoffmaximum dem Abflussscheitel vor.

Bei mehreren hintereinander ablaufenden Hochwasserwellen tritt eine Abnahme der Schwebstoffkonzentrationen mit zunehmender Anzahl der Hochwasser infolge der Spülungseffekte der einzelnen Hochwasser auf. Schwebstoff-Abfluss-Beziehungen zeigen für ein größeres Flussgebiet Abhängigkeiten der einzelnen Messquerschnitte voneinander und lassen eine bessere Beurteilung der Einzelmess-

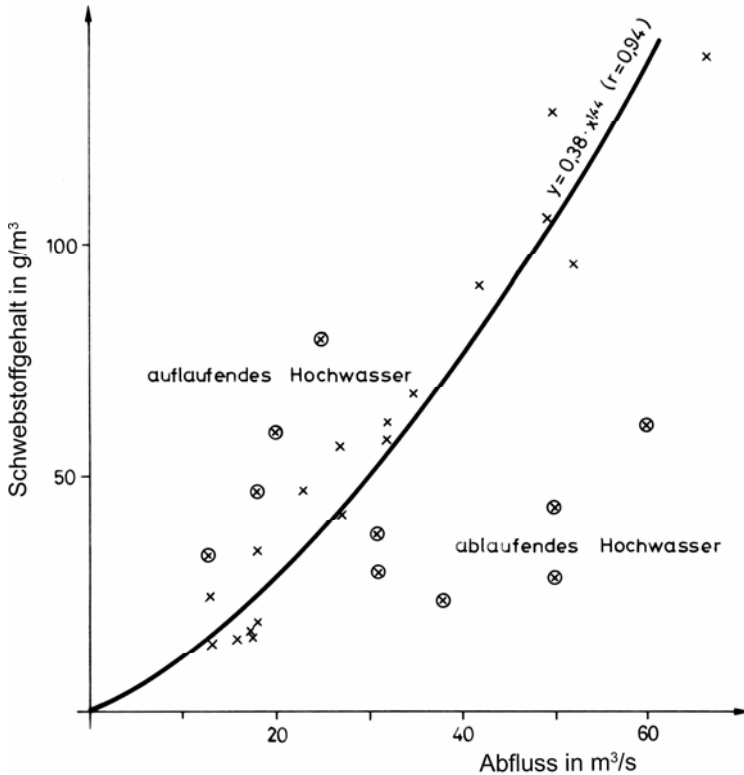


Abb. 10.4. Beziehung zwischen Schwebstoffkonzentration S und Abfluss Q der Leine (Pegel Greene, $A_{E0} = 2916 \text{ km}^2$) in Form $S = aQ^b$

sungen zu (Bild 10.5). Die Auswertungen der Schwebstoffmessungen werden in Gewässerkundlichen Jahrbüchern zusammengestellt.

Der Flächenabtrag erreicht Höchstwerte in semiariden und mediterranen Gebieten und bringt deutlich die Zunahme der Erosion mit abnehmendem Schutz durch die Pflanzendecke zum Ausdruck (Tab. 10.1). So beträgt der Flächenabtrag im Einzugsgebiet des Hoang He/China $2480 \text{ t/km}^2\text{a}$, was einer jährlichen Sedimentfracht von 1,64 Mrd. t entspricht. Ähnliche Frachten werden beim Ganges ($A_{E0} = 955000 \text{ km}^2$) erreicht, wo die jährliche Sedimentfracht 1,45 Mrd. t ausmacht bei einem Flächenabtrag von rd. $1500 \text{ t/km}^2\text{a}$. Im Vergleich dazu sind die jährlichen Sedimentfrachten an der Mündung von Rhein mit 2,7 Mio. t, davon 0,3 Mio. t Geschiebe, und $17,4 \text{ t/km}^2\text{a}$ Flächenabtrag und Donau mit 65 Mio. t bzw. $80 \text{ t/km}^2\text{a}$ gering.

Die mittleren jährlichen Schwebstoffgehalte werden von Spitzenwerten bei Starkregen um ein Vielfaches übertroffen. Die Schwebstoffkonzentrationen bei Hochwasser liefern Höchstwerte im Hoang He und Rio Grande mit $> 400 \text{ kg/m}^3$.

Tabelle 10.1. Beispiele für langjährige mittlere bzw. kurz andauernde maximale Schwebstoffgehalte in g/m^3 , jährliche Schwebstofffrachten in 1000 t und mittlere Abträge von Schwebstoff bzw. Geschiebe (geklammert) in t/km^2 nach Gewässerkundlichem Jahrbuch, [10.11, 10.12]

Messstelle/ Gewässer (A_{E0} in km^2)	Abflüsse MQ (m^3/s) MHQ (m^3/s)	Schwebstoff- gehalt C_s Mittel <i>Maximal</i>	Mittlere Jahresfracht	Mittlerer Abtrag Schwebstoff (Geschiebe)
Iller/Kempton (953)	47,3 391	106 <i>12730</i>	153	157
Lech/Füssen (1422)	58,2 396	186	314 6472	221 (77)
Isar/München (2855)	92,4 155	48	140 2856	49
Tiroler Achen/ Marquartstein (944)	35,6 15915	196	218	243 (43)
Salzach/Burghausen (6649)	251 1350	173 <i>6609</i>	1908 272	217 (41)
Inn/Reisach (9760)	307 1290	332 <i>6350</i>	1696	327
Donau/Vilshofen (47677)	631 1790	22 600	5565	12
Kanzigbach/Zentralalpen (22)				41 (46)
Pitzbach/Zentralalpen (27); 60% vergletschert				385 (71)
Rhein/Maxau (50196)	1320 2890	27 335	1439	29 (6)
Neckar/Rockenau (12196)	120 1050	42 <i>2153</i>	386	30
Weser/Peters-19346 hagen (19588)	46 737	361 <i>968</i>		18
Ems/Rheine (3696)	36,7 243	22 343	30	8
Leine/Herrn- hausen (5329)	51,8 235	49 <i>2320</i>	138	26

Im Little Colorado/USA wurden Schwebstoffkonzentrationen von 620 kg/m^3 bei Hochwasser gemessen. Konzentrationen von $C_s > 800 \text{ kg/m}^3$ werden auch als Schlammflüsse bezeichnet. Im Vergleich dazu sind die Maximalwerte in der Iller bei Kempten, die mit $12,7 \text{ kg/m}^3$ über dem Hundertfachen des mittleren Schwebstoffgehalts von $0,106 \text{ kg/m}^3$ liegen, verhältnismäßig gering. Ähnliche Spitzenwerte wurden auch in norddeutschen Einzugsgebieten mit Lößlehmbedeckung beobachtet.

Je nach Entstehungsherd kann der Schwebstoff mineralisch und/oder organisch sein. Der Schweb ist in wenig verschmutzten Gebirgsflüssen überwiegend anorganischer Natur und entsteht hauptsächlich durch Abschwemmungen, Verwitterungen und Abrieb. Auf die Herkunft der Schwebstoffe kann aus petrographischen

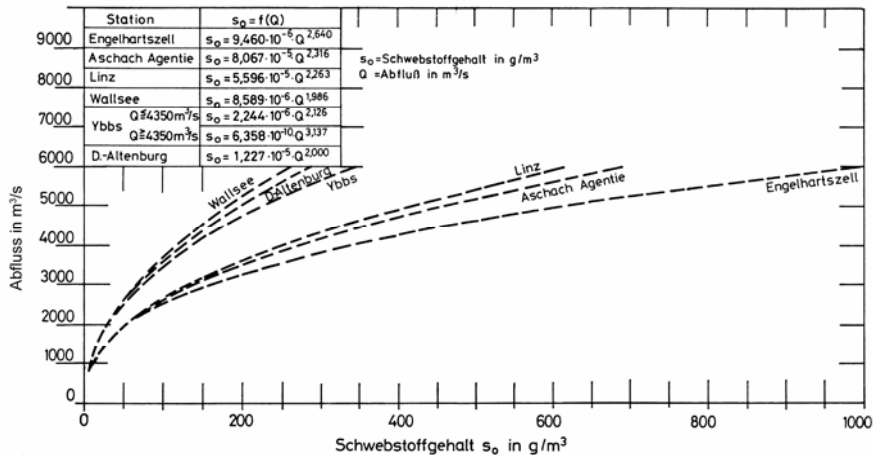


Abb. 10.5. Beziehungen zwischen Schwebstoffgehalt und Abfluss für verschiedene Querschnitte der Donau nach [10.10]

Analysen geschlossen werden. Auch der Name einiger Flüsse mit ausgeprägter Schwebstoffführung, welche die Farbe des Flusswassers bestimmt, deutet qualitativ auf die Herkunft der Schwebstoffe. Bekanntestes Beispiel für Lößgebiete ist der Gelbe Fluss (Hoang He). Weiß in Verbindung mit Flussnamen weist häufig auf Schweb kalkhaltigen Ursprungs hin. Rot (Red River) deutet auf Abflüsse hin, die aus Gebieten mit rotem Sandstein oder Lateritböden stammen. Braun- oder Schwarzwasserflüsse führen ihre Namen entweder nach den Beimengungen an organischen Substanzen oder sind Flüsse aus Basaltgestein.

10.3 Geschiebefracht in Flüssen

Die Gefährdung der Schifffahrtswege durch Geschiebebanke und die Stabilität des Flussbettes und Längsprofils bei Flusskorrekturen waren Ausgangspunkte für Untersuchungen über die hydromechanischen Grundlagen der Geschiebebewegung. Die Messverfahren zur Ermittlung des Geschiebetransports in der Natur sind fehleranfällig, hauptsächlich auf Grund der diskontinuierlichen, schubweisen Fortbewegung des Geschiebes in Form von Rippeln, Barren oder Dünen bei Sand- bzw. Kiesbänken. Zur Geschiebemessung werden Geschiebefangkörbe sowie akustische Verfahren zum Abhören des Beginns und der Intensität der Geschiebebewegung (Hydrophone) eingesetzt. Die grobmaschigen Geschiebefangkörbe oder feinmaschigen Geschiebefangkästen sind durchlässige Behälter aus Maschendraht mit oberstromseitiger, verschließbarer Öffnung, die in Stromrichtung auf die Flusssohle herabgelassen werden, so dass Geschiebe eintreiben kann. Nach einer vorgegebenen Messdauer wird der Korb geschlossen und die eingetriebenen Geschiebemenge gewogen. Die Geräte werden in hydraulischen Laborgerinnen mit

zweidimensionalen Strömungsverhältnissen und kontinuierlicher Geschiebebewegungen geeicht, so dass der natürliche Geschiebetrieb nur annähernd erfaßt wird. Da Messungen des Geschiebetriebs einen verhältnismäßig großen Aufwand erfordern, werden sie nur vereinzelt bei größeren Projekten und längerfristigen Überwachungsaufgaben in größeren Flüssen vorgenommen.

Zur Ermittlung der Geschiebeführung werden drei bis zehn Messungen über den Flussquerschnitt vorgenommen. Das Gewicht des aufgefangenen Geschiebes geteilt durch die Messzeit und die Breite des Einlaufquerschnitts ergibt den Geschiebetrieb. Durch Summierung des Geschiebetriebs über die gesamte Flussbreite erhält man den Geschiebetransport bei dem zugehörigen Durchfluss. Durch Auftragung und Ausgleich mehrerer Geschiebemessungen bei verschiedenen Abflüssen wird die Beziehung zwischen Durchfluss und Geschiebe (Geschiebefunktion) erhalten. Der Messquerschnitt soll in einer Übergangsstrecke oder in einem geraden Flussabschnitt liegen. Da der Geschiebefänger so lange an einer Stelle liegen soll, bis er zu mehr als einem Drittel gefüllt ist, ergeben sich z.T. sehr lange Messzeiten, die mit den kurzen Andauern intensiver Geschiebeführung bei Hochwasser nur unzureichend in Einklang gebracht werden können. Die Geschiebemessungen werden über den gesamten Abflussbereich durchgeführt, so dass eine Beziehung zwischen Geschiebetransport und Abfluss aufgestellt werden kann. Dabei kommt der Bestimmung des Grenzaflusses, bei dessen Überschreitung der Geschiebetransport einsetzt, besondere Bedeutung zu. In Sonderfällen können rückwirkend anhand der Aufmessungen von Flussdeltas bei Seen oder Speichern die mittleren Geschiebefrachten des Zulaufs berechnet werden. Hierfür muss ein Delta über längere Zeiträume hinweg mit einem dichten Messnetz abgebohrt und vermessen worden sein. So wurde für die 950 km² große Tiroler Ache bei ihrer Einmündung in den Chiemsee aus dem Deltazuwachs seit 1869 eine mittlere Verlandung von 140000 m³/Jahr festgestellt, was einem mittleren Geschiebeabtrag von 140 m³/km²a entspricht [10.13]. Anhand von Deltavermessungen wurden Ablagerungsraten zwischen 123 und 470 m³/km²a an zehn natürlichen Seen in der Schweiz festgestellt [10.36].

Beim Fehlen jeglicher Messungen kann der Geschiebetransport aus Schwebstoffmessungen geschätzt werden (Tab. 10.2). Im Vergleich zu den Schwebstofffrachten nehmen die Geschiebefrachten ab, wenn ein Fluss sein gebirgiges Quellgebiet verläßt. So wurden im Hochgebirge Verhältnisse von 1:1 bis 1:3 zwischen Geschiebe- und Schwebstofftransport festgestellt. Jedoch weist der Alpenrhein an seiner Mündung in den Bodensee bereits ein Verhältnis von 1:30 auf. Im weiteren Verlauf sinkt der Geschiebeanteil von 15 % auf 5 % der gesamten Feststofffracht ab. Die Geschiebefracht im Mittel- bzw. Unterlauf von Flüssen macht oft nur einen kleinen Anteil der gesamten Feststofffracht aus. Der Geschiebeanteil im Mittel- und Unterlauf beträgt zwischen 3 und 25 % der Schwebstofffracht und hängt stark von dem Sohlenmaterial, seiner Korngröße und von der Schwebstoffkonzentration ab. Aus der Kornverteilung von Schwebstoff und Bettmaterial kann auf dem Geschiebeanteil geschlossen werden (Tab. 10.2). Da bei vielen Flüssen das Verhältnis von Schwebstoff und Geschiebe zwischen 0,8 und 0,9 schwankt, kann beim Fehlen von Geschiebemessungen zum Schwebstoffgehalt C_s in g/m³ pau-

schal ein Geschiebeanteil von 5 % im Flachland, 10 % im Mittelgebirge und in Sonderfällen bis 25 % zugeschlagen werden.

Tabelle 10.2. Abschätzung des Geschiebeanteils anhand der Schwebstoffkonzentration in g/m^3 , der Zusammensetzung des Schwebes sowie des Flussbettmaterials

Schwebstoff-Konzentration	Flussbett-material	Kornanalyse des Schwebstoffs	Geschiebeanteil in % der gemessenen Schwebstofffracht
Gering: < 1000	Sand (0,062 - 2 mm)	20 bis 50 % Sand	25 bis 150 %
Gering: < 1000	Geröll, Fels, fester Ton	Geringer Sandanteil	5 bis 12 %
Mittel: 1000 7500	Sand (0,062 - 2 mm)	20 bis 50 % Sand	10 bis 35 %
Hoch: > 7500	Sand	20 bis 50 % Sand	5 %
beliebig:	Geröll, Kies konsolidierter Ton	< 25 % Sandanteil	5 bis 15 %
beliebig:	Ton, Schluff	kein Sandanteil	< 2

Die Geschiebeprobe für Kornanalysen sollen nach Möglichkeit in den Furten oder am unteren Ende von Sandbänken entnommen werden. Bei der Auftragung der Kornverteilung der einzelnen Messquerschnitte längs eines Flusses zu Geschiebemischungsbändern (Kornverteilungsbändern) kann generell eine Verkleinerung der Korndurchmesser mit zunehmender Lauflänge festgestellt werden, da die Geschiebeteile durch die gegenseitige Reibung abgerundet, zerbrochen oder zermahlen werden. Die Werte des Abriebs hängen von den Gesteinskomponenten ab, aus denen sich das Geschiebe zusammensetzt und wechseln daher stark in den einzelnen Flussgebieten. Über die Herkunft des Geschiebes, die zur Lokalisierung der Erosionszonen benutzt werden kann, geben petrographische Untersuchungen Aufschluss (Bild 10.6). So beträgt der mittlere Korndurchmesser des Geschiebes des Rheins bei Sargans (Rhein-km 35) 36,8 mm bei einer jährlichen Geschiebefracht von 0,9 Mio. m^3 und bei Oberriet (Rhein-km 61,2) 24,6 mm bei einer mittleren jährlichen Geschiebefracht von 0,27 Mio. m^3 .

Infolge der Schwierigkeiten bei Geschiebemessungen wird in vielen Fällen der Geschiebetrieb nach hydromechanischen Ansätzen berechnet. Diese Berechnungen sind erforderlich, um Veränderungen der Geschiebebewegung bei Flussbauten relativ zu beurteilen. Berechnungen des Geschiebetriebs nach hydromechanischen Ansätzen wurde bereits im vergangenen Jahrhundert begonnen und sind in [10.16, 10.17] beschrieben. Die Schubspannung ist die Tangentialspannung zwischen Flüssigkeit und Sohle. Sie ändert sich linear mit der Wassertiefe, hat an der Wasseroberfläche den Wert Null und an der Sohle ihren Größtwert. Die Schubspannung kann über eine frei bewegliche Messplatte, welche die angreifenden horizontalen und vertikalen Kräfte auf Biegestäbe mit Dehnungsmessstreifen überträgt, gemessen werden. Die Kräfte werden über eine Brückenschaltung in analoge Spannungswerte umgewandelt und registriert [10.61].

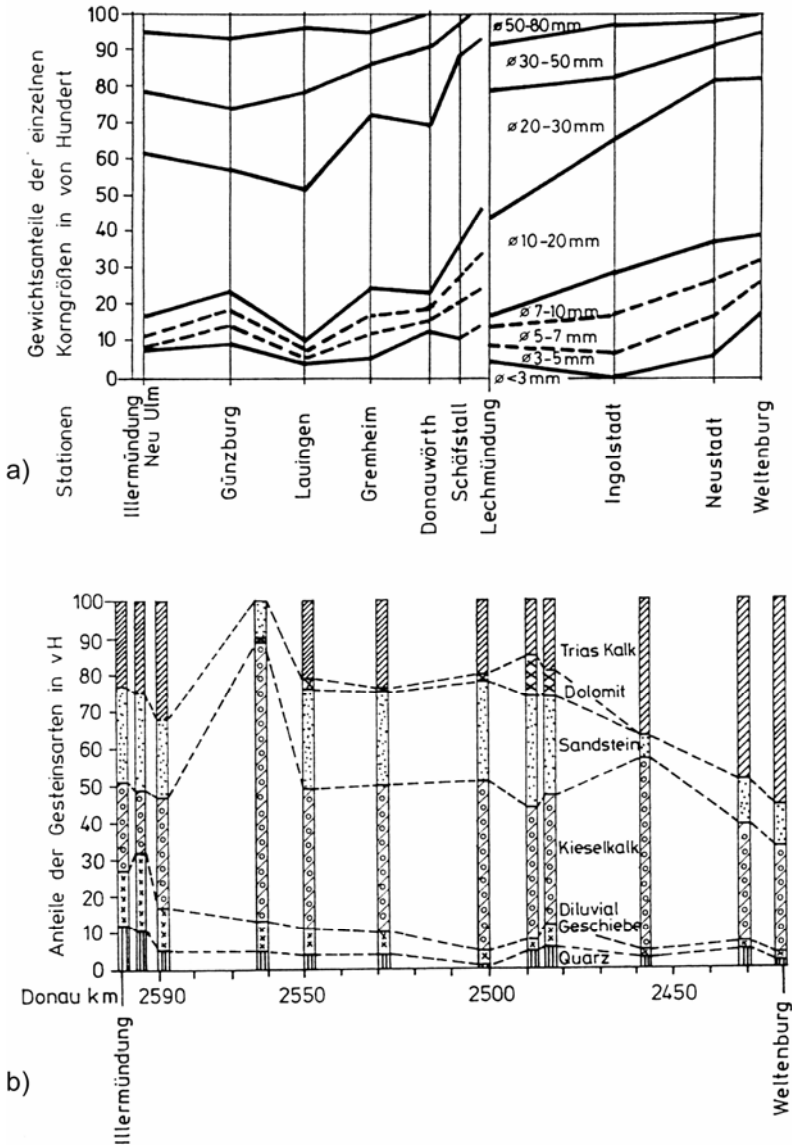


Abb. 10.6. Kornverteilungsband (a) und petrographische Zusammensetzung des Geschiebes der Donau von der Iller- bis zur Altmühlmündung (b) nach [10.14]

Nach der 1879 von du Boys aufgestellten Theorie setzt beim Überschreiten einer kritischen Schubspannung τ_0 der Geschiebetrieb ein. Daraus leitet sich die Grenzgeschwindigkeit v_0 ab. Sie wird auch als Schubspannungsgeschwindigkeit bezeichnet, und es entspricht $v_0^2 = \tau_0 / \rho = \rho \cdot h \cdot J$. Die Schubspannung entspricht bei

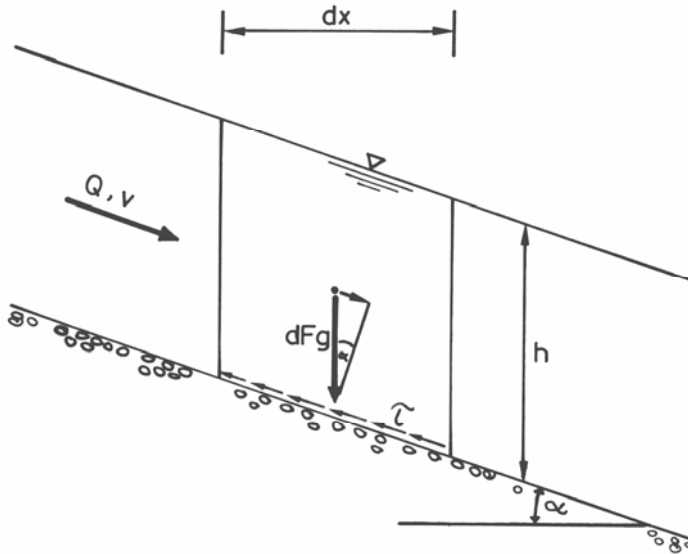


Abb. 10.7. Prinzipskizze zur Ableitung der Schleppspannungsformeln

gleichförmigen Abfluss etwa der Wandreibung pro Flächenelement $\tau = \rho_w R J$ mit ρ_w als Dichte des Wassers und R als mittlere hydraulische Tiefe (Bild 10.7):

$$\tau \cdot R \cdot v \cdot dl = g \rho F dl \cdot \sin \alpha = g \rho R J. \quad (10.4)$$

Für breite Rechteckgerinne wird annähernd $R \approx h$ und damit $\tau = g h J$. Wird $\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$ gesetzt, vereinfacht sich Gl.(10.4) zur sogenannten *Schleppkraftformel*: $\tau = 1000 h J$. Zur überschläglichen Ermittlung der Grenzwerte für τ_0 und v_0 dienen Erfahrungswerte, die z.B. in [10.18] zu finden sind (Tab. 10.3). Aus dem Ansatz von du Boys leitet sich ein Ansatz für den Geschiebetransport ab:

$$m_G = a_D (\tau - \tau_0) \quad (10.5)$$

m_G : Geschiebetrieb je m Flussbreite in kg/sm,

τ : Schubspannung an der Gerinnesohle in N/m^2 ,

τ_0 : Grenzs Schubspannung für den Transportbeginn in N/m^2 ,

a_D : Faktor, der von Größe und Form des Geschiebekorns abhängt.

Über den Beginn der Geschiebebewegung liegen zahlreiche Arbeiten vor, die von dem 1936 von Shields entwickelten Ansatz ausgehen [10.13]. Danach wird die kritische Schubspannung abhängig von einer dimensionslosen Widerstandszahl f_c als Funktion der Reynolds-Zahl Re :

$$f_c = \tau_0 / [g D (\rho_s - \rho_w)] = f(v D / \nu) = f(Re) \quad \text{bzw.} \quad (10.6)$$

$$\tau_0 = f(Re)(\rho_s - \rho_w)gD.$$

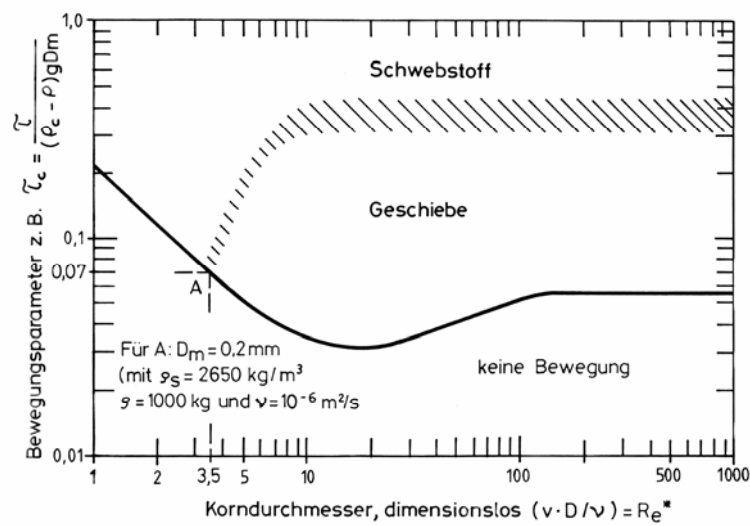


Abb. 10.8. Abschätzung der kritischen Sohlenschubspannung, ausgedrückt als dimensionale Größe τ_c , für den Transportbeginn von Schwebstoff und Geschiebe in Abhängigkeit von der dimensionslosen Reynoldszahl des Korns Re^*

Bei dimensionsloser Darstellung wird auf der Abszisse ein Parameter für die Korngröße und als Ordinate ein Parameter des Bewegungsbeginns verwendet (Bild 10.8). Wird der Bewegungsparameter größer als 0,4 findet der Transport als Suspension statt. Bis zu einer Größe von $Re^* \sim 3,5$ für den Parameter der Körnung, der einem Sandkorndurchmesser von ca. 0,2 mm entspricht, liegt das Material bewegungslos auf der Sohle oder wird als Schwebstoff transportiert (s. Bild 10.8, Punkt A).

Tabelle 10.3. Erfahrungswerte kritischer Schubspannungen und Geschwindigkeiten für den Beginn des Geschiebebetriebs nach [10.18]

Beschaffenheit der Sohle	τ_0 in N/m^2	v_0 in m/s
Mittelsand; 0,2 ... 0,63 mm	2	0,35 ... 0,45
Grobsand; 0,63 ... 2 mm	6	0,45 ... 0,6
Mittelkies; 6,3 ... 20 mm	15	0,80 ... 2,5
Grobkies; 20 ... 63 mm	45	1,25 ... 1,60
Lockerer Schlamm	2,5	0,10 ... 0,15
festgelagerter Lehm	12	0,70 ... 1,00
Rasen, langanhaltend überströmt	15	1,5
Rasen, vorübergehend überströmt	30	2,0

Für die Menge des transportierten Geschiebes stellte Shields folgende Beziehung für den Abfluss q je m Flussbreite auf:

$$m_G (\rho_s - \rho_w) / q \rho_w J_s = 10(\tau - \tau_0) / (\rho_s - \rho_w) D.$$

Für den Geschiebetransport kann für die Geschiebebewegung eine Abhängigkeit zur Wassertiefe hergestellt werden. Diese Geschiebefunktion wird zur Berechnung der Geschiebefracht verwendet, wobei nach Möglichkeit Geschiebemessungen zur Eichung mit verwendet werden sollen. Das Transportvermögen (Transportkapazität) für gröberes Geschiebe kann nach der *Geschiebetriebformel* von Meyer-Peter berechnet werden [10.14]:

$$\rho_w \frac{R_s J_R}{(\rho_s - \rho_w) D_m} = \rho_w \frac{Q_s}{Q} \left(\frac{k_s}{k_r} \right)^{3/2} \left(\frac{h J_E}{(\rho_s - \rho_w) D_m} \right) = A + B \left(\frac{\rho_w}{g} \right)^{1/3} \left(\frac{m_G^{2/3}}{(\rho_s - \rho_w) D_m} \right) \quad (10.7)$$

ρ_w : spezifisches Gewicht des Wassers,

ρ_s : spezifisches Gewicht des Geschiebes,

R_s : hydraulischer Radius in m , der den Geschiebetrieb bewirkenden Abflussanteil bei der Wassertiefe h berücksichtigt: $R_s = (Q_s/Q)h$,

h : Wassertiefe in m , Q : Abfluss im gesamten Querschnitt in m^3/s ,

Q_s : Abfluss auf der Sohlenbreite B : $Q_s/Q = B/U$ mit U = benetzter Rauheitsumfang,

D_m : maßgebender Korndurchmesser in m ,

k_s : Rauheitsbeiwert der Sohle nach Strickler; $k_s = 21,1/D_{90}^{1/6}$,

g : Erdbeschleunigung in m/s^2 ,

k_r : Kornrauigkeit; $k_r = 26/(D_{90})^{1/6}$ und $0,5 < (k_s/k_r) < 1$,

A : dimensionslose Konstante; $A = 0,047$,

B : dimensionslose Konstante; $B = 0,25$,

m_G : Geschiebetrieb pro s und m Sohlenbreite, unter Wasser gewogen,

J_R : Reibungsgefälle. Dieses wird durch Aufteilung des Energieliniengefälles J_e in einen Reibungsanteil und in einen von der Sohlenform abhängigen Formanteil bestimmt:

$$J_R = \frac{v^2}{k_r^2 R_s^{4/3}} \quad \text{oder} \quad J_R = (k_s/k_r)^{3/2} J_e,$$

J_e : Energieliniengefälle: $J_e = v^2/(k_s^2 R_s^{4/3})$.

Nach m_G aufgelöst lautet die Gleichung:

$$m_G = \left(\rho_w \frac{R_s \cdot J_R}{B \cdot (\rho_w/g)^{1/3}} - \frac{A(\rho_s - \rho_w) D_m}{B \cdot (\rho_w/g)^{1/3}} \right)^{3/2} \quad (10.8)$$

oder:

$$m_G = 8(g/\rho_w)^{1/2} (\rho_w R_s J_R - 0,047[\rho_s - \rho_w] D_m)^{3/2}. \quad (10.8a)$$

Mit der Schleppspannung $\tau = \rho_w R_s J_R$, der Grenzsleppspannung $\tau_0 = 0,047 (\rho_s - \rho_w) D_m$ und der Konstanten $8(g/\rho_w)^{1/2} = 25$ erhält man:

$$m_G = 25(\tau - \tau_0)^{3/2}. \quad (10.8b)$$

Das Grenzgefälle, bei dem der Geschiebetrieb $m_G = 0$ wird, erhält man zu: $J_0 = \tau_0/(\rho_w R_s)$.

Bei der Berechnung des gesamten Feststofftransports nach der Formel von Meyer-Peter werden kleinere Frachten ermittelt als nach den Formeln von Einstein, Einstein-Brown oder Engelund-Hansen. Letztere eignen sich zur Berechnung von Feststofffrachten, die nennenswerte feinere Kornanteile enthalten [10.20]. Die Ergebnisse nach der Gleichung von Einstein stimmen daher nur bereichsweise mit denen nach Meyer-Peter überein. Das Ergebnis nach allen Geschiebeformeln wird stark von der Wahl des maßgebenden Korndurchmessers beeinflusst, so dass eine Eichung der Parameter anhand von Naturmessungen zweckmäßig ist. Angaben über Phänomene des Feststofftransports enthält [10.62].

Zur Berechnung der Feststofffracht bzw. der Schwebstoff- oder Geschiebefracht allein und ihrer Beeinflussung durch Wasserbauten werden die Gang- oder Dauerlinien verwendet. Die jährliche Feststofffracht wird durch Integration der Ganglinie des täglichen Feststofftransports über ein Jahr ermittelt, wobei Messlücken mit Hilfe einer Korrelation zwischen Feststofftrieb und Abfluss geschlossen werden.

Die Anwendung der Dauerlinie zur Ermittlung der Feststofffracht setzt eine Beziehung zwischen Feststofftrieb und Abfluss voraus. Bei graphischer Ermittlung wird in ein Achsenkreuz die Abflussdauerlinie und die Beziehung zwischen Feststofftransport und Abfluss bzw. Wasserstand eingetragen (Bild 10.9). Die Feststoffdauerlinie ergibt sich als Schnittpunkt des Feststofftriebs für einen bestimmten Abfluss mit seiner zugehörigen Dauer. Die Feststofffracht entspricht dem Flächeninhalt unter der Feststoffdauerlinie. Anhand der Dauerlinien läßt sich auch einfach die Auswirkung von Wasserentzug und -wiedereinleitung auf den Feststofftransport aufzeigen.

Für einen Gebirgsfluss sollen die Geschiebefrachten beispielhaft anhand von zwei monatlichen Abflussdauerlinien (Quadrant I in Bild 10.9) ermittelt werden, wobei von einer linearen Beziehung zwischen Abfluss und Geschiebe ausgegangen werden soll (Quadrant II). Die Geschiebedauerlinie (Quadrant IV) wird punktweise konstruiert, wie für den April gezeigt ist. Die Geschiebefracht im April ist gleich dem Flächeninhalt unter der Geschiebedauerlinie und beträgt 0,258 Mio. t oder 24 % der Jahresfracht. Die Jahresfracht wurde ge-

sondert anhand der Jahresdauerlinie ermittelt. Für den abflussärmeren November, in dem nur an der Hälfte der Tage Geschiebetrieb herrscht, wurden eine Geschiebefracht von 0,034 Mio. t oder 3 % der Jahresfracht bestimmt. Zusätzlich soll geprüft werden, wie sich eine Wasserableitung auswirkt. Bei Zuflüssen $Q \leq 60 \text{ m}^3/\text{s}$ sollen aus dem Fluss $15 \text{ m}^3/\text{s}$ und beim Überschreiten dieses Grenzwertes $30 \text{ m}^3/\text{s}$ abgeleitet werden. Die um die Ableitungsmenge verkleinerte Abflussdauerlinie hat eine verringerte Geschiebefracht zur Folge und die Differenzfläche zwischen ungestörter und beeinflusster Geschiebedauerlinie entspricht der Auflandung von 0,1 Mio. t an der Ableitungsstelle. Im November ist das abgelagerte Volumen beträchtlich kleiner. Erfolgt umgekehrt eine Wasserzugabe von $30 \text{ m}^3/\text{s}$ bei Abflüssen $Q \geq 60 \text{ m}^3/\text{s}$ bzw. $15 \text{ m}^3/\text{s}$ bei $Q > 60 \text{ m}^3/\text{s}$ führt das Zuschusswasser zu einer Ver

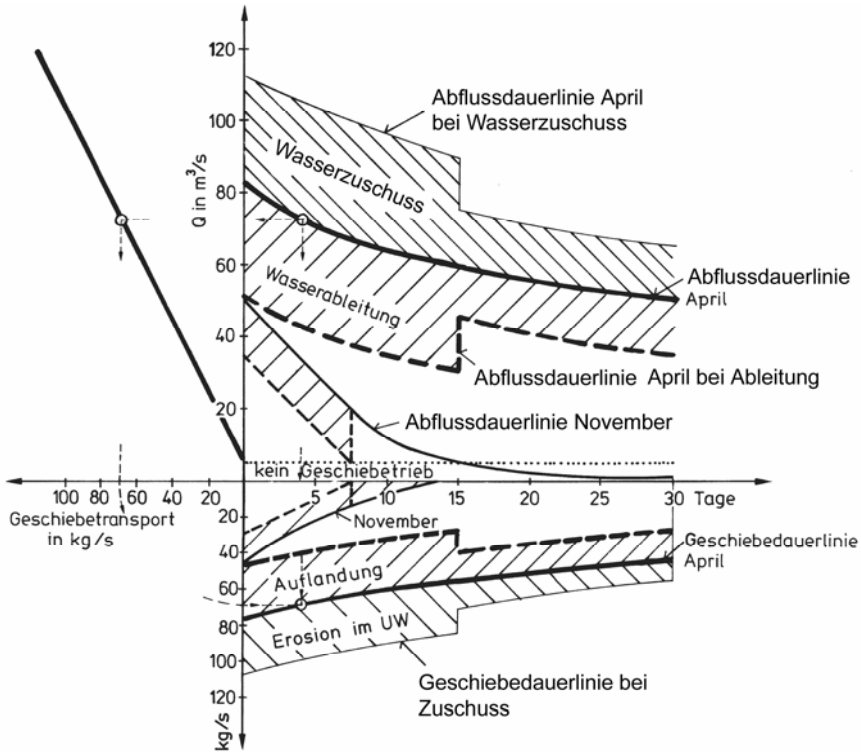


Abb. 10.9. Graphische Ermittlung der monatlichen Geschiebefracht anhand von Dauerlinien und Einfluss von Zu- und Ableitungen

größerung der Erosion unterhalb der Einleitungsstelle, wie für April gezeigt ist. Zur Ermittlung der Jahresfracht sind die übrigen Monate ebenfalls zu untersuchen.

Mit der Veränderung des Gleichgewichtszustandes beim Sedimenttransport durch die Zu- und Ableitung kann ein Risiko der Sohlenerosion entstehen, das bei kontaminierten Sedimenten zu einem Schädigungspotenzial führen kann.

10.4 Feststofftransport aus Einzugsgebieten

Bei der Planung von flächendeckenden Erosionsschutzmaßnahmen, zur überschläglichen Dimensionierung des Totraums und zur Lokalisierung der Herkunft der Feststoffe müssen die Erosionsvorgänge im Einzugsgebiet quantitativ abgeschätzt werden, insbesondere, wenn Feststoffmessungen in den Gewässern fehlen. Die bedeutendste Erosion wird durch das Wasser ausgelöst und beträgt das zehnfache

bis hundertfache der Erosion durch Wind. Der natürliche Verwitterungsprozess, dem eine Landschaft unterliegt, stellt eine Veränderung in geologischen Zeiträumen dar. Die mittlere Erosionsrate in Mitteleuropa wird in [10.21] mit 1 m in 10000 Jahren angegeben. Zu den natürlichen Erosionskräften kommen die menschlichen Aktivitäten, hauptsächlich durch die Landwirtschaft in Form von Acker- und Weinbau oder Kahlschläge welche die Erosionsrate um den Faktor 100 bis 1000 erhöhen. Diese Eingriffe beschleunigten in der Vergangenheit den natürlichen Erosionsprozess erheblich, wie die Auelehmbildungen infolge der mittelalterlichen Waldrodungen eindrucksvoll zeigen. Heute liegt weltweit der jährliche Netto-Bodenverlust bei 23 Mrd. Tonnen, was einer Reduktion der globalen Bodenreserven um 7 % pro Dekade entspricht [10.53]. Zur Abwehr werden erosions hemmende Maßnahmen z.B. Terrassierungen, Konturenpflügen oder Aufforsten angewendet. Es wird geschätzt, dass der gegenwärtige Abtrag von Land das Fünf- bis Zwanzigfache desjenigen vor der landwirtschaftlichen Nutzung in den gemäßigten Zonen mit humidem Klima beträgt.

Eine voll entwickelte Pflanzendecke bietet den wirkungsvollsten Schutz gegen Erosion. Die Erosion wird nach dem völligen Entfernen des Bewuchses bis zu mehr als dem Hundertfachen gesteigert und hängt dann nur noch von der Zahl der Starkregentage ab. Zahlreiche Beispiele von größeren Erosionen liegen aus semi-ariden und ariden Flussgebieten vor [10.19]. Die jährlich wiederkehrende Erosionsgefährdung folgt dem Zyklus des Pflanzenwachstums. Sie ist in Mitteleuropa im Frühjahr/Sommer (April bis August) am größten, da dann Starkregen auf eine wenig geschlossene Kulturpflanzendecke auftreten können. Gebiete mit einem mittleren jährlichen Niederschlag von < 300 mm weisen oft maximale Abträge auf, da oberhalb von diesem Wert eine Pflanzendecke existiert. Hohe Niederschlagsintensitäten mit großen Regentropfen, geringe Pflanzenbedeckung und leichte Erodierbarkeit des Bodens verbunden mit großen Hangneigungen rufen große Landabträge hervor. Die Erodierbarkeit des Bodens wird auch von dem Gefüge und dem Anteil an organischem Material und Kolloiden bestimmt. Durch verhältnismäßig geringe Zunahme der organischen Bestandteile wird die Erosionswirkung überproportional abgemindert.

Ausgelöst wird die Erosion durch die kinetische Energie des Regens und des abfließenden Niederschlagswassers. Durch den Aufprall der Regentropfen auf eine nackte Bodenoberfläche werden die Bodenpartikel aus dem Verband herausgeschlagen, in die Luft gewirbelt und bis zu 1,5 m seitlich verfrachtet. Ein Regen von 5mm/h erzeugt eine mechanische Energie von 100 J/m^2 in einer Stunde; bei 50 mm/h beträgt der Wert 1450 J/m^2 . Die kinetische Energie eines Regens von 100 mm und einer einheitlichen Tropfengröße von 2,5 mm reicht theoretisch aus, um eine 10 cm starke Bodenschicht 1,8 m emporzuheben.

In einem Einzugsgebiet wirken Abtrag, Transport und Ablagerung; die Identifizierung und Klassifizierung von Sedimentquellen und -senken ist für die Planung und Bewertung von Erosionsschutzmaßnahmen bedeutsam. Die Flächenerosion ist durch Ablösen des Bodens und Transport in Rillen oder Zwischenrillen gekennzeichnet. Die Furchenerosion ist die nächste Stufe, auf welche die Gerinneerosion folgt, in welcher der Sedimenttransport im Flussbett erfolgt. Beim Erosionsvorgang findet neben dem Abtrag und Transport eine zwischenzeitliche Ablagerung

(Akkumulation) in der niederschlagsfreien Zeit statt. Theoretische Ansätze für die einzelnen Erosionsarten werden in [10.22, 10.23] behandelt. Die Flächenerosion wird durch filmartigen Oberflächenabfluss infolge von kleinräumigen, kurzzeitigen Niederschlägen von hoher und stark variierender Intensität hervorgerufen; sie ist nicht so auffällig wie die Tiefenerosion und führt meist zu feinkörnigen Sedimenten.

Bei filmförmigem Landoberflächenabfluss, wie er am Hangbeginn häufig auftritt, herrscht Flächenerosion oder Interrillenerosion vor. Mit dem Aufprall des Regentropfens werden Bodenpartikel infolge der kinetischen Energie des Regentropfens aus dem Bodenverband herausgeschleudert, wobei die Aufprallenergie auch zu einer Verdichtung der obersten Bodenschicht führt. Das Ablösen und der Transport der Teilchen zu den Rillen ist die Zwischenrillenerosion. Ihr folgt in Hangrichtung die Rillenerosion infolge des vorherrschend rillenförmig verlaufenden Landoberflächenabflusses. Da hierbei der Abfluss maßgebend ist, wird die Rillenerosion durch Beziehungen zwischen Größe der Partikeln und Schubspannung bzw. Abfluss ausgedrückt. Bei einer Tiefe von > 300 mm spricht man von Graben- oder Furchenerosion, die in unregelmäßigen, tiefen Gräben oder Furchen im Kolluvium die spektakulärste Art der Erosion ist. Daran schließt die Gerinneerosion, d.h. die Ablösung und der Transport durch eine konzentrierte Strömung als Schweb oder Geschiebe.

Für die Flächenerosion sind der Regen nach Intensität, Dauer und jahreszeitlicher Verteilung und die Vegetation, insbesondere das Verhältnis von Wald- bzw. Grünland zu Acker von Einfluss. Außerdem bestimmen die Bodeneigenschaften, insbesondere die Wasserdurchlässigkeit, die Hangneigung und -länge und Gewässerdichte die Erosionsgefährdung eines Einzugsgebiets. Die linienhafte Erosion wird durch weiträumigen und lang anhaltenden Regen von geringer aber gleichmäßiger Intensität gefördert. Als Denudation bezeichnet man den flächenhaften, mechanischen und chemischen Stoffabtrag durch Verwitterung aufgelockerten Gesteins im geologischen Sinn.

Die Gerinneerosion als Teil der Tiefenerosion hängt vom Abfluss und von der Fließgeschwindigkeit sowie von der Sohlen- und Uferbeschaffenheit ab. Ihr Anteil am gesamten Feststofftransport ist verhältnismäßig gering, ihre Auswirkung auf flussbauliche Maßnahmen oft jedoch groß. Sie äußert sich in der Eintiefung der Flusssohle verbunden mit Angriffen auf die Ufer und Hangrutschungen. Zu der Tiefenerosion gehört im weiteren Sinn die Rillenerosion in kleinen Furchen im Gelände [10.23]. Auch die Grabenerosion, die z.B. in den Lößgebieten Chinas Spitzenwerte von mehr als $34000 \text{ t/km}^2\text{a}$ erreicht, ist hier einzuordnen.

Aus der Vielfalt der morphometrischen und hydrologischen Parameter werden einige in empirischen Ansätzen zur Erfassung des Bodenabtrags von landwirtschaftlich genutzten Gebieten verwendet. Mit diesen Erosionsformeln wird das potentielle Erosionsvermögen berechnet, so dass erosionshemmende Maßnahmen qualitativ beurteilt werden können [10.22]. Die eingetragene Energie wird durch das Produkt aus Niederschlagsintensität und -dauer sowie Gefälle berücksichtigt. In den Vegetationsparameter geht z.B. das Verhältnis von ganzjähriger und saisonaler Pflanzenbedeckung ein. Die Parameter der Erosionsformeln sollten anhand von Naturmessungen geeicht werden. Eine häufig angewendete Formel für die

langjährige, potentielle Flächenerosion als Oberflächenabtrag (Zwischenrillenerosion) und die Rillenerosion ist die USLE (Universal Soil Loss Equation) bzw. ABAG (allgemeine Bodenabtragsgleichung) oder als universale Bodenverlustgleichung bezeichnet [10.25]. Die Gleichung berücksichtigt keine Depositionen oder Erosion im Gewässer. Sie wurde auch nicht für die Erosionswirkung einzelner Starkregen entwickelt. Vielmehr soll das mittlere Erosionsverhalten einer homogenen landwirtschaftlich genutzten Fläche (Feld) langfristig vorhergesagt werden, wozu folgender Ansatz verwendet wird:

$$m_F = R \cdot K \cdot L \cdot S \cdot C \cdot P \approx R \cdot K \cdot L^{0,5} C \cdot P (65,4 \cdot S^2 + 4,56 \cdot S + 0,065) \quad (10.9)$$

m_F : Mittlerer jährlicher Bodenabtrag in $t^1 ha^{-1} a^{-1}$,

R : Erosionsvermögen der Regen (Erosivität) in $kJm^{-2}mm^{-2}h^{-1}$ (Bild 10.10),

K : Erodierbarkeit des Bodens (Erodibilität), gemessen an einer in Hanglängsrichtung gepflügten Standardparzelle (Schwarzbrache im Saatbettzustand, Bearbeitung in Gefällerrichtung) von 22,13 m Länge und 9% Neigung in $t^1 ha^{-1} kJ^{-1} m^2 mm^{-1} h$,

L : Faktor für die wirksame Hanglänge ausgedrückt als Relationsgröße zum Standardhang von 22,1 m Länge; $L = (l/22,1)^\beta$ mit l als Hanglänge und dem Exponent $\beta = 0,5$ für Hangneigung $\Theta > 5^\circ$ und $\beta = 1,2 \cdot \sin^{0,3}$ für Hangneigung $\Theta < 5^\circ$

C : Bewirtschaftungs- bzw. Bewuchsfaktor; $C = 1$ für Schwarzbrache, sonst $C < 1$,

S : Faktor für die Hangneigung ausgedrückt als Relationsgröße zum Standardgefälle von 9%, wobei 9% als Bezugsfaktor 1 gesetzt wird; $S = (65,4s^2 + 4,56s + 0,065)$ mit $s = \sin \alpha$ als Hangwinkel. LS wird zusammengefaßt als topographischer Faktor (Bild 10.12),

P : Abminderungsfaktor, der erosionshemmende Maßnahmen im Vergleich zur erosionsträchtigen Bewirtschaftungsweise (in Gefällerrichtung $P = 1$) berücksichtigt.

In Gl. (10.9) sind nur die Faktoren R und K dimensionsbehaftet. Die dimensionslosen Faktoren R , S und K sind voneinander unabhängige Größen, wohingegen die übrigen Faktoren in Wechselbeziehung mit den anderen Größen stehen und wegen ihrer empirischen Ermittlung nur für den Klimabereich und die Bewirtschaftungsform im Einzugsgebiet, für den sie bestimmt werden, gültig sind.

Die Ausgangsvariable R wird zur Ermittlung des mittleren potentiellen Abtrags aus der Summe zwischen Energie K_E und Intensität I , die die Niederschläge eines Jahres liefern, gebildet. $K_E I$ wird als Erosionsindex bezeichnet. Zwischen Bodenabtrag und maximalen Niederschlägen von 30 Minuten Dauer besteht eine gute Korrelation, so dass R in der Regel dem jährlichen Wert von $K_E I$ entspricht (Bild 10.10). Linien gleicher R -Faktoren (*Isoerodenten*) liegen für Teile von Deutschland als Karten vor. Für den Mittelgebirgsraum von Hessen und Nordrhein-Westfalen schwanken die Werte $46 < R < 77$ ($kJ \cdot m^{-2} \cdot mm \cdot h^{-1}$) für die Niederschläge von Mai bis Oktober [10.56].

Zur Berechnung von R werden nur Regen $> 12,5$ mm, nach [10.26] > 8 bis 10 mm, verwendet und aus diesen Regen die maximalen Intensitäten von 30 Minuten Dauer I_{30} herausgesucht [10.27, 10.57]. In einem Regenereignis zählen alle Einzelregen, die eine Regendauer von 6 h nicht überschreiten.

Die Berechnung der erosiven Kraft der Starkregen erfolgt zunächst für den Einzelregen. Anschließend werden für eine längere Jahresreihe ($n > 15$ a) die Werte

der Einzelereignisse addiert und nach Division durch die Anzahl der Jahre zur Regenerosität gemittelt. Die Regenerosität berechnet man nach:

$$R_e = E_e \cdot I_{30} = \left[\sum_{i=1}^n (11,89 + 8,73 \log I_i) N_i \right] \cdot I_{30} \quad (10.10)$$

für $0,05 < I < 76,2 \text{ mm/h}$,

für $I < 0,05 \text{ mm/h}$: $E_e = 0$ und für $I < 76,2 \text{ mm/h}$ wird: $E_e = 28,33 \text{ N}_i$

R_e : Regenerosität in N/h ,

E_e : kinetische Energie in J/m^2 ;

I_i : Intensität während des Niederschlagsabschnittes i in mm/h ,

N_i : Niederschlagshöhe des Abschnittes i in mm ,

I_{30} : maximale Intensität von 30 Minuten Dauer,

E_{ei} : Kinetische Energie des Abschnittes i (J/m^2); theoretisch $0,5mv_d^2$, $m \approx d^3$ als Masse des Regentropfens mit Durchmesser d und v_d als seine Fallgeschwindigkeit, maximal 9 bis 10 m/s . Für deutsche Verhältnisse wird vorgeschlagen [10.46]:

$E_{ei} = 8,95 + 8,44 \log I_i$.

Der Bodenerosionsfaktor K berücksichtigt die Gesamtwirkung der Bodeneigenschaften und repräsentiert 24 einzelne Bodeneigenschaften. Er liegt zwischen $0,00265$ bis $0,0318 \text{ kg/h} / \text{Nm}^2$ und nimmt mit abnehmendem organischen und zunehmendem Schluff- und Feinsandanteil zu. In Bild 10.11 ist K in der Dimension tons/acre angegeben. $R \cdot K$ hat die Dimension kg/m^2 bzw. t/ha . Die Erodierbarkeit K hängt ab von dem Anteil an Ton T , Schluff U und Feinsand ffS , den organischen Substanzen oS (Aggregatgrößenklassen), dem Bodengefüge und der Durchlässigkeit, die in vier Permeabilitätsklassen eingeteilt wird. Die Aggregatgrößen werden in vier Klassen eingeteilt. Bei der Klasse 1 handelt es sich meist um Krümelgefüge und die durchschnittliche Aggregatgröße beträgt $< 1 \text{ mm}$. Bei der Klasse 2 (feingranular) neigt das Krümelgefüge zum Zerschlämmen. Die Klasse 3 ist mittel bis grob granular mit Aggregatgrößen zwischen 2 und 10 mm . Die Bodenstrukturklasse 4 weist blockige, plattige oder kohärente Aggregate von $> 10 \text{ mm}$ auf. Die Permeabilität wird von dem Bereich sehr langsam bis schnell abgestuft. Die Stufe 6 entspricht einem k_F -Wert von $> 2,5 \text{ mm/h}$. Eine geringe Durchlässigkeit ist von $2,5$ bis $6,6 \text{ mm/h}$ vorhanden. Die daran anschließende Stufe 4 von einer mittleren bis langsamen Permeabilität liegt zwischen $6,6$ und $16,6 \text{ mm/h}$. Stufe 3 reicht bis 42 mm/h , und die Klassen 2 bzw. 1 liegen darüber.

Bei der Abschätzung des Faktors K für die Erosionsanfälligkeit beginnt man mit dem Schluff- und Feinsandgehalt von 2 bis 100 m , geht von dort waagerecht bis zum Sandgehalt und anschließend senkrecht bis zum organischen Gehalt (Bild 10.11). Von diesem Punkt geht man bis zur Bodenstrukturklasse und anschließend senkrecht bis zur Permeabilitätsklasse. Der gestrichelte Linienzug in Bild 10.11 gilt als Beispiel für 30% Schluff, 62% Sandgehalt und 5% organische Substanz. Er liefert einen Vorwert von $K = 0,17$, der bei Berücksichtigung der Bodenstrukturklasse 2 und Permeabilitätsklasse 3 zu $K = 0,20$ bestimmt wird.

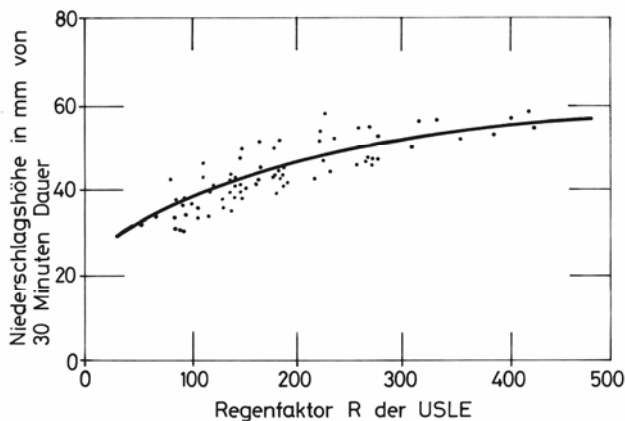


Abb. 10.10. Abschätzung des Regenfaktors R in der ABAG für mittlere jährliche Werte nach [10.19]

Für Böden mit weniger als 70 % Anteil der Fraktion 0,002 bis 0,1 mm (Schluff- und Feinstsandanteil) gilt näherungsweise:

$$K = 2,77 \cdot 10^{-6} \cdot M^{1,24} \cdot (12 - \% \text{ org. Substanz}) + 0,043 \cdot$$

$$(\text{Aggregatklasse} - 2) + 0,033 \cdot (4 - \text{Permeabilitätsklasse}),$$

$$M = (\% - \text{Gehalt der Korngröße 0,002 bis 0,1 mm}) \cdot (100 - \% \text{ Gehalt der Korngröße} < 0,002 \text{ mm}).$$

Für ein 47 ha groß ackerbaulich genutztes Gebiet der Glonn/Amper mit einer mittleren Geländeneigung von 8,3 % wurde ein Erodierbarkeitsfaktor von $K = 0,36 \text{ t} \cdot \text{h} / (\text{ha} \cdot \text{N})$ bestimmt. In der Hanglage des Gebiets stehen Parabraunerde mit 40 % Anteil an der Gebietsbedeckung und Braunerde mit 22 % an. In den Talauen befindet sich Gley, der 30 % der Bodenbedeckung im Einzugsgebiet ausmacht.

Der topographische Faktor LS wird für einzelne Hänge erhalten, indem Hangneigung und Hanglänge auf den Standardhang bezogen werden (Bild 10.12). Hänge von mehr als 100 m wirken erosionsvermindernd im Vergleich zu kurzen Hängen. Ursache ist der Oberflächenabfluss, der im oberen Hangdrittel mehr als dreimal so groß ist wie im unteren Hang-drittel. Den größten Einfluss auf den langfristigen Bodenabtrag übt die Hangneigung aus. Bei niedrigen Hanglängenexponenten wird der Boden überwiegend im oberen Bereich erodiert, bei hohen Exponenten verstärkt aus dem mittleren und oberen Bereich.

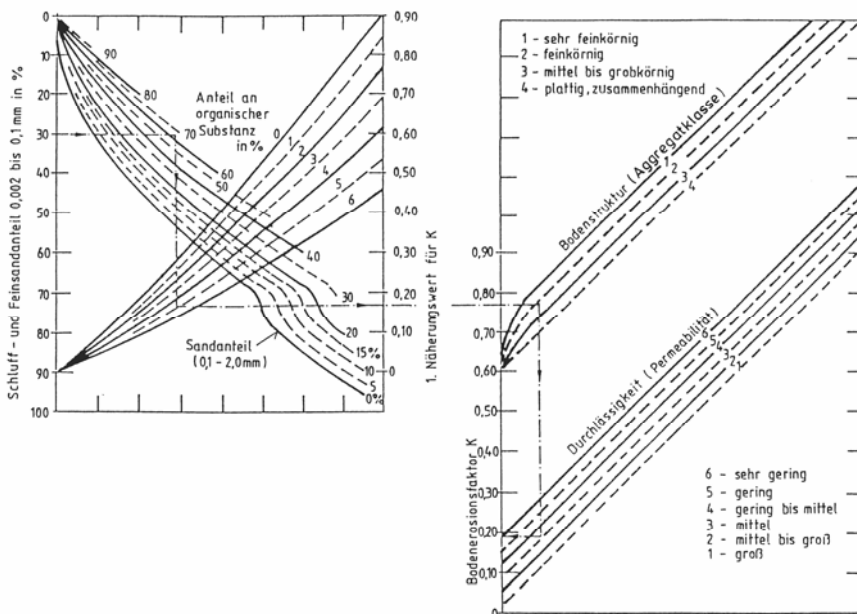


Abb. 10.11. Bestimmung des Bodenerosionsfaktors K nach [10.19]

Der topographische Faktor LS kann anhand der empirischen Beziehung abgeschätzt werden:

$$LS \approx (L / 22)^a \cdot (65,45 \sin^2 \Theta + 4,56 \sin \Theta + 0,065)$$

L : Hanglänge in m,

Θ : Hangneigungswinkel,

A: Exponent, für

$\alpha \leq 0,5\%$	$a = 0,15$
$0,5\% < \alpha \leq 1\%$	$a = 0,2$
$1\% < \alpha \leq 3,4\%$	$a = 0,3$
$3,4\% < \alpha \leq 4,9\%$	$a = 0,4$
$\alpha > 4,9\%$	$a = 0,5$

Die Hanglänge ist der Abstand zwischen beginnendem Oberflächenabfluss am Oberhang und beginnender Sedimentation am Unterhang. Näherungsweise wird gesetzt $L = 0,5A_{E0} / L_G$, wobei L_G die Gesamtlänge der Gewässer bedeutet.

Maßgebend für die Größe von C ist der Schutz der Bodenoberfläche durch lebende oder tote Pflanzenteile. Bei völliger Bodenbedeckung beträgt $C < 0,01$ und steigt bis auf Werte von 0,4 bei spärlichem Schutz. In dem Faktor P ($P \geq 1$) werden die Feldbestellung und die Hangneigung berücksichtigt. Die größte Abminde- rung von P wird beim Konturpflügen und geringen Hangneigungen erhalten ($P = 0,25$), wohingegen Pflügen in Hangrichtung für alle Gefälle einheitlich mit dem Wert $P = 1$ belegt wird.

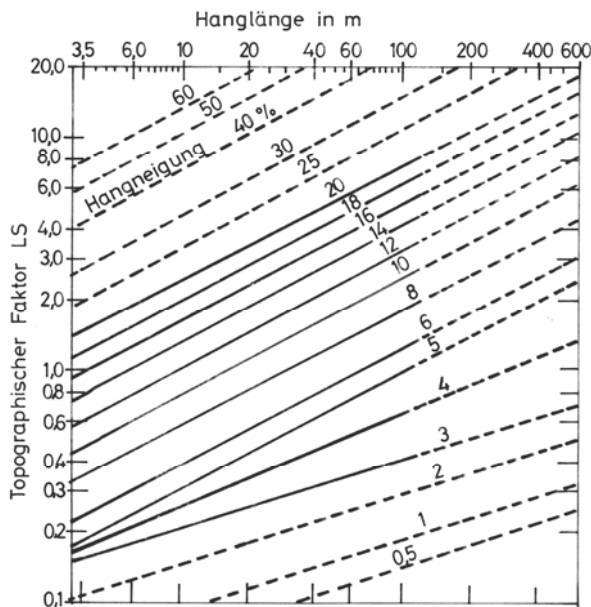


Abb. 10.12. Abschätzung des topographischen Faktors LS nach [10.19]

Um den Bodenabtrag infolge eines einzelnen Regenereignisses abzuschätzen, kann die modifizierte ABAG benutzt werden [10.46].

$$m_{Fa} = R_e K L S R B A P \quad \text{in kg/ha} \quad (10.11)$$

m_{Fa} : Bodenabtrag infolge eines Einzelereignisses in kg/ha,

R_e : Einzelregenerosivität in N/h,

RBA : Relativer Bodenabtrag zur Erfassung der erosionsmindernden Wirkung einer Pflanzendecke,

K : Erodierbarkeitsfaktor (-),

P : Schutzmaßnahmenfaktor (-).

Beispiel : Vereinfachtes Schema zur Berechnung des mittleren jährlichen Bodenabtrags von Ackerflächen

Gegeben : Jahresniederschlag 800 mm/a; Parabraunerde aus Löß (uL. 2% OS, ungünstige Aggr.); Hanglänge 120 m; Hangneigung 8%; 50% Silomais, kein Strohverkauf; Bearbeitung hangauf -ab, keine Steine;

Gesucht : Mittlerer Bodenabtrag nach ABAG: $R * K * L * S * C * P =$

$65 * (0,49 * 1 + 0,04) * 2,3 * 0,8 * 0,27 * (1 * 1) = 17 \text{ t/ha}$ (Werte s. nachstehende Tabelle)

Der Faktor RBA stellt dar, wieviel Boden gegenüber saarfertiger Bodenoberfläche einer Schwarzbrache unter den sonst gleichen Bedingungen abgetragen werden kann. Da der aktuelle RBA zu Regenbeginn nicht bekannt ist, werden mittlere

Tabelle der Faktoren der ABAG zum Zahlenbeispiel

R (mm/a)	*	K	* L I Neigung (m) ≥	* < 5 %	S Neigung (%)	* un- gün- stig	C	* gün- stig	P
Bodenart			5 %	5 %					
550:44	T	0,09	5:0,5	0,6	3:0,2	Getreide:			Bearbeitung:
600:48	sT	0,10	10:0,7	0,7	4:0,3	100%	0,10	0,04	hangauf -ab 1,0
650:52	S	0,10	20:1,0	1,0	5:0,5				
700:56	tS	0,11	30:1,1	1,1	6:0,6	Raps:			in Kontur bei
750:60	IT	0,13	40:1,3	1,3	7:0,7	33%	0,10	0,05	Hangneigung in
800:65	uT	0,18	50:1,5	1,4	8:0,8				%
850:69	sL	0,23	60:1,7	1,5	9:1,0	Zuckerrüben/Kartoffeln:			3–8 : 0,5
900:73	IS	0,26	70:1,8	1,6	10:1,2	25%	0,13	0,08	8–12 : 0,6
950:77	stL	0,28	80:1,9	1,7	11:1,3	33%	0,14	0,10	12–16 : 0,7
1000:81	suL	0,35	90:2,0	1,8	12:1,5	50%	0,20	0,18	16–20 : 0,8
1050:85	utL	0,37	100:2,1	1,8	13:1,7				20–25 : 0,9
1100:90	ulS	0,39	120:2,3	2,0	14:2,0	Mais, konvent.:			
1150:94	us	0,43	140:2,5	2,1	15:2,2	25%	0,15	0,11	Steinbedeckung
1200:98	uL	0,49	160:2,7	2,2	16:2,4	33%	0,18	0,14	%
1250:102	tU	0,62	180:2,9	2,3	17:2,6	50%	0,28	0,26	0: 1,00
1300:106	sU	0,65	200:3,0	2,4	18:2,9				10: 0,85
1350:110	U	0,72	240:3,3	2,6	19:3,2	Mais, 33%:			20: 0,65
1400:114			270:3,5	2,7	20:3,5	Mulchsaat 0,08 :			30: 0,50
1450:119			300:3,7	2,8	21:3,8	WG-Eins0,09			40: 0,40
			350:4,0	3,0	22:4,1				50: 0,30
			400:4,3	3,2	23:4,4	Klee, Gras, Luzerne:			60: 0,20
					24:4,7	25 %	0,05	0,03	70: 0,15
					26:5,4	33 %	0,03	0,02	80: 0,10
					28:6,1	50 %	0,02	0,01	
	1% OS-1,1		Hangform		30:6,8	Hopfen:			
	2% OS-1,0		konkav-0,9			normal	0,97	0,61	
	3% OS-0,9		Konvex-1,2			minimal	0,38	0,13	
	4% OS-0,8			0,97	0,61	Strohverkauf		-1,2	
	Aggr.±0,04			0,38	0,13				
	Durchl.±0,05								

R	: Regenerosität (N/h)	S	: Hangneigungsfaktor bei Neigung S in %
(mm/a)	: Jahresniederschlag	C	: Bewirtschaftungsfaktor bei Fruchtantei-
L	: Hanglängenfaktor		len < 100 % ist der Rest Getreide
L	: Hanglänge in m	ungünstig:	lange Zeitspannen mit unbedecktem
≥ 5 %	: Hanglängenfaktor bei Neigung		Boden; viel Wintergerste, keine Grün-
	über 5 %		düngung
< 5 %	: Hanglängenfaktor bei Neigung	P	: Schutzfaktor
	von 3,5–4,9 %	OS	: organische Substanz
Aggr.	: günstige Aggregation	Durchl.-	: hohe Durchlässigkeit
Aggr.+	: ungünstige Aggregation	Durchl.+	: niedrige Durchlässigkeit
K	: Bodenerodierbarkeit	WG-Eins	: Wintergersteneinsaat in jede Fahrspur
	(K = Bodenart OS ± Aggr. ± Durchl.)		

Werte verwendet (Tabelle 10.4). Bei unterschiedlicher Pflanzenbedeckung kann das flächengewichtete Mittel RBA benutzt werden.

$$RBA = (\sum A_i \cdot RBA_i) / \sum A_i$$

A_i : Fläche der Kulturart i ,

RBA : relativer Bodenabtragsfaktor der Kulturart i nach Tab.10.4.

Die ABAG erfaßt nur die Erosionsmenge am Rand eines homogenen Feldes und ergibt für Flussgebiete zu große Werte. Die Berücksichtigung des Schwebstoffrückhalts im Einzugsgebiet kann durch den Faktor R erfolgen. In der MUSLE (Modified USLE) wird R in Gl.(10.9) durch R_w ersetzt, wobei R_w vom Abflussvolumen V in m^3 und dem Scheitelabfluss Q_s in m^3/s abhängt [10.28].

$$R_w = 9 \cdot 0,5(V \cdot Q_s)^{0,56}. \quad (10.12)$$

Tabelle 10.4. Relativer Bodenabtrag RBA in Abhängigkeit von der Kulturart und der Wachstumsperiode

Frucht- und Bestelltechnik		PERIODE						
		1a	1b	2	3	4	5	6
		wen-	nicht	Saat-	Bodenbedeckung			Ernte
		dende	wen-	bett	10%	50%	75%	bis
		BB ¹⁾	dende	bis	bis	bis	bis	BB
			BB	10% ²⁾	50%	75%	Ernte	
		bis Saatbett						
1	Getreide konvent.	32	—	46	38	3	1	2
2	dto Minimal-BB	—	8	8	6	1	1	2
3	Raps	32	—	46	38	3	1	2
4	Kartoffeln ³⁾	32	—	80	40	5	7,5	44
5	Zuckerrüben ³⁾	32	—	85	45	5	3	44
6	dto Mulchsaat ³⁾	20	8	9	6	3	3	15
7	Mais konventionell ³⁾	32	—	94	45	12	8,5	44
8	dto Spurlockerung ³⁾	32	—	54	45	12	8,5	44
9	dto WG-Reihen ³⁾	32	—	36	21	12	8,5	44
10	dto Mulchsaat ³⁾	20	8	11	7	2	1	10
11	dto Minimal-BB ³⁾	—	8	8	6	2	1	10

¹⁾BB : Bodenbearbeitung, ²⁾10% : Anteil der Bodenbedeckung durch Kulturpflanze, hier 10 %, ³⁾Bei Blattfruchtanteilen in der Fruchtfolge von 50 % und mehr sind die RBA-Werte der Blattfrüchte in den Perioden 2–6 mit 1,5 zu multiplizieren, um den stärkeren Gefügebelastrungen der Böden Rechnung zu tragen.

Als Beispiel soll der Bodenabtrag aus einem 1 km^2 großen Einzugsgebiet errechnet werden für ein Abflussereignis von 10 mm Abflusshöhe und $3 \text{ m}^3/s$ Scheitelabfluss. Der Faktor K sei $0,5 \text{ t h N}^{-1} \text{ ha}^{-1}$ und das Produkt $LSCP = 1$. Der Bodenabtrag beträgt $m_f = 9,05 (10 \cdot 3)^{0,56} \cdot 0,5 \cdot 1 = 30,4 \text{ t}$. In diesem Wert sind Ablagerungen und Erosion im Gerinnesystem nicht enthalten.

Da die ABAG den Erosionsvorgang beschreibt und Depositionen außer acht läßt, liefert sie für den Feststofftransport aus Einzugsgebieten zu große Werte. Dies gilt auch für andere Erosionsformeln von ähnlichem Aufbau (Zusammenstellung s. [10.29]). Zur Abschätzung des Feststoffabtrags aus Einzugsgebieten wird daher das Verhältnis von Feststofffracht am Gebietsauslass und errechnetem Wert nach

Gl.(10.9) benutzt. Dieses Abminderungsverhältnis ist gebietsabhängig und kann zwischen 0,01 und 1 variieren. Auf dieses Verhältnis haben die Größe und die Länge des Einzugsgebiets, der Höhenunterschied zwischen Wasserscheide und Gebietsauslass, die Hangneigung und -länge Einfluss. Nach verschiedenen Untersuchungen nimmt die Feststofffracht mit der 0,2- bis 0,9 fachen Potenz aus der Flächengröße ab, was z.B. beim Vergleich von Feststofffrachten aus verschiedenen großen Gebieten mitbeachtet werden muss. Die Abminderungsprozente sind in Gebieten von 0,1 bis 2 km² mit 20 % bzw. 90 % am geringsten. In Einzugsgebieten von 2 bis 100 km² schwankt der Anteil zwischen 9 und 50 % und in Gebieten von 100 bis 1000 km² werden nur 3 bis 15 % des Bodenabtrags nach der ABAG transportiert. Die Sedimenterzeugung nimmt bei großem Gefälle und hoher Flussdichte zu.

Für die überschlägige Ermittlung werden regional gültige Regressionsansätze verwendet, bei denen die Größe des Einzugsgebiets die wichtigste Variable ist [10.30]. Der Sedimentlieferungsgrad SDR ist der Anteil an abgetragenen Sediment, der den Gebietsauslass passiert. Für bayerische Verhältnisse kann die folgende Gleichung angewandt werden [10.47].

$$\text{SDR} = -0,02 + 0,385 \cdot A_{\text{Eo}}.$$

Für die Zwischenrillenerosion kann die Abtragsrate D_i berechnet werden zu [10.49]:

$$D_i = C_a \cdot I^2 \cdot K \cdot C \quad (10.13)$$

D_i : Abtragsrate [kg/(m²·h)],

C_a : Eichparameter [N/mm²],

I : Niederschlagsintensität [mm/h],

K : Bodenerodierbarkeitsfaktor nach ABAG [(kg·h)/(N·m²)],

C : Bedeckungs- und Bearbeitungsfaktor nach ABAG [-].

Rillenerosion findet nur statt, wenn die Transportkapazität des Oberflächenabflusses größer ist als der Schwebstoffgehalt:

$$D_r = C_b \cdot q \cdot \sin \Theta \cdot K \cdot C$$

D_r : Bodenabtragsrate in Rillen [kg/(m²·h)],

C_b : Koeffizient [N/(m²·h)],

q : Abfluss pro Breitenmeter [m³/(s·m)],

$\sin \Theta$: sin des Hangneigungswinkels Θ .

Der Feststoffabtrag aus Einzugsgebieten zur Abschätzung von Talsperrenverlandungen kann auch als Regressionsbeziehung der jährlichen Abflusssumme und Vegetation ausgedrückt werden. Diese Regressionen, die z.B. von [10.31] für aride Gebiete aufgestellt wurden, liefern erste Schätzwerte, wenn jegliche Messungen fehlen.

Zur Darstellung des Feststoffabtrags aus Einzugsgebieten dienen regional gültige Hüllkurven, denen der Regressionsansatz $m_F = aA_{\text{Eo}}^{-b}$ zugrunde liegt (Bild 10.13). Eine Unterscheidung des Feststofftransports in Mitteleuropa in den Regio-

nen Flachland, Mittelgebirge, Hochgebirge und Gletscherregion bringt erste Anhaltswerte [10.11]. In der nord-deutschen Tiefebene liegt der Abtrag zwischen $m_F = 3,8$ und $14,2 \text{ t/km}^2\text{a}$ mit einem Mittelwert von $8,7$ und einer Standardabweichung von $3,2$. Im Mittelgebirge schwankt der Abtrag zwischen 5 und $457 \text{ t/km}^2\text{a}$. In den Alpen werden Werte bis $690 \text{ t/km}^2\text{a}$ erreicht. In der Gletscherregion in Höhen über 2500 m treten noch größere Werte auf. Die große Streubreite in diesen Diagrammen kann durch Einführung eines Zuschlags bei der Totraumbemessung aufgefangen werden, wenn keine Räumungsmöglichkeit für den Totraum besteht. Der Zuschlag beträgt bei Verwendung von Bild 10.13 50% für Flachland und 100% für Mittelgebirge.

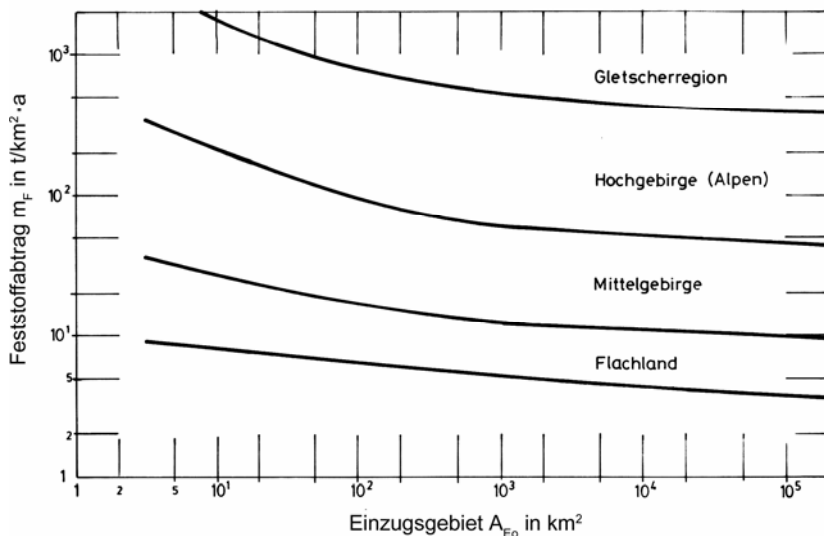


Abb. 10.13. Feststoffabtrag in Abhängigkeit von der Einzugsgebietsgröße und der Region nach [10.11]

Neben den Erosionsformeln, die zur Beurteilung von Maßnahmen der Erosionskontrolle entwickelt wurden, und Schätzverfahren für die Bodenabtragsrate anhand der Gebietsgrößen werden zunehmend deterministische Verfahren für den Sedimenttransport von der Fläche und in Gerinnen eingesetzt. Bei einigen Modellen wird von einer Einheitsganglinie für den Schwebstoff ausgegangen [10.29]. Eine Zusammenstellung einiger Modelle befindet sich in [10.33, 10.53].

Aus Siedlungsgebieten gelangen Feststoffe ins Gewässer, die zum erheblichen Teil organischen Ursprungs sind. Die Schmutzfrachten setzen sich aus Staubablagerungen auf befestigten Flächen und Ablagerungen in der Regenwasserkanalisation zusammen. Die Gewässerbelastung erfolgt stoßartig, da bereits Regen mit geringer Intensität zum Abfluss kommen. In den Kanälen findet beim Anspringen eine Aufwirbelung statt. Die Höhe des Schmutzwasseraustrags hängt nicht nur von der Höhe des Niederschlags ab sondern auch von der Dauer der vorausgegangenen Trockenperiode [10.24]. Aus den USA sind Abträge mit Schwebstoffgehalten von 30 g/m^3 Zufluss d.h. von $3 \text{ t/km}^2\text{a}$ je 100 mm Abflusshöhen bekannt. Ein

häufig verwendeter Ansatz für die Feststoffakkumulation bei Siedlungsgebieten lautet: $dP/dt = K_1 - K_2 P$. Mit P werden das Feststoffpotential (kg/ha), mit K_1 die Feststoffimmission (kg/ha · h) und mit K_2 die Abtragsrate bezeichnet. Die Lösung der Akkumulationsgleichung lautet:

$$P = P_{\max} \cdot (1 - e^{-K_1(t_e + t)}),$$

wobei $P_{\max}$ das maximale Feststoffpotential in kg/ha bezeichnet. Vereinfacht wird für den Stoffabtrag gesetzt, wenn I_w den abflusswirksamen Niederschlag bedeutet:

$$dP/dt - K_2 \cdot Q \cdot P = -K_2 \cdot I_w \cdot P.$$

Die Parameter für die Akkumulation und den Abtrag werden aus Messungen in den Siedlungsgebieten hergeleitet.

10.5 Feststoffe in Speichern

10.5.1 Rückhaltewirkung von Speichern

In Einzugsgebieten mit großer Erosion wird der Speicherraum durch die Stauraumverlandung, an der die Schwebstofffracht oft > 80 % Anteil hat, im Laufe der Zeit entwertet. Es wird geschätzt, dass jährlich 0.5 bis 1 % des weltweiten Speicherraums in Höhe von 6800 km³ durch Sedimentation verloren gehen [10.50, 10.58]. Es gibt viele eindrucksvolle Beispiele für die Verlandung von Talsperren, insbesondere in semiariden und mediterranen Gebieten. So verlandete innerhalb von 46 Jahren der MacMillan Speicher in New Mexiko/USA von ursprünglich 112 hm³ um 58 %. Der Speicher Steeg/Qued de Fodda in Algerien weist bei einem Einzugsgebiet von rd. 800 km² einen mittleren jährlichen Sedimenteintrag von 2,4 Mio. t auf. Der Speicherverlust beträgt 1,4 % pro Jahr bei einem Inhalt von 228 hm³ und einem Speicherausbaugrad von $\beta = 2,5$ [10.32] (Bild 10.14). Beispiel für einen großen Sedimentrückhalt ist der Assuan-Damm, der 97 % der jährlichen Schwebstofffracht des Nils in Höhe von 124 Mio. t zurückhält. Die mittlere jährliche Abflusssumme an der Sperrstelle beträgt 84 km³ und das Speichervolumen 164 km³ (Speicherausbaugrad $\beta =$ rd. 1,9). Durch die drastische Abnahme der Schwebstoffe tritt unterhalb eine Eintiefung der Flusssohle von 1 bis 5 cm/a ein. Hinsichtlich der sonstigen Nebenwirkungen wird auf die Literatur verwiesen [10.34, 10.35]. Im gemäßigten Klima und bei geschlossener Pflanzendecke spielt die Verlandung meist eine untergeordnete Rolle. Bei Hochwasserrückhaltebecken kann sie aber als Verschlammung die landwirtschaftliche Nutzung von Grünlandbecken erheblich beeinträchtigen. Durch Sedimentspülungen, die mit größeren Wasserverlusten verbunden sind, Baggerungen und durch Erosionsschutz im Einzugsgebiet wird angestrebt, der Verlandung entgegen zu wirken [10.36].

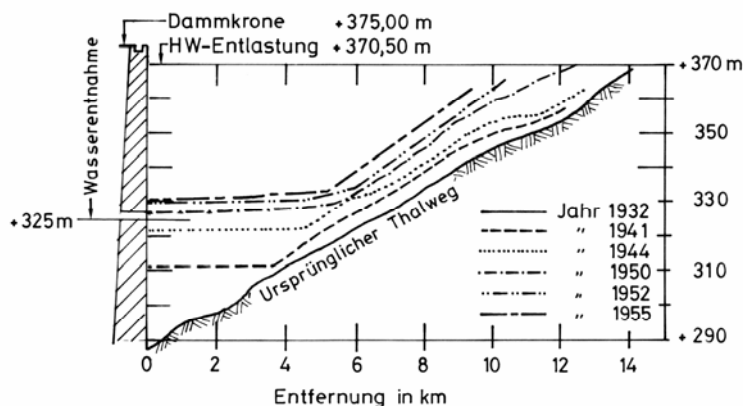


Abb. 10.14. Verlandung der Talsperre Steeg/Qued de Fodda (Algerien)

Bei der Festlegung der Stauziele muss das Volumen der Feststoffe, die während der kalkulatorischen Betriebsdauer oder Dauer der Konzessionierung der Stauanlage im Speicherbecken zur Ablagerung kommen, bekannt sein. Die Ablagerungsrate wird oft der Erosionsrate volumenmäßig gleichgesetzt, obwohl die Ablagerungen nur einen Teil der Erosion erfassen. Im Einzelnen werden Angaben über die Feststofffrachten, die Rückhaltewirkung der Stauanlage und das Raumgewicht der abgelagerten Feststoffe benötigt (Tab. 10.5).

Tabelle 10.5. Dichte verschiedener Sedimente nach SCS in t/m^3 für den Entwurf von Rückhaltebecken

Sediment	ständig unter Wasser		an der Luft	
Ton	0,64	bis 0,96	0,96	bis 1,28
Schluff	0,88	bis 1,20	1,20	bis 1,36
Ton-Schluff-Gemisch (gl. Teile)	0,64	bis 1,04	1,04	bis 1,36
Sand-Schluff-Gemisch (gl. Teile)	1,20	bis 1,52	1,52	bis 1,76
Ton-Schluff-Sand	0,80	bis 1,28	1,28	bis 1,60
Sand	1,36	bis 1,60	1,36	bis 1,60
Kies	1,36	bis 2,00	1,36	bis 2,00

Für den Betrieb und die Nebennutzungen des Speichers sind Angaben erwünscht über die Ablagerungszonen. Der Totraum wird nach der zu erwartenden Verlandung bemessen, falls nicht aus konstruktiven oder betrieblichen Gründen die Sohlen der Auslässe höher angeordnet werden müssen. Der Totraum wird bei starker Verlandung für einen Zeitraum von 100 Jahren ausgelegt. Er kann 10 bis 25 % des Bruttostauraums bei Einzugsgebieten mit starker Erosion betragen. Für etwa 1000 Speicher in den USA mit Inhalten unter $0,14 \text{ hm}^3$ betrug der mittlere jährliche Stauraumverlust 2,7 %. Dieser Wert sinkt auf weniger als 1 % ab, wenn größere Speicher mitberücksichtigt werden. Im humiden Klimabereich treten grö-

ßere Erosionen meist im Hochgebirge auf. So schwanken die Toträume der zehn größten Schweizer Stauseen zwischen 0,1 bis 49 % des Gesamtstauinhalts [10.36].

Da die Beobachtungsreihen der Schwebstoffmessungen kürzer sind als die anzusetzenden Betriebsdauern der Stauanlagen, wird für Voruntersuchungen von mittleren Werten des Feststofftransports ausgegangen. Gegebenenfalls können tägliche Feststofffrachten mit Zeitreihenmodellen oder Flussgebietsmodellen bestimmt werden [10.37, 10.29].

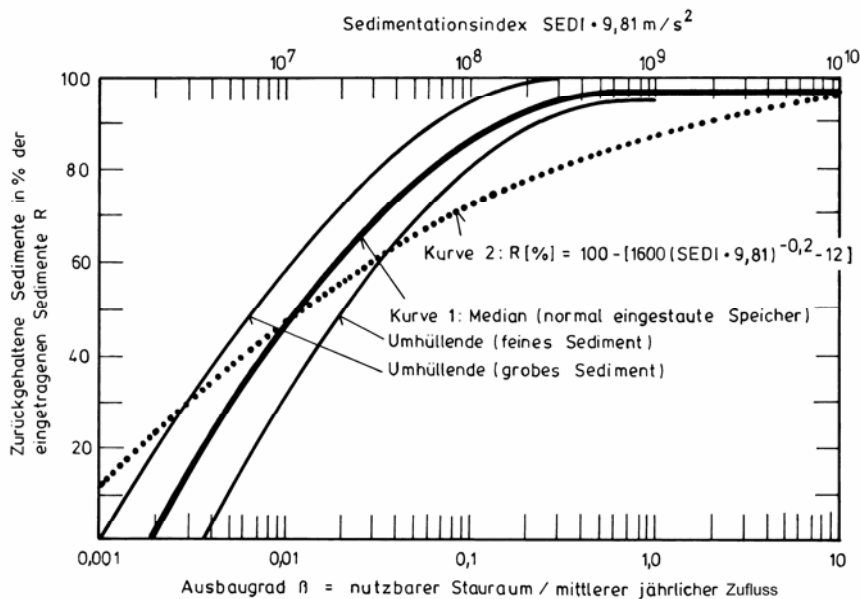


Abb. 10.15. Rückhaltung des eingetragenen Sediments durch Talsperren ausgedrückt in % des gesamten Eintrags mit Hüllkurven für grobes und feines Sediment (Kurve 1) [10.38]; Auffangwirkung von kleinen nicht permanent betriebenen Speichern und Hochwasserrückhaltebecken, ausgedrückt durch den Sedimentationsindex SEDI und den Ausbaugrad (Kurve 2)

Die Rückhaltewirkung einer Talsperre ist das Verhältnis von abgelagerten Sedimenten und den gesamten Sedimenten, die mit dem Zufluss in die Talsperre gelangen. Sie ist abhängig vom Volumen des Sedimenteintrags, der Korngröße, der Aufenthaltszeit, der Betriebsart und der Talform. Zwischen Aufenthaltszeit des Wassers in normal betriebenen Talsperren ohne besonderen Spülbetrieb wurden empirische Rückhaltetendenzen aufgestellt (Bild 10.15). Die mittlere Kurve 1 entspricht dem Median von 44 untersuchten Speicherräumen und gilt für normal gefüllte große Talsperren und mittlere Sedimente. Die obere Hüllkurve (95 %-Kurve) kann für grobkörniges Material angehalten werden und wird z.B. bei Speichern in ariden Gebieten verwendet. Die untere Hüllkurve berücksichtigt besser feines Sediment. Im Bereich zwischen Median und unterer Hüllkurve liegt auch die Auffangwirkung von kleinen Speichern bis 4 Mio. m³ Inhalt in Einzugsgebiete-

ten bis 39 km^2 bei Bodenabträgen zwischen 50 bis $700 \text{ m}^3 \text{ km}^{-2} \text{ a}^{-1}$, mit denen Wasserversorgung und Hochwasserrückhalt als gemeinsame Aufgabe erreicht werden soll [10.39]. Bei einer Aufenthaltszeit von $0,01 \text{ a}$ werden 48% eines mittleren Sediments zurückgehalten. Bei einem Ausbaugrad von $0,2$ bzw. einer Aufenthaltszeit von $0,2 \text{ a}$ beträgt die Auffangwirkung im Mittel 95% , erreicht aber bei groben Material etwa 100% und bei feinkörnigem Sediment nur 87% . Bei Überjahresspeichern wird praktisch alles Sediment zurückgehalten. Für $\beta > 0,02$ kann die Auffangwirkung gemäß dem Verlauf des Medians der Kurve 1 nach Bild 10.15 durch die Funktion $R = 100 [1 - 1/(1 + 100 \cdot \beta)]^{1,5}$ angenähert werden.

Als Beispiel soll eine Talsperre in Nordafrika von 130 hm^3 Inhalt (Einzugsgebiet $A_{E_0} = 2570 \text{ km}^2$) auf Verlandung untersucht werden. Der mittlere jährliche Zufluss beträgt $265,4 \text{ hm}^3$. Für die Feststoffführung F_G in t/s wurde folgende Abhängigkeit vom Abfluss Q in m^3/s ermittelt: $F_G = -0,071 + 0,015Q$. Gesucht werden die mittlere jährliche Verlandung bei einem konstanten anzunehmenden Gewicht von $\rho_F = 1,7 \text{ t/m}^3$, der mittlere jährliche Stauraumverlust sowie die Anzahl der Jahre bis zur Verlandung. Der Speicherausbaugrad $\beta = 130/265,4 = 0,49$ ergibt einen mittleren Rückhaltungsgrad von 95% (Bild 10.15).

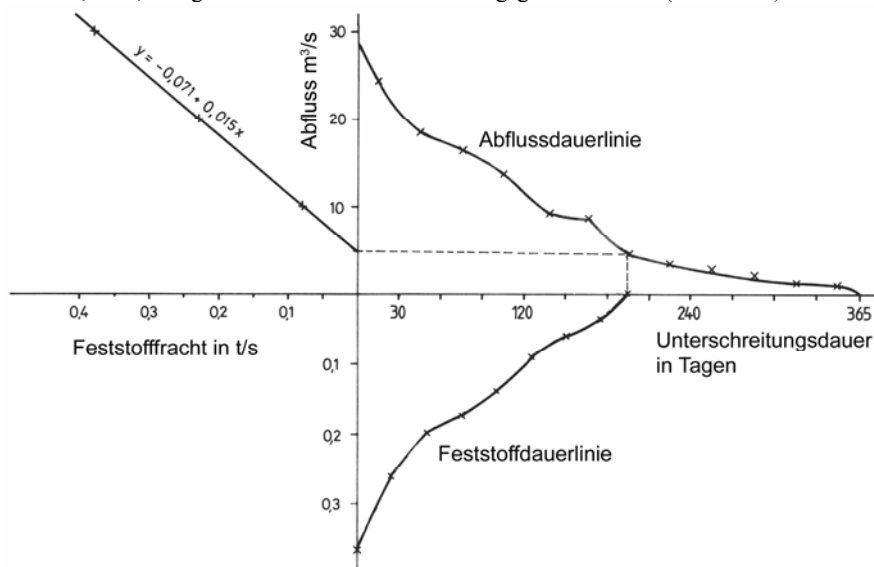


Abb. 10.16. Ermittlung der Feststofffracht aus Abflusssdauerlinie und Feststofftransport

Der Feststofftransport beginnt bei $0 = -0,071 + 0,015Q$ d.h. $Q \geq 4,7 \text{ m}^3/\text{s}$. Die Feststofffracht oberhalb dieses Grenzwertes beträgt $2,462 \text{ Mio. t/a}$ und wird durch graphische Ermittlung der beiden Dauerlinien und Planimetrieren des Flächeninhalts unter der Feststoffdauerlinie erhalten (Bild 10.16). Die zurückgehaltene Sedimentmenge beträgt $2,462 \cdot 0,95 = 2,34 \text{ Mio. t/a}$ oder $1,38 \text{ Mio. m}^3/\text{a}$. Wenn der jährliche Stauraumverlust mit $(1,38 \cdot 100/130) - 1 = 6 \%$ angesetzt wird, ergeben sich rd. 100 Jahre für die Dauer der Verlandung. Bei einer detaillierten Berechnung kann das abnehmende Rückhaltevermögen besser berücksichtigt werden als bei der Verwendung von Mittelwerten. Liegen hingegen nur mittlere Feststofffrach-

ten vor, kann die Verlandung von einzelnen Speicherlamellen gesondert berechnet werden. Dazu wird der Speicherinhalt anhand des Speicherausbaugrads in Abschnitte eingeteilt, z.B. von 10 %. Für jedes Restvolumen wird die Rückhaltewirkung nach Bild 10.17 abgelesen und der mittlere Rückhaltefaktor bei ständig verkleinertem Ausbaugrad gebildet. Anhand der in ein Volumen umgewandelten Feststofffracht, die zur Ablagerung kommt, wird die Zahl der Jahre, die zum Auffüllen der einzelnen Lamellen benötigt werden, ermittelt und nach Summierung die gesamte Verlandungsdauer bestimmt.

Die Auffangwirkung von Absetzbecken, Hochwasserrückhaltebecken und großen Stauhaltungen, die durch die kleineren Aufenthaltszeiten geringer ist, kann über einen Sedimentationsindex, der als Verhältnis von Rückhaltedauer und mittlerer Fließgeschwindigkeit im Speicherbecken definiert ist, abgeschätzt werden. Hierfür wurde eine Absetzkurve aufgestellt [10.40] (Bild 10.15 Kurve 2).

Die Rückhaltedauer berechnet sich aus dem zur Verfügung stehenden Speichervolumen, welches durch den mittleren Zufluss während der Rückhaltphase dividiert wird. Die mittlere Fließgeschwindigkeit ergibt sich aus mittlerem Zufluss geteilt durch mittleren Durchflussquerschnitt im Speicher, der durch den Quotienten von Speichervolumen/Beckenlänge angenähert wird. Der Sedimentationsindex SEDI kann in die dimensionslose Rückhaltewirkung R umgerechnet werden durch Multiplikation mit $g = 9,81 \text{ m/s}$. Kurve 2 lautet: $R [\%] = 100 - [1600 (\text{SEDI} \cdot g)^{-0,2} - 12]$. Aufgrund des unterschiedlichen Speichertyps, auf welche die Kurven 1 und 2 angewendet werden, sind ihre Ergebnisse nicht miteinander vergleichbar.

Ein Hochwasserrückhaltebecken ($A_{E0} = 130 \text{ km}^2$, $MQ = 1 \text{ m}^3/\text{s}$) mit $1,6 \text{ Mio. m}^3$ Inhalt und $1,5 \text{ km}$ Länge soll eine mittlere Betriebsdauer von 5 Tagen bei einem mittleren Zufluss von $7 \text{ m}^3/\text{s}$ aufweisen d.h. $A = 1,6 \cdot 10^6 / 1,5 \cdot 10^3 = 1067 \text{ m}^2$ und $v = 7/1067 = 0,007 \text{ m/s}$. Der Sedimentationsindex SEDI beträgt: $\text{SEDI} = [S/QZ]/v = [1,6 \cdot 10^6 / 7] / 0,007 = 34,8 \cdot 10^6$. Dies entspricht einer Rückhaltewirkung von $R (\%) = 100 - [1600 (\text{SEDI} \cdot g)^{-0,2} - 12] = 100 - [1600 (34,8 \cdot 10^6 \cdot 9,81)^{-0,2} - 12] = 100 - 19,5 = 80 \%$. (Der „Ausbaugrad“ des Hochwasserrückhaltebeckens beträgt $1,6 \cdot 10^6 / 1,365 \cdot 86400 = 0,051$, was einer Rückhaltewirkung von 78 % nach Kurve 1 entspricht).

10.5.2 Abschätzung der Abnahme des Speicherinhalts

Zur Abschätzung des Stauraumverlustes müssen die Stauraumzonen und die Veränderung des Raumgewichts des abgelagerten Sediments ermittelt werden. Die Dichte der Ablagerungen hängt von der Gesteinszusammensetzung (Ursprungsgestein), der Ablagerungszone und von dem Alter der Ablagerungen ab. Für den sich über Jahre erstreckenden Konsolidierungsvorgang ist auch maßgebend, ob die abgelagerten Feststoffe ständig unter Wasser liegen oder während der Absenckphase

des Speichers einer längeren jährlichen Austrocknungsphase unterliegen. Die Konsolidierungsvorgänge dauern umso länger, je feinkörniger das Sediment ist. Die Zunahme der Dichte mit der Zeit T kann abgeschätzt werden zu (Tab. 10.6):

$$\rho_T = \rho_1 + K_S \cdot \log T \quad (10.14)$$

ρ_T : Raumgewicht der Ablagerung nach T Jahren in kg/m^3 ,
 ρ_1 : Raumgewicht am Anfang in kg/m^3 ,
 K_S : Konstante (Setzungsfaktor) mit der Dimension kg/m^3 nach Tabelle 10.6.

Tabelle 10.6. Veränderung der Dichte der Ablagerung in Abhängigkeit vom Grad der Wasserbedeckung [10.48]

Grad der Wasserbedeckung	Sand ($0,062 < d < 2,0$)		Schluff ($0,004 < d < 0,062$)		Ton ($d < 0,004$)	
	ρ_1 kg/m^3	K_S kg/m^3	ρ_1 kg/m^3	K_S kg/m^3	ρ_1 kg/m^3	K_S kg/m^3
Sediment ständig unter Wasser	1550	0	1120	91	416	265
Speicher mit mäßiger bis großer Absenkung	1550	0	1140	29	561	135
Speicher, normal leer	1550	0	1150	0	641	0
Flussbettmaterial, häufiges Absenken	1550	0	1170	0	961	0

Bei gemischten Sedimenten wird jede Kornfraktion gesondert berechnet.

Wird die Dichte der Sedimentablagerung nach T Jahren Betriebszeit einer Tal-sperre gesucht, muss Gl. 10.14 integriert werden. Als mittlere Dichte gilt angenähert:

$$\bar{\rho}_T = \rho_1 + 0,4343K_S[(T/T - 1)(\ln T) - 1]. \quad (10.14a)$$

Als Beispiel soll die Dichte eines ständig unter Wasser liegenden Sediments, das zu 20 % aus Sand, 40 % Schluff und 40 % Ton besteht, für eine einhundertjährige Ablagerungsdauer bestimmt werden. Nach Gl.(10.14) berechnet man die mittlere Dichte nach 100 Jahren zu $(1550)0,20 + (1120 + 91 \cdot 2) \cdot 0,40 + 416 + 256 \cdot 2 \cdot 0,40 = 1202 \text{ kg/m}^3$. Soll das mittlere Raumgewicht der Ablagerungen des vorstehenden Beispiels nach 100 Jahren Betriebsdauer (= Setzung) errechnet werden, erhält man (Gl. 10.14a):

$$K_S = 0,2 \cdot 0 + 0,4 \cdot 91 + 0,4 \cdot 265 = 142,4 \quad \text{und} \quad \rho_1 = 1202 \text{ kg/m}^3,$$

$$\bar{\rho}_{100} = 1202 + 142,4 \cdot 1,586 = 1428 \text{ kg/m}^3.$$

Die Verteilung der Ablagerungen im Speicherbecken beeinflusst die Speicherkapazität der einzelnen Stauraumlamellen unterschiedlich, insbesondere werden Angaben über die Verkleinerung des Bewirtschaftungsraums benötigt. Die Verlandungshöhe vor dem Damm ist wichtig für die Höhenlage und Ausbildung der Ablässe. Anhand der zu erwartenden Ablagerungen im Bereich der Stauwurzel kann auf die Vergrößerung des Rückstaus geschlossen werden. Für Nebennutzungen, wie Wassersport, sind Ablagerungszonen im Bereich der saisonalen Stauspiegelschwankungen von Bedeutung. Das räumliche Fortschreiten der Verlandung erfolgt nach folgendem Muster: Geschiebe und grobe Schwebstoffe werden bei der Einmündung des Zuflusses in Form eines Deltas abgelagert. Die Deltabildung setzt beim höchsten Stauziel an. Das Gefälle im Delta ist etwa 50 % flacher als das ursprüngliche Talgefälle für Bereiche von $J_S < 0,04$ (Bild 10.17). Die Form des Schuttfächers ist über dem mittleren Seespiegel flacher als darunter. Die Ab-

bruchkante liegt in Höhe des Medians des (häufigsten) Stauziels, das im Bewirtschaftungsraum sich einstellt. Die Vorderkante des Deltas fällt zum See hin ab mit einem Gefällesprung, dessen Gefälle etwa dem 6,5-fachen Wert des Deltagefälles entspricht. Die feinen Schwebstoffteile setzen sich weiter im See ab, vorwiegend in strömungsarmen Bereichen. Bei starker Schwebstoffführung bildet sich temporär ein Dichtestrom aus, der den Seegrund berührt. Die Abbruchkante des Deltas verschwindet, wenn sich der Fuß des Deltas bis an den Damm heran geschoben hat. Ansätze zur Modellierung enthält [10.57].

Das Wasser des Zuflusses schichtet sich in die Stauraumlamelle ein, die seiner Dichte entspricht. In tiefen Talsperrenseen mit steilen Gefällen treten Dichteströme entlang der Sohle auf. Schwebstoffhaltiges Wasser fließt beim Auftreffen auf verhältnismäßig schwebstoffarmes Talsperrenwasser infolge der größeren Dichte als Dichteströmung auf der Sohle in den Speicher, wird verzögert und vor dem Damm umgelenkt (Bild 10.17). Die Absetzvorgänge werden durch die Korngrößenverteilung und die Fließgeschwindigkeit bestimmt. Bei feinkörnigen Sedimenten wie Ton und Kolloiden von weniger als 0,01 mm Durchmesser spielen außerdem elektrochemische Prozesse eine Rolle. Die Ablagerungen von gröberen Feststoffen sind an der Stauwurzel am größten. Da die Deltabildung unterhalb des höchsten Stauziels beginnt und bis zum häufigsten Stauziel im Bewirtschaftungsraum reicht, werden zwei Punkte erhalten, von denen aus die Verlandung skizziert werden kann (Bild 10.17). Umgekehrt kann durch Vorgabe der beiden Stauspiegel die Deltabildung beeinflusst werden. Feinkörniges Sediment lagert sich unterhalb davon annähernd gleichförmig ab. Der Ablagerungsvorgang kann durch Spülen mit den Betriebsablässen so beeinflusst werden, dass es zu geringeren Verlandungen vor den Ablässen kommt [10.52].

Die Verteilung der Sedimente im Speicherbecken richtet sich nach einer Vielzahl von Faktoren, wie Talgefälle, Länge des Speichers, Kornverteilung und Dichte, Zufluss-Abgabe-Bedingungen und Wasserspiegelschwankungen der Talsperre. Die Feststoffe lagern sich nicht nur am tiefsten Punkt ab, vielmehr erfolgt eine gewisse Sortierung des Sediments beim Durchlaufen des Speichers. Durch steiles Gefälle wird die Ablagerung im Dammbereich erhöht. Bei langgestreckten Speichern werden die Feststoffe bevorzugt am oberen Ende sedimentiert. Im gleichen Sinn wirken sich Abflussengstellen im Talsperrenraum aus: die gröberen Sedimente werden in den höheren Lagen des Talsperrenzulaufs abgelagert. Wenn Einzweckspeicher mit verhältnismäßig konstantem Stauziel betrieben werden, wird dieses allgemeine Bild der Verlandungserscheinungen weniger gestört als bei Mehrzweckspeichern, wo größere Ablagerungen im Bereich des unteren Betriebsstauziels auftreten. Durch Verkrautung und Pflanzenanwuchs im Bereich der Stauwurzel wird die Verlandungswirkung örtlich erhöht. Die Berechnung der räumlichen Ablagerungen nach hydraulischen Ansätzen konnte bislang nur für einfachste Randbedingungen erfolgreich durchgeführt werden [10.41]. Zur überschläglichen Abschätzung der räumlichen Verteilung der Verlandung, die unterhalb des normalen vorherrschenden Wasserspiegels $S_{\max}$ zur Ablagerung gelangen, kann die Flächenzuwachsmethode angewendet werden [10.42]. Das Verfahren geht von einer Korrektur der Stauspiegelfläche des unverlandeten Speichers aus, um die Abnahme des Speichervolumens in Abhängigkeit von der Stau-

höhe zu berücksichtigen. Bei der Flächenzuwachsmethode wird die Stauraumverkleinerung durch Parallelverschiebung der Speicherinhaltslinie erhalten, d.h. eine flächige gleiche, tiefenunabhängige Ablagerung auf dem Seegrund wird angenommen. Bei einer ausgeprägten Deltabildung im Stauraumbereich wird hingegen die Speicherinhaltslinie hauptsächlich im Bereich der großen Stauhöhen, die für Nutzungszwecke und zum Hochwasserrückhalt wichtig sind, verkleinert (Bild 10.17).

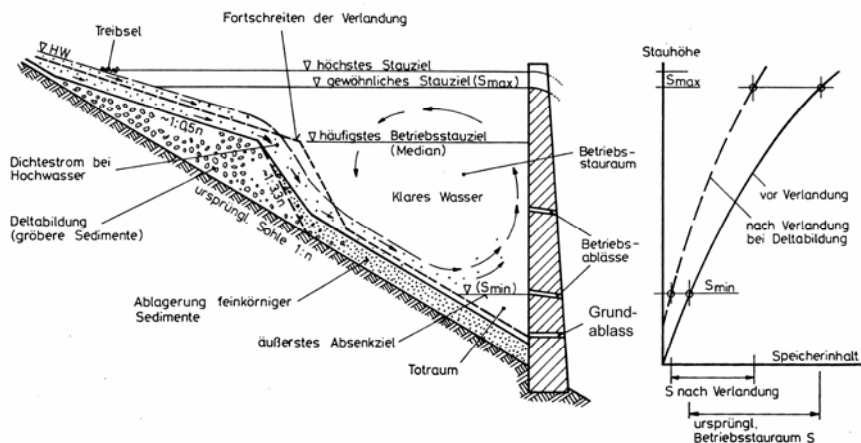


Abb. 10.17. Schema der Feststoffbewegung und Verlandungsmuster in Staueisen und Veränderung der Speicherinhaltslinie

Der *Flächenzuwachsmethode* liegt die Annahme zugrunde, dass sich die Ablagerungen oberhalb einer Stauhöhe H_0 , bis zu welcher der Speicher völlig verlanden wird, angenähert über die Staubeckenfläche gleichmäßig verteilen. Die Speicher Oberfläche wird um einen festen Betrag verkleinert. Wird das abgelagerte Sedimentvolumen mit V_S und das Sedimentvolumen unter der Ablagerungshöhe H_0 am Damm mit V_0 bezeichnet, gilt:

$$V_S = A_0(H - H_0) + V_0 \quad (10.15)$$

- V_S : Gesamtvolumen der Ablagerung für Lebensdauer der Talsperre in hm^3 ,
- A_0 : Flächenkorrektur in km^2 ; entspricht der ursprünglichen Speicher Oberfläche, die zum neuen Tiefpunkt der aufgelandeten Talsohle am Damm gehört,
- V_0 : Volumen der Ablagerungen unter der Verlandungshöhe (neue Nullhöhe) H_0 in hm^3 ,
- H : Stauhöhe vom ursprünglichen Tiefpunkt am Sperrbauwerk bis zum Stauziel in m,
- H_0 : Höhe der Verlandung am Sperrbauwerk in m.

Als Beispiel sind die Speicherkenngrößen einer Talsperre in einem semiariden Gebiet gegeben (Bild 10.18). Die Feststofffracht, die während der einhundertjährigen Lebensdauer zur Ablagerung kommt, beträgt 249 hm^3 . Die Talsohle im Dammbereich liegt auf +573 m, das maximale Stauziel ist mit +746 m vorgegeben. Die gesuchte Auflandungshöhe am

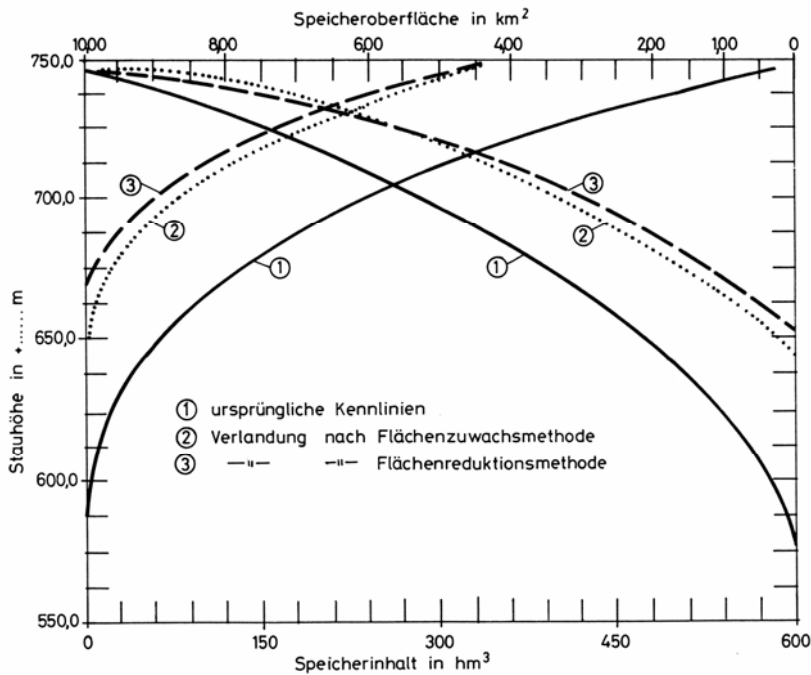


Abb. 10.18. Speicherkennlinien des Speichers mit und ohne Verlandung

Damm und die Speicherkennlinien nach der Verlandung werden nach der Flächenzuwachsmethode mit folgenden Rechenschritten ermittelt (Tab. 10.7):

- 1) H_0 wird aus Gl.(10.15) durch Probieren bestimmt. Dazu werden für einen vorgegebenen Wert H_0 aus der ursprünglichen Speicherkennlinie A_0 und V_0 abgelesen und geprüft, ob sich damit nach Gl.(10.15) die gesamte abgelagerte Sedimentmenge annähernd ($\pm 1\%$) ergibt. Wird als neuer Tiefstpunkt +647 m angenommen, beträgt $H_0 = (647 - 573) = 74$ m. Nach der Speicherkennlinie (Bild 10.18) erhält man $A_0 = 1,95 \text{ km}^2$ und $V_0 = 55 \text{ hm}^3$. Nach Einsetzen in Gl.(10.15) wird für $V_S = 1,95 [(746 - 573) - 74] + 55 = 247 \text{ hm}^3$ erhalten, was etwa dem Sollwert von 249 hm^3 entspricht.
- 2) Die Staukote, die Speicheroberfläche in km^2 und das Speichervolumen in hm^3 des unverlandeten Speichers beginnend mit den Größtwerten werden aufgelistet (Sp.(1) bis (3) in Tab. 10.7).
- 3) Berechnung des abgelagerten Sedimentvolumens für jede Höhenlamelle. Dazu wird die sich für jede Höhenstufe ergebende Stauhöhe nach Gl. (10.15) berechnet, wobei die Werte A_0 , V_0 und H_0 aus dem Schritt 1) eingesetzt werden. Das Ergebnis wird in Sp. (4) und (5) eingetragen.
- 4) Berechnung der berichtigten Speicheroberfläche für jede Höhenstufe durch den Flächenkorrekturfaktor, der sich durch Subtraktion der Sp. (4) von der Sp. (2) ergibt.
- 5) Ermittlung der reduzierten Speichergröße für jede Höhenstufe; $\text{Sp.}(7) = \text{Sp.}(3) - \text{Sp.}(5)$ und Eintragung in Bild 10.18.

Tabelle 10.7. Beispiel für die Stauraumverlandung nach der Flächenzuwachsmethode

Staukote	ursprüngl. Seefläche	ursprüngl. Volumen	A_0	Ablagerungs- volumen	berichtigte Seefläche	berichtigtes Volumen
(NN)	(km ²)	(hm ³)	(km ²)	(hm ³)	(km ²)	(hm ³)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
746,00	9,65	580	1,95	248	7,70	332
742,75	9,30	550	1,95	242	7,35	308
727,50	7,73	415	1,95	207	5,78	209
712,25	6,25	305	1,95	185	4,30	123
697,00	5,00	220	1,95	154	3,05	66
681,75	3,94	158	1,95	124	1,99	34
666,50	3,00	105	1,95	93	1,05	12
651,25	2,25	65	1,95	63	0,20	2
647,00	1,95	55	1,95	55	0	0
636,00	1,48	35	1,48	35	0	0
620,75	0,95	13	0,95	13	0	0
605,50	0,60	5	0,60	6	0	0
590,25	0,23	3	0,23	3	0	0
575,00	0,03	0	0,23	3	0	0
573,00	0,0	0	0,0	0	0	0

Die Flächenzuwachsmethode und andere Methoden sind mit den tatsächlichen Verlandungen des Speichers Maithon in Bihar, Indien ($A_{E_0} = 6294 \text{ km}^2$) verglichen [10.43] (Bild 10.19a). Der Verlauf der Verlandung während der Jahre 1956/82 betrug im Mittel 2,2 % des Speicherraums, der bei einem Ausbaugrad von $\beta = 0,6$ einen Inhalt von 1357 hm^3 aufweist (Bild 10.19b).

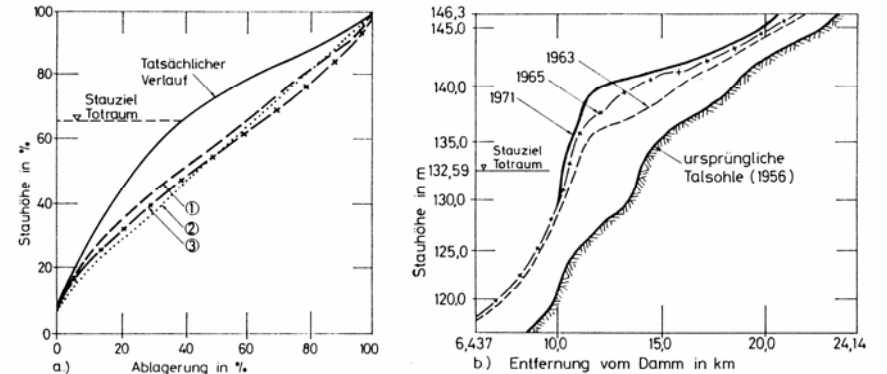


Abb. 10.19. (a) Beobachtete und gerechnete Ablagerungen nach der trigonometrischen Methode (1), nach der Flächenzuwachsmethode (2), und der Flächenreduktionsmethode (3) sowie Verlauf der tatsächlichen Verlandung im Maithon-Speicher/Indien

Regressionsansätze, welche die Ablagerungshöhe aus der Größe und Geometrie des Speichers und des eingetragenen Sediments abschätzen sind in [10.39, 10.43] angegeben; Berechnungsmethoden zur Verlandung und Spülung enthält [10.45, 10.46, 10.51].

Bei Speichern mit geringen Ausbaugraden ($\beta < 0,3$) und deutlichen jährlichen Zuflusszyklen verbunden mit ausgeprägten Hochwasserperioden, wie Monsungebiete, ist Spülen angebracht, wenn die jährliche Sedimentfracht 1 bis 2% des Stauraums aufweist. Eine lange und schmale Talform, steiles Gefälle ($> 0,002$ bis $0,005$) und eine Deltabildung mit Ablagerungen aus Grobschluff bis Feinsand erhöhen die Spülwirkung, wenn ein völlig abgesenkter Stauspiegel während des Spülens konstant gehalten wird und Spülwassermengen $> 2MQ$ mit einem Volumen von $> 10\%$ des mittleren jährlichen Abflusses zur Verfügung stehen, was gut vorhersagbare Nass- und Trockenperioden voraussetzt. Feine Ablagerungen auf dem Talboden oder in ehemaligen Überschwemmungsgebieten, werden durch das Gerinne, das sich während des Spülvorgangs in die Ablagerungen einschneidet, wenig beeinträchtigt. Talsperren in den Oberläufen sind generell zum Spülen besser geeignet als in den Unterläufen, wobei auch dort die Bereitstellung von ausreichendem Spülwasser zum Problem werden kann. Kann nur eine teilweise Absenkung herbeigeführt werden, bildet sich oft vor den Auslässen ein örtlich begrenzter Erosionstrichter aus. Die Belastung des Unterlaufs mit den gespülten Sedimenten kann eine weitere Restriktion für das Spülen darstellen [10.59, 10.60].

Stauanlagen in Flüssen mit aus geprägten Regenzeiten und starker Schwebstoffführung werden häufig so betrieben, dass das anlaufende Hochwasser, welches den größten Anteils des Schwebstoffes mit sich führt, durchgelassen wird und nach Passieren des Scheitels der Einstau erfolgt. Aus Gründen der Wassersparnis und des Risikos, dass der Nutzraum am Ende der Regenzeit nicht voll gefüllt ist, wird davon abgewichen und der Stauraum zeitweise gespült.

Bei Flusstauhaltungen treten infolge des Flussregimes noch kompliziertere Ablagerungsvorgänge auf [10.44]. Infolge des geringen Verhältnisses von Stauraum und Zufluss verlaufen Verlandung und Erosion ähnlich wie in einem ungestauten Fluss. Während der Niedrigwasserperiode herrscht Sedimentation vor; im länger andauernden Mittelwasserbereich werden die Schwebstoffe über die Stauhaltung hinaus transportiert und bei kurzzeitigen Hochwasserabflüssen erfolgt Erosion.

11 Gewässergüte stehender und fließender Gewässer und Gewässerschutz

11.1 Stehende Gewässer

11.1.1 Einige Unterschiede von natürlichen Seen, Fließgewässern und Talsperren

Stehende oder Still- oder Standgewässer sind Seen oder Talsperren, d.h. oberirdische Süßwasserkörper von meist größerer Tiefe, die ringsum von Land umgeben sind und keine direkte Verbindung zum Meer haben. Zwischen Still- oder Standgewässer und Fließgewässer (Fluss) bestehen hydraulische, hydrologische und ökologische Unterschiede. Im Fluss bestimmen hauptsächlich Gefälle, hydraulische Rauheit, Durchflussquerschnitt und Abfluss das Fließen in Form einer fast horizontalen Strömung. Infolge Turbulenz ist die Wassertemperatur annähernd im gesamten Durchflussquerschnitt gleich. Flüsse ändern ihr hydraulisches Verhalten längs ihres Laufes mit entsprechenden Auswirkungen auf Hydrobiologie und Hydrochemie.

Im tiefen See werden die Strömungen durch Dichteunterschiede des Wassers und atmosphärische Kräfte, die auf die Wasseroberfläche einwirken, maßgeblich beeinflusst. Dichteunterschiede sind die Folge von Gradienten von Temperatur oder Wasserinhaltsstoffen, die als Schwebstoff oder Salz dem See zufließen. Durch Wind werden Strömungen angefacht, überlagert von stehenden Wellen (Seiches), die bei langgestreckten Seen Schwingungen des Seespiegels hervorrufen. Seen können sich auf das Kleinklima auswirken.

Im See sind neben der geringeren Fließgeschwindigkeit und dem größeren Verhältnis von Wasseroberfläche und Wassertiefe als im Fluss die längeren Reaktions- oder Durchsatzzeiten und die damit verbundenen biochemischen Veränderungen wichtig. Im See spielt der Wasseraustausch durch Zu- und Abfluss im Vergleich zum gespeicherten Volumen eine geringere Rolle, da das ökologische Geschehen durch das Wasser im See selbst geprägt wird, weniger durch seinen Zufluss. Pflanzen wachsen nur in Teilbereichen des Wasserkörpers und des Seebodens.

Natürliche Seen können als limnische Ökosysteme angesehen werden, die mit der Umwelt hauptsächlich Energie austauschen; Fließgewässer als offene Ökosysteme mit Austausch von Stoff und Energie. Das *Ökosystem*, als Kurzform für ökologisches System, ist das Beziehungs- und Wirkungsgefüge von Lebewesen untereinander mit ihrem Lebensraum bzw. Standort. Ökosysteme stellen die funktion-

nellen Grundeinheiten der Biosphäre als Raum-Zeit-Gefüge dar, die auf engem Raum biotische und abiotische Welt zu einem untrennbaren Ganzen vereinigen und eine ausgeprägte Struktur der energetischen und trophischen Bindungen aufweisen. Der Begriff Ökosystem ist dimensionslos, da er auf die Biosphäre oder einen Tümpel angewendet werden kann [11.1, 11.2, 11.3].

Die *Biozönose* (Lebensgemeinschaft) ist die Gemeinschaft von Pflanzen, (Phytozönose), Tieren (Zoozönosen) und Mikroorganismen (Mikrobiozönose), die in ihrem Lebensraum, dem Biotop, vorkommen und in bestimmter Beziehung zueinander stehen. Sie stellt den lebenden Teil eines Ökosystems dar. Den relativ homogenen Raum, in dem sich eine Biozönose entwickeln kann, bezeichnet man als *Ökotope*. Das Ökotope ist die kleinste annähernd homogene landschaftsökologische Raumeinheit, oft als Landschaftszelle bezeichnet, die ein daran angepasstes und von seinen Organismen mitgestaltetes Ökosystem beherbergt. Ökotope bilden eine räumliche Einheit, die physikalisch und chemisch abgegrenzt ist und durch die Vegetation sichtbar gemacht wird. Eine Unterscheidung von Ökosystemtypen erfolgt nach fließendem oder stehendem Gewässer mit einer räumlichen Einteilung in Uferbereich, uferfernen Wasserkörper und Tiefenbereich oder nach Nährstoffgehalt. Jedes Ökosystem besitzt eine vertikale und ausgeprägte horizontale Struktur. In limnischen Ökosystemen wie Seen wird die horizontale Strukturierung deutlich anhand der Tiefenzonen und ist z.B. gekennzeichnet durch Abundanz von Wasserpflanzen [11.4, 11.5, 11.91, 11.92].

Wird der See vereinfacht als geschlossenes autonomes System betrachtet, befinden sich die Nährstoffe durch die Nahrungsketten in einem Kreislauf, der durch die Energiezufuhr aus Sonneneinstrahlung angetrieben wird. Der *Energiefluss* im System ist nicht umkehrbar, da bei jeder Energieübertragung infolge der Wechselwirkungen von System und Umgebung Wärme entsteht, von der ein Teil an die Umgebung abgegeben wird. Ökologische Vorgänge sind daher irreversibel. Die Wiederverwendung von Stoffen im Ökosystem ist gekoppelt mit einem einseitig verlaufenden Energiefluss von abnehmender Energiewertigkeit, der ständig neu gespeist werden muss. Über Zufluss und Luftpfad findet ein ständiger Nährstoffein- bzw. austrag statt, so dass in der Natur ein See nur als unvollständig geschlossenes Ökosystem angetroffen wird. Durch die natürliche Alterung des Ökosystems werden bei der Verlandung des Sees Nährstoffe ausgeschieden, z.B. als Mudde und Torf; durch diese Bildung ist das Ökosystem bis zu einem gewissen Grad gegen erhöhten Nährstoffeintrag abgepuffert.

In einen Flussabschnitt stellt sich dagegen ein Nährstoffdurchlauf ein: ständig werden Nährstoffe mit dem Zufluss hinein und mit dem Abfluss organisches Material hinaus transportiert. Die Wasserqualität des Flussabschnittes hängt daher von der Wassergüte des oberhalb anschließenden Flusslaufes ab [11.93, 11.94].

Naturseen in Deutschland weisen eine Oberfläche von insgesamt 1511 km² auf, viele sind im Bereich des nördlichen Alpenrandes und in der norddeutschen Moränenlandschaft glazialen Ursprungs, d.h. geologisch junge Gebilde, die vor mehr als 10000 Jahren entstanden [11.6, 11.7, 11.8]. Daneben gibt es natürliche Seen vulkanischen Ursprungs. Dieses Jahrhundert gilt als Zeitalter der künstlichen Seen (Talsperren). Talsperren werden limnologisch nach Rinnenseen und Flachseen eingeteilt. Rinnenseen entstehen durch Absperren eines v-förmigen tieferen Tales.

Tabelle 11.1. Limnologische Angaben zu einigen Seen und Talsperren in Deutschland [11.7]

Parameter	Flachseen		Grundmoränenseen		Talsperren		Eder- talsperre	Schluch- see
	Dümm- er See	Steinhuder Meer	Dobesdor- fer See	Gr. Plöner See	Sösetalsperre	Möhnetalsperre		
Mischungsverhalten	poly-mikt.	poly-mikt.	dimikt.	mono-mikt.	dimikt.	dimikt.	dimikt.	dimikt.
Höhe [NN+...m]	37	38	19	21	326	214	245	930
Oberfläche [km ²]	12,4	29,1	3,1	29,1	1,2	10,7	12	5,17
Volumen [10 ⁶ m ³]	14	40	17	490	26,3	140,8	217,8	114,3
Max. Tiefe [m]	1,4	2,8	18,8	60,5	49	33,7	41	61,7
Mittl. Tiefe [m]	1,1	1,35	5,4	16	22	13,2	18,2	22,1
AE ₀ [km ²]	426	80	24,2	386	50	432	1443	72,8
Umgebungsfaktor	33	1,8	6,8	12,1	42	40,5	122,3	14
Erneuerungszeit [a]	0,14	2,3	2,2	8–10	0,7	0,7	0,3	1,3
Uferentwicklung	1,35	1,13	1,6	2,2	3	12,9	4,6	2,3
Waldanteil [%]					96	56	50	72
Flächenbelastung:								
P	2,4 g/m ² a	45 mg/l	180 mg/l	200 mg/l	0,005 mg/l	2,8 g/m ² a	0,03 mg/l	0,045 mg/l
N	44 g/m ² a		600 mg/l	700 mg/l		3,3 mg/l	2,9 mg/l	0,5 mg/l
O ₂ -Sättigung [%]	< 300	< 210	140	130	> 90	< 128	< 160	
Chlorophyll a:								
Jahresmittel [µg/l]	210	135	29	230	1–2	7–10		
Maximal [µg/l]	580	250	92		5–8	15	20	
Sichttiefe [m]		0,3	0,5–3	2–7	5–15		< 6	
Trophie	natürlich eutroph	eutroph bis poly- troph	polytroph	eutroph	oligo- troph	eutroph	meso- troph bis eutroph	meso- troph

Im Folgenden werden Talsperren und Rinnenseen synonym verwendet. Talsperren mit geringen Stauhöhen fallen in die Kategorien der Flachseen. Zusätzlich ist eine Vielzahl von künstlichen, meist flachen Seen durch Rohstoffabbau wie Sand, Kies oder durch Bodenentnahmen entstanden.

Die limnologischen Verhältnisse stehender Gewässer werden wesentlich bestimmt durch: Nutzung und Größe des Einzugsgebiets, morphometrische Gegebenheiten des gestauten Wasserkörpers, Erneuerungszeit des gestauten Wassers, Abflussregime, Energiehaushalt Wind und schützende Geländeformen, Strömungen und Schichtungen sowie Nährstoffhaushalt (Tab. 11.1.).

Der künstliche Speicher unterscheidet sich vom natürlichen See durch eine Reihe von morphometrischen, hydrologischen und limnologischen Größen. Talsperren weisen im Vergleich zu ihrer Umgebung eine geringe Fläche auf. Die Differenz von Einzugsgebietsgröße und Seeoberfläche, ausgedrückt als Vielfaches der Seeoberfläche, ist der Umgebungsfaktor; er liegt bei Talsperren oft zwischen 30 und 150, bei Naturseen schwankt er zwischen 5 und 30. Natürliche Seen mit großem Umgebungsfaktor sind oft nährstoffreich.

Das Verhältnis von maximaler und mittlerer Wassertiefe ist bei Talsperren meist größer als bei Naturseen. Die Wassertiefe einer Talsperre nimmt von der Stauwurzel zur Staustelle einsinnig zu, und die Neigungen der Ufer werden zur

Sperrstelle hin in der Regel steiler. Die Uferentwicklung, d.h. das Verhältnis von Uferlänge zum Umfang eines flächengleichen Kreises, ist das Maß für die Einbindung des Sees in die Landschaft und weist auf die Bedeutung der Uferzone hin. Sie liegt bei Talsperren häufig zwischen 3 bis 6, bei Seen nur zwischen 1,6 und 3. Durch geringe Wassertiefe, besonders bei hohem Anteil von seichten Uferstrecken am gesamten Seeboden und stark einbuchtenden Ufern bzw. Inseln, wird die unerwünschte Bioproduktion in Seen gefördert, da diese limnometrischen Größen meist einen kleinen Tiefenwasserbereich (Hypolimnion) anzeigen. Dies trifft bei Talsperren in der Regel für den Bereich der Stauwurzel zu.

Der Betrieb von Talsperren richtet sich nach der Abgaberegulierung: das planmäßige Absenken führt zu periodisch trockengelegten Uferzonen, die durch Wellenschlag erodiert werden können. Es kann sich keine für natürliche Seen typische makrophytische Litoralzonierung einstellen. Wenn bei Seen eine Regulierung erfolgt, dann meist mit dem Ziel, einen Wasserstand einzuhalten, der saisonabhängig unterschiedlich eingestellt werden kann.

Das Verhältnis von gespeichertem Wasservolumen und mittlerem jährlichen Abfluss (Abgabe), die Verweilzeit, ist bei Talsperren, die meist als Jahresspeicher ausgebaut sind, kleiner als das von Naturseen, die häufig einen Überjahresausgleich bewirken. Als Folge stellen sich geringere Verweildauern des Wassers in Speichern ein. In tiefen Naturseen sind mehrjährige Aufenthaltszeiten die Regel. Umgekehrt ist der Wasserdurchsatz pro Fläche, die Flächenbelastung in m^3/a , bei Talsperren ein Mehrfaches von Seen. Talsperren haben häufig einen größeren Nährstoffeintrag an N und P als Seen, weisen aber infolge des Betriebes geringere Konzentrationen an Phosphor und Chlorophyll im Seewasser auf.

Thermische Unterschiede können bei Dichteströmungen und Schichtungen im Sommer auftreten, wenn entsprechend tief angeordnete Grund- bzw. Betriebsablässe der Talsperre die natürlichen Zirkulationsvorgänge beeinflussen. Durch Abzug von Tiefenwasser aus einer Talsperre wird das Hypolimnion des Stausees verkleinert und erreicht oft im Spätherbst ein jährliches Minimum. Talsperrenseen lassen sich oft in drei Zonen gliedern: den Stauwurzelbereich mit Flusscharakter, den Seebereich vor der Stauanlage und die dazwischenliegende Übergangszone. Talsperren weisen dann einen ausgeprägten Längsgradienten auf, so dass Nährstoff- und Chlorophyllgehalt vom Zulauf zum Absperrbauwerk hin abnehmen. Es kann sich folgende longitudinale Zonierung ausbilden: die Primärproduktion im Bereich der Stauwurzel wird durch das Licht begrenzt bei schwebstoffhaltigen Zuflüssen. Da die advective Versorgung mit Nährstoffen vorherrscht, ist der Bereich mehr eutrophisch als die übrigen Zonen. Algenbiomasse geht durch Absterben und Sedimentation verloren. In der Mitte des Rinnensees ist die Primärproduktion hoch. Im Bereich des Absperrbauwerkes begrenzen die Nährstoffe häufig die Primärproduktion, oder es treten interne Nährstoffkreisläufe auf. Der Algenverlust entsteht meist durch das Zooplankton.

Durch einen künstlich angestauten neuen Wasserkörper in einem Flusstal, der sich erst im Laufe vieler Jahre bis zu einem ökologischen Gleichgewicht entwickelt, kann nach Einstaubeginn ein vermehrter O_2 -Bedarf durch Überstau von Landflächen auftreten [11.9].

Eine Einteilung von Seen nach ihrer Entstehungsgeschichte hat wenig Bedeutung für ihre Nutzung oder die Abschätzung ihrer Gewässergüte. Verbreitet ist daher eine Klassifizierung nach Prozessen, die im See stattfinden. Eine Einstufung soll im Folgenden hauptsächlich nach physikalischen bzw. thermischen Merkmalen oder nach den Nährstoffen (Trophiestufen) erfolgen, da diese auch die wasserwirtschaftliche Nutzung stark beeinflussen. Sonderformen wie Kiesteiche, Absatzbecken und Tümpel werden ausgeklammert. Hierfür wird auf die umfangreiche Spezialliteratur verwiesen.

11.1.2 Physikalische Eigenschaften von stehenden Gewässern

11.1.2.1 Lichtverhältnisse und Kompensationsebene

Strahlung wird beim Eindringen in das Wasser in einem unterschiedlichen Maß, das von der Wellenlänge abhängt, absorbiert und in Wärme umgesetzt, die durch Wind angefachte zirkulierende Strömungen, sog. Konvektionsströmungen, in darunterliegende Schichten verteilt wird. Die Lichtintensität I nimmt mit der Tiefe nach dem Lambert-Beerschen Gesetz exponentiell ab:

$$dI/dz = \varepsilon_\lambda \cdot I \quad \text{und} \quad I_{\lambda,z} = \int_0^z I_\lambda dz = I_0 \cdot (1 - \beta) \cdot \exp(-(\varepsilon_\lambda \cdot z)) \quad (11.1)$$

I_0 : Intensität einer bestimmten Spektraldichte der an der Oberfläche auftreffenden Globalstrahlung in $J^1 cm^{-1} min^{-1}$,

$I_{\lambda,z}$: Intensität der Wellenlänge λ in der Tiefe z in $J^1 cm^{-1} min^{-1}$,

λ : Wellenlänge, $400 < \lambda < 700$ nm für Sonnenlicht mit dem Maximum bei $\lambda = 555$ nm,

ε_λ : Extinktionskoeffizient für den betreffenden Spektralbereich in m^{-1} , z.B. $\varepsilon_{450nm} = 4$ und $\varepsilon_{650nm} = 1$ bei nährstoffreichen Seen, bei Talsperren $\varepsilon_{450nm} = 1,2$ und $\varepsilon_{650nm} = 1,5$, bei reinem Wasser $\varepsilon_w = 0,04$ für $400 < \lambda < 700$ nm,

β : Anteil der Strahlung, der von der Oberfläche reflektiert wird; für direkte Sonnenstrahlung $\beta_D = \exp(-0,09 \cdot \varphi)$ mit φ als Sonnenhöhe in Grad und für diffuse Strahlung $\beta_{Diff} = 0,22\varphi^{-0,4}$; Mittel: Sommer $\beta = 0,03$, Winter $\beta = 0,14$.

Für die tägliche Summe der Lichtintensität wird unter Annahme einer sinusförmig verlaufenden Lichtintensität am Tage erhalten [10].

$$I_T = I_{0,max} \cdot \int_0^{S_A} \sin\left(\frac{\pi \cdot S_A}{S_0}\right) dS_0 \quad (11.2)$$

I_T : Tagessumme der Globalstrahlung in $J^1 cm^{-1} d^{-1}$,

$I_{0,max}$: maximale Globalstrahlung am Tag in $J^1 cm^{-1} h^{-1}$,

S_A : Zeit nach Sonnenaufgang in h,

S_0 : Zeit des Lichteinfalls in h.

Weniger als 10 % der Globalstrahlung geht also durch Reflexion an der Wasseroberfläche verloren. Wird die eintretende Strahlung mit I_0 bezeichnet, lässt sich ε

für die euphotische Schicht der Stärke z' nach Gl. 11.01 bestimmen zu $\varepsilon = (\ln I_0 - \ln I)/z'$. Die Tiefe z' , bei welcher die Lichtintensität noch 1 % ausmacht, errechnet sich zu: $z' = (\ln 100 - \ln 1)/\varepsilon = (4,6 - 0)/\varepsilon = 4,6/\varepsilon$.

Die langwellige Strahlung (Infrarotanteil) wird in der oberen Wasserschicht von wenigen Dezimeter Stärke absorbiert. Auch die ultraviolette Strahlung nimmt schnell ab, wohingegen der blaugrüne Bereich am tiefsten reicht. Durch gelöste Stoffe, Schwebstoffe und Phytoplankton wird die Extinktion im Bereich $\lambda = 400$ bis 700 nm herabgesetzt. So werden nach Durchdringen einer Wasserschicht von 10 cm ca. 45 % der einfallenden Strahlen absorbiert, in 10 m Tiefe ist praktisch das gesamte Sonnenlicht absorbiert und in Wärme umgesetzt. Für die Extinktion des Phytoplankton Pl wird oft stellvertretend der Chlorophyllgehalt Chla angesetzt, z.B. in der Form $\varepsilon_{\lambda, Pl} = \alpha_{\lambda, Pl} \cdot Pl (\text{mg Chla}/\text{m}^3)$ mit $\alpha_{400-700, Pl} = 0,01$ bis 0,04 je nach Abmessung der Phytoplanktonzellen. Vereinfacht kann angenommen werden, dass 50% der Globalstrahlung der Hälfte der Lichtintensität direkt unter der Wasseroberfläche entspricht und photosynthetisch wirksam ist.

Das mittlere Lichtangebot I_m , das dem Phytoplankton in einer durchmischten Wasserschicht der Stärke z_{mix} , die also etwa der Dicke des Epilimnions entspricht, zur Verfügung steht, erhält man durch die Integration der Gl. 11.1:

$$I_m = [I_0 / (\varepsilon \cdot z_{\text{mix}})] [1 - \exp(-\varepsilon \cdot z_{\text{mix}})] \quad \text{in } \text{J}^1 \text{cm}^{-1} \text{min}^{-1}. \quad (11.3)$$

Zur Messung der Lichtdurchlässigkeit wird die Sichttiefe herangezogen. Sie kann mit der 25 cm großen, runden Secchi-Scheibe, deren Oberfläche in schwarze und weiße Sektoren eingeteilt ist, gemessen werden. Die Sichttiefe ST ist erreicht, wenn die Scheibe nicht mehr zu erkennen ist. Die Sichttiefen einiger Seen der mecklenburgischen Seenplatte schwanken von 0,5 bis 10 m, einiger Trinkwassertalsperren im Erzgebirge von 2 bis 11 m und von Alpenseen von 20 bis 25 m. Sie beträgt bei Abwasserteichen $< 0,1$ m. Die Sichttiefe entspricht bei sehr klarem Wasser etwa einem Wert von < 1 % der Oberflächenlichtintensität d.h. der Globalstrahlung I_0 , bei stark getrübbten Wasser von mehr als $0,2 \cdot I_0$. Eine korrelative Abhängigkeit zwischen dem Extinktionskoeffizienten und der Sichttiefe ST besteht für mehrere Seen [11.10]. Der Extinktionskoeffizient ε ist umgekehrt proportional zur Sichttiefe ST, z.B. gilt für südfinnische Küstengewässer $\varepsilon_{750\text{nm}} = (5,03/ST) - 0,27$, für tschechische Talsperren: $\varepsilon_{400-700} = 1,6 \cdot ST^{-0,46}$.

Das Unterwasser-Lichtklima ist der wichtigste physikalische Faktor für die Intensität der Primärproduktion. Die Eindringtiefe des Lichts ist an der Tiefenverbreitung der mit dem bloßen Auge sichtbaren submersen Wasserpflanzen (Makrophyten) zu erkennen. Die Trübung durch Algen und Detritus verringert die Transparenz. Der Grenzwert für die Photosynthese liegt bei ≥ 300 Lux. Bei Angabe als photosynthetisch aktive Strahlung entspricht dieser einem Wert von etwa $2 \text{ cal cm}^{-2} \text{ d}^{-1} = 8,4 \text{ J}^1 \text{cm}^{-2} \text{ d}^{-1} = 0,97 \text{ W/cm}^2$. Das Licht wird also zum wachstumsbegrenzenden Faktor, wenn für gegebene Werte ε und z_{mix} ein kritischer Wert von $I_m = 8,5 \text{ J}^1 \text{cm}^{-2} \text{ d}^{-1}$ nach Gl. 11.3 unterschritten wird. Zur Orientierung kann angenommen werden, dass der Kompensationspunkt der Assimilation unter Wasser etwa bei 300 Lux der Gesamtstrahlung liegt. Für höhere Wasserpflanzen wird eine Beleuchtungsstärke von 400 lx als Existenzminimum angesehen, wenn Photosyn-

these und Atmungsrate gleich groß sein sollen [11.11]. Bei einigen norddeutschen Seen liegt die 300 Lux-Grenze zwischen 5,5 m und 16,5 m [11.12].

Durch die Abnahme der Lichtintensität infolge Zunahme von Tiefe und Plankton werden Seen in zwei thermische Schichten mit zwei unterschiedlichen Lebensräumen geteilt: in die obere, relativ warme, ganz oder teilweise durchlichtete Produktionsschicht ($\approx$ Epilimnion), in der O_2 und organische Substanz gebildet werden und in die untere, dunkle Abbauschicht (Hypolimnion), in der organische Substanz abgebaut und O_2 verbraucht wird. Die Aufbauzone, in der die Primärproduktion stattfindet heißt tropogene Zone. Sie ist in der Regel mit dem Epilimnion identisch. Bei ausreichendem Sauerstoffangebot werden als Endprodukte wieder anorganische Verbindungen CO_2 , H_2O , Nitrat und Phosphat gebildet. Diese Destruktion organischer Substanz ist die Mineralisation, die im Hypolimnion stattfindet. Bei Sauerstoffmangel oder sehr langsamen Abbauraten können auch (unerwünschte) organische Abbauprodukte entstehen.

Die Tiefe z_1 , bei der die photosynthetische Produktion (Primärproduktion) noch ausreicht, um den O_2 -Verbrauch durch Atmung zu kompensieren, d.h. wo sich O_2 und CO_2 -Gehalt die Waage halten, wird als Kompensationstiefe bezeichnet. Oberhalb der Kompensationstiefe beginnt die *trophogene* (= *euphotische*) Zone. In dieser durchlichteten Nährschicht überwiegt die photoautotrophe Produktion, und die Assimilationsbilanz ist positiv. Sie erstreckt sich auf die Uferzone (Litoral) und das oberste Pelagial (Epipelagial). Die unterhalb davon gelegene Wasserschicht wird als tropholytische Zone bezeichnet; sie umfasst die Tiefenzone (Profundal). Die Tiefe der Kompensationsebene z_1 liegt überschläglich bei:

$$z_1 = (\ln R_G - 2,665) / \varepsilon \quad (11.4)$$

R_G : Globalstrahlung,

ε : Extinktionskoeffizient.

Die Kompensationsebene liegt bei 1 bis 4,5 $J^1 cm^{-2} d^{-1}$ und setzt oberhalb der sogenannten Muschelzone an. Als Faustregel gilt dass die Kompensationsebene in der 2,5-fachen Tiefe des Wertes der Sichttiefe liegt. Durch die Lage des Kompensationpunktes wird auch die Trophie des Sees bestimmt. Wenn die Dicke der durchlichteten (euphotischen) Schicht und der durchmischten Schicht (Epilimnion) übereinstimmen, bildet sich an der Grenzschicht ein Sauerstoffmaximum aus.

11.1.2.2 Jahreszeitliche Temperatur, Schichtungen und Zirkulationen

In limnologischer Hinsicht wird ein stehendes Gewässer dann als tiefer See bezeichnet, wenn infolge der Erwärmung der oberflächennahen Schicht, die dem Jahreszyklus der Sonneneinstrahlung folgt, sich saisonal regelmäßig unterschiedliche Temperaturgefälle mit charakteristischen stabilen thermischen Schichtungen ausbilden.

Da Wasser bei 4 °C seine größte Dichte von $\rho = 1 g/cm^3$ und ein spezifisches Volumen von 1,0 cm^3/g aufweist, befindet sich das schwerste Wasser an den tiefsten Stellen, überlagert von wärmerem oder kälterem Wasser. Wasser von 20 °C hat eine Dichte von $\rho = 0,998234 g/cm^3$ und ein spezifisches Volumen $v =$

$1,001797 \text{ cm}^3/\text{g}$. Der Gradient dp/dh , der für die Stabilität der vertikalen Wasserschichtung gegen Energiezufuhr durch Wind und Durchmischung maßgebend ist, beträgt bei 1 bar und einer Wassertemperatur von 4°C ca. $0,02 \cdot 10^{-3} \text{ g}/(\text{cm}^3\text{C})$ und bei 20°C rd. $0,23 \cdot 10^{-3} \text{ g}/(\text{cm}^3\text{C})$, da gilt $(1/dT)_{\text{lin}} = (1/dT)_{\text{lnr}}$, er ist also bei 20°C etwa 20 mal größer als bei 0°C (s. Tab. 2.1).

Da die Dichte mit steigender Temperatur abnimmt, führt die sommerliche Aufwärmung von Seen zu einer Schichtung wachsender Stabilität. Die Stabilität ist umso größer je höher die Temperaturunterschiede zwischen der oberen und unteren Schicht und die Wassertemperaturen sind. Als Maß für die Stabilität wird die Arbeit angesehen, die in einen See eingetragen wird. Sie kann durch die Höhenänderung des Schwerpunktes des Wasserkörpers ausgedrückt werden: infolge Erwärmung sinkt die Höhenlage des Schwerpunktes unter die bei völliger Durchmischung. Die Höhendifferenz in m multipliziert mit der Gesamtwassermasse des Sees in kg, entspricht der Arbeit, die zur Destratifikation erforderlich ist.

Die Weitergabe von Wärme im See erfolgt durch Konvektionsströmungen. Wärmeverluste treten durch die Verdunstung, den Abfluss aus dem See und den Bodenwärmestrom auf. Im gemäßigten Klima ist das Wasser im Frühjahr von der

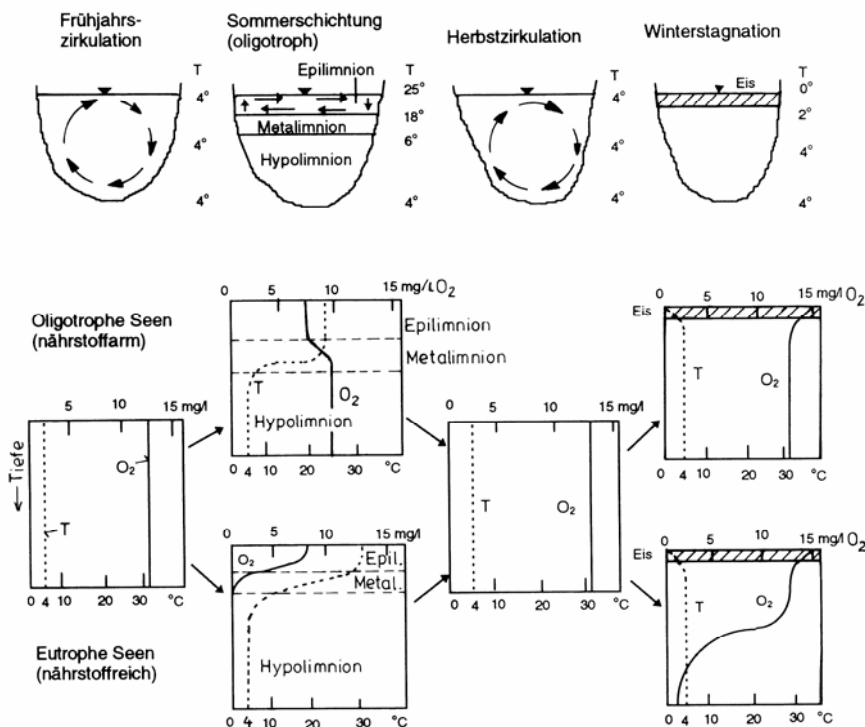
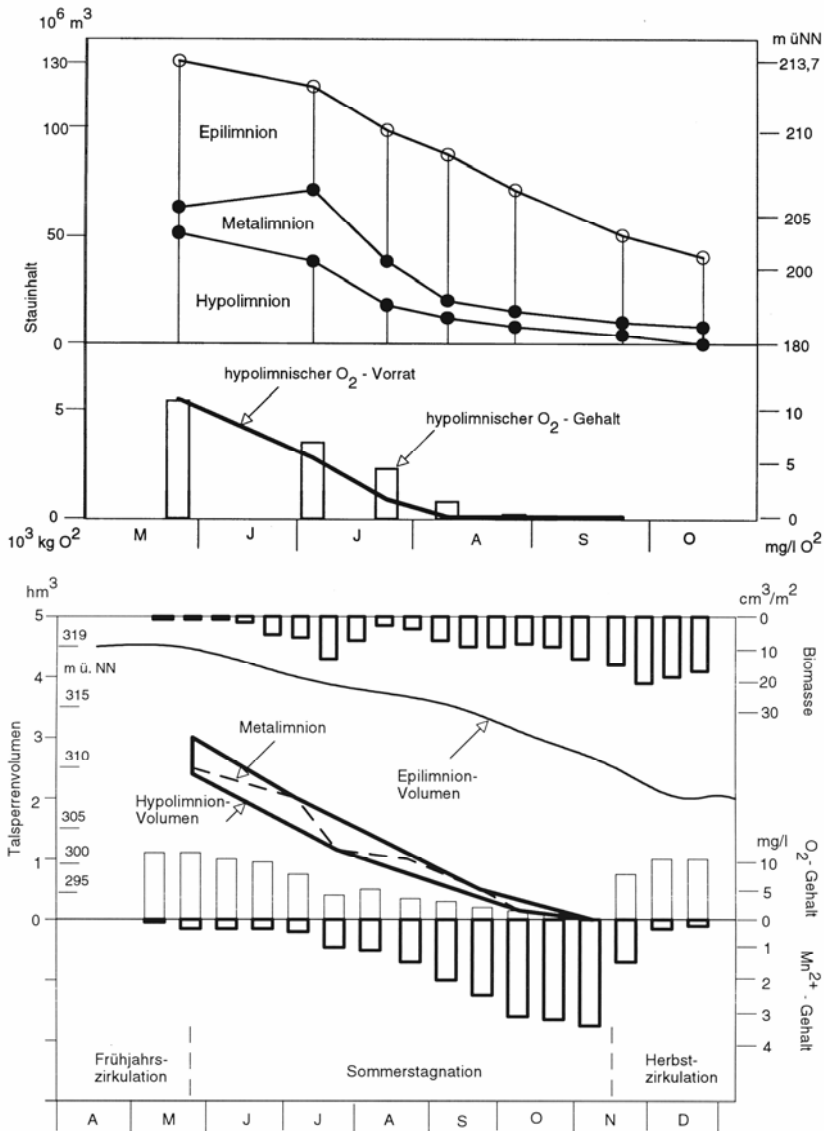


Abb. 11.1. Schichtung, Durchmischung und idealisierte Vertikalverteilung der Temperatur T und des gelösten Sauerstoffs O_2 im Jahresverlauf bei nährstoffarmen (oligotrophen) und nährstoffreichen (eutrophen) Seen.

Oberfläche bis zum Grund gleichmäßig temperiert (Homothermie), der See ist weitgehend gleichmäßig durchmischt (holomiktisch). Der gesamte homotherme Wasserkörper weist im Frühjahr eine Temperatur von ca. 4 °C auf, so dass unter Windeinfluss der gesamte labile Wasserkörper zirkulieren und sich durchmischen kann. Die Konzentrationen der Inhaltsstoffe O₂, CO₂, HCO₃⁻, CO₃²⁻, Eisen- und Manganionen und pH-Wert sind in allen Tiefen etwa gleich. Zwischen 7 und 10 °C beträgt der Dichtegradient bereits $0,04 \cdot 10^{-3} \text{ g}/(\text{cm}^3 \text{ } ^\circ\text{C})$; zwischen 10 und 15 °C steigt er auf den dreifachen Wert von $0,12 \cdot 10^{-3} \text{ g}/(\text{cm}^3 \text{ } ^\circ\text{C})$. Bei Temperaturen über 10 °C nimmt also der Dichtegradient so schnell zu, dass eine zunehmend stabile Schichtung entsteht. Im Sommer wird der See von oben so stark erwärmt, dass sich eine Temperatursprungschicht (Thermokline) ausbildet, die zur thermischen Schichtung des Sees in Epilimnion und Hypolimnion mit dazwischenliegendem Metalimnion (Sprungschicht) führt (Bild 11.1). Die sommerlichen Oberflächentemperaturen liegen bei längeren Schönwetterperioden oft nur 2 bis 3 °C unter der Lufttemperatur und können 28 °C erreichen. Mit fortschreitender Abkühlung im Herbst nimmt der Dichteunterschied zwischen Epi- und Hypolimnion wieder ab, und die Durchmischung der oberen Schicht reicht zunehmend bis in größere Tiefen. Die Vollzirkulation ist normalerweise bei kleinen Seen im Herbst und bei großen tiefen Seen im Winter abgeschlossen.

Das *Epilimnion* ist die obere, gleichmäßig temperierte, in sich zirkulierende, belüftete und leichtere Warmwasserschicht. Es wird ganz oder teilweise durchleuchtet, ist photosynthetisch und biologisch besonders aktiv, nährstoffzehrend und O₂-eintragend. Im Epilimnion werden Algen, Cyanobakterien (Blaualgen), Protozoen (tierische Einzeller) und Kleinkrebse sowie aerobe Bakterien angetroffen. Bei zunehmender Planktonproduktion nimmt die Konzentration des im Wasser gelöst vorliegenden Kohlendioxids und der Bikarbonationen ab. Aufgrund der Verschiebung des Bikarbonatkarbonationen-Gleichgewichtes kommt es während der Sommerstagnation zu einem Anstieg der pH-Werte im Epilimnion bis ~ 10. Gleichzeitig tritt als Folge der Photoassimilation eine Erhöhung der Sauerstoffsättigung im Wasser ein, maximal bis 150 %. Die Konzentration an freier Kohlensäure geht dann gegen Null. Nach Abnahme der Planktonproduktion im Herbst geht der pH-Wert im Epilimnion meist wieder auf 7 bis 8 zurück. Das Epilimnion wird durch den Wind und Konvektion walzenförmig durchmischt. Diese annähernd völlige Durchmischung betrifft gelöste Inhaltsstoffe, Bakterien und Phytoplankton. Die Durchmischungstiefe z_{mix} in m zur Zeit der maximalen Oberflächentemperatur gegen Ende Juli/Anfang August ist abhängig von der Streichlänge L_f in km, z.B. nach [10] $z_{\text{mix}} \sim 4,6 \cdot \sqrt{L_f}$ für $L_f \leq 30 \text{ km}$. Das Epilimnion macht eine Schicht von etwa 15 bis 20 m Stärke aus in großen Seen, die dem Wind exponiert sind. Sie geht bei kleinen windgeschützten Seen auf 2 bis 3 m Stärke zurück. Bei Talsperren ist das Epilimnion oft 5 bis 15 m mächtig. Die Stärke des Epilimnions d_E in m hängt von der maximalen Breite und maximalen Länge des Sees in Bezug zur Hauptwindrichtung ab: $d_E = 4,72 \cdot D^{0,39} \pm 1,70 \text{ m}$, wobei D das Mittel aus maximaler Seelänge L_{max} und maximaler Seebreite B_{max} in km ist [11.12].

Die sommerliche Tiefenlage der Sprungschicht ist nicht ständig stabil, da sie durch Starkwinde nach unten verlagert werden kann, was zu einer Vertiefung des Epilimnions führt. Bei Talsperren mit Tiefenwasserentnahme führt die abgabebe-



dingte Verkleinerung des Hypolimnions zwangsläufig zur Absenkung der darüberliegenden Schicht (Bild 11.2).

In nährstoffreichen Gewässern wird das Wasser wegen der Trübung weniger tief erwärmt, wegen des unveränderten Sonneneintrags aber auf höhere Temperaturen gebracht. Das Epilimnion ist flacher und die reichere organische Substanz führt zur stärkeren O_2 -Zehrung als in einem nährstoffarmen See. Durch die Schichtung ist die horizontale Durchmischung viel schneller als die vertikale.

Der Flachsee ist der häufigste Seentyp und hat im Gegensatz zum tiefen See einen einheitlichen Wasserkörper, der in Ausnahmefällen oder nur kurzfristig thermisch geschichtet ist. Ungeschichtete Flachseen (polymiktische Seen) haben infolge ihrer geringen Tiefe jährlich eine mehrfache Vollzirkulation bei etwa gleicher Temperatur von der Oberfläche bis zur Sohle. Ihr Wasserkörper entspricht dem Epilimnion eines tiefen Sees, der aber im Gegensatz dazu ständig Kontakt mit dem Bodensediment hat. Als Flachsee gilt ein See, bei welchem eine völlige Durchmischung bei Windgeschwindigkeiten von 20 km/h und einer Dauer von 6 Stunden erfolgt, was normalerweise bei Wassertiefen von ≤ 10 m in Streichrichtung erreicht wird. Flachseen von ≤ 5 m Tiefe haben meist Verweilzeiten, die merklich weniger als ein Jahr betragen. Die Verweilzeit ist die mittlere Aufenthaltszeit des Wassers im See während eines Jahres und entspricht dem Ausbaugrad. Ihr Kehrwert ist die Erneuerungs- oder Spülrate.

Das *Metalimnion* (Sprungschicht) ist die Übergangsschicht mit steilem Temperaturgefälle und die Grenzschicht der Zirkulation des Epilimnions. Der maximale Temperaturgradient innerhalb des Metalimnions (Thermokline) kann über 10°C/m erreichen. Die Temperatur sinkt innerhalb weniger Meter oft von $> 18^\circ\text{C}$ auf 6°C ab. In Talsperren ist das Metalimnion eine 2 bis 6 m mächtige Schicht. Gegen die beiden anderen Wasserschichten wird das Metalimnion durch eine Temperaturveränderung abgegrenzt, die mit 1°C/m Tiefenzunahme angesetzt wird. Im Metalimnion erniedrigt sich auch sprunghaft u.a. der Sauerstoffgehalt, was als Chemokline bezeichnet wird.

Das *Hypolimnion* ist die untere, meist stagnierende kältere Wasserschicht größerer Dichte mit einem Temperaturunterschied von $2\text{--}4^\circ\text{C}$ zwischen oberer Begrenzung und Seeboden. Im Jahresgang schwanken die Temperaturen im Hypolimnion oft zwischen 4 und 8°C . In dieser wenig durchleuchteten Wasserschicht findet der Abbau der in der Produktionsschicht gebildeten organischen Substanzen durch Mineralisationsprozesse statt. Nur in Klarwasserseen ist das Hypolimnion teilweise durchlichtet. Am Boden des Hypolimnions sinkt die Temperatur theoretisch nicht unter 4°C , was voraussetzt, dass die Lufttemperatur in der kalten Jahreszeit auf Werte um den Gefrierpunkt sinkt. Die Temperatur des Dichtemaximums wird vom Salzgehalt und Druck beeinflusst, sie liegt z.B. im Bodensee bei $3,8^\circ\text{C}$. Im Sommer führt die Erwärmung der oberen Wasserschicht zu einem vertikalen Dichteunterschied und stabiler Schichtung. Diese Sommerstagnation dauert in Mitteleuropa bis zu 150 Tage von Juli bis Oktober. Die im Hypolimnion ablaufenden Abbauvorgänge erhalten während dieser Phase keinen Nachschub durch physikalischen Sauerstoffeintrag, da zwischen Epilimnion und Hypolimnion im Sommer kein Wasser ausgetauscht wird. Durch den Abbau absinkender organischer Stoffe und durch Lösung von pflanzenverfügbaren Nährstoffen aus dem

Seeboden wird es O_2 -arm. Durch die sauerstoffzehrenden Vorgänge werden die Sauerstoffvorräte angegriffen, und die stärkste Belastung während der Sommerstagnation erfolgt durch die Mineralisation der Tier- und Pflanzenreste, die im Profundal sedimentiert werden. Bei anaeroben Verhältnissen produzieren anaerobe Mikroorganismen Faulgase z.B. Methan und Schwefelwasserstoff. Zwischen Epilimnion und Hypolimnion herrschen im gemäßigten Klima Temperaturunterschiede von $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ oder mehr, wohingegen in den Tropen diese Differenz oft nur 2 bis $3\text{ }^{\circ}\text{C}$ ausmacht.

Anhand der Zirkulationsphasen wird die thermische Charakterisierung der Seen vorgenommen. Bei dimiktischen Seen in gemäßigtem Klima findet die Zirkulation im Frühjahr und Herbst d.h. zweimal pro Jahr, bei ca. $4\text{ }^{\circ}\text{C}$ oder wenig darüber statt. Die Temperaturschichtung im Sommer ist stabil und kehrt sich im Winter um. Im Frühjahr führt das Fehlen eines vertikalen Dichtegradienten zur vollständigen Zirkulation des rd. $4\text{ }^{\circ}\text{C}$ warmen Wassers. Im Herbst hat die Abkühlung der Wasseroberfläche die Angleichung der Temperatur im Epilimnion und Hypolimnion zur Folge. Durch den Wind setzt die Herbstzirkulation ein. Viele europäische und nordamerikanische Seen sind dimiktisch oder zirkulieren mindestens einmal jährlich bis zur Sohle. Weitere Beispiele für dimiktische Seen sind Seen in der kälteren gemäßigten Zone und Bergseen der Subtropen [11.4, 11.9, 11.10].

Im Winter ist die Oberflächentemperatur niedriger als die des Tiefenwassers. Das leichtere, kältere Wasser bildet die obere Schicht (inverse Schichtung). Da der Dichtegradient zwischen -2 und $-1\text{ }^{\circ}\text{C}$ nur $0,05 \cdot 10^{-3}\text{ g/cm}^3$ beträgt ist eine Schichtung nur stabil, wenn sie durch eine Eisdecke gegen Turbulenz geschützt wird. In Mitteleuropa stellt sich der Zustand der inversen Schichtung bei flachen Seen in der Regel jährlich ein, bei großen tiefen Seen nur in extrem kalten Wintern. Durch das Zufrieren können Sauerstoffmangel am Seegrund und Konzentrationszunahmen an Eisen-, Mangan- und Ammoniumionen auftreten sowie Erhöhungen an $\text{CO}_2/\text{HCO}_3^-$ Konzentrationen.

Die Vollzirkulation kann ausfallen, wenn zwischen sommerlicher Schichtung und Eisbildung eine zu kurze Zeitspanne liegt, die ausserdem zu geringe Windstärken aufweist. Die Vollzirkulation fehlt völlig, wenn sich hohe Konzentrationsgradienten ausbilden, z.B. Schichtungen bei stark salzhaltigem Wasser oder Sedimentsuspensionen. Bei diesen ständig geschichteten, niemals bis zur Sohle zirkulierenden (meromiktischen) Seen wird das Tiefenwasser, das nicht zirkuliert, als Monimolimnion bezeichnet. Das Monimolimnion ist frei von Sauerstoff und enthält hohe Nährstoffkonzentrationen an P und N sowie reduzierte Abbauprodukte wie Methan und Schwefelwasserstoff und ist oft salzhaltig.

Warm monomiktische Seen weisen eine Abkühlung bis zur Sohle bei $\geq 4\text{ }^{\circ}\text{C}$ auf und eine Zirkulation im Winter bis zur Wiedererwärmung. Sie finden sich im gemäßigten Meeresklima und in Gebirgsseen der Subtropen. Der Bodensee zählt auch dazu.

Warm polymiktische Seen treten in Gegenden mit geringen saisonalen Temperaturschwankungen auf und besitzen immer Wassertemperaturen über $4\text{ }^{\circ}\text{C}$. Sie sind dauernd oder langfristig ohne Schichtung und zirkulieren bei höheren Temperaturen. Beispiele sind flache Seen in den gemäßigten Zonen, Speicher mit kleinen Ausbaugraden und Seen in den Tropen mit geringen Temperaturschwankungen.

Oligomiktische Seen haben immer eine Wassertemperatur $\geq 4^\circ\text{C}$, meist mit Temperaturschichtung, selten eine Zirkulation in unregelmäßigen Intervallen nach Abkühlungsperiode, wie Seen in den humiden Tropen. So ist bei Seen in den Tropen der Temperaturunterschied zwischen Epilimnion und Hypolimnion nur wenige Grad groß, da die Temperatur des Hypolimnions ($> 20^\circ\text{C}$) von der Lufttemperatur der kältesten Jahreszeit abhängt. Infolge dessen bilden sich weniger stabile Schichtungen aus [11.13].

Die Zuflüsse schichten sich in die Schicht ein, in welcher sich Wasser gleicher Dichte befindet, z.B. in das Metalimnion. Bei Talsperren können die schwebstoffhaltigen Hochwasserzuflüsse so innerhalb kurzer Zeit bis zum Absperrbauwerk vordringen (Kurzschlußströmung). In diesen Fällen sollte die Rohwasserentnahme tiefenvariabel gehalten werden, um die Filterlaufzeiten der Wasseraufbereitung nicht zu stark zu reduzieren, da die Bakterienzahl meist mit wachsenden Zufluss ansteigt. Die Rohwasserentnahme einer Talsperre sollte daher möglichst nicht im Bereich der Temperatursprungschicht liegen. Insbesondere im Herbst sollte die Rohwasserentnahme nicht aus der Sprungschicht erfolgen.

Die Verteilung der Wassertemperatur in einer Talsperre über die Tiefe im Verlauf eines Jahres lässt sich in Abhängigkeit von der Austauschzeit des Wassers angeben [11.10]. Zur Berechnung des Wärmehaushalts werden deterministische Modelle mit einer oder mehreren Schichten verwendet.

Bei den einfachen Wärmehaushaltsmodellen wird der See durch ein System von zwei Schichten eindimensional simuliert [11.14]. Es werden horizontale, isotherme Schichten angenommen; ein Temperaturgradient ist nur in vertikaler Richtung vorhanden. Veränderungen der Wärmeenergie werden durch advektiven Transport, Diffusion und Wärmeaustausch an der Wasser-Luft Oberfläche erzeugt.

Bei einer stabilen Sprungschicht ist die Änderung der Temperatur in dieser horizontalen Ebene, die parallel zur Wasseroberfläche verläuft, verhältnismäßig gering. Auch in Seen mit starker Umwälzung stellt sich eine Schichtung ein, bei welcher die maßgebliche Veränderung mit der Tiefe erfolgt. Für Seen mit langen Wasseraufenthaltszeiten und einer kurzen Entfernung zwischen Zu- und Abfluss, d.h. Länge des Speichersees bis 50 km, führt die Betrachtung mit einem eindimensionalen Temperaturmodell zu brauchbaren Resultaten. Eine Ausnahme bilden schmale und tiefe Seen (Canyon), wenn sie eine zu kurze Aufenthaltszeit für Spitzenabflüsse aufweisen.

Das Schichtungsverhalten kann durch einen Stratifikationsindex Fr_d , die densimetrische Froude-Zahl, erfasst werden. Mit der Zahl Fr_d werden die Trägheitskräfte, welche den mittleren Durchfluss kennzeichnen, mit der Schwerkraft, welche die Schichtung der Dichte aufrecht erhält, verglichen [11.14]:

$$Fr_d = v / [(\Delta\rho / \rho_0) g \bar{z}]^{1/2} < 1 / \pi \approx 0,32 \quad (11.5)$$

$\bar{z}$: mittlere Seetiefe,

v : mittlere Durchflussgeschwindigkeit; $v = Q / b \cdot \bar{z} = Q / V$,

$\Delta\rho$: Dichteunterschied über der Tiefe z , z.B. $\Delta\rho > 0,01 \text{ g/m}^3 \rightarrow$ Schichtung

ρ_0 : Referenzdichte, z.B. ρ bei 4°C

oder:

$$Fr_d = (L \cdot Q / \bar{z} \cdot V) / (\rho_0 / g \cdot \beta)^{1/2} \approx 320(L / \bar{z})(Q / V) \quad (11.6)$$

β : Dichtegradient; $\beta = \Delta\rho/z$ [ML⁻⁴],

V : Seevolumen [L³]; $V = Lbz$,

L : Seelänge [L] ($L \sim$ Streichlänge L_f).

Für deutlich geschichtete Seen liegen die Werte Fr_d nach Gl. 11.06 zwischen $Fr_d = 0,0004$ bei einem 17 m tiefen See mit einem Verhältnis von $Q/V = 3,3 \cdot 10^{-10}$ (sec⁻¹) und $Fr_d = 0,015$ bei einem 55 m tiefen See mit $Q/V = 4,9 \cdot 10^{-9}$ (sec⁻¹); bei mäßig geschichteten Seen $0,1 < Fr_d < 0,32$. Bei völlig durchmischten Seen werden Werte $Fr_d > 1$ erreicht. Eindimensionale Modelle eignen sich für Seen mit ausgeprägter Schichtung, bei denen $Fr_d \ll 1/\pi$ ist. Eine schwach ausgeprägte Schichtung ist bei Seen mit $0,1 < Fr_d < 1,0$ vorhanden und erfordert häufig die Anwendung von zweidimensionalen Modellen. Zur Berechnung von geschichteten Seen werden Scheiben konstanter Schichtdicke oder konstanten Volumens gebildet. Für jedes Schichtelement wird die Massen- und Wärmebilanz gebildet (Bild 11.3):

1) *Massenbilanz:*

$$\delta V_j / \delta t = Q_{zj} - Q_{z,j+1} + Q_{ij} - Q_{0j} = 0 \quad (11.7)$$

nur für das Element an der Oberfläche ist $\delta V_j / \delta t \neq 0$

V_j : Volumen des j-ten Elements, $V_j = 0,5(a_z + a_{z+\Delta z})\Delta z$,

$a_z, a_{z+\Delta z}$: Spiegeloberflächen, welche V_j begrenzen,

Δz : Schichtdicke des Elements,

z : Tiefe gemessen vom Seeboden aus,

j : Elementindex, $j = 1$ am Seeboden,

Q_{zj} : vertikaler Zufluss in das Element j (m³/s),

Q_{ij} : horizontaler advektiver Zufluss in das Element j ,

Q_{0j} : horizontaler advektiver Ausfluss aus dem Element j .

2) *Erhaltung der Wärmeenergie für ein Element V_j :*

$$\delta H_j / \delta t = (H_i - H_0 + H_{sz})j - (H_{wj} - H_{w,j+1}) - (H_{dj} - H_{d,j+1}) \quad (11.8)$$

H_j : Wärmeenergie des j-ten Elements, $H_j = c\rho V_j T_j$,

c : spezifische Wärme,

ρ : Dichte,

T : Temperatur in °C,

H_i : Wärmeenergie des advektiven Zuflusses; $H_i = c \cdot \rho \cdot Q_i \cdot T_i$,

H_0 : Wärmeentzug durch Ausfluss; $H_0 = c\rho Q_0 \cdot T_0$,

H_{sz} : Wärmeeintrag durch Sonneneinstrahlung, $H_{sz} = I_{sz} a_z dz$,

I_{sz} : Sonnenstrahlung in der Tiefe z ; $I_{sz} = \Sigma(1-\beta)I_{sn} \exp(-\varepsilon_z)$,

I_{sn} : Nettosonnenstrahlung, welche die Oberfläche durchdringt,

β : Verhältnis von an der Oberfläche absorbiertener Strahlung und Nettostrahlung,

ε : pauschaler Extinktionskoeffizient,

D_z : Vertikaler Diffusionskoeffizient, [L²T⁻¹],

$$\begin{aligned}
 \delta(V_j \cdot T_j) / \delta t = & \underbrace{(Q_i T_i - Q_o T_o)_j}_{\text{lokale Advektion}} + \underbrace{\left(\frac{1}{c \cdot \rho} \int_z^{z+\Delta z} I_{sz} a_z dz \right)_j}_{\text{Sonnenstrahlung}} - \underbrace{(Q_z \cdot T)_j + (Q_z \cdot T)_{j+1}}_{\text{vertikale Advektion}} \\
 & + \underbrace{[D_z(dT/dz)]_j - [D_z(dT/dz)]_{j+1}}_{\text{vertikale Diffusion}}
 \end{aligned} \quad (11.9)$$

Die lokale Advektion wird berücksichtigt durch Zuführung der Wärme T_i dem Element j mit der Bedingung $T_j < T_i < T_{j+1}$. Die Sonneneinstrahlung wird durch Integration des einfallenden Sonnenlichts über das Element j erhalten. Die effektive Diffusion D_z wird durch Feldmessungen bestimmt; nach Literaturwerten beträgt sie $1 \cdot 10^{-6}$ bis $1 \cdot 10^{-8} \text{ cm}^2 \text{ s}^{-1}$ [11.14]. Gl. 11.09 gilt auch für beliebige Stoffkonzentrationen.

Die Wärmebilanz wird numerisch mit der Finiten Differenzenmethode gelöst, die in impliziter oder expliziter Form angewendet wird. Ausserdem bestehen Lösungsansätze nach der Finiten Elemente Methode und zweidimensionale Ansätze [11.14].

11.1.3 Produktionsbestimmende Faktoren und Stoffkreisläufe

11.1.3.1 Lebensräume in Seen und Stoffkreisläufe

Trophie ist eine allgemeine Bezeichnung für Ernährung oder Ernährungsweise und gibt die Intensität des organischen Aufbaus an, welche die Produktivität des Ökosystems kennzeichnet. Die Primärproduktion bezeichnet die Menge an organischer Substanz, die in einer bestimmten Zeitspanne vom autotrophen Organismus (Autotrophe = Selbsternährer) produziert wird. Für ein Gewässer bedeutet die Trophie hauptsächlich die Intensität der Primärproduktion, d.h. von Biomasse und den Umsatz photoautotropher Organismen. Der Ausnutzungsgrad der Nährstoffe für die Biomasseproduktion hängt von dem Zusammenspiel verschiedener Faktoren ab: der externen Nährstoffzufuhr, den physikalischen Größen (Licht, Wassertemperatur) und hydraulischen Größen (Zirkulation, Stratifikation, Bathymetrie).

Die motorische Kraft jedes Ökosystems ist der primäre Produktionsprozeß der autotrophen Organismen während der Photosynthese durch grüne Pflanzen und Algen. Im heterotrophen System überwiegen Konsumenten, wobei komplexe organische Stoffe in einfachere abgebaut werden. Die Stoffemigration verläuft von einem Individuum zum anderen, verursacht durch die Ernährung eines Individuums auf Kosten eines anderen. Durch die Auf- und Abbauprozesse zirkulieren die für den Aufbau organischer Substanz lebensnotwendigen chemischen Elemen-

te in den Organismen eines Ökosystems. Das Zusammenwirkendieser biologischen Prozesse unter Einschluss der biotischen und abiotischen Komponenten des Ökosystems ist der biochemische *Stoffkreislauf*. Die Organismen verschiedener Ernährungsformen bilden eine vernetzte Ernährungsgemeinschaft (= Nahrungskette). *Nahrungsketten* sind funktionelle Einheiten der Umwandlung und Weiterleitung von Nährstoffen. Innerhalb der Nahrungsketten bestehen drei grundlegende trophische Stufen: Produzenten, Konsumenten, Destruenten.

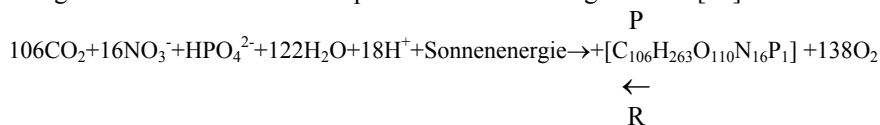
Produzenten sind die Erzeuger organischer, energiereicher Substanz, zu denen fast ausschließlich grüne Pflanzen, Algen und autotrophe Bakterien (Cyanobakterien) gehören. Diese Produktion im Gewässer läuft größtenteils in niederen und höheren grünen Pflanzen, insbesondere Phytoplankton in der Freiwasserzone, Makrophyten und Algengesellschaften des Aufwuchses (Periphyton) im Uferbereich sowie in photosynthetisierenden Bakterien durch Fixierung von Lichtenergie ab, wobei aus anorganischen (CO_2 , H_2O) und Nährstoffen das Photosyntheseprodukt, gebildet wird. Bei der Assimilation wird CO_2 aus der Atmosphäre mit Wasser unter Nutzung der Sonnenenergie zu organischen Verbindungen durch die Produzenten aufgebaut. Durch die Photosynthese wird O_2 freigesetzt, das für die Zellatmung gebraucht wird. Bei der Dissimilation werden organische Verbindungen unter Verbrauch von CO_2 und Freisetzung von CO_2 abgebaut. Kohlenstoff wird bei Dissimilationsprozessen in sauerstoffversorgten Böden als CO_2 , zurückgeführt und in Böden mit starker Unterversorgung an O_2 , z.B. überstaute Flächen, als Methan CH_4 an die Atmosphäre abgegeben.

Durch die Photosynthese P wird Algenprotoplasma (Phytoplankton) erzeugt; und durch Assimilation wird bei Eintrag von Tageslicht durch im Wasser lebende grüne Pflanzen (Phytoplankton und festsitzende Wasserpflanzen) Sauerstoff erzeugt und O_2 freigesetzt. Zum Sauerstoffverbrauch oder O_2 -Zehrung (Respiration R) zählen der Verbrauch durch Atmung der Wassertiere und bei fehlendem Tageslicht durch Atmung der grünen Pflanzen (Dissimilation) sowie der physikalische Austrag von Sauerstoff an die Atmosphäre. Der Verbrauch durch Abbau (Oxidation) organischer Substanzen durch Mikroorganismen, wie Bakterien und Pilze, ist eine weitere Ursache des Sauerstoffverbrauches.

Die Produktion von Sauerstoff beim Stoffwechsel grüner Wasserpflanzen (biogene Belüftung) erfolgt durch Sonnenenergie von 2826 Joule/mol nach folgender Bruttoformel, die in umgekehrter Richtung für die Respiration R gilt:



Die Stöchiometrie entspricht folgender Gleichung, wobei noch neben der Sonnenenergie andere Nährstoffe und Spurenelemente benötigt werden [19].



Die Dynamik der Photosynthese P bzw. Respiration R lässt sich angenähert durch die einfache Bezeichnung C:N:P = 106:16:1 wiedergeben. Im See findet die Pho-

tosynthese und die Aufzehrung von Nährstoffen in der durchlichteten oberen Schicht durch autotrophe Pflanzen statt. Die Respiration, d.h. die Konsumation und Zersetzung durch Tiere und Bakterien, findet beim Absinken der Pflanzen statt, so dass in der Tiefe die Nährstoffe wieder frei werden. Die Photosynthese wird durch die Konzentration der Nährstoffkomponenten $N:P = 16:1$ gekennzeichnet. Die Respiration ist charakterisiert durch einen Quotienten $O_2:C \approx 1,3$ oder $O_2:N = 9$. Die Leistung der Photosynthese hängt von Faktoren ab, wie Temperatur, Konzentration von CO_2 , Angebot an Nährstoffen, Population und Stärke der Insolation. Der ökologische Wirkungsgrad ($\approx$ Energiefixierung durch Photosynthese) liegt bei Seen zwischen 0,02 und 3 %, [11.4, 11.5].

Die *Konsumenten* sind heterotrophe Organismen (Heterotrophe = Fremdernährte) und Umsetzer von fertigen organischen Stoffen, aus denen sie die eigene organische Substanz aufbauen. Dazu gehören Primärkonsumenten, wie Zooplankton, sowie phytopathogene Bakterien, Viren und Pilze, Sekundärkonsumenten, d.h. fleischfressende Tiere, sowie Tertiärkonsumenten (Spitzenkonsumenten).

Destruenten sind ebenfalls heterotrophe Organismen, in der Regel Mikroorganismen (Pilze und Bakterien). Destruenten sind Abbauer (Reduzenten) organischer Substanz, die tote organische Stoffe durch Reduktion oder Oxydation in anorganische mineralische Stoffe zersetzen. Sie schließen den Kreislauf Primärproduktion - Konsumation - Reduktion.

Trophiestufen sind Nahrungsstufen, die von den Primärproduzenten ausgehen, und anschließend führen zu Sekundär-, Tertiär- usw. bis zum Endkonsumenten führen können. Die Energie- und Stoffweiterleitung im System erfolgt über Nahrungsketten. Die Länge der Nahrungskette ist abhängig von der durch die Primärproduzenten produzierten organischen Substanz, die von ihnen in die Kette fließt, von dem ökologischen Wirkungsgrad der einzelnen Stufen und den Umweltbedingungen. Nahrungsketten bestehen nicht losgelöst voneinander sondern sind zu *Nahrungsnetzen* miteinander verknüpft. Nahrungsketten sind oft dreigliedrig (Produzent $\rightarrow$ Primärkonsument $\rightarrow$ Sekundärkonsument). Bei der Energieübertragung in einer Nahrungskette werden 80–90 % der chemischen Energie in Wärmeenergie umgewandelt. Man unterscheidet vier Grundtypen von Nahrungsketten. Herbivore Nahrungsketten beginnen bei den grünen autotrophen Pflanzen (Produzenten) als 1. trophische Stufe und setzen sich über die Pflanzenfresser (Primärkonsumenten, herbivore Tiere) als 2. trophische Stufe bis zu den Fleischfressern (Sekundärkonsumenten, Zoophage) als 3. trophische Stufe, fort. Durchschnittlich sind herbivore Nahrungsketten 3- bis 5-gliedrig, bei einem Überangebot an Nahrung kann sich auch eine 6- bis 7-gliedrige Kette entwickeln. *Detritivore Nahrungsketten* führen von der toten organischen Masse zu sich vom Detritus ernährenden Mikroorganismen bis hin zu deren Predatoren (Sekundärkonsumenten) und eventuell Gipfelkonsumenten. Als Detritus (Zerreibsel) wird die im Wasser vorhandene, zerriebene und mit Bakterien behaftete tote organische Substanz bezeichnet. Das erste Glied wird also von einem Detritusfresser, das zweite und eventuell dritte von Zoophagen eingenommen. Da Bakterien den Detritus besiedeln, sind die Detritusfresser gleichzeitig bakterivor. Zusätzlich verlaufen einige bakterivore Ketten von den detritivoren vollkommen getrennt, wie sie in aquatischen Ökosystemen angetroffen werden. Parasitische Nahrungsketten können entweder zweigliedrig

sein, oder das Wirt-Parasit-System bildet den Abschnitt einer parasitischen Kette mit mehreren Parasiten. In den Ökosystemen dominiert jeweils ein Typ der Nahrungsketten z.B. die detritische. Die Funktion von Bakterien und Pilzen in Nahrungsnetzen besteht in der Aufnahme gelöster organischer Stoffe, die überwiegend von den Primärproduzenten, d.h. dem Phytoplankton, in das Wasser abgegeben werden.

Die Primärproduzenten binden in der Biomasse der grünen Pflanzen im Mittel 1 % der Sonnenenergie. Die Primärkonsumenten nutzen von dieser in Form von organischer Substanz der Produzenten gebundenen Energie wiederum lediglich 10–20 %, gleiches gilt für die Sekundärkonsumenten bei der Konsumtion der Primärkonsumenten. Der Ausnutzungsgrad der ursprünglich akkumulierten Sonnenenergie verringert sich also ständig. Die Biomassen nehmen beim Übergang von einer Trophieebene zur nächsthöheren ständig ab.

Die Saprobie ist der Komplementärbegriff zur Trophie. Die *Saprobie* (gr. Sapro = faul) ist die Summe der am *Abbau* organischer Substanzen beteiligten Lebewesen, einschließlich der tierischen. Sie gibt also die Intensität des organischen Abbaues (heterotrophe Produktion) an: je größer sie ist, desto verunreinigter ist das Gewässer. Zwischen Saprobie, Trophie und Wassergüte des Fließgewässers besteht eine enge Wechselbeziehung.

Die *Sukzession* ist die zeitliche Abfolge von Biozönosen bei der Besiedlung eines Standortes, die durch Veränderung abiotischer und biotischer Umweltfaktoren hervorgerufen werden. Als primäre Sukzession wird die Besiedlung eines bisher nicht bewohnten oder bewachsenen Lebensraums bezeichnet, z.B. einer Anlandung in einem Fluss und Auwaldentwicklung. Im Endstadium der Sukzession bleibt die Lebensgemeinschaft ohne bedeutende Veränderungen bestehen. Sie wird an Normalstandorten mit Makroklima Schlußgesellschaft oder *Klimax* (griech. Klimax = Treppe) genannt, an Sonderstandorten als Dauergesellschaft bezeichnet.

Die Lebensräume im stehenden Gewässer werden unterteilt in Freiwasserzone (Pelagial) und Bodenzone bzw. Gewässergrund (Benthal). Die Bentharegion wird nach der Wassertiefe eingestuft in die durchlichtete Bodenzone (Litoral) im Uferbereich, die von Pflanzen (Makrophyten, Periphyten und benthische Algen) besiedelt werden kann, und die pflanzenfreie lichtlose Tiefenzone (Profundal). Die Grenze zwischen beiden Zonen entspricht etwa der Kompensationsebene. Den Gewässergrund besiedelnde Organismen werden als Benthos bezeichnet. Wo der verwurzelte Pflanzenwuchs aufhört beginnt die Zone des freien Wassers (Pelagial). Das Pelagial gliedert sich in eine belichtete Oberflächenschicht und in eine lichtlose Tiefenschicht, in der keine grünen Pflanzen leben können.

Charakteristische Lebensgemeinschaft des Pelagials ist das mit der Wasserbewegung passiv treibende und schwebende Plankton. Es setzt sich zusammen aus dem Phytoplankton, das überwiegend aus mikroskopisch kleinen Algen (pflanzlichem Plankton) besteht, dem Zooplankton (tierischen Plankton), das sich überwiegend aus Kleinkrebsen, Rädertierchen und einzelligen Tieren (Protozoen) zusammensetzt, und dem Bakterioplankton. In einem oligotrophen See liegt die Gesamtbakterienzahl zwischen 50 bis $340 \cdot 10^3$ pro ml, in einem eutrophen zwischen 2200 und $12000 \cdot 10^3$ pro ml. Die Generationszeit der Bakterien liegt zwi-

schen 6 und 24 h. Das Plankton ist über einen See vertikal und horizontal ungleichförmig verteilt, bedingt durch Absinkverluste bzw. Strömungen. Das Absinken des Planktons ohne Eigenbewegung wird durch warmes Wasser beschleunigt, da die kinematische Zähigkeit bei 5 °C etwa 50 % größer ist als bei 20 °C. Eine zweite charakteristische Organismengesellschaft des Pelagials ist das Nekton, dem Fische und Wasserinsekten zugeordnet werden. Darunter versteht man allgemein die Gesamtheit größerer Organismen des Pelagials, die sich im Gegensatz zum Plankton durch Eigenbewegung und unabhängig von der Strömung fortbewegen können (vgl. Tab.11.2 und Bild 11.4).

Tabelle 11.2: Absetzgeschwindigkeit v_s für Partikel des Durchmessers Φ und Halbsättigungskonstante k_s nach Michaelis – Menten. Klammerwerte: stationäre Phase der Algen

Partikel / Spezies	ϕ (μm)	v_s (m/d)
Schluff grob	31-62	57-220
Schluff fein	8-16	4-16
Ton ($\rho_s = 2.7 \text{ g/cm}^3$)	2-4	0.3-1
Bereich d. Phytoplanktons	2-84	0,08-1,1 (0.24)-(4.7)
<i>Asterionella formosa</i>	25	0,2 (1.48)
<i>Rhizosolenia robusta</i>	84	1.1 (4.7)
<i>Tydotella menue</i> Shimiana	2	0.08
<i>Scenedesmus quadricauda</i>	8.4	0,27 (0,89)
<i>Cyclotella meneghiniana</i>	2	0.08 (0.24)
Partikulärer organischer Kohlenstoff	1-10	0.2
	10-64	1.5
	> 64	2.3
<u>Halbsättigungskonstante K_s für P:</u>		
<i>Asterionella</i> (Kieselalge)		0,002 mg PO ₄ -P/l
<i>Anbistrodesmus</i> (Grünalge)		0.0040 mg PO ₄ -P/l
<i>Scenedesmus</i> (Grünalge)		0,01-0,02 mg PO ₄ /l

Das Litoral ist der Lebensraum von Wasserinsekten, Wassermilben, Würmer und Schnecken, die vorwiegend auf Pflanzen oder am Boden leben. Die Uferzone, die vom Hochwasserbereich bis zu ca. 6 m Wassertiefe reichen kann, lässt sich in Gürtel folgender charakteristischen Pflanzenbestände, die auf dem Gewässergrund wurzeln (Phytobenthos), einteilen: Schilfgürtel mit aus dem Wasser ragenden Pflanzen, Röhricht mit Seggen, Rohr, Schilf, Binse (Scirpen, Phragmiten), Schwimmblattpflanzen, deren Blätter auf der Wasseroberfläche liegen, wie Seerose, einige Laichkräuter (*Potamogeton natans*) und Unterwasserpflanzen (Tauchblattpflanzen), wie Tausendblatt, Wasserpest und einige Laichkrautarten. Zum offenen Wasser hin schließt ein Algenrasen (Armlauchalgen) an. Diese natürliche Zonierung wird mit zunehmender Eutrophierung gestört. Wasserpflanzen, die makroskopisch als Individuen erkennbar sind, werden als Makrophyten bezeichnet. Die Lebensgemeinschaft des Profundals ist eine Konsumgemeinschaft und hängt von der Biomasse ab, die im Litoral und Pelagial produziert wird, sowie von der chemoautotrophen Produktion durch Mikroorganismen.

Die *Population* ist die Gesamtheit der Individuen und in genetischer Sicht eine Fortpflanzungsgemeinschaft. Es ist ein biotisches System, das von der Individuengruppe einer Art gebildet wird, die zur gleichen Zeit ein gemeinsames Areal bewohnen, z.B. die Algenpopulation eines Tümpels. Zu den beschreibenden biostatistischen Parametern gehören die auf die Fläche bzw. das Volumen bezogene Populationsdichte, die Biomasse, der Bestand (Populationsgröße), die Natalität, die Mortalität sowie die Vermehrungsziffer. Populationswachstum ist die Zunahme der Individuenzahlen von der Gründung bis zur Stabilisierung des Bestandes.

Der *Bestand* wird als Anzahl der die Population zu einem bestimmten Zeitpunkt bildenden Individuen definiert. Für die Vegetation lässt sich die Vorkommenshäufigkeit ermitteln, indem der Bedeckungsgrad festgestellt wird [11.1]. Die *Populationsdichte* entspricht der Bestandsgröße bezogen auf eine Einheitsfläche bzw. -volumen Wasser. Die Dichte kann auch mit der *Biomasse* ausgedrückt werden, z.B. als Gesamttrockenmasse der Individuen pro Flächen- oder Volumeneinheit z.B. in kg/ha. Größe und Absinkgeschwindigkeit der Partikel ist sehr unterschiedlich; der visuelle Bereich beginnt bei Partikelgrößen $>10^{-4}$ m (Bild 11.4).

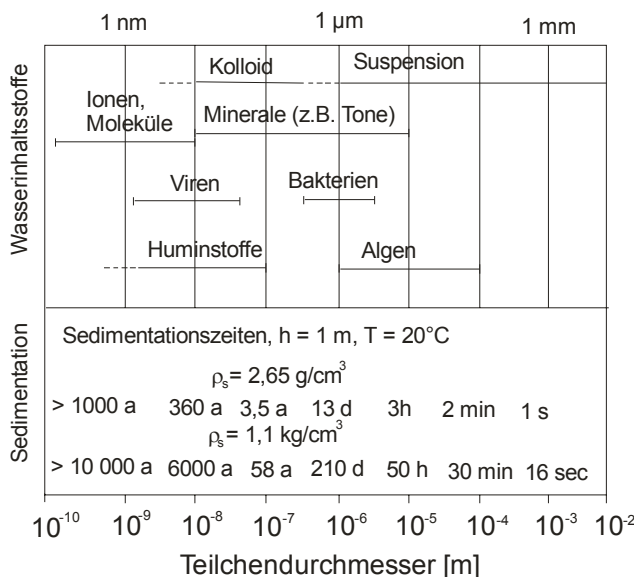


Abb.11.4: Größenverhältnisse und Sedimentationszeiten von Wasserinhaltsstoffen der Dichte $\rho = 1,1$ und $2,65 \text{ g/cm}^3$ einer 1 m hohen Wassersäule (nach Bernhardt)

Es gibt zwei grundlegende *Modelle des Populationswachstums* [11.1, 11.2]. Beim ersten Ansatz ist das Wachstum dichteunabhängig. Die Mortalität wird nur von der Intensität und der Zeitdauer des Wirkens von abiotischen Umweltfaktoren, Krankheiten, ernährungs-physiologischen Störungen u.a. gesteuert. Die Wachstumskurve für den Fall, dass durch die Reproduktion der Organismen die Bestandesgröße bzw. die Dichte der Population theoretisch bis ins Unendliche

wächst, kann als Exponentialgleichung ausgedrückt werden. Beim zweiten Modell nimmt das Wachstum proportional zur Individuendichte der Population ab. Grundlage für die Begrenzung des Maximums der Populationsgröße sind die Konkurrenz, Parasiten, Krankheitserreger usw. Nach der logistischen S-Kurve verläuft das Populationswachstum P zunächst langsam, da nur relativ wenige reproduktionsfähige Organismen existieren. Danach wird das Wachstum beschleunigt, nähert sich einer exponentiellen J-Kurve an und wird am Ende durch den steigenden Umweltwiderstand und Limitierung der Dichte durch Konkurrenz gebremst, so dass die Bestandesgröße ein Gleichgewicht erreicht. Die (Sättigungs)-Konstante $\mu_{\max}$, die nicht überschritten wird, ist die limitierende Kapazität und entspricht der maximalen Populationsdichte. Nach der trophischen Theorie hängt das Populationswachstum in erster Linie vom verfügbaren Nahrungsangebot ab. Nach der synthetischen Theorie wird die Population durch das Wirken einer Gesamtheit von Faktoren der abiotischen Umwelt, Konkurrenz, Krankheiten, Populationsstruktur, biozönotische Ordnung usw. gesteuert.

Für die *Wachstumskinetik* eines geschlossenen Systems, das von außen keine Stoffzufuhr erhält, kann angenommen werden, dass die Biomasse, ausgedrückt als Zellenkonzentration N in kg Zellen/m³, exponentiell mit einer Wachstumsrate r_N zunimmt: $r_N = k \cdot N$, wobei k in d⁻¹ die kinetische Wachstumskonstante bedeutet. Für das geschlossene System $dN/dt = k_N \cdot N$ lautet die analytische Lösung für die Anfangsbedingung $N = N_0$ zur Zeit $t = 0$:

$$\ln N = k_N \cdot t + \ln N_0 \quad \text{oder} \quad N/N_0 = e^{k_N t}. \quad (11.10)$$

Die exponentielle Zunahme erreicht einen Grenzwert z.B. infolge Abnahme des Nährstoffangebots oder Anreicherung toxischer Substanzen als Stoffwechselprodukte. Der stationären Phase nach Überschreiten des Grenzwertes kann eine Abnahme folgen, wenn die Zahl der absterbenden Zellen größer ist als die der sich teilenden. Das exponentiell zunehmende Zellenwachstum bis zu einem Grenzwert wird durch die obige Gleichung beschrieben, wobei die spezifische Wachstumsrate μ in d⁻¹ eine Funktion der Substratkonzentration C ist. Die Gleichung wurde von Monod auf mikrobielles Wachstum angewendet und von Michaelis-Menten auf Enzyme. Für den Stoffumsatz haben die Bakterien, die hohe Wachstumsraten von $\mu > 50 \text{ d}^{-1}$ aufweisen, eine große Bedeutung [11.1, 11.2].

Ein einstufiges Modell für die Nährstoffaufnahme bzw. des nährstofflimitierten Wachstums nach Monod [11.3], das z.B. auf die Abhängigkeit der Wachstumsrate einer grünen Wasserpflanze von der Nährstoffkonzentration angewendet wird, lautet für die spezifische Wachstumsrate μ_w eines Organismus pro Tag:

$$\mu_w = \mu_{\max} [C / (K_S + C)] \quad (11.11)$$

μ_w : Wachstumsrate (d⁻¹),

$\mu_{\max}$: höchstmögliche Wachstumsrate (d⁻¹),

C : Nährstoffkonzentration (Substratkonzentration) (mg/m³),

K_S : Halbsättigungskonstante für das Wachstum (mg/m^3); sie gibt die Nährstoffkonzentration an für $\mu = 0,5 \cdot \mu_{\max}$; z.B. für Phytoplankton: Kieselalge (*Asterionella*) $K_S = 2$ ($\mu\text{g PO}_4\text{-P/l}$), Grünalge (*Scenedesmus*) $K_S = 50$ ($\mu\text{g PO}_4\text{-P/l}$).

K_S entspricht dem Wert von C für $\mu_{\max}/2$. Für $C \rightarrow 0$ strebt $\mu \rightarrow \mu_{\max} \cdot C/K_S$ und für die Substratkonzentration S [mg/l] $\rightarrow \infty$ geht $\mu \rightarrow \mu_{\max}$. Die Rate der Substrataufnahme und Produktion kann als spezifische Wachstumsrate in T^{-1} ausgedrückt werden (s. Gl. 11.10).

$$\mu = r_N / N \quad (11.12)$$

r_N : Zellenwachstumsrate ($\text{kg Zellen m}^{-3}\text{s}^{-1}$); $r_N = k \cdot N$,

N : Konzentration an Zellen (kg/m^3),

K : kinetische Wachstumskonstante (s^{-1}).

Als spezifische Substrataufnahme lautet die Rate q_s (kg Substrat S/kg Biomasse·Stunde):

$$q_s = r_s / N \quad (11.13)$$

r_s : Rate der Substrataufnahme durch die Zellen ($\text{kg Substrat m}^{-3}\text{s}^{-1}$).

In ökologischen Systemen ist die Nutzung von mehreren Substraten die Regel, wobei ein oder mehrere Substrate Wachstumsbeschränkungen verursachen. Die Kinetik mehrfacher Substrate kann nach Monod z.B. für die Substrate S_1 (Kohlenstoff) und S_2 (Sauerstoff), berücksichtigt werden in der Form $S_1 + S_2 \rightarrow B$:

$$\mu = \mu_{\max} \left(\frac{S_1}{K_1 + S_1} \right) \left(\frac{S_2}{K_2 + S_2} \right) \quad (11.14)$$

Durch diesen multiplikativen Effekt wird für $S_1 = K_1$ und $S_2 = K_2$ der Wert $\mu = \mu_{\max}/4$.

Wirken dagegen zwei Substrate als parallele Reaktionen lautet die Monod Kinetik:

$$\mu = \mu_{\max} \left(\frac{K_1 \cdot S_1}{K_1 + S_1} + \frac{K_2 \cdot S_2}{K_2 + S_2} \right) \left(\frac{1}{K_1 + K_2} \right) \quad (11.15)$$

wobei K die spezifische Wachstumsrate bedeutet. Für $S_1 = K_1$ und $S_2 = K_2$ erhält man $\mu = \mu_{\max}/2$. Für den Fall $S_1 = 0$ und S_2 als großer Wert wird $\mu = \mu_{\max} K_2/(K_1 + K_2)$, so dass das Substrat S_2 allein ein bestimmtes Wachstum ermöglicht.

Die Wachstumsfunktion nach Monod kann z.B. für Algen (= Algenbiomasse B) ausgedrückt werden: $B_t = B_0 \cdot (\exp(\mu t))$ in mg/l

$$\text{mit } \mu = \mu_{\max} \left[\frac{P}{K_P + P} - \frac{N_1 + N_3}{K_N + N_1 + N_3} \right] \quad (11.16)$$

$P = PO_3^{3-}$ – P-Konzentration (mg/l),

$N_1 = NH_4^+$ – N-Konzentration (mg/l),

$N_3 = NO_3^-$ – N-Konzentration (mg/l),

K_p, K_N : Halbsättigungskonstante für Phosphor bzw. Stickstoff; Werte für Phytoplankton bei Nährstofflimitierung von P: 1–5 µg/l, N: 20 µg/l.

Die zeitliche Änderung der Biomassekonzentration B des Phytoplanktons setzt sich zusammen aus dem Zuwachs abzüglich Absterben zuzüglich der Differenz zwischen Zu- und Abfluss:

$$\frac{dB}{dt} = (\mu \cdot B) - (g \cdot B) + DB_i - DB_A =$$

$$D_o \cdot B_o + \mu B - D \cdot B_A - R \cdot B - G \cdot B \quad (11.17)$$

mit $\mu = (\ln N_t - \ln N_o)/t$ mit $N_t = N_o \exp(\mu \cdot t)$.

g : Verlustrate; $g = D + R + G$ mit D, R, G als Geschwindigkeitsbeiwerte [d^{-1}] für Abschwemmung D , Sedimentation R und Futterverlust G ; für eine Jahresbilanz kann näherungsweise gesetzt werden: $g = Q/V = 1/\tau$ [a^{-1}],

D_o : Einschwemmung (Import);

μ = Wachstumsrate pro Tag, $\mu > g$; z.B. $\mu = \mu_{\max} \cdot C/(K_c + C)$,

N : Zellzahl pro Tag,

τ : Verweildauer.

Wenn die Erneuerungszeit nur mehrere Tage beträgt, spielen in Gl. 11.17 die Größen R und G keine wesentliche Rolle, da bei $D = 0,5 d^{-1}$ das *Fließgleichgewicht* (*steady state*) $m = D$ erreicht ist. Das Fließgleichgewicht ist ein zeitunabhängiger, sich selbst erhaltener Zustand, der einem Höchstwert der Biomasse zustrebt.

Der Stoffhaushalt folgt dem Massenerhaltungsprinzip, wonach die Gesamtmasse in einem System konstant ist. Da einzelne Komponenten zeitlich variabel sind, wird die Dynamik der Massenbilanz durch Bilanz der Massenveränderungen pro Zeitabschnitt ausgedrückt:

Akkumulationsrate im System = Zuflussrate - Abflussrate + Produktionsrate durch Reduktion der Komponenten im System. Im Fall des Gleichgewichtszustandes wird die linke Seite dieser Bilanzgleichung gleich Null.

Der Akkumulationsterm der Masse der Komponente i ist dM_i/dt und kann in molaren oder kg-Einheiten pro Zeit ausgedrückt werden. Er entspricht dem Wasservolumen mal Konzentration: $dM_i/dt = d(V \cdot C_i)/dt$. Die Fließraten zum oder aus dem System werden als volumetrische Flüsse mal Konzentration ausgedrückt: $M = Q \cdot S$ und $M_i = Q \cdot C_i$ in kg/s. Die Produktionsrate R in kg/s erfasst Produktion oder Verbrauch von Masse durch biologische oder chemische Reaktionen sowie mikrobiologische Wachstumsraten oder Substrataufnahme: $R = r \cdot V$, wobei r die Reaktionsrate in $kg/(m^3 \cdot h)$ oder $kmol/(m^3 \cdot h)$ ist. Sie ist positiv beim Aufbau und negativ beim Abbau von Substanz.

Für einen völlig durchmischten See mit einem Volumen V , Zuflussvolumen Q_Z , Ausflussvolumen Q_A , in dem die Fließgeschwindigkeit gleich Null ist, lautet die Massenbilanz, wenn mit r die Dichte bezeichnet wird: $d(\rho_A \cdot V)/dt = \rho_Z \cdot Q_Z - \rho_A \cdot Q_A$. Im Gleichgewichtszustand ist das Seevolumen konstant ($dV/dt = 0$), und es wird $Q_Z = Q_A$. Anhand der Unterschiede von ρ_Z und ρ_A lässt sich daraus die Produktionsrate ableiten, da für einen See mit einer Produktionsrate (Abbaurrate) $r_p = -k_p C_A \cdot V$ gilt: $d(V \cdot C_A)/dt = C_Z \cdot Q_Z - C_L \cdot Q_A - k_p \cdot C_L \cdot V$. Mit k_p in h^{-1} wird die konstante Reaktionsrate, deren Abnahme nur von C abhängt (Abbaurrate 1. Ordnung), bezeichnet, C_Z und C_L sind die Konzentrationen im Zufluss bzw. See und Ablauf in mg/m^3 . Mit Einführung der Wasseraustauschrate $r = Q/V$ [$1/a$] und für den Gleichgewichtszustand $dC_L/dt = 0$ wird erhalten: $C_L = C_Z/[1+(k_p/r)] = (rC_L)/(r+k_p)$.

Werden Zu- und Abflüsse vernachlässigt, erhält man aus der Massenbilanzgleichung: Akkumulationsrate = Produktionsrate bzw. $d(VC_i)/dt = r_i V$. Bezeichnet $n_i = VC_i$ die Anzahl der Mole der Substanz i zur Zeit t , erhält man für die chemische Reaktionskinetik $r_i = (1/V)(dn_i/dt)$ in mol/Zeit.

Bei der Modellierung der Gewässergüte wird von homogenen Reaktionen ausgegangen, die in der flüssigen Phase stattfinden. Oft handelt es sich hierbei um irreversible biochemische Reaktionen, die in einer Richtung stattfinden und solange andauern bis der Ausgangsstoff (=Reaktant) erschöpft ist, z.B. Abbau organischer Substanz. Die chemische *Kinetik* betrifft die Geschwindigkeit der Reaktion. Die Kinetik bzw. Rate dieser Reaktion werden quantitativ ausgedrückt durch eine Rate, die proportional zur Konzentration des Reaktanten ist. Die Reaktionsordnung beschreibt den Zusammenhang von der zeitlichen Konzentrationsabnahme und der Reaktionsgeschwindigkeit v , z.B. für den Ausgangsstoff A der Konzentration C_A :

$$v = dC_A/dt = -K^n,$$

wobei K den Geschwindigkeitskoeffizienten und n die Reaktionsordnung bedeuten.

Die Reaktion Nullter Ordnung ergibt für $n = 0 \rightarrow dC/dt = -K$ [$ML^{-3}T^{-1}$] und bedeutet, dass z.B. eine Substanz täglich um einen festen Betrag a [$g/(L \cdot d)$] abnimmt (z.B. Enzymreaktionen). Die Halbwertszeit $T_{0,5}$, zu welcher die Substanzmenge noch halb so gross ist wie die Ausgangsmenge, beträgt $T_{0,5} = C_0/2K$, wobei C_0 die Ausgangskonzentration ist. Die Reaktion 1.Ordnung lautet für $n = 1$: $dC/dt = -KC$ [T^{-1}] und führt zur Konzentrationsabnahme in der Form $C = C_0 e^{-Kt}$ und einer Halbwertszeit von $T_{0,5} = \ln 2/K$ (z.B. BSB-Abbau). Bei einer Rate 1.Ordnung $K = 0,1$ [$1/d$] gehen jeden Tag 10% verloren.

Der Stoffhaushalt eines Sees ist sehr dynamisch und schwankt mit der Jahreszeit (Tab. 11.3). Die Vegetationsperiode, die für den Stoffhaushalt von entscheidender Bedeutung ist, fällt bei tiefen Seen etwa mit der Periode der Sommerstagnation zusammen. Natürliche Seen weisen eine verhältnismäßig stabile Periodizität auf. Talsperrenseen unterliegen einer jahrelangen Entwicklung, bei welcher die jahreszeitliche Periodizität anfangs nur schwach ausgeprägt ist. Die Variabilität des Stoffhaushalts eines Speichers ist meist größer als die eines Sees infolge der vergleichsweise großen Zuflüsse, stark wechselnder Wasserstände und Wasserabgaben aus tiefen Wasserschichten (Bild 11.6).

Der Bereich maximaler Entwicklung verschiedener Planktonarten ist tiefenmäßig unterschiedlich. So findet sich die Blaualge in den Sommermonaten im Metalmnion. Durch die herbstliche Teilzirkulation wird sie an die Oberfläche verfrach-

tet und durch die Vollzirkulation über alle Tiefen verteilt, so dass sie in die Rohwasserentnahme einer Talsperre gelangen kann. Die Sinkgeschwindigkeit der anorganischen und organischen Schwebstoffpartikel erstreckt sich über mehrere Zehnerpotenzen (Bild 11.4).

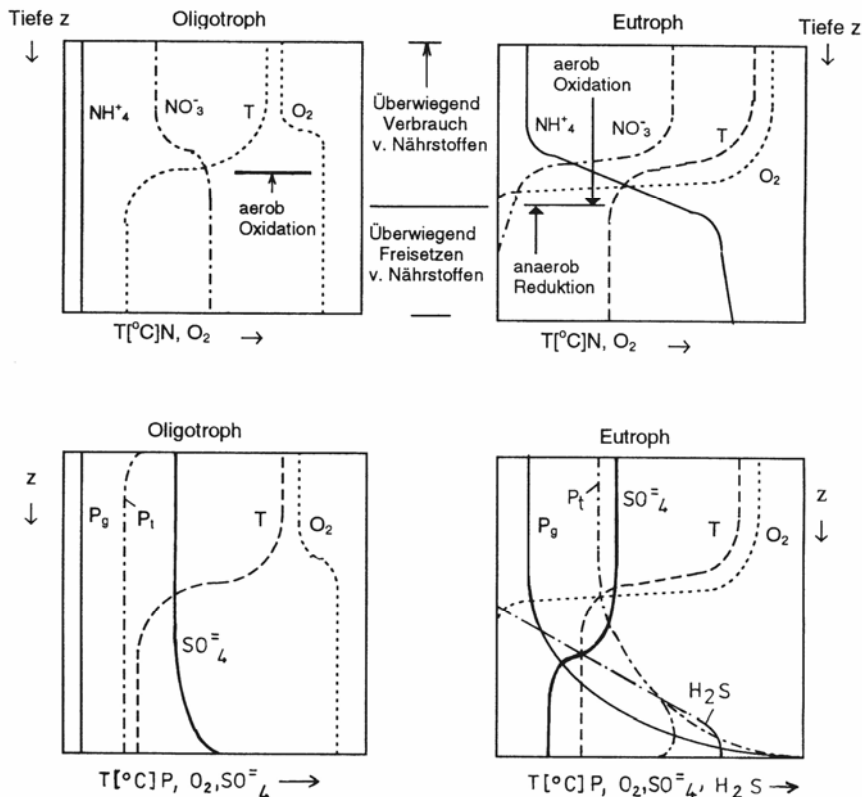


Abb. 11.5. Schema für die Tiefenverteilung von Stickstoff (HN_4^+ , NO_3^-), Phosphor (gelöstes P_g und Gesamtphosphor P_t) und Schwefel (gelöstes $\text{SO}_4^{=4}$ und H_2S) in eutrophen und oligotrophen Gewässern während der Sommerschichtung

Für ein bestimmtes Angebot an Nährstoffen bestehen für eine Reihe von Organismen besonders günstige Wachstumsbedingungen, z.B. für Grünalgen $K_s = 40 \mu\text{g PO}_4\text{-P/l}$ und für Kieselalgen $2 \mu\text{g PO}_4\text{-P/l}$. Infolge der Konkurrenzsituation werden bei geringen PO_4 -Konzentrationen Kieselalgen vorherrschen und umgekehrt. Allgemein gilt das Minimumgesetz als Wirkungsgesetz für Umweltfaktoren: Die Entwicklung einer Art in einem Biotop wird durch den Umweltfaktor (Minimumfaktor) bestimmt, der – im pessimistischen Sinn – am weitesten von den Bedürfnissen der Art abweicht. Die Zusammensetzung der Lebensgemeinschaft verschiedener Organismen nach Art und Zahl wird durch den Umweltfaktor in

Form von Nährstoff oder physikalisch-chemischer Parameter bestimmt, der sich am meisten dem Pessimum annähert. Der Faktor, der in zu geringer Menge vorkommt, bestimmt das Wachstum. Die chemischen Anforderungen an die Photosynthese gehen vom Konzept des wachstumslimitierenden Faktors aus.

In humiden und tropischen Klimazonen dominieren Seen mit folgender Ionenverteilung [11.16, 11.17, 11.18]:

Kationen: $Ca^{2+} > Mg^{2+} > Na^+ > K^+$; *Anionen*: $CO_3^{2-} > SO_4^{2-} > Cl^-$.

Kalzium wird von Wasserpflanzen, Grünalgen und allen Tieren zum Zellaufbau gebraucht, Magnesium ist Mikronährstoff von Pflanzen und Bakterien. Kohlenstoff ist Grundbestandteil des Lebens und in Verbindung mit Ca und Mg entscheidend für das Säurebindungsvermögen und den pH-Wert. Chlor ist ein wesentlicher Faktor im osmotischen Gleichgewicht und Ionenaustausch. Von den 16 Elementen, aus denen sich Wasserpflanzen zusammensetzen, machen O und H zusammen über 90 %, N 0,7 % und P < 0,1 % des Nassgewichtes aus [11.19, 11.20, 11.21].

Sulfat wird durch Abwässer, Luftimmission (SO_4 , saurer Regen), Verwitterung von Pyrit und Gipsvorkommen im Einzugsgebiet eingetragen. Im Schwefelkreislauf setzen Fäulnis bakterien Schwefel aus toter organischer Substanz frei, wobei die Sulfate zu Sulfiden reduziert werden. Die Energie wird aus der Oxydation anorganischer Stoffe gewonnen, so dass der Kreislauf ohne Beteiligung höherer Organismen abläuft (Bild 11.6). Für Biozönosen spielt der Schwefelkreislauf eine Rolle, wenn die Konzentration auf $> 1000 \text{ mg/l } SO_4^{2-}$ ansteigt, da derartige Gewässer verodet sind, wie z.B. Tagebaurestseen.

Die Bruttoproduktion kennzeichnet die Summe der auto- und heterotroph assimilierten organischen Substanz. Die Nettoproduktion entspricht dem Zuwachs an organischer Substanz durch Wachstum und Reproduktion der Organismen. Sie wird erhalten aus der Bruttoproduktion abzüglich der Verluste durch Respirationen, welche die Bruttoproduktion bei Pflanzen um 40–60 % mindern [11.3]. Nettoproduktion ist also gleich der Assimilation minus der Respiration. Sekundärproduktion ist die Menge an organischer Substanz, die von heterotrophen Organismen durch Assimilation organischer Substanz vorangegangener Stufen der Nahrungskette gewonnen wird. So beträgt bei Gras- bzw. Ackerland die Nettoprimärproduktion 6 bzw. 7 t/(ha·a), und die Biomasse ist 16 bzw. 10 t/ha [1].

Im Epilimnion finden vorwiegend Produktionsprozesse, im Hypolimnion Abbauprozesse statt. Wichtigster Produzent ist das Phytoplankton, das im tiefen See den Stoff- und Energiefluss maßgeblich bestimmt. Die von den freischwebenden Algen in Gang gesetzte Primärproduktion setzt als Abfallprodukte O_2 und OH^- Ionen frei, wobei mit zunehmender Produktionsintensität O_2 -Konzentration und pH-Wert ansteigen. Angaben über Bioproduktion und Biomasse enthält Tab. 11.2b. In flachen Gewässern bzw. im Litoral bestimmen die Makrophyten die Primärproduktion. Wesentliche Ernährungsgrundlage der Konsumenten ist lebendes organisches Material, wie tierische Organismen im See (Zooplankton, Fische) und die Fauna des Seegrundes (Zoobenthon) (Bild 11.7). Wichtigster Produzent ist das Phytoplankton, das im tiefen See den Stoff- und Energiefluss maßgeblich bestimmt.

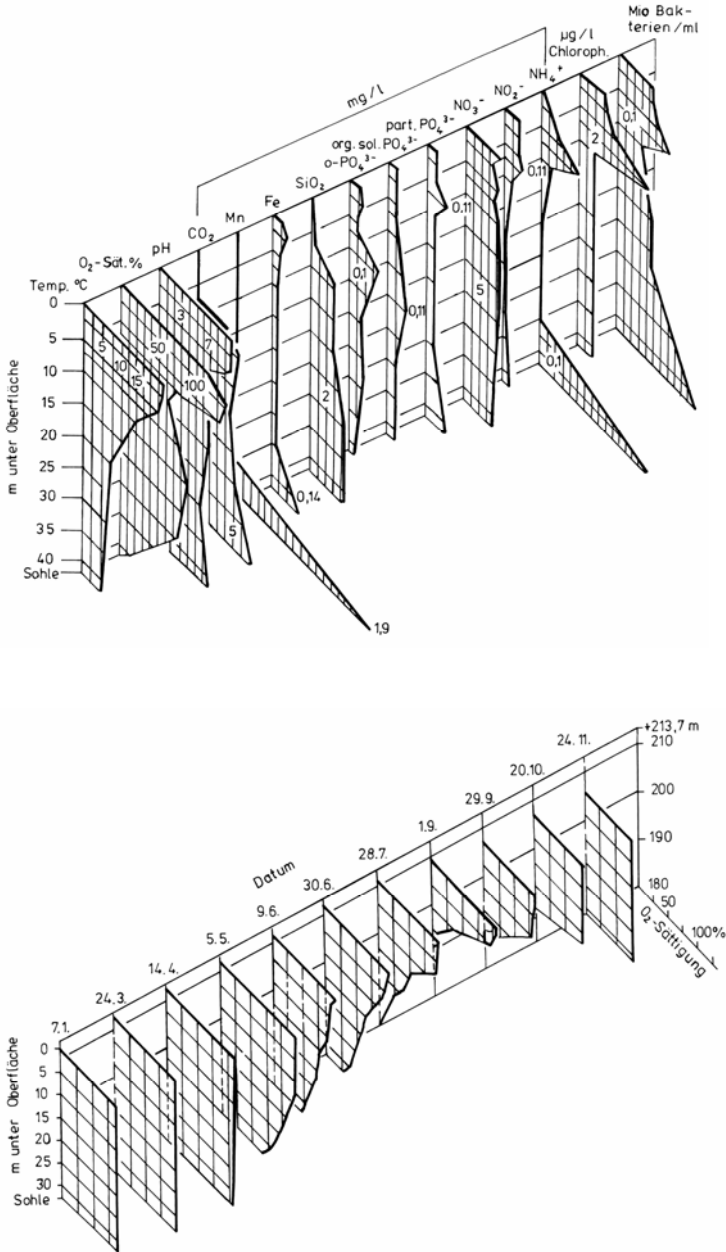


Abb. 11.6. oberes Bild: Wassergüte der Bigge-Talsperre ($S_{\max} = 178$, $O_{\max} = 9 \text{ km}^2$, $z = 20,3 \text{ m}$, $\beta = 0,76$, $A_{E0} = 287 \text{ km}^2$) während der Sommerstagnation in verschiedenen Tiefen (maximale Konzentration in Ziffern) [11.22]; unteres Bild: O₂-Sättigung in verschiedenen Tiefen der Möhne-Talsperre im Verlauf eines Jahres [11.22]

Die von den freischwebenden Algen in Gang gesetzte Primärproduktion setzt als Abfallprodukte O_2 und OH^- Ionen frei, wobei mit zunehmender Produktionsintensität O_2 -Konzentration und pH-Wert ansteigen. Angaben über Bioproduktion und Biomasse enthält Tab. 11.3. In flachen Gewässern bzw. im Litoral bestimmen die Makrophyten die Primärproduktion. Wesentliche Ernährungsgrundlage der Konsumenten ist lebendes organisches Material, wie tierische Organismen im See (Zooplankton, Fische) und die Fauna des Seegrundes (Zoo-benthon) (Bild 11.7).

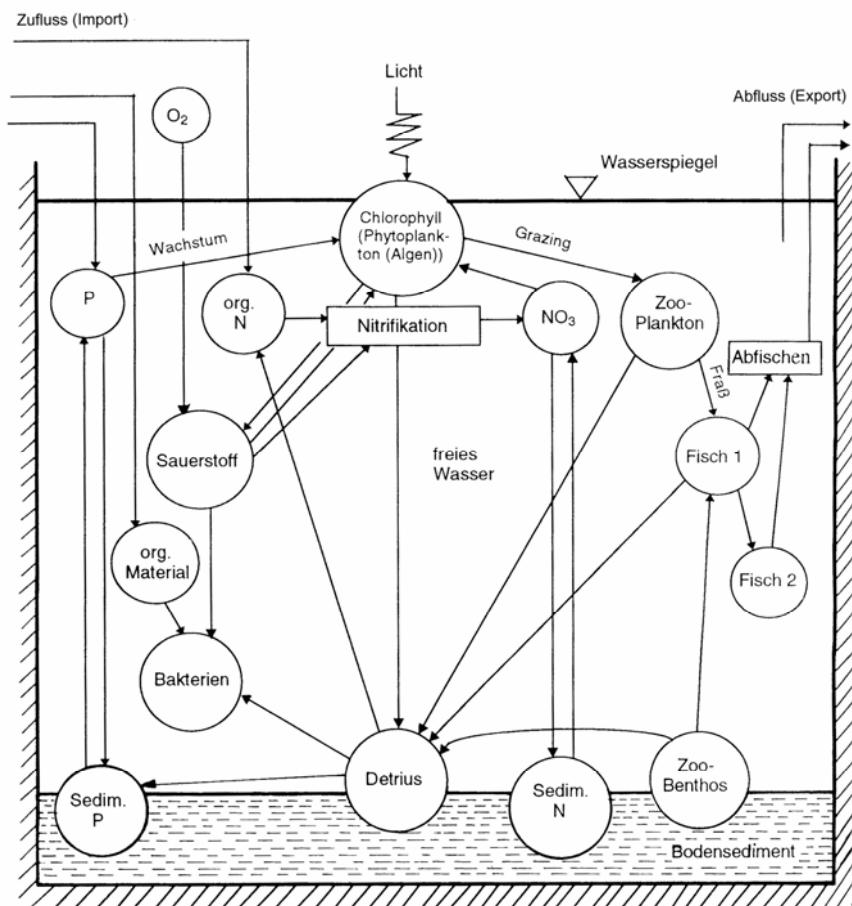


Abb. 11.7. Prozesse im Ökosystem eines Sees (Schema)

Im Allgemeinen übernimmt das Phytoplankton den größten Teil der Primärproduktion; Unterwasserpflanzen und Bodenalgae übernehmen in tiefen Seen nur einen kleinen Anteil. Etwa 80 bis 90 % des gesamten Primärproduktes werden im Epilimnion umgesetzt und abgebaut. Die dabei freigesetzten Nährstoffe stehen im kurzgeschlossenen Kreislauf den Primärproduzenten erneut zur Verfügung. Der

Rest des Primärproduktes sinkt in das Hypolimnion ab und wird dort so weit abgebaut, wie der Sauerstoffvorrat reicht. Während der Stagnationsphase kann im eutrophen See völliger Sauerstoffschwund im Hypolimnion eintreten (Bild 11.1, 11.2). Ein sehr geringer Teil des Primärproduktes gelangt in das Sediment, oft weniger als 1 %.

Durch den vertikalen Transport von Nährstoff finden bei oligotrophen Seen eine fortschreitende Verarmung des Epilimnions an gelösten Substanzen und eine Stoffanreicherung des Hypolimnions statt. Ein zunehmender Anteil von Nährstoffen ist für die Primärproduzenten bis zur nächsten Vollzirkulation nicht mehr verfügbar. Es bildet sich eine Chemokline aus.

Im Flachsee verlaufen die Auf- und Abbauprozesse in einem einzigen Wasserkörper nebeneinander. Durch den ständigen Kontakt mit dem durchmischten Wasser beeinflusst das Sediment, insbesondere während der Wachstumsphase, den Stoffhaushalt stärker als im geschichteten See. Dies wird in sehr flachen Seen verstärkt durch die bis zum Grund reichenden Wellenwirkungen, wodurch die oberen Sedimentlagen aufgearbeitet und verlagert werden. In diesen polymiktischen Gewässern bleiben die Nährstoffe weitgehend in der durch Produktion gekennzeichneten Wasserschicht erhalten. Sie werden mehrmals während der Vegetationsperiode umgesetzt und besser ausgenutzt als in tiefen Seen. Flache Seen reagieren daher empfindlicher auf eine erhöhte Nährstoffzufuhr als tiefe geschichtete Seen. Seen, die nur unvollständig oder selten zirkulieren, sind ebenfalls empfindlich gegen eine Nährstofferrhöhung. Der vertikale Nährstofftransport führt zu einer Stabilisierung der Schichtung, so dass diese Seen meromiktisch werden.

In Talsperren durchläuft die Entwicklung des Stoffhaushaltes mehrere Phasen: Beim ersten Einstau geht die Land- und Flusslebewelt ein, Abbauprozesse beginnen, und der Boden wird ausgelaugt. Die lösbaren Stoffe im See liegen weit über dem Gehalt des Zuflusses. Durch die hohe Salz- und Nährstoffkonzentrationen ist die Gefahr der Massenentwicklung von Algen und Schwimmpflanzen mit hohem Nährstoffumsatz, hoher Sauerstoffzehrung und oft anaeroben Bedingungen im Epilimnion während des Sommers groß.

Die hohen Anfangskonzentrationen gehen etwa exponentiell zurück und führen nach 3 bis 5 An- bzw. Abstauphasen zum Gleichgewichtszustand der ein- und ausgetragenen Salze. Eine Zwischenphase der Entwicklung zur relativen Stabilität beginnt. Der biologische Sauerstoffbedarf für den Abbau von überstauter Landvegetation und die Gefahr der Massenentwicklung von Algen nehmen ab. Anaerobe Bedingungen im Hypolimnion sind wahrscheinlich, falls die Vegetationsdecke mit Baumwurzeln und der Mutterboden im Stauraum nicht entfernt wurden.

Nach 5 bis 20 Jahren nähert sich der Zustand vieler Talsperren einer biologischen Stabilität, die aber immer noch labiler ist als in vielen Naturseen. Falls die Abgabe aus tiefliegenden Ablässen erfolgt, ist der Nährstoffaustrag aus geschichteten Stauseen höher als aus Naturseen, bei denen die Abgabe aus der Oberflächenschicht erfolgt.

11.1.3.2 Sauerstoffhaushalt

Der gelöste Sauerstoff im Wasser, der Sauerstoffgehalt in g/m^3 , ist für die Organismen lebensnotwendig und für die Gewässergüte von größter Bedeutung. Er steht mit dem Kohlenstoffkreislauf in Wechselbeziehung und ihm kommt bei der Wichtung chemischer Parameter für die Gewässergüte eine Schlüsselrolle zu.

Der Sauerstoffgehalt im Wasser ist die Differenz von Sauerstoffeintrag und Sauerstoffverbrauch. Zum Sauerstoffeintrag rechnen der physikalische Eintrag durch Diffusion aus der Luft, wobei Wind und Wellen eine große Rolle spielen, aber auch die Wassertemperatur, der Luftdruck (physikalische Belüftung) und der biogene Eintrag (Bild 11.8).

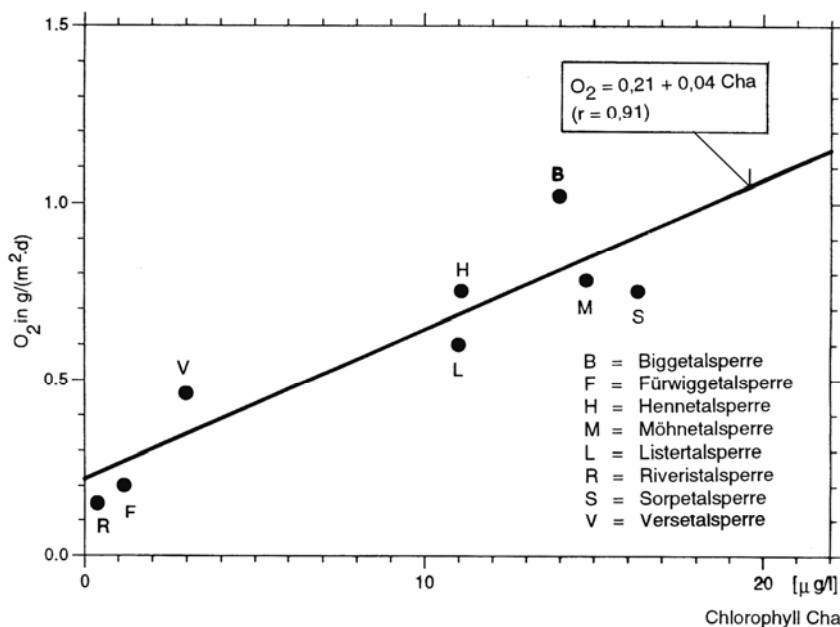


Abb. 11.8. Beziehung zwischen Sauerstoffverbrauchsrate und Chlorophyllgehalt in Talsperren [11.22]

Im Wasser liegt Sauerstoff physikalisch als O_2 gelöst vor; seine Löslichkeit im Wasser verringert sich mit steigender Temperatur. Das prozentuale Verhältnis von Sauerstoffgehalt und Sauerstoffsättigung ist der Sauerstoffindex. Der Sättigungswert C_s oder O_2^* ist die jeder Temperatur zugeordnete maximale Löslichkeit von Sauerstoff in $\text{mg O}_2/\text{l}$. Er beträgt bei 4°C und 1013 hPa 43 cm^3 bzw. $13,1\text{ mg/l O}_2^*$; bei 20°C sinkt die lösliche Menge auf 31 cm^3 oder $9,2\text{ mg/l}$. Als unterer Grenzwert für Fische gelten 4 mg/l O_2 [11.11]. Die Sättigungskonzentration C_s in mg/l für Fließgewässer hängt bei normalem Luftdruck von 1013 hPa von der Wassertemperatur T in $^\circ\text{C}$ nach folgender Taylorreihe ab:

$$C_S = 14,61996 - 0,40420T + 0,00842T^2 - 0,00009T^3, \quad (11.18)$$

$$D = C_S - C \quad \text{in mg/l} \quad \text{oder} \quad D = 100 - (C/C_S) \cdot 100 \quad \text{in \%}. \quad (11.18a)$$

Der vorhandene Fehlbetrag vom aktuellen Sauerstoffgehalt C zum Sättigungswert C_S wird als Sauerstoffdefizit D bezeichnet.

Über- bzw. Untersättigung sind instabile Prozesse, die nach dem Zustand der Sättigung drängen. Ist der Sauerstoffgehalt des Wassers größer als der der Luft, treten Entgasungsvorgänge auf. Gewässer stehen nur selten im Lösungsgleichgewicht mit der Atmosphäre. Bei hohem Chlorophyllgehalt und wechselndem Lichteinfall (Tagesgang) kommt es zu kurzperiodischer O_2 -Übersättigung bzw. -Zehrung im Epilimnion. Die Übersättigung kann durch die CO_2 -Assimilation der Wasserpflanzen den drei- bis vierfachen Sättigungswert überschreiten. Sie ist dann auf die Oberflächenschicht und dort zeitlich und räumlich beschränkt. Ein Sauerstoffdefizit tritt ein, wenn der Sauerstoffbedarf größer ist als die Nachlieferung durch physikalischen Eintrag und Assimilation. Daneben enthalten Nitrate und Sulfate chemisch gebundenen Sauerstoff, der aber nur bei Mangel an gelöstem freien O_2 unter Reduktion dieser Salze wieder in den engeren Sauerstoffhaushalt einbezogen wird.

Die molekulare Diffusion D_z von Sauerstoff wird mit dem ersten Fickschen Gesetz beschrieben; sie ist sehr gering, wie der Diffusionskoeffizient zeigt.

$$\phi = D_z \cdot A \cdot \delta C / \delta z \quad (11.19)$$

ϕ : Diffusionsstrom in g/s,

A : Phasengrenzflächen zwischen Wasser und Luft in m^2 ,

D_z : Diffusionskoeffizient in m^2/s ; $D_z = 1,54 \cdot 10^{-9} m^2/s$ für $T = 20^\circ C$,

$\delta C / \delta z$: Konzentrationsgefälle in $g/(m^3 \cdot m)$.

Da die O_2 -Diffusion im Wasser langsam ist, erfolgt die größte O_2 -Aufnahme durch die Oberfläche in Abhängigkeit von Sättigungsdefizit und Turbulenz. Der Sauerstoffeintrag aus der Atmosphäre ist eine Funktion des Defizits D und der Fließgeschwindigkeit v , z.B.:

$$dC / dt = (v^a / z^b) \cdot D. \quad (11.20)$$

Setzt man die gewässerspezifischen Konstanten a und b gleich 1, sinkt bei gleichbleibendem v die Sauerstoffaufnahme umso mehr, je größer die Wassertiefe z und das Defizit D werden (vergl. Tab. 11.3).

Die vertikale Verteilung der Sauerstoffkonzentration zeigt einen ausgeprägten Jahresgang, der von Wassertemperatur, Zirkulation, Photosynthese und Respiration des Phytoplanktons und chemisch-biologischen Umsetzungen abhängt. Ein eutropher, dimiktischer See weist nach der Frühjahreszirkulation eine O_2 -Konzentration nahe Sättigung nahezu gleichförmig über die Tiefe auf. Während der Sommerschichtung wird Luftsauerstoff nur in das Epilimnion eingetragen und durch Umwälzung in dieser Schicht verteilt. Liegt die Produktionskapazität eines

Sees wesentlich über seiner Mineralisierungskapazität, tritt als Folge während der Stagnationsperiode Sauerstofffreiheit am Gewässergrund und in der unmittelbar darüberliegenden Wasserschicht auf. Durch die Herbstzirkulation erfolgt eine Vergleichmäßigung des Sauerstoffgehalts im gesamten durchmischten See.

Im Hypolimnion wird der im Frühjahr eingetragene Sauerstoffvorrat zum Abbau des absinkenden organischen Materials und die Oxidation benötigt, da nach Eintritt der temperaturbedingten Wasserschichtung durch das Fehlen der Zirkulation auf natürlichem Weg der Sauerstoffvorrat durch Luftsauerstoff nicht ergänzt werden kann. Sauerstoffsättigung liegt in der vertikalen Verteilung in einem oligotrophen See während des ganzen Jahres vor. Der Sauerstoffgehalt des Epilimnions ist infolge der höheren Temperaturen im Sommer geringer als im Hypolimnion. Am Ende der sommerlichen Stagnationsperiode weisen eutrophe Seen eine ausgeprägte O₂-Schichtung auf: in der oberen Schicht O₂-Sättigung und bei erhöhtem Nährstoffgehalt sogar Übersättigung, in der unteren Schicht starkes O₂-Defizit oder O₂-Schwund, da am Seeboden der völlige Abbau der gebildeten organischen Substanzen stattfindet. Ist die durchlichtete Schicht stärker als die durchmischte, bildet sich im Metalimnion eine O₂-Übersättigung, sonst ein Defizit, insbesondere, wenn abgestorbene sedimentierende Algen infolge der temperaturbedingten Dichteänderung des Wassers im Metalimnion längere Zeit in Schwebe gehalten werden. In einfachen Fällen kann der hypolimnische Sauerstoffverbrauch infolge des mikrobiellen Abbaus angenähert werden durch [11.13]:

$$R_H = L_H / \bar{z}_H \quad (11.21)$$

$\bar{z}_H$: mittlere Tiefe des Hypolimnions in m,

R_H : hypolimnische Sauerstoffabnahme bezogen auf die Einheitsoberfläche gO₂/(m²·d),

L_H : Oberflächenbelastung des Hypolimnions mit leicht abbaubarem Material in g/(m²·d),
z.B. abgestorbenes Phytoplankton, ausgedrückt als Sauerstoffäquivalent COD.

In einem eutrophen Talsperrensee mit $L_H = 0,3$ g/(m²·d) soll der hypolimnische Sauerstoffrückgang für eine 150-tägige Sommerstagnation ermittelt werden. Der Sauerstoffgehalt beträgt am Anfang von 12 g/m³ und soll am Ende der Stagnation noch über dem kritischen Wert von 4 g/m³ liegen. Die mittlere erforderliche Stärke des Hypolimnions soll bestimmt werden, um Anhaltswerte für das maximale Absenkungsmaß im Sommer zu bekommen.

Als zulässige O₂-Zehrung erhält man $(12-4)/150 = 0,053$ g/(m³·d), wenn der O₂-Verbrauch zeitinvariant angenommen wird. Um den Sauerstoffverbrauch zu kompensieren, muss die Mindeststärke des Hypolimnions $0,3/0,053 = 5,6$ m betragen. Für den Sauerstoffhaushalt ist also ein sauerstoffreiches Hypolimnion großer Mächtigkeit wichtig. Zum Vergleich wurde in einer Ruhrtalsperre eine Sauerstoffzehrungsrate von 1,4g/(m²d) erreicht.

Für 55 Seen der nördlichen gemäßigten Zone besteht zwischen der hypolimnischen Sauerstoffabnahme und der Phosphorbelastung folgende Regression ($r = 0,69$)[11.23]:

$$R_H = \Delta O_2 \approx 0, I[(L/q_s)/(1 + \sqrt{\tau})]^{0,55} = 0, I[(\bar{P})_i/(1 + \sqrt{\tau})]^{0,55} \quad (11.22)$$

$(\bar{P})_i$: jährliche mittlere Zufuhr an Gesamtphosphorkonzentration (mg/m³),

q_s : jährliche Zuflussbelastung (= Abflusshöhe) (m/a); $q_s = z/\tau$,

- L : jährliche P-Belastung ($\text{mg}/(\text{m}^2 \cdot \text{a})$),
 τ : hydraulische Verweildauer (a),
 R_H : hypolimnische Sauerstoffabnahme ($\text{g O}_2/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$).

Der monatliche volumetrische Sauerstoffbedarf des Hypolimnions V_{HOD} beträgt in Abhängigkeit von der mittleren Chlorophyllkonzentration nach [11.23]:

$$V_{\text{HOD}} = 0,732(\overline{\text{Chla}})^{0,633} \cdot (z_e^{0,891} / \bar{z}^{0,878}) \text{ in } (\text{g}/(\text{m}^3 \cdot \text{mon})) \quad (11.23)$$

$\overline{\text{Chla}}$: mittlerer Chlorophyllgehalt ($\mu\text{g/l}$),

z_e : Tiefe der euphotischen Zone (m); $z_e = 4,6/[0,3+0,02 \text{ Chla}]$.

In Gewässergütemodellen wird die photosynthetische O_2 -Produktion (P), Algenwachstum und Respiration (R) simuliert. Typische Koeffizienten hierfür sind 1,6 mg O_2/mg Algen für (P) bzw. (R) oder 2,67 mg $\text{O}_2/\text{mg C}$ für die O_2 -Produktion. Für die photosynthetische O_2 -Produktion (P), Algenwachstum und Respiration (R) werden als Mittel für einige Flüsse angegeben zu: (P) = 6,1, (R) = 7,3 sowie (P) = 4,4 - 13 und (R) = 9,3 - 12,7 [$\text{gO}_2/\text{m}^2\text{d}$] [11.103].

Der Sauerstoffbedarf des benthischen Sediments und seiner Organismen SOD (= Sediment Oxygen Demand) kann einen nennenswerten Anteil des O_2 -Verbrauchs eines Gewässers ausmachen. In Gewässergütemodellen kann er als Kinetik 1. Ordnung formuliert werden: $dC/dt = \text{SOD}/H$, wobei C dem O_2 -Bedarf und H der Wassertiefe entsprechen. Anstelle davon wird aber häufig die Nullte-Ordnung benutzt, z.B. in der Form $\text{SOD} = 0,09$ bis $0,16 \text{ C}^{0,3}$, so dass sich für $T=20^\circ\text{C}$ und einen O_2 -Gehalt von 9 mg/L ein Bedarf von 0,25 [$\text{gO}_2/\text{m}^2\text{d}$] ergibt.

In der Grenzschicht von Wasser und organischen Sedimenten oder bei überstauter Landvegetation in neu angelegten Speichern tritt eine besonders große Sauerstoffzehrung auf, wobei sich anearobe Bedingungen mit Reduktionsprodukten, wie NH_3 , CH_4 und H_2S , einstellen können. So beträgt bei Überstau die Sauerstoffzehrung Z einer gemähten Wiese 12 bis 17 kg $\text{O}_2 \cdot \text{ha}^{-1} \cdot \text{a}^{-1}$, eines Fichtenhumus 2 kg $\text{O}_2 \cdot \text{ha}^{-1} \cdot \text{a}^{-1}$ und eines Waldbodens mit Gras und Sträuchern 36 bis 48 kg $\text{O}_2 \cdot \text{ha}^{-1} \cdot \text{a}^{-1}$ [11.16]. Die Abnahme der Zehrung Z beträgt näherungsweise: $Z = 0,35 \cdot e^{-0,36a}$ in g $\text{O}_2 \cdot \text{m}^{-3} \cdot \text{d}^{-1}$, d.h. für 5 Jahre nach Einstau ist etwa nur noch ein Viertel der Anfangszehrung zu erwarten.

11.1.3.3 Stickstoffkreislauf

Beim Stickstoffkreislauf kann über die Grenzfläche Wasser - Luft Stickstoff ausgetauscht werden. Stickstoff ist schwerer löslich als Sauerstoff, erreicht aber im Winter nahezu Sättigung, d.h. 15 bis 20 mg/l. Infolge des vorherrschenden höheren Druckes und der Denitrifikation entsteht in tieferen Schichten häufig Übersättigung (Bild 11.9).

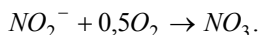
Die wichtigste natürliche Stickstoffquelle ist die Atmosphäre, die zu rd. 80 % aus N_2 besteht. Stickstoff anthropogenen Ursprungs gelangt über Drän-, Grundwasser oder Abwasser in den See (Bild 11.10). Anorganischer Stickstoff kommt

im Wasser gelöst als NH_3^- , NO_2^- , NO_3^- vor; im Boden und im Gewässer als NH_4^+ . Unter aeroben Bedingungen zu NO_3^- nitrifiziert, kann er vom Boden nicht gehalten werden und wird in Lösung zum Grundwasser oder zum Vorfluter abgeführt. Im Wasser wird NO_3^- von Algenpflanzen assimiliert und nach Absterben werden die in der organischen Substanz gebundenen Stickstoffverbindungen von den Destruenten abgebaut; dabei setzen sie Stickstoff als Ammoniak (NH_3) bzw. Ammonium-Ionen (NH_4^+) frei (Bild 11.7). Der Stickstoffmineralisierungsprozess ist die Ammonifikation. Das Verhältnis NH_4^+ zu NO_3^- ist vom O_2 -Gehalt abhängig. NH_4^+ wird im Hypolimnion eutropher Seen angereichert.

Bei der Nitrifikation (biologische Oxidation) und der Denitrifikation (biologische Reduktion) sind Bakterien und Pilze beteiligt. Unter der mit Sauerstoffverbrauch verbundenen Nitrifikation versteht man eine durch autotrophe Bakterien (Nitrosomonas) hervorgerufene Oxidation von Ammonium (NH_4^+) zu Nitrit (NO_2^-) und weiter zu Nitrat (NO_3^-) als wichtigen Pflanzennährstoff. Als Denitrifikation wird die Reduktion von oxidierten Stickstoffverbindungen, z.B. Nitrat, durch Bakterien (Nitrobacter) zu gasförmigen Stickstoff verstanden. [11.20, 11.24]. Die Nitrifikation (aerob) läuft in Stufen ab:



Denitrifikation:



Dieser biochemische Vorgang wird von zwei verschiedenen Bakteriengattungen vollzogen, und der Sauerstoffverbrauch ergibt sich theoretisch wie folgt:

1.	Stufe ($\text{NH}_4^+\text{-N} \rightarrow \text{NO}_2^-\text{-N}$) :	3,43 mg O_2 /mg $\text{NH}_4^+\text{-N}$
2.	Stufe ($\text{NO}_2^-\text{-N} \rightarrow \text{NO}_3^-\text{-N}$)	<u>1,14 mg O_2/mg $\text{NO}_2^-\text{-N}$</u>
	Gesamt	4,57 mg O_2 /mg $\text{NH}_4^+\text{-N}$

Der stöchiometrisch errechenbare Wert von 4,57 mg O_2 wird im Gewässer kaum erreicht. Bei der Nitrifikation werden für 1 mg/l $\text{NH}_4\text{-N}$ insgesamt 4,57 mg/l O_2 verbraucht, davon 3,43 mg beim Übergang auf $\text{NO}_2^-\text{-N}$ und 1,14 mg auf $\text{NO}_3^-\text{-N}$. Es ist also mit ca. 3–4 mg O_2 /mg N-NH_4 zu rechnen [11.11]. In Gütemodellen wird die Nitrifikation 1 oder 2-stufig mit einer Kinetik 1.Ordnung simuliert.

Die Tätigkeit der nitrifizierenden Bakterien ist an einen Mindestsauerstoffgehalt von $> 0,5$ mg/l und hohen Anteil an nicht oxidierten Stickstoffverbindungen gebunden. Die nitrifizierenden Bakterien erreichen bei 28 °C ihre maximale Aktivität und stellen ihre Tätigkeit unter 10 °C fast völlig ein. Bei einer Sauerstoffkonzentration von mehr als 2 bis 3 mg/l ist keine nennenswerte Steigerung der Nitrifikationsgeschwindigkeiten zu erwarten. Bei Sauerstoffkonzentrationen unter 1 mg/l ist die Nitrifikation stark gehemmt, wie dies z.B. am Ende langer Selbstreinigungsstrecken in Flüssen auftreten kann.

Nitrit ist Zwischenprodukt bei der bakteriellen Nitrifikation und wirkt beim Überschreiten von Grenzkonzentrationen stark toxisch. Der Grenzwert beginnender Gefahrenzustände für Fische liegt bei 0,06 mg/l $\text{NO}_2^-\text{-N}$. Akute Gefahr besteht bei einer Konzentration von 0,3 mg/l $\text{NO}_2^-\text{-N}$. Die Verbindungen lassen sich mit

folgenden stöchiometrischen Faktoren umrechnen: Ammonium: $\text{NH}_4 \cdot 0,777 \rightarrow \text{Nmg/l}$; Nitrit: $\text{NO}_2 \cdot 0,305 \rightarrow \text{Nmg/l}$; Nitrat: $\text{NO}_3 \cdot 0,226 \rightarrow \text{Nmg/l}$.

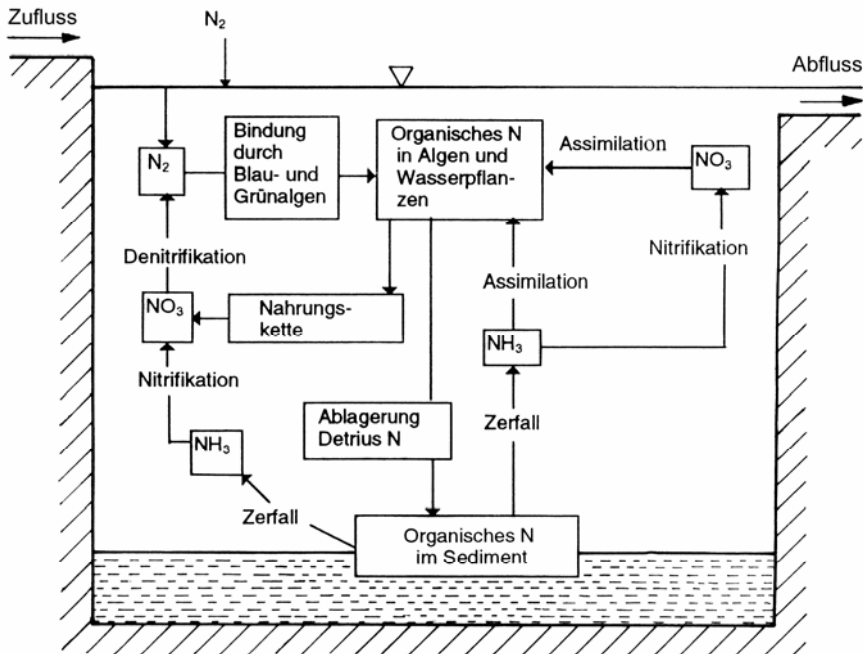


Abb. 11.9. Prinzip des Umsatzes von Stickstoff in Seen

Durch Ammoniumverbindungen wird der Sauerstoffhaushalt im Gewässer belastet; dabei sind stehende oder langsam fließende Flachlandgewässer stärker betroffen als gut belüftete, schnellfließende Gewässer. Ammonium steht zum Ammoniak, das stark toxisch auf alle Wassertiere wirkt, je nach pH-Wert und Temperatur in einem bestimmten Konzentrationsverhältnis. Mit steigendem pH nimmt der Anteil des giftigen Ammoniaks zu [11.24].

11.1.3.4 Phosphorkreislauf

Phosphor ist ein essentieller Nährstoff für die Primärproduzenten und ist für den Stoffwechsel der Lebewesen verantwortlich. Er ist das wichtigste wachstumlimitierende Element des Ökosystems. Als Phosphat (PO_4^{3-}) kommt er in der Natur in vier Fraktionen vor: als anorganisch gelöstes oder schwer lösliches an Ca oder Fe gebundenes Phosphat sowie als organisch lösliches Phosphat bzw. organisch partikuläres (suspendiertes) Phosphat, das in Organismen und Detritus fixiert oder an Schwebstoffen bzw. Sediment absorbiert ist. Im Gewässer wird Phosphor als Orthophosphat ($\text{o-PO}_4^{3-}\text{-P}$) gemessen, oder als Gesamtphosphor (Gesamtphosphat)

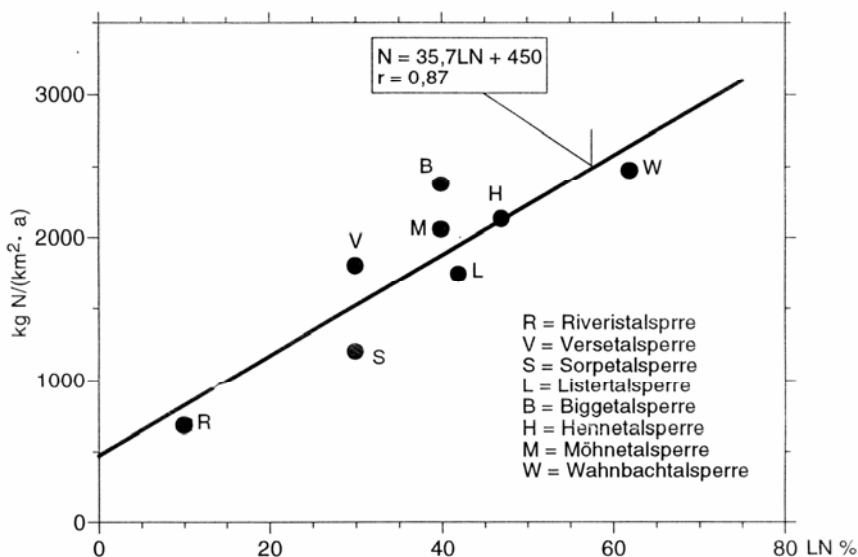


Abb. 11.10. Mittlerer Stickstoffaustrag in Abhängigkeit vom Anteil der landwirtschaftlichen Nutzung LN des Einzugsgebietes von Talsperren [11.22]

($P_t = g \cdot PO_4^{3-} - P$). Der Gesamtphosphor P_t ist die Summe aus gelöstem und partikulärem Phosphor; Orthophosphat ist nur der im Wasser gelöste Phosphor, der für Wasserpflanzen schnell und direkt aufnehmbar ist (Tab. 11.3). Folgende Umrechnung gilt: Phosphat: $PO_4 \cdot 0,326 \rightarrow \text{Pmg/l}$; Phosphat: $P_2O_5 \cdot 0,4364 \rightarrow \text{Pmg/l}$. Die Begriffe Orthophosphat und lösliches, reaktives Phosphat werden im Folgenden synonym gebraucht. Bedingt durch seine geringe Löslichkeit liegt das Phosphat unter den erforderlichen Nährstoffen in natürlichen Systemen in den geringsten Konzentrationen vor; z.B. in oligotrophen und mesotrophen Gewässern ist der Phosphor der wachstumsbegrenzende Faktor für die Bioproduktion. Wenn der Phosphor der wachstumsbegrenzende Minimumfaktor ist, ist sein Kreislauf wichtiger für die Eutrophierung als der des Stickstoffs.

Natürliche Phosphorquellen bildet z.B. Pyrit und in Quellwässern liegt Orthophosphat nur in geringen Konzentrationen von 0,05 bis 0,07 mg/l $o\text{-}PO_4^{3-} - P$ vor. Konzentrationen $> 0,3 \text{ mg/l } o\text{-}PO_4^{3-} - P$ sind in der Regel anthropogenen Ursprungs. Über 70 % des in der Hydrosphäre befindlichen Phosphors sind anthropogenen Ursprungs, wobei die Hauptquellen Abwässer und Phosphatdünger sind (Bild 11.11 und 11.12).

In der Ackerkrume wird Phosphor an feinen Bodenpartikeln absorbiert, damit abgeschwemmt und in Gewässern als diffuse Belastung zugeführt. In ackerbaulich genutzten Lößgebieten des Vorharzes wurden extreme Konzentrationen über 20 mgP/l bei 8000 mg/l Feststoffe gemessen. Die höchste Konzentration fällt häufig mit dem ansteigendem Hochwasser zusammen (s. Bild 11.12), wodurch schleifenartige Konzentrations-Abfluss-Beziehungen entstehen [11.25]. In industrieller

Nachbarschaft kann über den Luftpfad 10 bis 100 mg/(m²a) in einen See gelangen. Die chemischen Reaktionen der mineralischen Phosphorverbindungen im See sind vom pH-Wert und vom Fe-Gehalt abhängig. Phosphor reagiert bei normalem pH-Wert mit Eisen zu der schwer löslichen Eisen-III-Verbindung, die in der oberen Sedimentlage eines sandigen Seebodens deponiert wird: $\text{PO}_4^{3-} + \text{Fe}^{3+} \rightarrow \text{FePO}_4$. In Seen mit kalkreichen Sedimenten übernimmt Ca die Rolle von Fe und bildet unter oxidativen Bedingungen ebenfalls eine relativ schwerlösliche Verbindung.

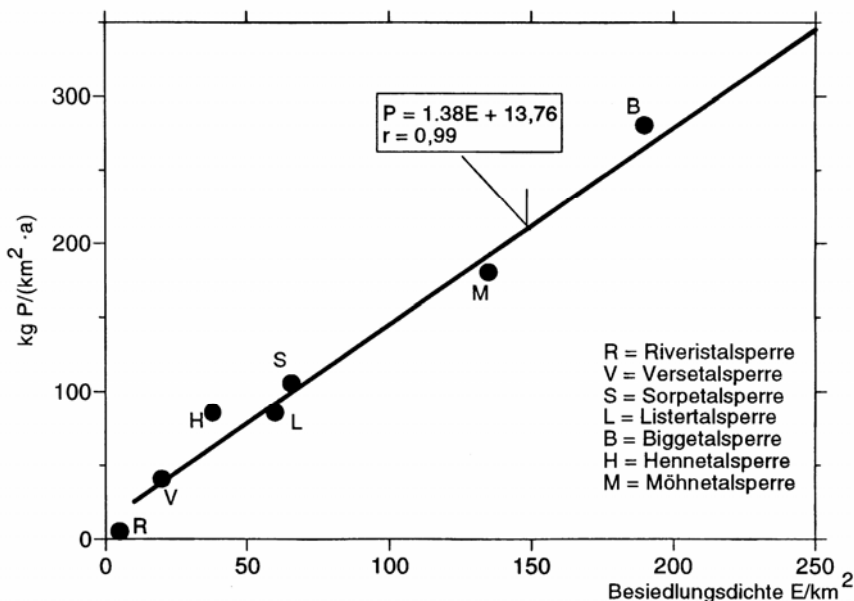


Abb. 11.11. Phosphoraustrag in Abhängigkeit von der Besiedlungsdichte der Einzugsgebiete der Ruhrverbandtalsperren

Die oxidierten Schichten des Bodenschlammes bilden eine Barriere, welche den Phosphor daran hindert, ins freie Wasser wieder zurück zu gelangen. Damit wird ein Teil des Phosphors dem aquatischen System als Nährstoff entzogen, vorausgesetzt im Hypolimnion herrschen aerobe Verhältnisse. Eine dauerhafte Festlegung von Phosphorverbindungen am Sediment als Nährstofffalle ist nur möglich, wenn an der Grenzschicht Sediment-Wasser mindestens ein Restsauerstoffgehalt in der Kontaktzone von 4 mg/l O₂ vorhanden ist [11.17]. In gering produktiven tiefen Seen mit einer ganzjährig andauernden Sauerstoffversorgung bis zum Seegrund wird das absinkende organische Material weitgehend mineralisiert.

Tabelle 11.3a. Klassifizierung stehender Gewässer nach hydrologischen Größen [11.13, 11.15]

	Beschaffenheitsklasse					
	1	2	3a	3b	4	5
<u>Trophiegrad</u>	oligotroph	mesotroph	eutroph geschichtet	eutroph ungeschichtet	polytroph	hyper-troph
<u>1) Hydrographie</u>						
Schichtung	geschichtet holomiktisch	oder meromiktisch ¹⁾		nicht stabil geschichtet (polymikt.)		
mittlere Tiefe z [m]	≥ 15	≥ 10	< 10	2–10	1–2	< 1
max. Tiefe $z_{\max}$ [m]	≥ 30	≥ 20	< 20	n.a.	n.a.	n.a.
Vol. Hypolimnion/ Vol. Epilimnion (Mittel der Stagnationsperiode)	≥ 10	$\geq 1,0$	$< 1,0$	n.a.	n.a.	n.a.
mittlere Verweilzeit						
$\bar{\tau} = \frac{\text{Seevolumen}}{\text{Jahreszufluss}}$ [a]	≥ 10	≥ 1	$\geq 0,2$	$\geq 0,1$	$< 0,1$	$< 0,1$
<u>2) Einzugsgebiet</u>						
Volumenquotient:						
$V_q = \frac{\text{Einzugsgebiet}^2}{\text{Gewässervolumen}}$ [km ² ·10 ⁻⁶ m ⁻³]	≥ 3	≥ 5	≥ 10	≥ 10	≥ 10	n.a.
Flächenquotient:						
$F_q = \frac{\text{Einzugsgebiet}}{\text{Gewässerfläche}}$	≥ 30	≥ 60	≥ 300	≥ 300	> 300	n.a.
Waldanteil % am Einzugsgebiet	≥ 80	≥ 50	≥ 20	≥ 20	≥ 10	< 10
<u>3) Belastung³⁾</u>						
$B = \frac{\text{Einwohnergleichw.}}{\text{Gewässervolumen}}$ [EGW·10 ⁻⁶ m ⁻³]	≤ 50	≤ 500	≤ 2500	≤ 2500	≤ 5000	> 5000
P-Import (Orthophosphat) [gP/(m ² ·a)] (Zu bestimmen bei stark durchflossenen Seen und Talsperren)	Die oberen Grenzwerte sind in Abhängigkeit von der mittleren Tiefe des Gewässers und der mittleren Verweilzeit des Wassers entsprechend dem Vollweider-Modell zu bestimmen. Bei sestonreichen Zuflüssen soll anstelle von Orthophosphat-P mit 50 % des Gesamtphosphor gerechnet werden.					
N-Import (anorg. N) ⁴⁾ [gN/m ² ·a]	< 5	< 10	< 15	n.a.	n.a.	

n.a. = nicht anwendbar (bleibt unberücksichtigt).¹⁾ Bei meromiktischen Gewässern ist bei $z_{\max}$ und $\bar{z}$ und den davon abgeleiteten Größen der nicht mitzirkulierende Tiefenwasserbereich abzuziehen. ²⁾ Werte beziehen sich bei Talsperren auf das Normalstauziel. ³⁾ Belastungskennziffern B_1 aus direkter Nutzung siehe Tabelle 11.8. Belastungskennziffer B_2 aus Nutzungen im Einzugsgebiet siehe Tabelle 11.7. Für die Klassenzuordnung sind die EGW aus direkter Nutzung mit 10 zu multiplizieren und zu der Belastung aus dem Einzugsgebiet zu addieren. $B = 10B_1 + B_2$. ⁴⁾ Wird nur berücksichtigt, wenn Stickstoff als limitierender Nährstoff auftritt.

Tabelle 11.3b. Klassifizierung stehender Gewässer nach trophischen Kriterien [11.13, 11.15]

Kriterien	Beschaffenheitsklasse					
	1	2	3a	3b	4	5
<u>Trophiegrad</u>	oligo-troph	meso-troph	eutroph ge-schichtet	eutroph unge-schichtet	poly-troph	hyper-troph
1) <u>Sauerstoff</u>						
O ₂ -Sättigung an der Oberfläche (Sommer, Windstille, Tag-Nacht) [%]	90–120	80–150	60–200		20–300	0–500
O ₂ -Gehalt im Hypolimnion ¹⁾ [mg/l]	≥ 6	≥ 1	anerob		n.a.	n.a.
Ende der Sommerstagnation						
2) <u>Nährstoff</u> ²⁾						
Bei Beginn der Frühjahrsvollzirkulation im gemäßigten Klima (Mittelwert für z _{mix}) ³⁾						
Orthophosphat-P mg/l ⁴⁾	≤ 0,005	≤ 0,01		≤ 0,03	≤ 0,05	> 0,05
	≤ 0,005	≤ 0,015		≤ 0,2	≤ 1,2	> 1,2
Gesamtposphat-P mg/l ⁴⁾	≤ 0,015	≤ 0,025		≤ 0,04	≤ 0,06	> 0,06
	≤ 0,015	≤ 0,045		≤ 0,3	≤ 1,5	> 1,5
Anorg. Geb. N mg/l ⁵⁾	≤ 0,3	≤ 0,5		≤ 1,0	≤ 1,5	> 1,5
(Mittelwert für Epilimnion während der Sommerstagnation ⁶⁾						
Orthophosphat P mg/l	0–0,002	0–0,005		0–0,1	> 0,1	> 0,5
Gesamtposphat P mg/l	≤ 0,015	≤ 0,04		0,04–0,3	> 0,3	> 0,5
Anorg. Geb. N mg/l	≤ 0,01	≤ 0,03		≤ 0,1	> 0,1	> 0,5
3) <u>Bioproduktion</u>						
<u>Primärproduktion</u> des Phytoplanktons (Bruttoproduktion)						
Jahresprimärproduktion (gC/m ² a)	≤ 120	120–250		250–400	400–500	> 500
Verhältn. d. Primärprodukt. i. d. produktionsgrößt. 1m-Lamelle zur Gesamtprodukt. (Mitte Apr.–Sept).						
[(mgC/m ³ .d)/(mgC/m ² .d)] in %	≤ 15	15–30		30–75	75–90	> 90
<u>Phytoplanktonbiomasse</u> im Epilimnion (Mitte Apr. bis Sept.)						
Phytoplanktonvolumen	≤ 1,5	≤ 5		5–10, 10–20	20–30	> 30
(Zähl. U. Messung) cm ³ /m ³						
Chlorophyll a 665 mg/m ³	≤ 3	≤ 10		10–20, 20–40	40–60	> 60
Secchi-Sichttiefe [m]	≥ 6	≥ 4		≥ 1	≥ 0,5	< 0,5
Vertik. Extinktionskoeffizient bei 400–700 nm Wellenlänge [m ⁻¹]	≤ 0,5	≤ 0,6		≤ 1,3	> 1,3	> 2,5
<u>Zooplanktonbiomasse</u> ⁷⁾ im Epilimnion (Mitte Apr. bis Sept.)						
Zooplankton [g Trockenmasse/m ³]	< 0,1	< 0,3		< 0,8	> 0,8	0–> 0,8
4) <u>Weitere Kriterien</u>						
Calcium Ca ²⁺ mg/l	≤ 60	≤ 100	≤ 150		≤ 250	> 250
Magnesium Mg ²⁺ mg/l	≤ 25	≤ 50	≤ 100		≤ 150	> 150
Chlorid Cl ⁻ mg/l	≤ 50	≤ 100	≤ 250		≤ 500	> 500
Sulfad SO ₄ ²⁻ mg/l	≤ 100	≤ 150	≤ 350		≤ 500	> 500
Gesamtsalzgehalt mg/l	≤ 350	≤ 750	≤ 1500		≤ 2500	> 2500
Mangan ¹⁾ mg/l	≤ 0,02	≤ 0,1	≤ 0,2		≤ 0,5	> 0,5
pH-Wert im Epilimnion:						
In neutralen Gewässern mg/l	6,5–8	7–8,5	7–9	7–9,5	6,5–10	6–11
In minerog. acidotroph. Gewäss. mg/l	> 6	5–6		4–5	3–4	> 3
Ammonium im Epilimnion NH ₄ ⁺ mg/l	n.n.	n.n.		> 0,1	≤ 1,0	> 1,0
Nitrat NO ₃ ⁺ : maxim. Konzent. mg/l	≤ 15	≤ 30		≤ 40	≤ 40	
Nitrat NO ₃ ⁺ : mittl. jährl. Konzent. mg/l	≤ 10	≤ 20		≤ 30	≤ 30	
Koliforme nicht nachweisbar in	10 ml	1 ml		≤ 100 Kolo-nien/ml	≤ 1000	> 1000

- ¹⁾ O_2 -Messungen < 5 m über Grad, Ende der Sommerstagnation.
- ²⁾ Für Seen ohne Durchströmung oder Verweilzeiten > 1 Jahr (Bei Talsperren und Seen mit starker Durchströmung wird nur die Flächenbelastung [$Pg(m^2 \cdot a)$] verwendet).
- ³⁾ Z_{mix} = gesamte, von der Zirkulation erfasste Wassersäule (ohne Trinkwasser).
- ⁴⁾ Für Gewässer mit geringer Karbonathärte (viele Talsperren des Festgesteinsbereiches) gelten die niedrigen Werte und für Gewässer mit hoher Karbonathärte (viele Seen des Lockergesteinsbereiches) die hohen Werte der von – bis Spanne der jeweiligen Beschaffenheitsklasse.
- ⁵⁾ Wird nur berücksichtigt, wenn Stickstoff eindeutig als limitierender Nährstoff auftritt.
- ⁶⁾ Wird nur einbezogen, wenn keine Messwerte zu Beginn der Frühjahrsvollzirkulation bzw. zur Flächenbelastung vorliegen.
- ⁷⁾ Wird bei 14-tägigen Messungen als Zusatzinformation gewertet. n.a. = nicht anwendbar; n.n. = nicht nachweisbar.

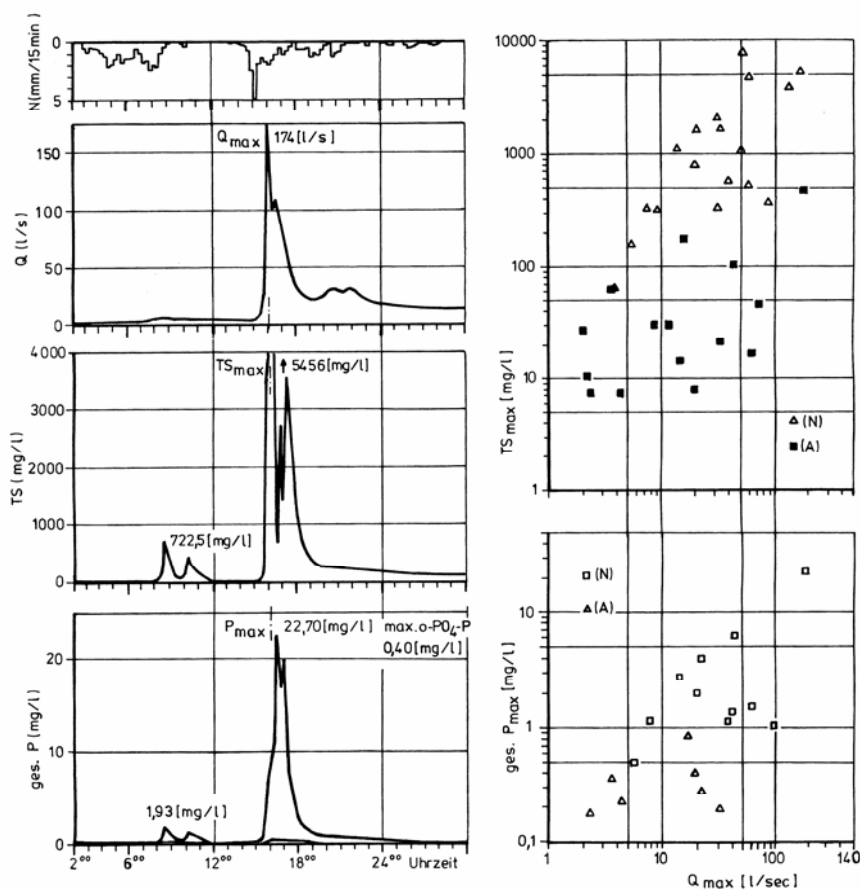


Abb. 11.12. Ganglinie von Niederschlagsintensität N , Abfluss Q , Feststoff TS und Gesamtposphor $ges. P$ eines ca. 1 km^2 großen Einzugsgebietes mit landwirtschaftlicher Nutzung. Seitenfigur: Beziehung der Maximal-Konzentration der Feststoffe TS_{max} und Phosphor ($ges. P_{max}$) zum Scheitelabfluss Q_{max} bei Starkregen, in zwei kleinen Gebieten A und N mit landwirtschaftlicher Nutzung [11.25].

Während der Vegetationszeit liegt ein großer Teil des Phosphors in organischen Phosphaten und zellularen Bestandteilen der lebenden und toten Organismen vor oder ist an organische Kolloide adsorbiert. In der kalten Jahreszeit begrenzt in der Regel das Licht die Algenentwicklung. Solange die Phosphatzufuhr zum See kompensiert wird durch den Phosphataustrag im Abfluss und die Festlegung im Sediment, herrscht Gleichgewicht. Der P-Kreislauf wird bestimmt durch die schnelle Assimilation von Orthophosphat PO_4^{3-} in Wasserpflanzen der durchlichteten Schicht. Beim Abbau dieser Verbindungen wird P freigesetzt. Ohne laufenden P-Eintrag kommt es im Sommer zu einer Verarmung an Orthophosphat im Epilimnion. Ein im Frühjahr auftretendes Maximum des Phytoplanktons lässt die Konzentration an PO_4 unter die Nachweisgrenze absinken, wenn P der limitierende Faktor ist.

Im oligotrophen See liegt Phosphor unter 1 mg/l o-PO_4^- bzw. $0,015 \text{ g} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{a}^{-1}$ vor, im hypertrophen See überschreitet er 1 mg/l o-PO_4^- bzw. $100 \text{ g} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{a}^{-1}$ (Tab. 11.3a,b). In geschichteten Seen mit aerobem Hypolimnion sinken die in der absterbenden Biomasse enthaltenden Phosphate bis in das Sediment (Bild 11.7). In den Sedimenten wird Phosphor durch die Pflanzenwurzeln und Detritus fressende Tiere wieder aktiviert. Durch die Herbst- und Frühjahrszirkulation werden größere Mengen von Orthophosphat aus dem Hypolimnion in das Epilimnion zurück verfrachtet (Bild 11.13).

Bei starkem Sauerstoffschwund und gleichzeitiger Kohlensäureentwicklung bildet sich eine Reduktionszone, Mangan und Eisen können aus dem Seeboden in Lösung gehen. Als Folge des Überwiegens von Reduktionsprozessen tritt völlige Sauerstofffreiheit am Gewässergrund auf, und Faulungsprozesse lösen die aeroben Prozesse ab. Häufig wird damit das Sulfat zu (Eisen-) Sulfid umgewandelt. Damit verliert das Sediment die Fähigkeit, die beim Planktonabbau freiwerdenden Phosphationen zu binden. Diese werden in die Freiwasserzone verfrachtet und stehen als zusätzliche Nährstoffe zur Verfügung. Bei Wasser, das arm an Calciumcarbonat ist, laufen diese Vorgänge in verstärktem Maß ab. Bei anaeroben Prozessen im Hypolimnion kann sich mit zunehmender Tiefe die Konzentration erhöhen, da Phosphat, das vorher im Sediment deponiert war, freigesetzt wird. Die Algenentwicklung im Epilimnion kann trotzdem begrenzt bleiben, wenn die Schichtung stabil ist und die Nährstoffzirkulation unterbunden bleibt. Durch die Herbstzirkulation tritt eine vorübergehende Erhöhung der PO_4 -Konzentration auf, Eisen-II wird oxidiert und fällt als Eisen-III-Hydroxophosphat aus. Bei ganzjährig zirkulierenden Seen kommt es im Sommer zu einer starken Rücklösung von P aus dem Sediment.

Durch ein verringertes Epilimnion und Massenentwicklungen von Planktonalgen sowie Bewuchsalgen und krautigen Wasserpflanzen im Uferbereich kann Sauerstoffschwund im Hypolimnion auftreten. Oft ist daran ein Verschwinden der meisten Bodentiere gekoppelt sowie eine starke Methanbildung im Bodensediment infolge Ablagerung von Algenbiomasse, die mit einer stärkeren Rücklieferung der im Porenwasser des Bodenschlammes gelösten Stickstoff- und Phosphorverbindungen an den Wasserkörper verbunden ist.

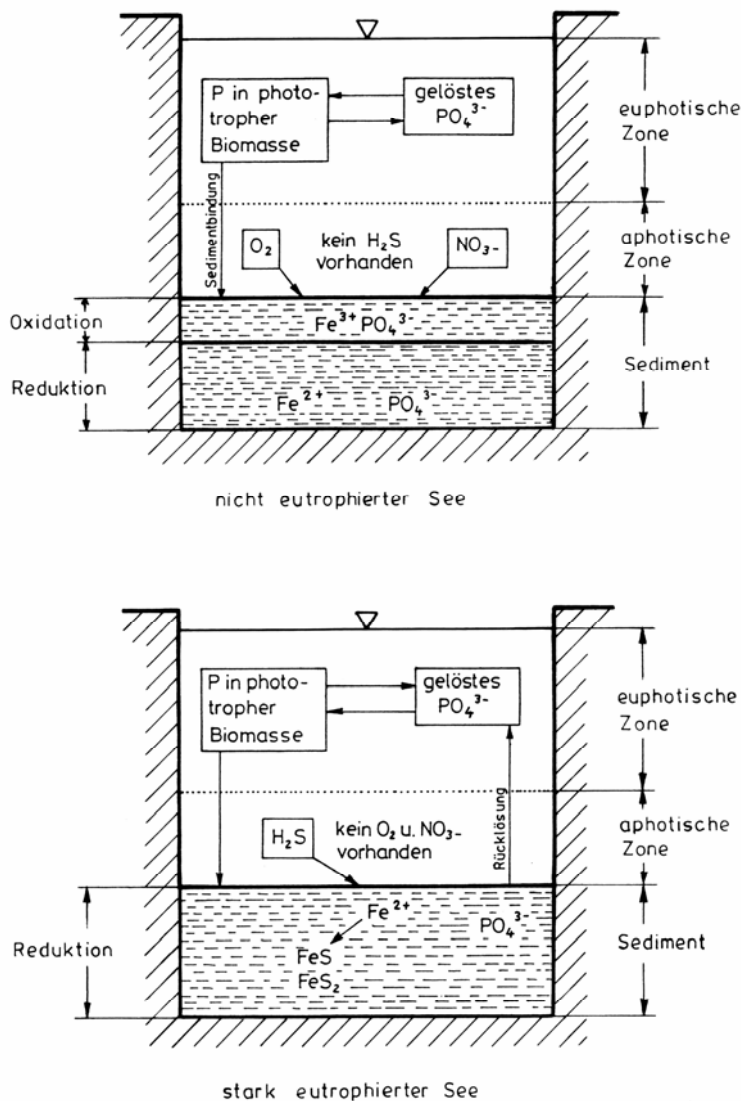


Abb. 11.13. Prinzip des Phosphorusatzes in nicht eutrophierten und stark eutrophierten Seen

Die reduktive Zerstörung der vor allem aus Eisenoxidhydrat bestehenden oxidierten Oberflächenschicht des Bodenschlammes, die als Sperrschicht gegen eine Rücklieferung der Pflanzennährstoffe aus dem Bodensediment wirkt, wächst mit zunehmender Eutrophierung. Damit steigt die organische P-Fraktion im Sediment, und die vorher im Sediment gebundenen Nährstoffe werden wieder dem Kreislauf zugeführt. Für die Abgabe von Phosphat an das Tiefenwasser ist der Sauerstoffge-

halt an der Sedimentoberfläche entscheidend. Bei $> 3 \text{ mg/l O}_2$ erfolgt keine Phosphatabgabe, da die Eisen-III-Verbindungen stabil bleiben. Zwischen 3 und 1 mg/l O_2 erfolgt ein sprunghafter Anstieg, da die dreistufigen Verbindungen zu zweistufigen reduziert werden [11.6]. Bei weniger als 1 mg/l O_2 werden Eisen-III-Verbindungen sehr stark reduziert. Durch die Fäulnis bildet sich Schwefelwasserstoff, der sich mit den Eisen-III-Ionen zu unlöslichem Eisensulfid verbindet. Die Abgabe von Phosphat aus dem Sediment schwankt je nach chemischen Bedingungen zwischen 0,1 und 100 $\text{mg}/(\text{m}^2\cdot\text{d})$.

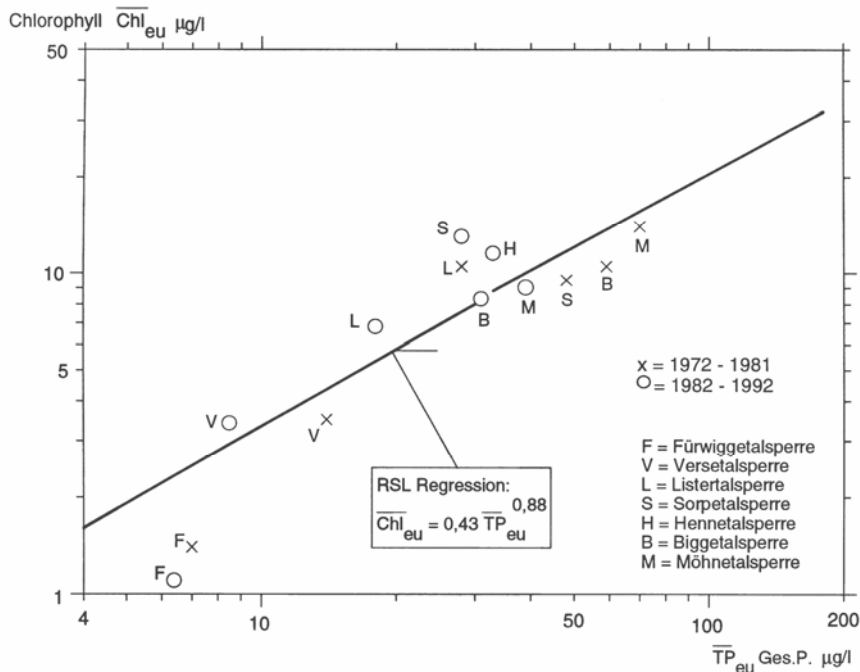


Abb. 11.14. Mittlerer Chlorophyllgehalt Chla in der Produktionszone des Epilimnions in Abhängigkeit vom Gesamtposphor TP_{eu} in Talsperren des Ruhrverbandes und Lage der Ruhrverbandtalsperren in Bezug auf die Regression nach Vollenweider [11.22]

Der Phosphorkreislauf, der nicht wie der Stickstoffkreislauf zur Atmosphäre offen ist, spielt daher bei der Untersuchung von stehenden Gewässern eine entscheidende Rolle. Auf Grund der P-Belastung und der Verweilzeit wurde eine Reihe von Massenbilanzmodellen entwickelt, um die Algenbiomasse und Produktivität vorherzusagen (Bild 11.14). Das mittlere (optimale) Atomverhältnis der drei Elemente C, N und P, die bei der Photosynthese beteiligt sind, wurde anhand von Phytoplanktonproben zu $\text{C:N:P} = 106:16:1$ bestimmt. Wasserpflanzen enthalten im Mittel $\text{C:N:P} = 40:7:1$ pro 100 Teile Trockengewicht oder pro 500 Teile Nassgewicht (s. Kap 11.1.3.2). Bei einem atomaren Verhältnis $\text{N:P} > 16:1$ für die Nährstoffzusammensetzung von Wasser herrscht N-Überschuß vor und der Phos-

phor wird der primär wachstumsbegrenzende Faktor; dagegen ist der Stickstoff wachstumsbegrenzender Faktor, wenn das atomare Verhältnis N:P darunter sinkt. Das atomare Verhältnis von 16N:1P entspricht etwa einem Konzentrationsverhältnis (Massenverhältnis) von 7,2N:1P. Da der zelluläre Inhalt an N bzw. P variiert, werden als Grenze Verhältnisse von 5 bis 10N:1P angesehen. Ist der Gehalt an für Pflanzen verfügbarem Phosphor im Seewasser kleiner als 5 mgP/m^3 , ist der Phosphor die potentielle Wachstumsbegrenzung; Stickstoff bei $< 20 \text{ mgN/m}^3$.

Bereits sehr niedrige Konzentrationen von 1 mg/l Orthophosphat reichen aus um das Wachstum der planktischen Kieselalge zu ermöglichen. Bei einem Gehalt $< 0,05 \text{ mg/l}$ an gelösten Phosphorverbindungen, ist eine andauernde Massenentwicklung von Planktonalgen zu erwarten. Für anspruchsvolle Nutzungen des Wassers muss die Gesamt-P-Konzentration von $0,03 \text{ mg/l}$ deutlich unterschritten werden (Tab. 11.3).

Für die Belastung des Sauerstoffhaushaltes eines Sees ist die durch Phosphor ausgelöste Verunreinigung bedeutsam, da aus 1 g P rd. 40 g Phytoplanktonkohlenstoff bzw. mindestens 100 g organische Substanz in Form von Algenbiomasse (Trockenmasse) gebildet werden. Diese benötigen für ihren vollständigen aeroben Abbau etwa 140 g Sauerstoff, d.h. 140 g BSB . Dies entspricht also einem Sauerstoffverbrauch von 14 mg/l , der während der Sommerstagnation aus dem Sauerstoffvorrat im Hypolimnion gedeckt werden muss [11.17].

Einem Einwohnergleichwert (EGW) entsprechen bei kommunalem Abwasser Konzentrationen von $\geq 54 \text{ g BSB}_5$, $\geq 13 \text{ gN}$, $1,4\text{--}4,5 \text{ gP}$. Der auf den Kopf bezogene jährliche Wert beträgt also $500\text{--}1600 \text{ gP}$. Durch eine mechanische Abwasserbehandlung werden etwa $10\text{--}15 \%$ der Nährstoffe zurückgehalten und bei chemischer Fällung $80\text{--}90 \%$ des Phosphors. Durch die Einleitung von gereinigtem Abwasser, dessen Nährstoffgehalt auch nach einer biologischen Behandlung noch groß ist, und durch diffuse Quellen tritt eine Anreicherung von Nährstoffen in vielen Seen auf. Sie können die Produktion an Phytoplankton um mehr als das Doppelte der natürlichen Rate erhöhen. Eine sehr hohe Nährstoffbelastung kann infolge zu starker Trübung des Wassers durch Planktonalgen mit Sichttiefen unter $0,2 \text{ m}$ zum Schwund der Unterwasserpflanzen führen.

Der Rückgang der Röhrichtbestände (Schilfsterben) durch zu starke Entwicklung von fädigen Algen, die durch Anlagerung an die austreibenden Schößlinge im Frühjahr zu einer übermäßigen Wellenbeanspruchung der Schößlinge führen und damit ihr Wachstum verhindern, ist ein weiteres Erscheinungsbild. Fischsterben kann durch gelegentlichen Sauerstoffschwund im Epilimnion oder auch durch Ammoniakvergiftung infolge pH-Erhöhung durch starke Photosynthese oder Absterben von Blaualgen (Wasserblüte) auftreten.

Für den Phosphorumsatz im See kann der Anteil, der im Sediment gebunden wird, als Senkenterm aufgefasst werden, der Nährstoffe und organische Substanz aufnimmt [11.20]. In einfachen Massenbilanzmodellen wird die Bindung von Phosphor im Sediment als konstanter Anteil des P-Inputs berücksichtigt oder als Prozeß erster Ordnung bezüglich der P-Konzentration im Wasser. Letzterer Ansatz kann erweitert werden durch Einbeziehung einer konstanten Absetzgeschwindigkeit S_p (Bild 11.16). Der Phosphorrückhalt im Sediment R_p ergibt sich anhand der Stoffbilanz für den See zu: $R = 1\text{-(jährl. ausfließende P-Fracht/ jährlich zuflie-$

bende P-Fracht). Die Massenbilanzmodelle erfordern die Annahme einer Retentionsgröße R_p für den Rückhalt von P, dabei können die Ansätze für R_p nach Tab. 11.4 verwendet werden. Ein einfaches Modell für den Gesamtphosphor im See P_t lautet [11.26]:

$$P_t = (L_p / q_s)(1 - R_p) \text{ in mg/l}$$

(11.24)

L_p : jährliche Phosphorbelastung pro Flächeneinheit ($\text{mg/m}^2 \cdot \text{a}$),
 q_s : jährlicher Zufluss pro Flächeneinheit (m/a); $q_s = z/\tau$,
 τ : Erneuerungszeit (a),
 z : mittlere Seetiefe.

$$R_p = 0,426 \exp(-0,271q_s) + 0,574 \cdot \exp(-0,0095q_s) \quad (\text{Tab.11.4}).$$

Tabelle 11.4. Ansätze für die Absetzgeschwindigkeit S_p und den Rückhalt R_p von Phosphor in Seen modifiziert nach [11.21].

Formel	Autor
1) <u>mittl. Absetzgeschwindigkeiten</u>	
$S_p = 10 \text{ m/a}$	Vollenweider (1975), OECD
$S_p = 11,3 \text{ m/a (Zürichsee)}$	
$S_p = 37,9 \text{ m/a (Bodensee)}$	Dillon & Kirchner (1975)
2) <u>Phosphatrückhalt im Sediment</u>	
$R_p = 1/[1+(1/\tau)^{0,5}]$	Larsen & Mercier (1976)
τ : hydraulische Verweilzeit; ($r^2 = 0,884$)	
$R_p = 16/(16+z/\tau)^*$	(Chapra 1975)
z : mittlere Seetiefe	Dillon & Kirchner (1975)
$R_p = 0,426 \exp(-0,271z/\tau)+0,574 \cdot \exp(-0,00949z/\tau)$ ($r^2 = 0,884$)	

*) Für geringe Seetiefen kann gesetzt werden: $z/\tau \approx MQ/\text{Seeoberfläche (m/a)}$.

Konzeptionelle Modelle gehen von einem Sedimentspeicher aus, dessen P-Gehalt zeitlich verändert wird in Abhängigkeit von wachstumsregelnden Größen

11.1.4 Eutrophierung stehender Gewässer

11.1.4.1 Nährstoffquellen der Stickstoff- und Phosphorverbindungen

Die Eutrophierung ist ein natürlicher interner Alterungsprozeß, dem von Menschen unbeeinflusste Seen im geologischen Zeitmaßstab unterliegen. Ausgehend von oligotrophen, tiefen Seen erfolgt durch die Verlandung in Zeiträumen von Jahrtausenden der natürliche Alterungsprozess mit der Umwandlung zum Flachsee und einer Zunahme der Trophie.

Durch Steigerung der Produktionsintensität bilden sich flache, eutrophe oder polytrophe Seen aus, die verlanden und allmählich in Niederungsmoore überge-

hen. Findet im See eine autotrophe Produktion statt geht der See mit steigendem Nährstoffangebot vom oligotrophen in den eutrophen Zustand über. Die anthropogen verursachte Eutrophierung hat seit den sechziger Jahren hauptsächlich in den industrialisierten Ländern und bei intensiver Landwirtschaft stark zugenommen. Sie ist ausschließlich die Folge des überreichen Angebots an Phosphor und Stickstoff aus punktuellen und diffusen Quellen (Tab. 11.5). Diese erhöhte Verfügbarkeit von Pflanzennährstoffen, insbesondere von Phosphor, löst eine Steigerung der Primärproduktion aus. Sie äußert sich in der verstärkten Entwicklung höherer Wasserpflanzen (Verkrautung), die bei steigender Belastung durch Massenentwicklungen des Phytoplanktons (Algenblüte) und Fadenalgen verdrängt werden. Sie stellen eine beträchtliche Sekundärbelastung dar.

Unter Eutrophierung soll hier die zunehmende Anreicherung der stehenden Gewässer mit Pflanzennährstoffen und der dadurch verursachten Folgewirkungen wie Überproduktion pflanzlicher Biomasse und deren schädliche Auswirkungen verstanden werden [11.23, 11.26, 11.27]. Im nährstoffarmen Gewässer herrschen meist Kieselalgen vor; mit fortschreitender Eutrophierung kommt es häufig zur Entwicklung von Grün- und Blaualgen (Cyanobakterien), welche giftige Mikrocystine bilden. Die Primärproduktion, ausgedrückt als Kohlenstoffproduktion pro Einheitsfläche und Zeit, führt zu verhältnismäßig hohen Konzentrationen an gelöster organischer Substanz im Wasser. Dadurch wird die Population von heterotrophen Bakterien gefördert, die organische Substanz zersetzen und den Gehalt an gelöstem Sauerstoff beträchtlich vermindern. Überwiegt die Gesamtproduktion durch Photosynthese den Gesamtverbrauch durch Respiration, d.h. Atmung / Abbau >1 , liegen eutrophe Verhältnisse vor. In Tab. 11.6 sind die Tendenzen für die Zu- bzw. Abnahme einiger Indikatoren für die Eutrophierung zusammengestellt.

Die biologischen Kriterien zeigen generell die Tendenz einer qualitativen Verschlechterung, z.B. bei den Spezies, und einer quantitativen Vergrößerung bei der Produktion an Biomasse mit zunehmendem Eutrophierungsgrad. Bei den Fischen kann ebenfalls eine Abnahme der Arten im Hypolimnion auftreten.

In der trophogenen Zone treten Sauerstoffübersättigung, pH-Wert-Erhöhung und biogene Entkalkung (Kalkfällung) auf. Durch den photosynthetischen CO_2 -Entzug im Oberflächenwasser kommt es zur Alkalisierung mit pH-Werten von >10 am Tage und 6 bis 7 in der Nacht. Zeitweilig oder örtlich kann im Epilimnion ein völliger Sauerstoffschwund auftreten, und es entstehen reduzierte, z.T. giftige Abbauprodukte. Im Hypolimnion stellt sich Sauerstoffschwund, Anreicherung mit Ammonium, gelöstem Eisen und Mangan bis hin zur Bildung von Schwefelwasserstoff auf und anaerobe Zustände werden dadurch hervorgerufen.

Die Eutrophierung hat eine Verarmung der Biozönose zur Folge aufgrund veränderter abiotischer und biotischer Faktoren, z.B. durch Absterben der Bodenfauna, Fischsterben durch Sauerstoffmangel oder durch Bildung von Ammoniak infolge pH-Wert-Erhöhung. Erfolgt durch die Massenentwicklung von Phytoplankton eine verstärkte Wassertrübung, kann der Bestand an höheren Uferpflanzen zurückgehen.

Zu den negativen Folgen gehören auch das wenig ästhetische Aussehen des Wasserkörpers und eine Einschränkung der Wassernutzung und des Freizeitwertes. Das Algenwachstum begünstigt ein schnelles Zusetzen der Filteranlagen de

Wasseraufbereitung. Auch wirkt sich das Ansteigen von Eisen und Mangan auf die Trinkwassergewinnung nachteilig aus; auch das Risiko der Wasserverfärbung und des bakteriellen Wachstums im Rohrnetz steigt. Diese anthropogen ausgelösten Fehlentwicklungen führen zu einer nachhaltigen Störung des natürlichen

Tabelle 11.5. Einträge [t/a] von Stickstoff N und Phosphor TP nach Eintragspfaden in die deutschen Teile der Stromgebiete für den Zeitraum 1993-1997; Verteilung in % und t/a auf die Einzugsgebiete und Quellen (bilanziert mit Moneris nach UBA Texte 75/99).

Eintragspfad	Fracht	Elbe	Weser	Rhein	Donau	%
Grundwasser	tN/a tTP/a	57300 1000	45800 530	122700 850	78100 590	47% 10%
Dränagen	tN/a tTP/a	30300 160	13900 380	22300 100	16600 90	13% 2%
Erosion	tN/a tTP/a	2800 1740	1400 1000	4600 2770	2500 1910	2% 26%
Abschwemmungen	tN/a tTP/a	900 320	1400 410	5100 1320	4200 810	2% 10%
Atmosphär. Deposition	tN/a tTP/a	2700 70	700 10	2300 50	1400 30	1% ≈0%
Urbane Flächen	tN/a tTP/a	12200 1320	3400 380	8900 1380	2800 370	4% 11%
<i>Σ diffuse Quellen</i>	<i>t N/a tTP/a</i>	<i>106300 4620</i>	<i>66700 2690</i>	<i>166000 6460</i>	<i>105600 3790</i>	<i>69% 62%</i>
Kommunale Kläranlagen	t N/a tTP/a	32200 2380	17000 1070	98000 4990	24400 1410	27% 35%
Industrielle Einleiter	t N/a tTP/a	9000 160	1300 50	13700 590	1300 100	4% 3%
<i>Σ Punkt- quellen</i>	<i>t N/a tTP/a</i>	<i>41200 2540</i>	<i>18400 1120</i>	<i>111800 5580</i>	<i>25700 1510</i>	<i>31% 38%</i>
<i>Summe aller Einträge</i>	<i>t N/a tTP/a</i>	<i>147500 7160</i>	<i>85100 3810</i>	<i>277700 12040</i>	<i>131300 5300</i>	<i>100% 100%</i>
<i>Prozent nach Gebiet</i>	<i>t N/a tTP/a</i>	<i>23 25</i>	<i>13 13</i>	<i>43 43</i>	<i>20 19</i>	

Gleichgewichts, wobei nährstoffarme Seen oder Flachseen mit kleinem hypolimnischen Wasserkörper schneller anfällig sind als Seen, die über ein großes Hypolimnion mit großer Abbaukapazität verfügen. Im Allgemeinen ist es sicherer und wirtschaftlicher, rechtzeitig Vorsorgemaßnahmen gegen eine Eutrophierung zu ergreifen als nachträglich einen eutrophierten See zu sanieren. Die Eutrophierung kann vereinzelt positive Aspekte aufweisen, wie eine erhöhte Produktion von Fisch oder anderer Aquakulturen verbunden mit höheren Fischereierträgen, allerdings mit einer Verarmung der Zusammensetzung der Fischspezies.

Ein stehendes Gewässer erhält Stoffeinträge aus ober- und unterirdischen Zuflüssen, Niederschlägen, Staubdepositionen, Blattfall, dem Sediment des Seebodens und durch chemische und biologische Umsätze im See. Austräge erfolgen durch Abfluss, Sedimentation, Entgasung, Entkrautung und Aufnahme der Nährstoffe durch Fische und Wasservögel. Die Abschätzung der gesamten Nährstoffbe-

lastung ist wichtig bei Stoffbilanzen, da beim Weglassen einzelner Größen Fehler von mehr als $\pm 50\%$ auftreten können.

Tabelle 11.6. Trophische Merkmale und ihre Veränderung bei fortschreitender Eutrophierung; (A) = Abnahme, (Z) = Zunahme des Merkmals

Physik. Kriterien	Chem. Eigenschaften	Biol. Kriterien
Sichttiefe (A)	Nährstoffkonzentration (Z)	Häufigkeit d. Algenblüte (Z)
Schwebstoffe (Z)	Chlorophyll a (Z)	Diversität d. Algenarten (A)
	Gelöste Stoffe (Z)	Biomasse d. Phytoplankt. (Z)
	Elektrische Leitfähigkeit (Z)	Litorale Vegetation (Z)
	Hypolimnisches O ₂ Defizit (Z)	Primärproduktion (Z)
	Epilimnische O ₂ -Übersättigung (Z)	Zooplankton (Z)
		Fische (Z)
		Diversität d. Seebodenfauna (A)

Der Import von Nährstoffen in einen See stammt aus punktförmigen und diffusen Quellen im Einzugsgebiet. Der Stickstoffanteil, der aus diffusen Quellen das Gewässer erreicht, ist zwar zurückgegangen, beträgt aber noch rd. 70%, wobei Grundwasser und Dränagen den Hauptteil ausmachen [11.28]. Der Phosphoranteil aus diffusen Quellen liegt in gleicher Größenordnung. Im Allgemeinen ist der Nährstofftransport umso größer je höher der Abfluss ist. Insbesondere wird der Eintrag aus diffusen Quellen maßgeblich beeinflusst durch das Abflussregime. So kann innerhalb weniger Monate oder Dekaden mit Hochwasser der größte Teil der jährlichen Stofffracht transportiert werden. Daher ist bei Verwendung von mittleren jährlichen Abtragsraten mit großen Spannen zu rechnen [11.95].

Nährstoffe aus *punktuellen* Quellen, wie kommunale oder industrielle Einleiter, lassen sich anhand gemessener Einleitungsmengen nebst Konzentrationen als jährliche Frachten zuverlässig angeben. Eine jährliche Bilanz, die mit dem Produkt von Mittelwasser und mittlerer Konzentration aufgestellt wird, ist ein erster Anhaltswert. Diese Aussagekraft wird bei Verwendung von Einleitungsmengen und -stoffen pro Kopf der angeschlossenen Einwohner noch weiter vermindert, da z.B. der Wirkungsgrad der Kläranlagen unberücksichtigt bleibt (Tab. 11.7). Die Einleitungsmenge an Phosphor fäkalen Ursprungs von Kläranlagen mit $>3800 \text{ m}^3/\text{d}$ beträgt $0,2\text{--}0,3 \text{ kg}/(\text{E}\cdot\text{a})$ und von Kläranlagen $< 3800 \text{ m}^3/\text{d}$ etwa $0,5\text{--}0,7 \text{ kgP}/(\text{E}\cdot\text{a})$; sie hängen aber sehr stark vom Wirkungsgrad der Anlage ab.

Diffuse Einträge stammen aus externen oder internen Quellen. Die externen diffusen Quellen umfassen die Stofflieferung aus urbanen, ländlichen und Waldgebieten sowie Depositionen, die über den Luftpfad auf die Seeoberfläche gelangen. Die internen Frachtanteile stammen aus dem Grundwasserzufluss zum See und aus der Rücklösung der Nährstoffe aus dem Sediment des Sees. Grundwasserzuflüsse in einen See sind in der Regel nicht bekannt und werden oft als vernachlässigbar gering eingestuft. Das gleiche gilt für die Phosphorauswaschung im Uferbereich durch Wellenerosion. Die Messung von diffusen externen Stofffrachten ist nur indirekt möglich durch Bestimmung der Stofffracht der Flüsse, die in den See einmünden, und anschließende Subtraktion des Anteils, den der Fluss aus den punktuellen Quellen dem See zuführt. Da die Stofffracht vom der Durchfluss ab-

hängt, liefert grundsätzlich wasserstandsabhängige Wasserproben repräsentativere Werte für den Stofftransport als Konzentrationsmessungen, die in fest vorgegebenen Zeitabständen, z.B. als wöchentliche oder 14-tägige Probenentnahme erfolgen.

Tabelle 11.7. Jährliche Austräge an Gesamtphosphor für unterschiedliche Landnutzungen in P(kg/(ha·a) nach verschiedenen Autoren

Städt. Gebiete, Mischwasserkanalisation, gering. bis hoher Industrialisierungsgrad	9 bis 11			
Städt. Gebiete, Trennkanalisation, geringer Industrialisierungsgrad	1,0			
Städt. Gebiete, Trennkanalisation, mittlerer Industrialisierungsgrad	3,0			
Baugebiete	25			
kommunales Abwasser bei 200 l/(E·d)	4 g/(E·d) P			
kommunales Abwasser bei 200 l/(E·d) mit P-Fällung	0,2 g/(E·d) P			
kommunales Abwasser	60 mg/Gesamtphosph.			
Wald, nicht differenziert	0,02-0,45			
Wald Oberboden: Sand	0,05			
Wald, Oberboden: Ton	0,10			
Feuchtgebiete	~ 0			
Ackerland, nicht differenziert	0,40			
Dauergrünland, nicht gedüngt	0,20			
Weide mit Güllewirtschaft	0,80			
Landflächen mit Stallmistdüngung	0,8–2,9			
Abläufe von Futterstellen	10–620			
<u>Gebiete mit differenzierter landwirtschaftlicher Nutzung</u>				
Oberboden:	Sand	grober Lehm	feiner Lehm	Ton
Feldfrüchte in Reihen, geringer Viehbestand	0,25	0,65	1,05	1,25
gemischte Feldbestellung, mittlerer Viehbestand	0,10	0,20	0,55	0,85
Weideland ¹⁾ mit Milchwirtschaft	0,05	0,10	0,40	0,60
Weide, Brache	0,05	0,10	0,15	0,25

¹⁾ ohne Massenviehhaltung und Güllewirtschaft.

Beim Vorliegen von täglichen Abflussbeobachtungen und Konzentrationsmessungen, die in noch größeren Zeitabständen erfolgen, kann der Nährstoffeintrag von der Abflusshöhe statistisch abhängig gemacht werden. Beim Vorliegen von Abfluss- und Konzentrationsmessungen in größeren Zeitabständen muss davon ausgegangen werden, dass Abweichungen von $\pm 25\%$ bezüglich der Gesamtfracht auftreten können, wie Vergleiche mit kontinuierlichen Messungen ergaben. Bei mehreren Zuflüssen können hilfsweise die Abflussbeobachtungen, die etwa eine gleiche Fließgeschwindigkeit aufweisen, zusammengefasst und gemittelt werden. Der Mittelwert wird mit der gemittelten zugehörigen Stoffkonzentration multipliziert und ergibt einen Anhaltswert für die Stofffracht des Zeitabschnittes.

Eine häufig angewandte Methode zur indirekten Abschätzung des Importes verwendet flächenbezogene Austragsraten (Tab. 11.7). Dabei wird angenommen, dass für einen jährlichen Zyklus eine annähernd gleichbleibende Stoffmenge pro Flächeneinheit exportiert wird. Die Exportkoeffizienten für Phosphor schwanken zwischen 5 bis $> 500 \text{ kg}/(\text{km}^2 \cdot \text{a})$ und für Stickstoff von < 50 bis $3000 \text{ kg}/(\text{km}^2 \cdot \text{a})$.

Die Übertragung vom Gebiet zur ausgetragenen Fracht mittels des Exportkoeffizienten liefert große Streuungen, wenn diese Koeffizienten nicht durch Messungen angeeicht werden können (Bild 11.12). Bei städtischen Gebieten steigt der P-Austrag annähernd direkt proportional mit dem Prozentsatz der Versiegelung und der jährlichen Niederschlagssumme.

Tabelle 11.8. Anhaltswerte über die Belastung mit Gesamtphosphor und Stickstoff bei wasserwirtschaftlicher Nebennutzung eines Sees in Einwohnergleichwerten (1 EGW = 54 gBSB, 13 gN; 2 gP) [11.15]

Entenzucht mit freiem Wasserzugang (100 Enten pro Tag)	8–12 N	16 P
Gänsezucht mit freiem Wasserzugang (100 Gänse pro Tag)	24–36 N	48 P
Forellenzucht in Becken pro 1000 kg (Lebendgewicht pro Tag)	110 N	110 P
Badebetrieb (100 Personen pro Tag, Saisonmittel)	2 N	2 P

Der Phosphoraustrag eines Einzugsgebietes kann anhand von Messungen statistisch ausgedrückt werden; für einige Ruhr-Talsperren als regional gültige Regression zwischen Phosphor und Besiedlung [11.22] (Bild 11.11). Zur Vorhersage des Chlorophyllgehaltes als Indikator für das Phytoplankton können Regressionen mit dem Phosphorgehalt herangezogen werden [11.22] (Bild 11.14).

Die Regeneration von Nährstoffen aus den abgelagerten Sedimenten hat bei eutrophen Seen einen merklichen Anteil am kurz geschlossenen Nährstoffkreislauf. Da eine direkte Messung in der Natur nicht in Betracht kommt, wird der P-Austrag durch eine Stoffbilanz des Stausees, die auf monatlichen oder kürzeren Zeitschritten basiert, bestimmt. Die Bilanzgleichung, die zweckmäßig tabellarisch gelöst wird, lautet für den Zeitschritt dt:

$$L_{\text{int}} = L_{\text{aus}} - L_{\text{ext}} \pm P_{\text{ges}} \quad (11.25)$$

L_{int} : interne P-Fracht im Zeitintervall,

L_{aus} : P-Austrag als Verlust aus dem Wasserkörper,

L_{ext} : externer P-Import in den Wasserkörper,

P_{ges} : Differenz im Gehalt an Gesamt P im Wasserkörper am Anfang und Ende des Zeitintervalls.

Bei Seen mit sehr kleinen Aufenthaltszeiten ($\tau_w \ll 1a$), muss eine hydrologisch relevante Phosphorbelastung ersatzweise eingeführt werden, da bei Verwendung von jährlichen Mitteln zu hohe Importe errechnet werden. Als kennzeichnend wird die Belastung an Gesamtphosphor angesehen, die dem Wasserkörper während der Wachstumszeit zugeführt wird zuzüglich der Fracht, die in der Zeitspanne einer Aufenthaltsdauer vor Beginn der Wachstumsperiode in den See gelangt, d.h. die Frachten von einem Vormonat bis zu einem halben Jahr. Bei fehlenden Angaben über Phosphor im Sediment kann als Näherung von dem Phosphor Retentionskoeffizienten R_p ausgegangen werden (Tab. 11.4).

Eine weitere interne diffuse Quelle stellen Wasservögel und Fische dar, insbesondere wenn sie in großer Zahl auftreten, wie in Zuchtanstalten oder in Vogelschutzgebieten, in denen die Wasserflächen als Nahrungs- und Nistfläche für orts-

feste Vogelarten oder als Rastplätze für Zugvögel dienen (vergl. Tab. 11.8). Über den Luftpfad können 0,20 bis 0,5 kg P/(ha·a) infolge Niederschläge gelangen.

11.1.4.2 Trophiegrad und Nutzung von Seen

Die Wassergüte stehender Gewässer wird nach Trophiestufen klassifiziert. Der Trophiegrad kann aus der biologischen Produktivität abgeschätzt werden. Da die gesamte Primärproduktion eines stehenden Gewässers nicht direkt gemessen werden kann, müssen dafür einige Indikatoren dienen: die Phosphorversorgung der Flora, ergänzend der Chlorophyllgehalt und die Sichttiefe (Tab. 11.3).

Für die Nährstoffe im Wasserkörper kann von einem molaren Verhältnis von 16 N:1 P bzw. von einem Massenverhältnis von 7,2 N:1 P als Referenzwert ausgegangen werden. Ist das Massenverhältnis der gemessenen Konzentrationen N:P unter 7:1, wird Stickstoff zum begrenzenden Faktor; ist das Verhältnis größer als 7, wird Phosphor der begrenzende Wachstumsfaktor [11.13, 11.17, 11.26]. Wenn der biologisch verfügbare Stickstoff während der Algenblüte unter 20 µgN/l sinkt, ist Stickstoff der begrenzende Faktor; sinkt der P-Gehalt unter 5-10 µgP/l, ist P der begrenzende Faktor. Die Bedeutung einer Einleitung wird durch das Verhältnis N:P gekennzeichnet. Bei häuslichem Abwasser beträgt das Verhältnis N:P etwa 5:1, ist also viel niedriger als der Abfluss von landwirtschaftlich Nutzflächen, die ein Verhältnis von 30 bis 50:1 erreichen können.

Der eingetragene Phosphor wird teilweise im See organisch gebunden und sedimentiert (Tab. 11.4). Tiefe Seen vertragen eine höhere P-Belastung pro Fläche, da ein tieferes Hypolimnion nach der Durchmischung mehr O₂ pro m² für Abbauvorgänge und Bindung des Phosphors in Sedimenten bereitstellen kann. Da bei Talsperren die Abgabe in der Regel aus dem Hypolimnion mit überdurchschnittlichen P-Konzentrationen erfolgt, kann die P-Belastung besser gesteuert werden als in natürlichen oder regulierten Seen, bei das Wasser nur aus dem Epilimnion abfließen kann.

Die Trophiegrade stellen einen kontinuierlichen Bereich der Nährstoffkonzentration und der damit verbundenen Biomasseproduktion dar. Die Stufen reichen von geringer bis hoher Produktivität und umfassen oligotrophische, mesotrophische, eutrophische und hypereutrophische (polytrophische) Seen (Tab. 11.3 und 11.9). Phosphor, Chlorophyll-a und Secchi-Sichttiefe werden in dem Ansatz nach *Vollenweider* zur Einstufung des Trophiegrades benutzt (Bild 11.15) Ausgehend von einem völlig durchmischten See, der sich über mehrere Jahre im Gleichgewicht befinden soll, wird in Abhängigkeit von der Wasseraustauschrate und dem Phosphorimport die Konzentration von P im See durch eine Regression ausgedrückt und danach die Trophie eingestuft. Regressionen wurden zwischen P_k und dem mittleren und maximalen Chla-gehalt und der Sichttiefe aufgestellt (Bild 11.16). Infolge der fließenden Übergänge zwischen den einzelnen Stufen dienen die angegebenen Grenzwerte als Anhalt, und die Bewertung richtet sich nach der ungünstigsten Belastung. Statistisch gesehen begrenzen die Grenzwerte einer Trophiestufe eine Bandbreite von Mittel und doppelter Standardabweichung, und die zugeordnete Wahrscheinlichkeit wird durch die logarithmische Normalverteilung bestimmt [11.22] (Bild 11.16). Die Trophiestufen sind keine Bewertung im

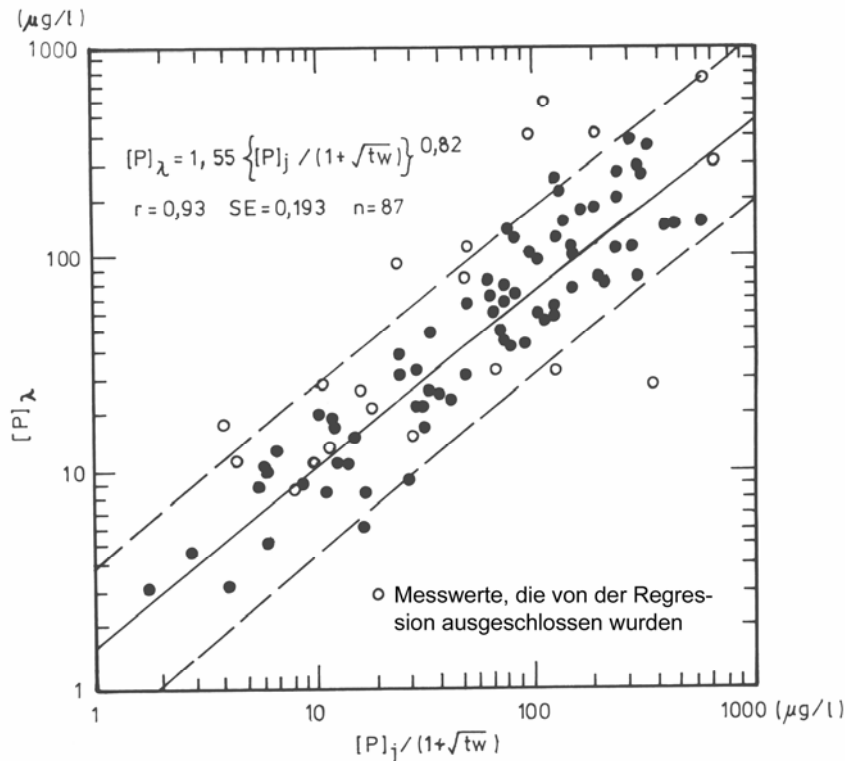


Abb. 11.15. Regression zwischen den Konzentrationen der Phosphorbelastung P_i eines Sees und dem Phosphorgehalt P_{λ} im See [11.26]; Die Maxima der Dichtefunktion in Bild 11.16 entsprechen Punkten der Regressionsgeraden; gestrichelt 95%-Vertrauensgrenzen

Sinne einer anthropogen verursachten Verschlechterung des natürlichen Zustands wie das System der Gewässergüteklassen von Fließgewässern, da von Natur aus alle Trophiestufen vorkommen (Tab. 11.10). Bei der Bewertung von Seen muss das Entwicklungsstadium beachtet werden, da sich im Laufe der Zeit Nährstoffe anreichern und der Trophiegrad sich allmählich erhöht.

Ablesebeispiel für die Trophie nach Bild11.16:

Gemessen		Abgelesene	Werte aus Bild 11.16
Gesamt gelöst. P	40 $\mu\text{g/l}$	55% mesotroph	38% eutroph
Mittl. Chla	9 $\mu\text{g/l}$	50% eutroph	40% mesotroph
Max Chla	30 $\mu\text{g/l}$	50% eutroph	34% mesotroph, 16% hypertroph
Sichtiefe ST	1,8 m	50% eutroph	38% hypertroph, 10% mesotroph

Da die Grenzen nicht starr sind, erfolgt eine Zuordnung der Trophiestufe nach der Eintrittswahrscheinlichkeit einzelner Indikatoren (z.B.TP,Chlorophyll-Gehalte). Die größte Eintrittswahrscheinlichkeit zeigt die beste (optimistisch im Sinn der Wassergüte) Schätzung

der Trophiestufe; die kleinsten Werte die pessimistische Einschätzung. Es gilt hier die schlechteste Schätzung: der See ist eutroph mit Tendenz zum hypertrophen Zustand.

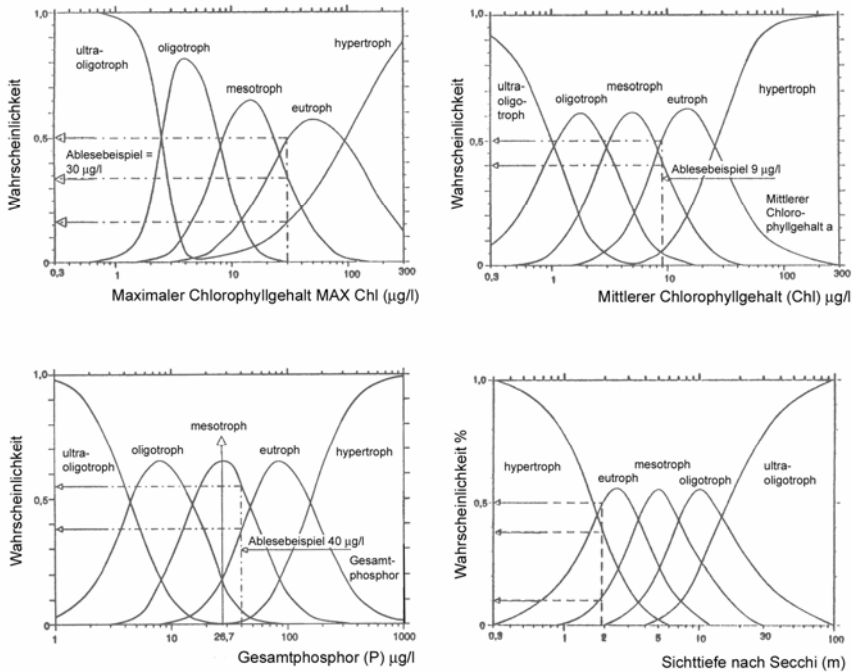


Abb. 11.16. Wahrscheinlichkeit der Trophiegrade anhand von Gesamtphosphor, mittlerem und maximalem Chlorophyllgehalt und Sichttiefe [11.26]. Geometrische Mittel $\bar{x}_g$ für Phosphor in µg/l: 8,0 (oligotroph), 26,7 (mesotroph), 84,4 (eutroph); $\bar{x}_g$ für Chlorophyll in µg/l: 1,7 (oligotroph), 4,7 (mesotroph), 14,3 (eutroph); $\bar{x}_g$ für Secchi (m): 9,9 (oligotroph), 4,2 (mesotroph), 2,5 (eutroph).

Für Seen mit geringen Wasseraustauschraten und kleinen Werten der jährlichen hydraulischen Belastung $q_s = \Sigma QZ/A_{\text{see}} [\text{m}]$ lässt sich der Ausdruck $TP=L/(q_s+v_s)$ vereinfachen zu $L=TP(q_s+v_s)$ und durch Logarithmieren wird die Belastung L erhalten zu $\log L = \log TP + \log(q_s+v_s)$. Dies kann benutzt werden umso Isolinien der Trophiestufen zu zeichnen. Zur graphischen Ermittlung des zu erwartenden Trophiegrades eines Sees auf der Grundlage der Flächenbelastung mit Orthophosphat dient Bild 11.17 nach [11.15].

Die Eutrophierungsgefahr infolge von Orthophosphat soll für einen geplanten Speicher mit $S=10 \text{ hm}^3$ Inhalt und einer Wasseroberfläche von $A_{\text{see}}=80 \text{ ha}$ prognostiziert werden. Der Zufluß zum Speicher beträgt $QZ=20 \text{ hm}^3/\text{a}$; er enthält eine Konzentration von $80 \text{ mgPO}_4/\text{m}^3$, wovon 90% aus Kläranlagenabläufen stammen. Es besteht die Möglichkeit, durch P-Elimination an den Kläranlagen den Anteil der Kläranlagen auf $10 \text{ mgPO}_4/\text{m}^3$ zu senken und / oder Zuschusswasser bis zu $15 \text{ hm}^3/\text{a}$ aus einem benachbarten Einzugsgebiet

über eine Beileitung zur Verdünnung zu nutzen. Der geplante Speicher soll mindestens einen mesotrophen Trophiegrad nach Bild 11.17 aufweisen.

Die Flächenbelastung L beträgt: $L = 80 \cdot 10^{-3} \cdot 20 \cdot 10^6 / (80 \cdot 10^4) = 2 \text{ g}/(\text{m}^2 \cdot \text{a})$; mittlere Tiefe $z = 10 \cdot 10^6 / (80 \cdot 10^4) = 12,5 \text{ m}$; $z/\tau_w = 12,5 / (10/20) = 25 \text{ m/a} \rightarrow$ polytropher Zustand (= Schnittpunkt einer Parallelen zur x-Achse durch $L = 2$ (Ordinatenwert) und einer Parallelen zur y-Achse durch $z/\tau_w = 25$ (Abszissenwert)). Durch die P-Elimination auf $10 \text{ mgPO}_4/\text{m}^3$ kann die Belastung auf $L = (8+10) \cdot 10^{-3} \cdot 20 \cdot 10^6 / (80 \cdot 10^4) = 0,45 \text{ g}/(\text{m}^2 \cdot \text{a})$ gesenkt werden. Der Schnittpunkt des verringerten Ordinatenwertes von $L = 0,45 \text{ g}/(\text{m}^2 \cdot \text{a})$ mit $z/\tau_w = 25$ als Abszissenwert ergibt einen Punkt, der noch im eutrophen Bereich liegt. Der mesotrophe Zustand kann erreicht werden indem der Abszissenwert auf $z/\tau_w \geq 40$ vergrößert wird. Für $z/\tau_w \geq 40$ und $z = 12,5 \text{ m}$ ergibt sich $\tau_w \leq 0,31 \text{ a}$ und der erforderliche Zuschuss zu: $10/0,31 - 20 \geq 32,0 - 20 \geq 12 \text{ hm}^3/\text{a}$.

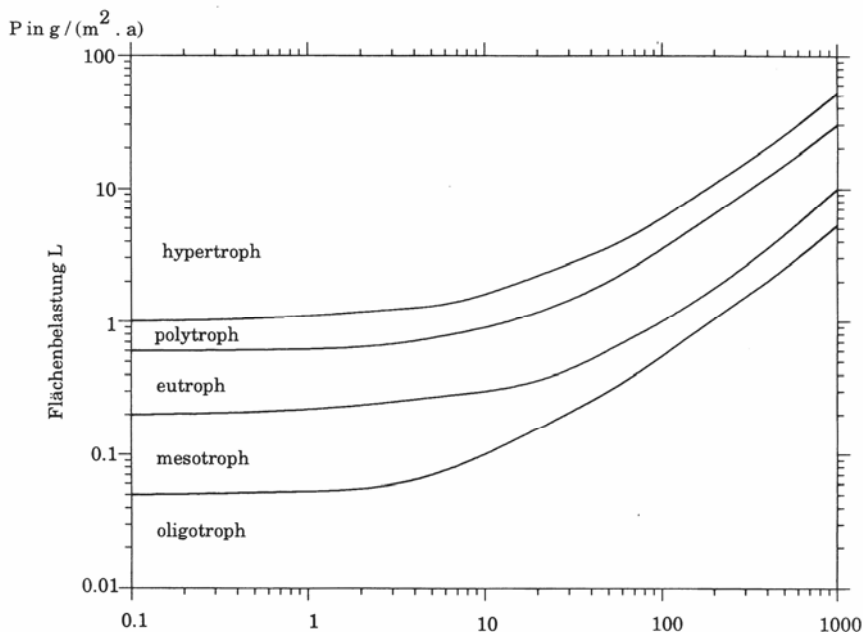


Abb. 11.17. Flächenbelastung für gelösten Phosphor L (=Gesamtorthosphosphat $\text{PO}_4\text{-P}/\text{m}^2 \cdot \text{a}$) pro Einheitsfläche eines Sees in Abhängigkeit von z/τ_w , der mittleren Tiefe z zu mittlerer Verweilzeit τ_w [11.15]. Der Abszissenwert z/τ_w ist unabhängig von der Tiefe z , da gilt: $z/\tau_w = zQ/zA_{\text{see}} = q_s [\text{m/a}]$

Bei anthropogener Belastung muss der natürliche Grad der Trophie berücksichtigt werden. Die Bewertung erfolgt anhand einer Synthese aus Messungen physikalischer und biochemischer Parameter und wiederholter Bestandsaufnahmen der Gewässerbiozönose. Die Nutzung stehender Gewässer hängt von Kriterien ab, die nach Merkmalen der Hydrographie, der Trophie, des Salzgehaltes und anderen Größen festgemacht werden (Bild 11.17, Tab. 11.10). Zu Bildung der Gesamtklasse der Wasserbeschaffenheit eines Sees werden nach [11.15] Merkmalsgruppen herangezogen, wie Morphometrie, Einzugsgebiet, Belastung (Tab.11.3a) und wei-

tere trophische Kriterien nach Tab. 11.3b. Aus den Merkmalsgruppen wird der Mittelwert gebildet, welcher die Gesamtklasse anzeigt.

Oligotrophe Seen (Trophiestufe I) weisen geringe Primärproduktion und geringe Biomasse bei geringer Nährstoffkonzentration an N und P sowie Sauerstoffsättigung auf. Die Benthosbesiedlung zeigt artenarme, schütterere Röhrichtbesiedlung und Knollenbinsengesellschaften. Die Schwimmblattgesellschaften sind arme Laichkraut-Seerosengesellschaften und teilweise Bestände von Potamogeton natans. Die submerse Vegetation besteht aus Laichkrautgesellschaften, Wassermoosen und großflächigen Characeengesellschaften. Die Tiefengrenze der Makrophytenvegetation kann über 8 m Wassertiefe reichen. Im gemäßigten Klima sind im Uferbereich oligosaprobe Insektenlarven, Planarien und Wassermoose zu finden. Die Lebensgemeinschaft des hellen Seebodens enthält kaum Tiere; natürlich vorherrschende Fische sind die Forelle und der Weißfisch.

Mesotrophe Seen bilden die Übergangsstufe zu eutrophen Seen. In diese Trophiestufe II fallen stehende Gewässer mit geringer Nährstoffbelastung, die noch eine geringe Planktonproduktion aufweisen. Einige Tiefstände des O₂-Gehalts können während der Sommerstratifikation im Hypolimnion auftreten. Im Uferbereich treten bis zu 6 m Wassertiefe geschlossenes Schilf neben Algen und zahlreichen Laichkraut- und Potamogetonarten auf. Am schlammbedeckten Seegrund leben Zuckmückenlarven.

In eutrophen Seen (Trophiestufe III) fallen hohe Nährstoffkonzentration mit hoher Produktion an Biomasse zusammen, was meist geringe Sichttiefen (< 2 m) zur Folge hat. Die Röhrichtbestände sind artenreich, dicht und geschlossen. Zu den Schwimmblattpflanzen dieser Trophiestufe gehören Tausendblatt-Seerosengesellschaften und zur Submersvegetation Laichkraut und Potamogetonengesellschaften. Characeengesellschaften treten nur klein-flächig auf. Die Tiefengrenze der Makrophyten liegt zwischen 2 und 4 m Wassertiefe. Natürlich vorherrschende Fische sind Weißfische und Barsche. Im Oberflächenwasser findet eine Sauerstoffübersättigung während der Sommerstagnation statt. In vielen flachen Seen zeichnet sich die Eutrophierung eher durch das Wachstum von Makroplankton als durch das Wachstum von Phytoplankton aus. Auf dem Seeboden, der mit schwarzgrauem Schlamm bedeckt ist, befinden sich zahlreiche Tubificiden und Schwefelbakterien. Sauerstoffgehalte < 1 mg/l im Hypolimnion treten während der Sommerstagnation oft auf.

Polytrophe (Hypertrophe) Seen sind nährstoffübersättigte Seen sind durch sehr hohe, stets verfügbare Nährstoffkonzentrationen und Produktion großer Biomasse gekennzeichnet. Die Wassernutzung ist stark eingeschränkt. Die Übersättigung des Oberflächenwassers mit Sauerstoff ist Folge der starken Assimilation des massenhaften Phytoplanktons und führt zu Sichttiefen, die wesentlich unter 2 m liegen. Im Hypolimnion tritt im Sommer sehr starker Sauerstoffmangel begleitet von Schwefelwasserstoffbildung auf. Am Seeboden, der mit schwarzem Faulschlamm bedeckt ist, sind Schwefelbakterien zahlreich. Für Seen mit P-Konzentration von > 100 oder 200 mg/m³ führt die Betrachtung von P-Belastung/Seereaktion zu keiner vernünftigen Aussage. Die Röhrichtbestände sind artenarm, lückig oder fehlend und mit Brennesseln durchsetzt. Die Tiefengrenze der Makrophyten liegt deutlich unter 2 m. Natürlich vorherrschende Fische sind Rotaugen und Brasse.

Tabelle 11.9. Grenzwerte von Nährstoffen, Biomasse und Produktivität für eine trophische Klassifizierung von Seen im gemäßigten Klima und *tropische* Seen (2. Zeile) modifiziert nach [11.13].

Trophiegrad	ultra- oligotroph	oligotroph	mesotroph	eutroph	hyper- troph
Gesamt P ¹⁾ (mgP/m ³)	< 4,0	< 10,0	10–35	35–100 > 50–60	> 100
Gesamt N (mg N/l)				50–100 > 20–100	
Chlorophyll a (mg/m ³): maximal ³⁾	2,5	< 8,0	8–25	25–75	> 75
jährl. Mittel ²⁾	< 1,0	< 2,5	2,5–8,0	8–25 > 10–15	> 25
min. Sauerstoff ⁴⁾ (% Sättigung)	< 90	< 80	40–80	40–0	10–0
Secchi-Sichttiefe (m):	mittlere < 1,5 minimal < 0,7	> 12,0 > 6,0	> 6,0 > 3,0	6–3 3–1,5	3–1,5 1,5–0,7
Mittl. Primärproduktion nach [29] (mg C/m · d)	50–300	250–1000	> 1000 > 2000–3000		
Grün und/oder Blau-Grün- algenfraktion	–	gering	variabel	hoch	–

¹⁾ Jahresmittel der Konzentration Gesamt-P im See; ²⁾ Jahresmittel der Chlorophyll-a-Konzentration im Oberflächenwasser; ³⁾ Spitzenwert der Chlorophyll-a-Konzentration im Oberflächenwasser; ⁴⁾ % Sättigung von Tiefwasser nahe Seeboden, abhängig von der mittleren Seetiefe.

Die biologischen Besiedlungsverhältnisse (Wasserpflanzen, Insekten, Wirbeltiere) sind von mittel- bis längerfristiger Konstanz entsprechend der Lebens- und Reproduktionszeit der Organismen [11.30, 11.31]. *Algen* sind ein wichtiger Parameter für die Bewertung des Trophiegrades und dienen als Zeigerorganismen für Seen. Voraussetzung ist die Aufnahme der Algenbiozönose, ihrer Biomasse und physiologischen Leistung. Die Zuordnung von Algenarten oder systematischen Gruppen zu bestimmten Trophiegraden wird erschwert durch die starke Dynamik in den Algenpopulationen, die auf den kurzen Generationsfolgen und klimatischen Einflussfaktoren beruht. Algenbiozönosen zeigen im Jahresverlauf eine gewisse Abfolge des Auftretens der einzelnen Arten. Diese Sukzession hängt von Klima, Konkurrenz, Zooplankton usw. ab.

Die Abschätzung des Trophiegrades über Planktonanalysen kann folgende Parameter umfassen: Chlorophyllgehalt und Gesamtbiomasse beschreiben in Abhängigkeit von Tages- und Jahreszeit, Klima und Lichtverhältnissen das Ergebnis der planktischen Produktionsleistung und lassen eine Abschätzung der Nährstoffverhältnisse im Gewässer zu [11.46]. Chlorophyll- und Biomassebestimmung sollten aufgrund ihrer begrenzten Aussagefähigkeit nicht ausschließlich zur Bewertung herangezogen werden. Die Biomasseentwicklung systematischer Gruppen des Phytoplanktons wie Grün-, Gold- und Kieselalgen können aufgrund physiologischer Gemeinsamkeiten Indikatorfunktionen übernehmen [11.41].

Tabelle 11.10. Anzustrebender Trophiestufen in Abhängigkeit von der Nutzung nach [11.22, 11.15]

Nutzung	erwünschte Trophiestufe	noch tolerierbare Trophiestufe	unbrauchbare Trophiestufe
Trinkwasser ¹⁾ :			
einfache Aufbereitung	oligotroph	mesotroph	–
normale Aufbereitung	–	mesotroph	
umfangreiche Aufbereitung	–	leicht eutroph	–
Kühlwasser	–	eutroph	hypertroph
Betriebswasser	mesotroph	leicht eutroph	polytroph
Baden	mesotroph	leicht eutroph	polytroph
Schifffahrt, Motorboote	–	polytroph	eutroph oder besser
Bewässerung über Kanäle	–	stark eutroph	hypertroph
Niedrigwasserverbesserung m. Rohrleitg.	–	mesotroph	–
Salmoniden	oligotroph	mesotroph	–
Cypriniden	–	eutroph	–

¹⁾Beispiele für die Trinkwasseraufbereitung von Rohwasser aus Talsperren und Seen steigenden Trophiegrades:

einfach : Schnellfiltration, Chlorung,

normal : Aluminiumsulfatfällung, Flockenfiltration bedarfsweise mit Pulverkohle, Kalkung, Chlorung,

umfangreich : Mikrosiebfiltration, Aluminiumsulfatfällung, Flockenfiltration, Aktivkohlefiltration (oder Langsamsandfiltration).

Wasserpflanzen (Makrophyten) eignen sich aufgrund ihrer Langlebigkeit und Größe, ihres engen Kontaktes mit dem Wasserkörper und ihrer meist eng umgrenzten Ansprüche prinzipiell als Bewertungs- und Überwachungsinstrument. Durch wiederholte Aufnahme über mehrere Wachstumsperioden kann anhand von Rückgang, Zunahme und Neuankunft bestimmter Arten und Gesellschaften Rückschluß auf Umweltveränderungen gezogen werden. Ein wichtiges Kriterium bei der Auswahl von Zeigerpflanzen ist die Frage nach dem Abhängigkeitsgrad der Art vom Wasser. Rhizophyten nehmen nicht nur über den Sproß Nährstoffe aus dem Wasser auf, sondern können auch über die Wurzel dem Sediment Nährstoffe entziehen. Ihre Präsenz kann Belastungen des Wassers oder/und des Sediments anzeigen. Für Diagnosen über die Wasserqualität können daher frei im Wasser schwebende Makrophyten und mit Rhizoiden wurzelnde Arten als Zeigerpflanzen Verwendung finden.

Zur *faunistischen Indikation* gibt es eine stark vereinfachte Übersicht einiger Tiergruppen und ihrer potentiellen Zeigerfunktion für Seen. Tiere der Uferzone, wie Wasservögel, Amphibien und Libellen, können Indikatorfunktionen übernehmen. Sie sind über Nahrungssuche und Fortpflanzung an das Wasser gebunden und indirekte Indikatoren für die Wasserqualität. Bei langjährigen Beobachtungen kann aus ihrem Vorkommen auf die Struktur ihres Lebensraumes geschlossen werden, wobei das Wanderverhalten der meisten Arten zu berücksichtigen ist.

Die *Artenvielfalt* stellt ein häufig angewandtes Bewertungskriterium dar, wobei hohe Artenvielfalt positiv bewertet wird. In stehenden Gewässern nimmt die Artenzahl mit der Gewässergröße zu. Sie bleibt in Mitteleuropa ab einer Gewässergröße von 1–2 km² mit ca. 20 Arten etwa konstant. Dieser Wert bildet das Maximum bei ca. 70 vorkommenden Arten, von denen maximal 40 potentielle Stillwasserbewohner sind. Wird die Bewertung nach Artenzahl durch Besatzmaßnahmen erheblich beeinflusst, wird nach gewässertypischen und -untypischen Arten unterschieden. Als Hinweis kann hierbei die eigenständige Vermehrung oder die Populationsstruktur einer Art im Gewässer dienen [11.32]. Fische bilden die letzten Glieder der aquatischen Nahrungskette und stellen durch ihre vergleichsweise lange Generationsdauer gute Indikatoren für den Zustand eines Gewässers über einen längeren Zeitraum dar. Eine kombinierte Bewertung nach Artenvielfalt und Gefährdungsmerkmalen wurde für Fische mehrfach angewendet [11.33].

Durch Einleitung von Abwässern in Talsperrenzuflüsse kann eine seuchenhygienische Gefährdung der Trinkwasserversorgung entstehen. Die *bakteriologische* Belastung steigt oft mit wachsenden Seezuflüssen sprunghaft, was auf den Spüleffekt von Straßen und Hofflächen und in Bächen durch Starkregen zurückzuführen ist. Anhaltende Regen führen zum Rückgang der Kolonienzahlen. Die Bakterienabbauleistung in der Talsperre hängt vom Speicherausbaugrad ab. Bei Ausbaugraden größer als 0,8 werden mehr als 90 % der eingetragenen Bakterien eliminiert. Aus epidemiologischer Sicht können als noch tolerierbare Belastung einer Trinkwassertalsperre mit häuslichem Abwasser 1000 Einwohner im Einzugsgebiet pro 10 Mio m³ gestautes Wasser bei einer Aufenthaltszeit im Speicher von ≥ 6 Monaten als erster Anhaltswert gelten (s. Tab. 11.3).

Der *Trophiezustandsindex nach Carlson* TSI (trophic state index) nimmt auf einfache Weise die Einstufung zu einem idealen trophischen Zustand vor, indem nur drei Beobachtungswerte, Secchi-Sichttiefe ST, Chlorophyll-a-gehalt Chla und Gesamtphosphor TP, benutzt werden [11.100]. Die Sichttiefe ST wird erreicht in einer Wassertiefe z von:

$$I_z = I_0 \exp(-(k_w + k_b)z) \rightarrow z = (\ln I_0 / I_z) / (k_w + \alpha C) \rightarrow k_w + \alpha C = (1/z) (\ln I_0 / I_z)$$

I_0, I_z : Sonnenlicht an der Wasseroberfläche bzw. in der Sichttiefe z ,

k_w : Abminderungskoeffizient für Wasser mit gelösten Stoffen,

$k_b = \alpha C$: Abminderungskoeffizient für Wasser mit partikulären Stoffen, α hat die Dimension m²mg⁻¹, C ist die Konzentration des partikulären Stoffes in mgm⁻³.

Der Wert α soll von der Partikelgröße und Lichtabsorption abhängen und sei reziprok zur Algenkonzentration. Unter der Annahme, dass $I_z = 0,1I_0$ und der Wert α konstant sind, wird ein Index definiert, der nach jeder Verdoppelung der Algenmasse einen neuen Wert in einer Skala von 0 bis 100 einnimmt. Werden die Werte ST in Logarithmen der Basis 2 umgeformt, entspricht jede Verdoppelung der Biomasse ganzzahligen Werten ST = 1, 2, 4, 8, 16, 32, 64m. Da weltweit der größte Werte für ST von 41,6 m gemessen wurde, wird TSI = 0 zu 64m gesetzt und erhalten TSI = 10(6-log₂ST). Dieser Wert wird mit 10 multipliziert, so dass erhalten wird ST = 64m entspricht TSI = 0, ST = 32m → TSI = 10, ST = 16m → TSI = 20, ..., ST = 1m → TSI = 60. Für die anderen Parameter lauten die Regressionen:

$\ln ST = 2,04 - 0,68 \ln Chla$ ($r=0,93$; $N=147$) und $ST = 64,9TP$ ($r=0,89$, $N=61$).

Der TSI – Index berechnet sich für die drei Parameter zu:

$$TSI(ST) = 10[6 - (\ln ST / \ln 2)],$$

$$TSI(Chla) = 10[6 - \{(2,04 - 0,68 Chla) / \ln 2\}],$$

$$TSI(TP) = 10[6 - \{(\ln 48 / TP) / \ln 2\}]$$

und die Auswertung ergibt folgende Werte, wobei TP und Chla Messungen an der Oberfläche sind:

TSI	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
ST(m)	64	32	16	8	4	2	1	0,5	0,25	0,13	0,06
TP(mg/m ³)	0,75	1,5	3	6	12	24	48	96	192	384	768
Chla(mg/m ³)	0,04	0,12	0,34	0,94	2,6	6,4	20	56	154	427	1183

Es wird empfohlen für die Chla-Werte die Werte des Sommers und für TP die des Frühlings zu verwenden, wenn monatliche Messungen fehlen. Dem Wert TSI kann auch eine Trophiestufe zugeordnet werden, wenn die Algenmasse der Schlüssel für die Einstufung ist:

Trophiestufe	TSI	Chla (µg/l)	TP (µg/l)	SD (m)
Oligotroph	<30 - 40	0 - 2,6	0 - 12	>8 - 4
Mesotroph	40 - 50	2,6 - 7,3	12 - 24	4 - 2
Eutroph	50 - 70	7,3 - 56	24 - 96	2 - 0,5
hypertroph	70 - 100	56 - 155	96 - 384	0,5 - 0,25

Die numerische Skala lässt sich auf viele Seen weltweit anwenden. Ein einzelner See weist der TSI einen Jahrgang auf und der See kann mehr Trophiestufe während eines Jahres durchlaufen. Der TSI entspricht nicht einem Index der Gewässergüte, er kann aber beim Seemanagement für Prognosezwecke herangezogen werden.

Das Überwachungsprogramm für den Trophiezustand umfasst Messgrößen zur Bildung der Stoffbilanz sowie Messungen, die den Einfluss von punktuellen und diffusen Quellen im Einzugsgebiet festhalten. Das Messprogramm im See umfasst die Probenentnahme aus verschiedenen Tiefen und eine Integrationsmessung des Epilimnions. Das Messprogramm zur Einstufung und Überwachung der Eutrophierung sollte neben den Messungen der Nährstoffe die Abschätzung des durchschnittlichen Trophiezustandes einschließen, das Verhalten Import/Export und eine geeignete Kontrolle der externen und internen Quellen, da hiervon die Nutzung des Gewässers abhängt (Tab. 11.10, Tab. 11.11).

Zur Feststellung der Trophiestufe müssen Messungen durchgeführt werden, deren Zeitabstände sich nach der Nutzung des Sees richten. Das Messprogramm wird jährlich wiederholt, wenn eine Veränderung des Trophiegrades zu befürchten ist. Anderenfalls kann es in mehrjährigen Abständen durchgeführt werden.

Bei Trinkwassernutzung aus dimiktischen Seen sollte von April bis Oktober monatlich mindestens eine Messung vorgenommen werden. Die jährliche Gesamtzahl sollte ≥ 10 Messungen betragen. Bei anderweitiger Nutzung sollen mindestens 6 Messungen im Jahr durchgeführt werden, davon 4 in den Monaten April bis Oktober. Durch eine Messung sollte der Zustand bei Beginn der Frühjahrszir-

kulation erfasst werden. Bei Seen mit längerer Eisbedeckung sollte eine Messung am Ende des Eisaufbruchs liegen.

Tabelle 11.11. Parameter für Messprogramme zur Abschätzung des Eutrophierungszustandes

<u>Morphometrische Größen</u>	Einheit
Seeoberfläche	km ²
Seevolumen (mittl. Verhältnisse), einschl. bathymetrischer Karte und hypsographischer Kurve	Mio m ³
Mittl. u. max. Tiefe	m
Lage der Zu- und Abflüsse	—
<u>Hydrologische Größen</u>	
Volumen d. ober- u. unterirdischen Zu- u. Abflusses in einzelnen Monaten	m ³ /d
Theoretische mittlere Aufenthaltszeit	a
Thermische Schichtung (Vertikalprofile längs der longitudinalen Achse mit Tiefstpunkten)	—
Durchströmung (Überlauf, Ablauf, Tiefenwasserentnahme, Umleitungsmöglichkeiten)	—
<u>Nährstoffe im See</u>	
Gelöster reaktiver P, gesamter gelöster P und Gesamt-P	mg P/m ³
Nitrat, Nitrit, Ammonium, Gesamt-N	mg N/m ³
Silikat (wenn Diatomeen den größten Anteil des Phytoplankton ausmachen)	mg SiO ₂ /l
<u>Parameter im See bezüglich Eutrophierung</u>	
Chlorophyll-a	mg/m ³
Transparenz (Secchi-Sichttiefe)	M
Hypolimnische Sauerstoffabnahme (während der Stratifikationsphase)	g O ₂ /(m ³ ·d)
Primärproduktion	gC/(m ³ ·d), gC/(m ² ·d)
Tägl. Wechsel an gelöstem Sauerstoff	mg/l
Gelöste und suspendierte Stoffe	mg/l
Größe taxometrische Gruppen und dominante Spezies von Phytoplankton, Zooplankton und Benthos	—
Ausmaß des Wachstums der festsitzenden Algen und Makrophyten in der litoralen Zone	—

Alle Messungen müssen das Tiefenprofil repräsentieren. Die Probenahme soll im Bereich der größten Wassertiefen, aber ausserhalb des direkten Bereiches von Einleitungen erfolgen. In der Umgebung von Einleitungen sind die Proben zu verdichten. Seezu- und -ablauf sollten so erfasst werden, dass eine Bilanz gebildet werden kann. Weisen stehende Gewässer abgeschlossene Buchten, Vorbecken u.ä. auf, sind einzelne Seeteile, die als homogen angesehen werden können, gesondert zu beproben. Zur Erfassung des Wachstums des Phytoplanktons müssen die Pro-

ben in Abständen von 7d oder weniger entnommen werden, ausserhalb der Vegetationsperiode sollte das Basiszeitintervall 14d betragen.

11.1.4.3 Mathematische Modelle für die Gewässergüte

Konzeptionelle Modelle zur Simulation der Gewässergüte verfügen über eine zeitliche und räumliche Detaillierung und bestehen aus Zustandsvariablen und Bestimmungsgleichungen, d.h. den Modulen Hydrodynamik, Stofftransport, Massen-Wärmebilanz, aquatisches Ökosystem mit Nährstoffe und biochemische Reaktionen.

Zur Simulation der Gewässergüte stehen zahlreiche Modelle zur Verfügung, welche 0- bis 3-dimensionale Darstellungen umfassen. Null-dimensionale Modelle werden verwendet um räumlich gemittelte Konzentrationen von Belastungen möglichst einfach und schnell abzuschätzen. Sie prognostizieren einen Konzentrationsbereich, der die Form $C = f(t)$ hat und gewöhnlich kann dafür eine analytische Lösung angegeben werden. Diese Modelle spezifizieren keine Richtung für den Stofftransport.

Für Flüsse werden 1-dimensionale Darstellungen benutzt, wobei das System konzeptionell aus einem linearen Netzwerk von in x-Richtung (Fließrichtung) angeordneten Flussabschnitten besteht. Für kleine, tiefe Seen wird dieses Konzept verwendet, wobei in vertikaler Richtung (z-Achse) der Wasserkörper in horizontale Scheiben eingeteilt wird, zwischen denen ein Austausch stattfindet.

Für Seen und Ästuarien werden 2- oder 3-dimensionale Modelle eingesetzt, um die Heterogenität des Wasserkörpers nachzubilden. 2-dimensionale Darstellungen schließen eine vertikale Dimension und longitudinale Segmentierung z. B. für tiefe, steilwandige Speicherräume ein. Eine räumliche Darstellung wird gewählt um Zirkulationen im Wasserkörper abzubilden, um die Vorgänge des ufernahen Flachwasserbereiches sowie das Profundal mit 3-dimensionalen Modellen zu simulieren. Als 2-dimensionales Modell ist CE-QUAL zu nennen [11.105].

Bezüglich der Variation in der Zeit ist die Zeitbasis entweder dynamisch oder im Gleichgewichtszustand. Der Gleichgewichtszustand impliziert zeitunabhängige Variable. Inputvariable oder Bestimmungsgleichungen zur Erfassung von Umweltbedingungen haben dann konstante Werte; Zuflüsse, Absetzgeschwindigkeiten, Licht und Raten sind ebenfalls konstant. Mit Modellen des Gleichgewichtszustandes können gelöster Sauerstoff, Nährstoffverteilungen und natürlichen Recyclingprozesse simuliert werden.

Die Anzahl der Modell- oder Zustandsvariablen bzw. Komponenten wird beeinflusst durch die Anzahl der einbezogenen Nährstoffe, die Berücksichtigung von Zooplankton und höherer Nahrungsstufen. Auch bedeutet die Berücksichtigung von mehreren Algenspezies eine weitere Vergrößerung der Anzahl der Variablen, so dass die Modelle eine beträchtliche Anzahl von zu bestimmenden Größen aufweisen können. Allgemein wird die Brauchbarkeit der Modelle durch die Kalibrierung und Verifizierung getestet. Ziel der Kalibrierung ist die beste Übereinstimmung zwischen gemessenen und berechneten Werten, wohingegen das Testen

der inneren Logik des Modells als Verifizierung bezeichnet wird. Die Verifizierung soll die Richtigkeit des Modells sicherstellen, damit Zustände simuliert werden können, die außerhalb der beobachteten Messwerte liegen. Durch die Sensitivitätsanalysen wird das Ungleichgewicht zwischen den Parametern, die direkt aus Beobachtungen abgeleitet werden, und den hypothetischen Modellparametern untersucht, um damit den Einfluss der Parameter auf die Zustandsvariablen aufzuzeigen. Die Verifizierung und Kalibrierung der Modelltypen wurde durch zahlreiche Messprogramme ermöglicht [11.81, 11.82, 11.83]. Bedingt durch die Aufgabenstellung unterscheiden sich bei dynamischen Modellen Modellparameter und Zeitschritt wesentlich von denen der statistischen Modelle.

Gewisse Element (C, N, P, Si) sind wichtige Nährstoffe, die in Modellen für aquatische Ökosysteme berücksichtigt werden müssen. Da Silizium nur bei der Simulation von Diatomeen wichtig ist, unterbleibt in der Regel ein besonderer Ansatz. Andere Nährstoffe (Fe, Mn, S, Sn, Cu), die nur in Spuren benötigt werden, bedürfen keines speziellen Ansatzes, da die Stoffe in ausreichendem Maß zur Verfügung stehen. Algenwachstum wird typisch durch P oder N begrenzt, wohingegen C meist im Überschuss vorkommt. Neben N als Nährstoff N ist der durch Nitrifikation bedingte Sauerstoffumsatz im Modell zu berücksichtigen. Nährstoffe liegen im Stoffkreislauf eines aquatischen Ökosystem in mehreren Formen vor, als gelöste anorganische oder organische, partikuläre organische Nährstoffe, als Nährstoffe des Sediments und in biotische Form im Phytoplankton, Zooplankton, benthischen Organismen usw. Für das Algenwachstum sind nur die gelösten anorganischen Formen, die während der Photosynthese dem Gewässer entzogen werden, wichtig. Die gelösten anorganischen Stoffe gelangen wieder ins Wasser zurück durch (a) die Exkretion aller Organismen, (b) den Abbau des Detritus, (c) durch Hydrolyse von gelösten organischen Nährstoffen und (d) die externen Zuflüsse (Bild 11.21). Die Simulation der chemischen Elemente und ihr Verbleib im Ökosystem erfordert die Festlegung eines Kontrollvolumens, d.h. eines definierten Wasserkörpers, der als (infinitesimale) Schicht, Scheibe, o. ä. ausgebildet sein kann, der Umsatzraten und der Kinetik.

Die Transformation kennzeichnet die biochemischen Reaktionen. Die Nährstoffe werden umgelagert durch eine Sequenz, die durch Wachstum, Absterben, Hydrolyse und Mineralisation bestimmt wird. Als Ergebnis stehen viele Nährstoffe wieder für die Nahrungsaufnahme zur Verfügung. Während jeder Schleife wird ein gewisser Teil bestimmter Nährstoffe an das Sediment angelagert, wo er eine kürzere oder längere Zeit darin verbleibt.

Eine wichtige Unterscheidung von Transformationsmodellen besteht bei der Beziehung zwischen Biomasse und Nährstoffgehalt. Modelle, welche unter die Rubrik einer konstanten Zellen Stöchiometrie eingeordnet werden können, gehen meist von einem konstanten Verhältnis zwischen Biomasse und Nährstoffgehalt aus. Der Vorteil der starren Verknüpfung von Phytoplanktonmasse und Nährstoffen wird erkauft zu Lasten einer weniger realistischen Beschreibung, wie die Vergleiche von gemessenen und berechneten Chlorophyll-a-Konzentrationen zeigen [11.89].

An der Schnittstelle zwischen System und externer Belastung finden sich in vielen Modellen Übergabe-Terme, die nicht nur den Nährstoffimport regeln sondern

auch Austauschprozesse an der Wasser- und Sedimentoberfläche. Die extrem komplexen Vorgänge beim Sediment werden oft stark vereinfacht modelliert, was sich bei der langfristigen Vorhersage und insbesondere bei Flachseen nachteilig bemerkbar machen kann.

Für den biochemischen Komplex, der im Natursee dem saisonalen Zyklus unterworfen ist, bei der Talsperre aber durch die abgabebedingten Wasserspiegelschwankungen stark überprägt wird, wird die Primärproduktion anhand des Nährstoffangebots und biologischer Summenparameter simuliert. Als wirkende bzw. begrenzende Faktoren sind Licht, Phosphor und Sauerstoff zu berücksichtigen; ihre Beziehungen zur Primärproduktion der euphotischen Zone sind herzustellen. Inputgrößen wie Sonneneinstrahlung, Temperatur und Nährstoffzufluss werden detailliert berücksichtigt. Die zeitliche Sukzession der dominanten Spezies für Beute und Räuber, die zeitlich variieren, kann simuliert werden [20].

Weitere Unterschiede bei den Modellen werden bei der Behandlung der Stofftransportgleichung deutlich. Im Wasser findet der Transport von Inhaltsstoffen in advektiver und dispersiver Form statt. Dies umfasst die Dynamik von Schwebstoffen, Phyto- und Zooplankton, Nährstoffen und Sauerstoff, Quellen und Senken und biochemische Reaktionen. Quellen und Senken können Abbau, chemische Transformation, biologische Aufnahme und Ausscheidung, Wachstum, Respiration, Mortalität, Raub, Sedimentation und Rücklösung enthalten. Die Gesamtmenge der Substanz in einem geschlossenen System ist konstant, es sei denn sie wird durch physikalische, chemische oder biologische Prozesse verändert.

Die Stoffbilanzgleichung ist: Konzentrationsänderung pro Zeiteinheit = Advektionsterm + Diffusionsterm + Quelle-Senke +/- biochemische Reaktion. Die 3-dimensionale Advektion-Diffusions-Gleichung (Stofftransportgleichung) lautet:

$$\frac{\partial c}{\partial t} + u\frac{\partial(c)}{\partial x} + v\frac{\partial(c)}{\partial y} + w\frac{\partial(c)}{\partial z} - \frac{\partial(D_x\frac{\partial(c)}{\partial x})}{\partial x} - \frac{\partial(D_y\frac{\partial(c)}{\partial y})}{\partial y} - \frac{\partial(D_z\frac{\partial(c)}{\partial z})}{\partial z} = \sum S \pm R \quad (11.26)$$

C: mittlere Konzentration des Bestandteils im Zeitschritt Δt [M/Volumen],

u, v, w: mittlere Geschwindigkeit in x-, y-, und z-Richtung [$L T^{-1}$],

D_x, D_y, D_z : Koeffizienten der Wirbeldiffusion [L^2/T],

$\sum S$ und R : Summe der Quellen und Senken und biochemische Reaktionen [M/Volumen-T].

Die Gleichung umfasst den Advektionsterm (= Transport infolge mittlerer Fließgeschwindigkeit), den Diffusionsterm, Quellen und Senken und biochemische Reaktionen. Zur Bestimmung der Advektionsterme werden hydromechanische Ansätze verwendet und die Konzentrationsänderungen in der Schicht durch die Differenz der Flüsse in und aus dem Flüssigkeitselement erhalten (Bild 11.25). Die Diffusionsterme werden mittels einer geeigneten Turbulenzhypothese erfasst. Die Strömung infolge Dichtegradienten erfolgt über den Diffusionsansatz. Für die Modellierung einer Schichtung ist die Lösung der Navier-Stokes-Gleichungen (Impulserhaltung) gekoppelt mit der Wärmetransportgleichung unter Berücksichtigung der veränderlichen Dichte und des Absenkens des Stauspiegels von Bedeutung (Bild 11.3).

Das Geschwindigkeitsfeld u , v , w kann unabhängig von obiger Gleichung ausgewertet werden, da zu seiner Berechnung die Energie- und Kontinuitätsgleichung unter Beachtung hydrostatischer und andere Kräfte gleichzeitig gelöst werden müssen. Bei Langzeitsimulationen oder bei Gleichgewichtszuständen ist die komplette Lösung der hydrodynamischen Gleichung wenig sinnvoll, da nur mittlere Zuflüsse verwendet werden oder lange Wassererneuerungszeiten anfallen.

Beim Transportterm bestimmen der Durchfluss des Sees und seine Schwankungen wesentlich die Erneuerungsrate bzw. Spülrate des gespeicherten Wassers. Die Abflusskomponente stellt einen wesentlichen Verlustfaktor für Algenmasse und Nährstoffe dar. Bei Flachseen sind die internen Transportmechanismen, die durch Wind und Erwärmung hervorgerufen werden, besonders wichtig.

Bei Talsperren herrschen vertikale und auch longitudinale Temperaturgradienten vor. Zwischen den einzelnen Segmenten wird der Wärmeaustausch durch densimetrische Parameter begrenzt (Bild 11.3). Diese Probleme können mit zwei- und dreidimensionalen Finite Differenzen Modellen und Finite Elemente Modellen erfasst werden [11.14, 11.36, 11.86, 11.87, 11.88]. Eindimensionale Modelle, die zur Untersuchung vertikaler Transportvorgänge eingesetzt werden, ermöglichen den Verlauf von Tiefenprofilen von Konzentrationen zu bestimmen oder physikalische Phänomene zu beschreiben, wie den Gradienten der Durchlichtung [1.85]. Zwei- und dreidimensionale Modelle besorgen die vertikale Variation und die longitudinale oder laterale Variation, wo diese bedeutsam ist [11.14].

Für die Nachbildung der Austauschvorgänge und der Biodynamik ist es erforderlich, die Zirkulationsvorgänge zu simulieren. Die Simulation der Zirkulationsvorgänge ist insbesondere bei Talsperren wichtig, die einen kleinen bis mittleren Ausbaugrad und/oder eine langgestreckte Stauseeform aufweisen. In diesen Talsperren, die überwiegend mittlere Wassertiefen kleiner als 20 m aufweisen, herrschen im Bereich der Stauwurzel turbulente Fließvorgänge vor, wohingegen in dem tieferen Bereich des Stausees vor der Stauanlage sich saisonal eine thermische Schichtung einstellt, deren Höhenlage auch durch die Abgabe aus den Entnahmeeinrichtungen beeinflusst wird.

Bei der räumlichen Einteilung kann der Wasserkörper eines Flachsees in Teilbecken, deren Ausweisung von der Seeform abhängen, unterteilt werden, für welche eine völlige Durchmischung angenommen wird. Bei stratifiziertem Wasserkörper erfolgt eine Unterteilung in mehrere horizontale Schichten und eine vertikale Zonierung, wenn laterale Heterogenität auftritt, z.B. [11.84].

Die Gl. 11.26 kann in Abhängigkeit von der Aufgabenstellung noch weiter vereinfacht werden. Für Seen mit langen Aufenthaltszeichen und ausgeprägter Schichtung, ist ein 1-dimensionales Modell, welches horizontal in Schichten gegliedert ist und einen Stofftransport in der Vertikalen aufweist, angebracht. Dies kann auch auf Talsperren mit Auslässen in verschiedenen Höhen angewandt werden. Für Flachseen werden tiefengemittelte 2-dimensionale Darstellungen verwendet, wobei allerdings die vertikale Integration der hydromechanischen Gleichungen und des Stofftransportes zusätzliche Fragen aufwerfen kann [11.101].

Der biochemische Reaktionsterm wird allgemein durch folgende Bilanz beschrieben:

$$\text{Konzentrationsänderung} = \text{Produktion} - \text{Abbau} - \text{Sedimentation} + \text{Rücklösung}.$$

Die Reaktions- und Quellterme werden über das Schichtvolumen in Konzentrationsänderungen umgerechnet und anschließend mit dem Zeitschritt multipliziert. Sedimentation und Rücklösung entsprechen dem Senk- bzw. Quellterm in der Stoffbilanzgleichung. Für die Sedimentschichten kann eine Schichtdicke konstanter Konzentration vorgegeben werden. Das Verhalten der Sedimentschichten wird durch Sedimentationsgeschwindigkeit, Mineralisationsrate, Überdeckungsrate und Rate der Phosphorrücklösung beschrieben.

Als physikalische Parameter werden die Wassertemperatur und das Lichtangebot in räumlicher und zeitlicher Variation verwendet; als biochemische Parameter für den Nährstoffkreislauf werden gelöster Sauerstoff, Phosphor, Stickstoff usw. berücksichtigt. Als Indikator für die Bioproduktion dient Chlorophyll-a, so fern die Algenbiomasse nicht als partikulärer organischer Kohlenstoff angegeben werden kann. Als weitere Hilfsgröße wird die Leitfähigkeit als Summenparameter für alle gelösten Stoffe benutzt, da sie sehr häufig mit beobachtet wird bzw. Messwerte oft leicht zu beschaffen sind.

Das Algenwachstum kann zeit- und tiefenabhängig nach dem Ansatz von Monod simuliert werden. Die Abnahme der Lichtintensität mit der Tiefe wird nach Gl. 11.01 berechnet, wobei im Exponenten zum Extinktionskoeffizienten des Wassers der Extinktionskoeffizient der Biomasse addiert wird. Die tiefenabhängige Phosphoraufnahme erfolgt nach dem Ansatz von Michaelis-Menten. Die Änderungen der Konzentrationen an Sauerstoff und Karbonat bzw. die Veränderung der Leitfähigkeit werden proportional zur Veränderung der Konzentration an Biomasse angesetzt.

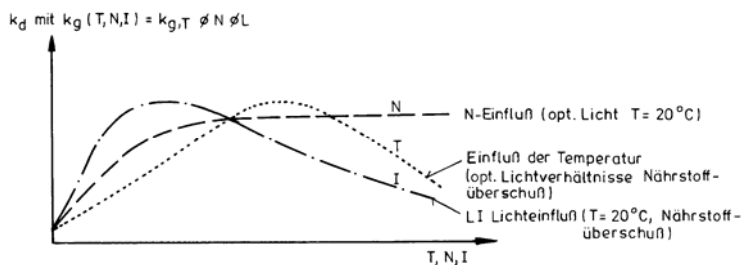


Abb.11.18. Einfluss von Nährstoff N, Licht I und Temperatur auf die Primärproduktion, wenn die jeweils zwei Größen optimale Verhältnisse aufweisen

Die Wachstumslimitierung hängt von den Umweltbedingungen ab, z.B. für Licht I , Wassertemperatur T und den Nährstoff N . So zeigt für eine Temperatur von 20°C und Nährstoffüberschuss der Parameter Licht einen steilen Anstieg und ein Maximum, welches eine geringere Intensität benötigt als für das Maximum bei variabler Temperatur (Bild 11.18). Der Nährstoff erreicht einen Maximalwert, der nicht gesteigert wird, was dem Modellansatz nach Monod entspricht.

Die biochemischen Reaktionen sollen exemplarisch am Nährstoff Phosphor gezeigt werden. Die Abhängigkeit des Phytoplanktons (Algen, A) und des Zooplanktons Z vom Phosphor P lässt sich über eine vereinfachte Struktur herstellen (Bild 11.7, 11.19):

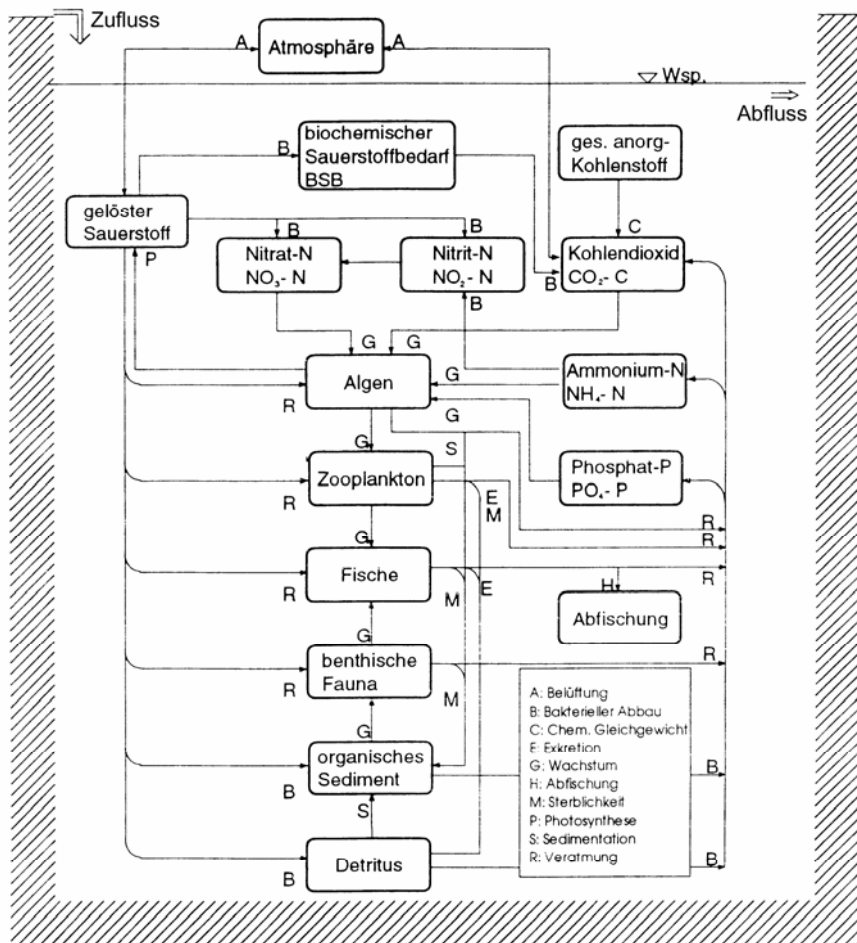


Abb. 11.19. Schema eines Wassergütemodells in Anlehnung an [11.90]

$$\frac{dA}{dt} = k_g f_I P / (P_k + P) A - k_d A - q_v A,$$

$$\frac{dD}{dt} = k_d A - k_m D - k_v D - q_v D + L_D,$$

$$\frac{dP}{dt} = k_g f_I P / (P_k + P) A - k_m D - x P f_I P / (P_k + P) A + L_{int} + L_P$$

A : Phytoplankton (bezüglich P) [mg/m],

D : Detritus (bezüglich P),

P : ungelöster anorganischer P,

P_k : Halbsättigungskonstante,

- L_D : externe Detritusfracht bezüglich P,
 L_{int} : interne Fracht [mg/(m d)],
 L_P : externe Fracht an ungelöstem anorganischen P [mg/(m d)],
 k_g : Koeffizient für die maximale Wachstumsrate der Algen,
 k_d : Koeffizient für die Mortalitätsrate der Algen,
 k_m : Koeffizient für Detritushydrolyse und Mineralisationsrate,
 k_v : Koeffizient für die Absetzungsrate des Detritus,
 q_v : reziproker Wert der Aufenthaltszeit,
 x : Faktor für die biogene Entkalkung,
 f_l : Faktor für die Lichtabnahme für das Algenwachstum (tiefen- und tagesgemittelter Wert) in der Form $f_l = I_0/(e_0 + aA)z$ (s. Gl. 11.03).

Die Freisetzung des Phosphors aus den abgestorbenen Organismen (Autolyse) erfolgt verhältnismäßig schnell nach dem Absterben; sie wird direkt proportional zum Phosphoranteil der abgestorbenen Organismen angenommen.

Als Beispiel soll die Veränderung des Phytoplanktons in Anlehnung an Gleichung 11.26–11.28 angegeben werden:

Für das Wachstum des Phytoplankton wird folgende Massenbilanz aufgestellt [11.20]:

$$\frac{dPhyt}{dt} = \frac{1}{V} (Q_Z \cdot Phyt_Z - Q_A \cdot Phyt) + G \cdot Phyt - K \cdot Phyt$$

- $Phyt$: Konzentration d. Phytoplanktons im Seewasser [ML^{-3}],
 $Phyt_Z$: Konzentration d. Phytoplanktons im Zufluss [ML^{-3}],
 Q_Z, Q_A : Zu- bzw. Abfluss [L^3T^{-1}],
 V : Seevolumen [L^3],
 G : Wachstumsrate des Phytoplankton [T^{-1}];
 $G = G_{max} \cdot SUMLIN$ (Licht, Temperatur, Nährstoffe),
 K : Gesamtverlust an Phytoplankton, d.h. absterbendes und gefressenes Phytoplankton.

Die Funktion SUMLIN steuert die Wachstumsrate, wobei entweder selektiv einzelne Parameter und ihr Minimum betrachtet werden, z.B. SUMLIN = TEMPLIM; LIGTLIM, oder sie werden multiplikativ verwendet [11.20].

Die Wachstumsbegrenzung durch Lichtlimitierung LIGTLIM geht meist von dem Ansatz nach [11.35, 11.36] aus:

$$LIGTLIM = \frac{e \cdot S_0}{\varepsilon z} \exp(-\alpha_1) - \exp(-\alpha_0)$$

mit $\alpha_1 = (I_m/I_0)\exp(-\varepsilon z)$ und $\alpha_0 = (I_m/I_0)$,

- z : Seetiefe,
 S_0 : tägliche Lichtdauer, als Bruchteil des Tages ausgedrückt,
 e : Extinktionskoeffizient,
 I_m : aktuelle, einfallende mittlere tägliche Lichtintensität,
 e : Basis der natürlichen Logarithmen; $e = 2,71\dots$,
 I_0 : optimale Lichtintensität (Sonneneinstrahlung).

Für die Wachstumsbegrenzung durch die Limitierung der Temperatur TEMPLIM lautet ein einfacher Ansatz [11.29]:

$$\text{TEMPLIM} = \exp[a(T - T_{\text{opt}})] \left[\frac{T_{\text{max}} - T}{T_{\text{max}} - T_{\text{opt}}} \right]^{a(T_{\text{max}} - T_{\text{opt}})}$$

a : Konstante,

T : Wassertemperatur,

T_{opt} : optimale Wachstumstemperatur für das untersuchte Phytoplankton,

T_{max} : Maximaltemperatur, bei deren Überschreitung kein weiteres Wachstum stattfindet.

Die Nährstoffbegrenzung NUTLIM wird fast ausschließlich anhand der kinetischen Gleichungen nach Monod oder Michaelis-Menten angesetzt:

$$\text{NUTLIM} = \phi \left[\frac{C_1}{K_{C_1} + C_1} + \frac{C_2}{K_{C_2} + C_2} + \dots + \frac{C_n}{K_{C_n} + C_n} \right]$$

C_i : pflanzenverfügbare Konzentration des i -ten Nährstoffs [ML^{-3}],

K_{C_i} : Halbsättigungskonstante des i -ten Nährstoffs [ML^{-3}],

n : Anzahl der berücksichtigten Nährstoffe,

ϕ : Funktion; selektiv, wenn nur die geringsten Werte der Bruchterme in der Klammer berücksichtigt wird.

Weitere Lösungen der Gleichungen sind in [11.36] angegeben.

Die Simulation der biochemischen Prozesse führt zu gekoppelten Differentialgleichungen. Die Lösung der Stoffbilanzgleichung kann nach der expliziten Differenzenmethode erfolgen.

Der Sauerstoffeintrag über die Oberfläche kann mit einem Ansatz erfasst werden, in welchen das Sauerstoffdefizit der obersten Wasserschicht und eine windabhängige Austauschgeschwindigkeit eingehen. Die Änderung der Sauerstoffkonzentration und der Karbonatkonzentration wird proportional zur Änderung der Biomasse angesetzt.

Für das Sediment kann die Verbrauchsrate direkt proportional zur Aktivität der Bakterien angenommen werden (Bild 11.19). Prozesse im Sediment werden als Nährstoffsенke und -quelle simuliert. Für das Sediment kann vereinfacht von einer konstanten Ablagerungsrate und Vermischungstiefe für jeden Seeabschnitt ausgegangen. Für die obere Schicht der Sedimente gilt dann folgende Massenbilanz:

$$dC_s / dt = m_s / h - \Delta h / h C_s - k C_s \quad (11.27)$$

C_s : Nährstoffkonzentration im Sediment [g/m],

m_s : Sedimentationsrate, z.B. für Phosphor P [$\text{gP}/(\text{m} \cdot \text{a})$],

h : Stärke der durchmischten Sedimentschicht [m],

Δh : Rate der Sedimentablagerungshöhe [m/a],

k : Nährstoffabbaurate 1. Ordnung [$1/\text{a}$].

Für die Anfangsbedingung $C = C_0$ zum Zeitpunkt $t = 0$ wird die Gleichgewichtskonzentration $C_{g1} = s/(\Delta h + kh)$ nach obiger Gleichung erhalten. Für einen nicht konservativen Stoff ($k \neq 0$) wird die Gleichgewichtskonzentration geringer als für einen konservativen Stoff ($k = 0$). Dabei ist die Zeitspanne, in welcher der Gleich-

gewichtszustand erreicht wird, für nicht konservative Substanzen viel größer als für konservative. So verschwindet N durch Denitrifikation aus dem Sediment innerhalb von Wochen, wohingegen P nur durch Transport herausgebracht werden kann.

Beim eindimensionalen Modellansatz wird angenommen, dass der Verlauf einer Parametergröße, wie der Temperatur, horizontal ist. Für ein eindimensionales Modell eines Speichers vereinfacht sich Gl. 11.09 bzw. 11.26 zu, wenn der Wärme- und Massentransport nur in vertikaler Richtung stattfindet:

$$\underbrace{V(\delta C/\delta t)}_{\text{Änderungs-}} = \underbrace{\Delta z Q_z (\delta C/\delta t)}_{\text{rate}} + \underbrace{\Delta z A_z D_z (\delta^2 C/\delta z^2)}_{\text{vertikale}} + \underbrace{Q_i C_i - Q_o C_o}_{\text{Diffusion}} \pm \underbrace{V \cdot Q_S}_{\text{lokale}} \quad (11.28)$$

↓
↓
↓
↓
↓

vertikale
vertikale
lokale
Quelle/

Advektion
Diffusion
Advektion
Senke

V : Volumen einer horizontalen Wasserlamelle [L^3], z.B. m^3 ,

C : Konzentration des Stoffes [ML^{-3}] oder Temperatur [K] in einer Lamelle, z.B. mg/l oder $kcal$,

Q_z : vertikale Advektion [L^3T^{-1}], z.B. m^2/s ,

A_z : Lamellenoberfläche [L^2], z.B. m^2 ,

D_z : Diffusionskoeffizient [L^2T^{-1}], z.B. m^2/s ,

Q_i : Zuflusswassermenge [L^3T^{-1}], z.B. m^3/s ,

C_i : Stoffkonzentration [ML^{-3}], Temperatur [K] des Zuflusses,

Q_o : Ausfluss, Abgabe,

Q_S : Quellen-/Senken-Term: [$ML^{-3}T^{-1}$], z.B. $mg/(l \cdot sec)$ oder [K], z.B. $kcal/sec$,

A_z : Stärke einer Lamelle [L],

z : vertikale Koordinate (= Höhe über Bezugspunkt) [L].

Für die Beschreibung der thermischen, biologischen und chemischen Prozesse wird die obige Gleichung verwendet, wobei angenommen wird, dass die Bestandteile passiv mit der Wasserbewegung transportiert werden. Im Quellen-/Senken-Term werden Abbau, chemische Transformation, biologische Aufnahme und Ausscheidung, Wachstum, Veratmung, Sterblichkeit einschließlich Raubs, Sedimentation und Wiederbelüftung berücksichtigt (s. Bild 11.19).

Der Quellenterm für Temperatur ist beschränkt auf externe Wärmequellen. Für anderen Bestandteile können berücksichtigt werden: Absatzgeschwindigkeit, Abbaurate (1. Ordnung), Belüftung, chemische Transformationen, biologische Aufnahme und Ausscheidung, Wachstum, Respiration und Mortalität (einschließlich Raub). Für einen abiotischen Inhaltsstoff kann damit folgender Quellen-/Senken-Term Q_S angegeben werden.

$$\begin{aligned}
 QS = & \underbrace{v_s (\delta C_1 / \delta z)}_{\text{Absinken}} + \underbrace{K_2 (C_1^* - C_1)}_{\text{Wiederbelüftung}} - \underbrace{K_{d1} C_1}_{\text{Abbau}} + \underbrace{K_{d2} C_2}_{\text{Chem. Transformation}} - \underbrace{\Sigma G_n \cdot C_n \cdot F_n}_{\text{biolog. Aufnahme}} \\
 & + \underbrace{\Sigma G_n \cdot C_n \cdot E_n + \Sigma G_n \cdot C_n \cdot F_n}_{\text{biolog. Nebenprodukte}} + \underbrace{\Sigma M_n C_n}_{\text{Mortalität}}
 \end{aligned} \quad (11.29)$$

Für einen biologischen Konstituenten gilt:

$$\begin{aligned}
 QS = & \underbrace{v_s (\delta C_1 / \delta t)}_{\text{Absinken}} + \underbrace{C_1 (G_1 - R_1 - M_1)}_{\text{Wachstum, Respiration, Mortalität}} - \underbrace{\Sigma G_n \cdot C_n \cdot F_n}_{\text{Fraß}}
 \end{aligned} \quad (11.30)$$

QS : Quelle-/Senke für den Stoff 1,

v_s : Absinkgeschwindigkeit,

C_1 : Konzentration des Konstituenten 1,

C_1^* : Sättigungskonzentration von C_1 ,

K_2 : Belüftungsrate,

K_d : Abbaukoeffizienten,

G : Wachstumsrate,

F : Faktor des Wachstums bezüglich Aufnahme und Abfluss des davon abhängigen Konstituenten,

E : Faktor für das Wachstum bezüglich Exkretion des betroffenen Konstituenten,

R : Respirationsrate,

M : Rate der Mortalität.

Die zeitliche Änderung des Phytoplanktons berechnet sich z.B. nach [11.90] aus

$$\delta A / \delta t = A(AG - AR) + AS(\delta A / \delta Z) - APRED \quad (11.31)$$

A : Algenkonzentration [ML^{-3}],

AG : Wachstumsrate der Algen [T^{-1}], berechnet aus aktuellem Minimumfaktor:

$$AG = A_{\max} \left| \left(\frac{C}{(K_s + C)}, \left(\frac{LI}{(LK + LI)} \right) \right) \right|_{\min} \quad (11.32)$$

$A_{\max}$: maximale Wachstumsrate der Algen [T^{-1}]; üblicher Wertebereich 1-10 [d^{-1}],

C : Konzentration des limitierenden Nährstoffes, z.B. $P_{04}\text{-P}$ [ML^{-3}],

K_s : Halbsättigungskonstante für limitierenden Nährstoff [ML^{-3}]; für Phosphor 0,001-0,1 [mg/l], für Stickstoff ($N_3^2NH_4$) 0,001-0,2 [mg/l],

LI : verfügbare Lichtenergie je Flächeneinheit [MT^{-3}], z.B. $LT = (1-\beta)R_{ns} \cdot e^{\lambda z}$,

LK : Halbsättigungskonstante für Lichtenergie [MT^{-3}]; 0,001-0,005 $kcal/(m^2 \cdot s)$,

AR : Respirationstate der Algen [T^{-1}]; 0,05-0,9 [d^{-1}],
 AS : Sinkgeschwindigkeit der Algen [LT^{-1}]; 0,0-2,0 m/d,
 APRED : Fraßrate der Algen durch Zooplankton [$ML^{-3}T^{-1}$].

Bei der Modellierung des Sauerstoffes werden die O_2 -zehrenden und -bildenden Prozesse erfasst.

$$\delta O_2 / \delta t = K_2 (O_2^* - O_2) - K_1 \cdot L - K_{NH_3} \cdot NH_3 \cdot O_2NH_3 - K_{NO_2} \cdot NO_2 \cdot$$

$$O_2NO_2 + \Sigma A(O_2P \cdot AG - O_2R \cdot AR) - K_{DET} (DET + S) \cdot O_2DET - \Sigma B10 \cdot$$

$$O_2R[B10R + B10G(BIEFF^{-1} - I)(I - EXF)] \quad (11.33)$$

O_2 : Konzentration an gelöstem Sauerstoff [ML^{-3}],
 O_2^* : Sättigungskonzentration für gelösten Sauerstoff [ML^{-3}],
 K_2 : Austauschkoeffizient für gelösten Sauerstoff an der Wasseroberfläche [-],
 K_1 : BSB₅-Abbaurrate durch Sauerstoffaufnahme [T^{-1}],
 L : BSB₅-Konzentration [ML^{-3}],
 A : Algenkonzentration [ML^{-3}],
 AG : Respirationsrate der Algen [T^{-1}],
 AR : Respirationsrate der Algen [T^{-1}],
 O_2A : Sauerstoffproduktionsfaktor der Algen infolge Photosynthese [-],
 DET : Konzentration von Detritus [ML^{-3}],
 S : Detritusäquivalente Konzentration des Sediments [ML^{-3}],
 $B10$: Biote Konzentration [ML^{-3}],
 O_2R : Stöchiometrisches Verhältnis von O_2 zu Respiration durch Biota (1,4 - 2,0) [-],
 $B10R$: Respirationsrate der Biota [T^{-1}],
 $B10G$: Wachstumsrate der Biota [T^{-1}],
 $BIEFF$: Verdauungseffekt der Biota [-],
 EXF : Partikulärer Anteil der Exkreme[n]te [-],
 $K_{NH_3}, K_{NO_2}, K_{DET}$: Abbaurrate bei $5 < T < 30^\circ C$, für Ammonium (0,05-0,8 [d^{-1}], Nitrit (0,2-0,5 [d^{-1}] bei Detritus (0,005-0,05 [d^{-1}]),
 NH_3, NH_2, DET : Konzentrationen von Ammoniak, Nitrit und Detritus [ML^{-3}],
 O_2NH_3, O_2NO_2, O_2DET : stöchiometrische Verhältnisse von Sauerstoff zu Ammonium, (3,5-4,6) zu Nitrit (1,2) und zu Detritus (1,4-2,0) [-].

Die über den Quellen-/Senken-Term gekoppelten Differentialgleichungen werden beim impliziten Differenzverfahren sequentiell gelöst. Begonnen wird mit Parametern, welche die geringste Dynamik aufweisen, z.B. Schwebstoff und fortgeschritten wird bis zu den am schnellsten veränderlichen, z.B. Sauerstoff. Die für das Ende eines Zeitschrittes berechnete Konzentration von Konstituenten geringerer Dynamik wird als deren Anfangskonzentration beim aktuell zu berechnenden Parameter mit höherer Änderungsgeschwindigkeit verwendet. Quellen und Senken werden während eines Zeitschrittes als konstant angenommen.

11.1.4.4 Statistische Eutrophierungsmodelle

Stochastische Modelle werden für Prognosen der langfristigen Entwicklungen der Gewässergüte eingesetzt. Wenn Quellen und Senken im Gleichgewicht sind bleibt die Masse auf einem konstanten Niveau und das System befindet sich im

dynamischen Gleichgewicht; als Gleichgewichtszustand wird also eine zeitlich dynamische Variation um einen mittleren Wert angenommen. Wird ausserdem der gesamte Wasserkörper als ständig durchmischt betrachtet, können Modellansätze nach [11.26], die wenige Summenparameter als Variable benutzen, verwendet werden. Oft kommt dem Phosphor die Steuerfunktion für das Phytoplankton zu. Die biochemische Stoffdynamik, die hydraulischen und hydrologischen Eigenarten werden pauschal erfasst durch Annahmen einer völligen Durchmischung, Berücksichtigung mittleren Verweilzeit für ein hydrologisches Jahr. Das Verhalten des Sees bezüglich seines globalen Metabolismus ist durch den Zusammenhang zwischen Phosphor- bzw. Stickstoffbelastung und der Produktionsintensität von besonderem Interesse. Modelle für jährliche Bilanzen, die mit statistisch gewonnenen Parametern (statistische Modelle) aufgestellt werden, können das langfristige Verhalten abschätzen. Die Modelle weisen einen verhältnismäßig großen Toleranzbereich bezüglich der Prognose auf, erfordern aber wenige Messdaten.

Das Prognosemodell nach Vollenweider [11.23, 11.26] geht von einem konzeptionellen Ansatz für die Massenbilanz aus und wurde an vielen Seen im humiden Klima getestet. Das Ziel des Modells ist, den in situ schwer messbaren Anteil des Phosphors, der im Sediment gebunden wird, anhand einer Reihe von messbaren Größen, wie Fracht bzw. Konzentrationen im Zu- und Abfluss bzw. im See, zu bestimmen. Zentrale Frage bei diesen Trophiemodellen ist die Herstellung einer (statistischen - kausalen) Beziehung zwischen Gesamtphosphor und Chlorophyllkonzentration als Indikator für die Primärproduktion. Die Reaktion des Ökosystems auf eine veränderte P-Belastung erfolgt in zwei Modulen: (a) Zusammenhang von P-Import P_i und P-konzentration im See P_L , (b) Zusammenhang von P_L und einem Indikator für das Algenwachstum (z.B. Biomasse, Transparenz).

Im Gegensatz zum Phosphor zeigt der Gehalt an Stickstoff kein konsistentes Verhalten in Abhängigkeit zum Trophiegrad und ermöglicht z.B. keine Trennung von oligotrophen und mesotrophen Seen. Bessere Trennungsmerkmale liefern die mittleren Chlorophyll-a-Gehalte, die bei $< 2,5$ bis 10 , oder > 10 mg Chla/m³ Bereichsgrenzen für die drei Trophiestufen liefern. Ähnliches gilt für die Spitzenwerte an Chlorophyll-a-Gehalt, deren Grenzen bei 5 , 16 und > 25 mg/m³ liegen.

Der Modellansatz geht von der Erhaltung der Masse M und der Kinetik für biochemische Systeme aus. Modelle für die Nährstoffbilanz beschreiben den See in Form eines ständig durchmischten Reaktors (CSTR = continuous stirred tank reactor), der als völlig durchmischt während der betrachteten Zeitspanne (z.B. 1 hydrologisches Jahr) gilt. Dieses Null-dimensionale Modell lautet für die zeitliche Veränderung der im See gelösten Substanzmenge (=Phosphor) bei konstanter externer Zufuhr $C_i Q$ und einer der im See gelösten Gesamtmenge C proportionalen Ausfuhr, welche sich in zwei Komponenten Sedimentation und Abfluss Q (= Zufluß) aufteilt, zu:

$$VdC/dt = C_i Q - CQ - KCV \quad \text{bzw mit der Spülrate } \tau_w = Q/V. \quad (11.34)$$

$$dC/dt = \tau_w C_i - \tau_w C - KC; \rightarrow dM/dt = 0 \rightarrow C = C_i / (1 + K\tau_w) \quad (11.35)$$

M : Nährstoffmenge im See im Zeitschritt dt , z.B. $\Delta t = 1a$ [g/(m³ · a)],

$C_i Q$: Zuflussfracht an Nährstoff der Konzentration C_i [g/a],

ser Abnahmeterm, der $1 - R_{TP}$ gleicht, d.h. $= 1 - [\tau_w / (\tau_w + \sigma_{sed})] = \sigma_{sed} / (\sigma_{sed} + \tau_w)$. Für den Phosphorrückhalt R_{TP} kann gesetzt werden: $R_{TP} = 1 - TP_L / TP_i$, wobei TP_L die mittlere Konzentration des Phosphors im See und TP_i die des Zuflusses darstellen. Die mittlere jährliche Konzentration im See wird meist der Konzentration bei der Frühlingszirkulation gleichgesetzt. Die mittlere Konzentration im Zufluss ist der Quotient von jährlicher Nährstofffracht und jährlicher Zuflusssumme. Wenn die hydraulische Flächenbelastung $q_s = \tau_w \cdot z$ [m/a] ist, dann ist $R_{TP} = v_s / (q_s + v_s)$, wobei v_s die Absetzgeschwindigkeit bedeutet. Für R_{TP} wurde unter Bezug zur hydraulischen Variablen gefunden $R_{TP} = 1 / (1 + \sqrt{\tau_w})$. Dann wird:

$$TP_L = TP_i (1 - R_{TP}) = TP_i / (1 + 1 / \sqrt{\tau}) = L / [z(-\tau + \sqrt{\tau})] \quad (11.39)$$

$\bar{z}$: mittlere Seetiefe [m]; $\bar{z} = \text{Seevolumen} / \text{Seeoberfläche} = V / A_{\text{See}}$,

$P(t)$: aktuelle P-Konzentration im See als Funktion der Zeit [mg/m^3],

L_s : jährliche Flächenbelastung an P [$\text{mg}/(\text{m}^2 \cdot \text{a})$],

v_s : Absetzgeschwindigkeit [m/a],

q_s : hydraulische Belastung [m/a] der Seeoberfläche A, d.h. Zufluss = Abfluss Q pro Einheit der Seeoberfläche; $q_s = Q/A = z/\tau$.

Die Absetzgeschwindigkeit sei $v_s = q_s \sqrt{\tau} = z/\sqrt{\tau}$ und die Abbaurate ist $K = 1/\sqrt{\tau}$, eine Rate 1. Ordnung

Befindet sich der See von Jahr zu Jahr in einer stetigen Zirkulation, wird die linke Seite der Gl. 11.39 Null, wenn über ein Jahr gemittelt wird. Es wird angenommen, dass v_s und q_s während des Jahres nicht zu stark variieren. Gl. 11.39 nach P aufgelöst ergibt:

$$P = (L_s / q_s) [1 / (1 + v_s / q_s)]. \quad (11.40)$$

Empirisch wurde für viele Seen nachgewiesen, dass das Verhältnis von Absetzgeschwindigkeit v_s und Flächenbelastung q_s an P proportional ist zur Quadratwurzel der Wassererneuerungsrate τ . Mit $v_s / q_s \approx \sqrt{\tau}$ wird die Phosphorkonzentration im See P_λ nach Gl. 11.40:

$$P_\lambda = (L_s / q_s) [1 / (1 + \sqrt{\tau})] = (L_s / q_s) [1 / (1 + \sqrt{\bar{z}} / q_A)]. \quad (11.41)$$

Vergleichbar zum Flächeneintrag an Land wird die Belastung eines Sees mit Nährstoffen als Einheitsbelastung pro m^2 Seeoberfläche ausgedrückt. Dadurch wird ein Vergleich zwischen Seebelastung und Import durch die Zuflüsse verschiedener Seen möglich. Durch die Verwendung des Jahresmittels werden Schwankungen der Zuflussskonzentration geglättet. Die mittlere Zuflussskonzentration kann aus der Oberflächenbelastung L [$\text{g}/(\text{m}^2 \cdot \text{a})$] dividiert durch die hydraulische Belastung q_s [m/a] (=Abflusshöhe in mm) bestimmt werden. Aus messtechnischen Gründen wird meist vom Abfluss anstelle vom Zufluss ausgegangen. Für die Beurteilung müssen Parameter wie mittlere Seetiefe und die theoretische Wasseraufenthaltszeit, das Volumenverhältnis von Epilimnion und Hypolimnion, das Verhältnis von euphotischer Tiefe und Mischungstiefe sowie die mittlere Auf-

enthaltszeit eines Nährstoffes, was etwa dem Verdünnungseffekt entspricht, herangezogen werden (Tab. 11.4).

Für ein Gleichgewichtsmodell mittlerer Nährstoffbelastung von P gilt nach Gl. 11.41

$$d[P]_{\lambda} / dt = (1/\tau_w)[P]_i - (1/\bar{\tau}_p)[P]_{\lambda} \quad (11.42)$$

$\bar{\tau}_p$: theoretische mittlere Aufenthaltszeit des Phosphors im See (in Abhängigkeit von der Sedimentation und Verlust über den Seeausfluss in a,

$[P]_{\gamma}$: mittlere P-Konzentration im See in mg/m^3 ,

$[P]_i$: mittlere P-Konzentration im Zufluss in mg/m^3 ,

τ_w : theoretische mittlere Wasseraufenthaltszeit in a.

Als Gleichgewichtszustand wird die zeitliche Variation eines Wertes, welcher der mittleren (jährlichen) Konzentration entspricht, angesehen; dafür gilt $\Sigma d[P]_{\lambda}/dt = 0$. Im Gleichgewichtszustand wird $dP/dt = 0$, und die mittlere Phosphor-Konzentration im See wird nach Gl. 11.42:

$$[P]_{\gamma} = (\tau_p / \tau_w) \cdot [P]_i \quad \text{bzw.} \quad \tau_p / \tau_w = [\bar{P}]_{\gamma} / [\bar{P}]_i \approx \frac{1}{1 + a \cdot q_s^b \cdot \bar{z}^c}. \quad (11.43)$$

Der Ausdruck τ_p/τ_w wird als relative Phosphorresidenzzeit bezeichnet und wird statistisch bestimmt. Werden die Werte für a, b und c zu 1, -0,5 und 0,5 gesetzt, wird erhalten:

$$\tau_p / \tau_w = [\bar{P}]_{\lambda} / [\bar{P}]_i \approx \frac{1}{1 + \sqrt{\bar{z}}/q_s} = \frac{1}{1 + \sqrt{\tau_w}}. \quad (11.44)$$

Ein anderer Ansatz, der zum gleichen Ergebnis führt, wurde von Dillon unter Verwendung des Phosphor-Rückhaltekoeffizientes R_p vorgeschlagen. Es gilt (s. Gl. 11.24):

$$[P]_{\gamma} = [P]_i (1 - R_p) \quad (11.45)$$

aufgelöst nach R_p erhält man aus Gl. 11.45

$$(1 - R_p) = 1 - ([P]_i - [P]_{\gamma}) / [P]_i = \tau_p / \tau_w.$$

Nach Vollweider-Larsen gilt die Approximation nach Gl. 11.44

$$\tau_p / \tau_w = (1/(1 + k\tau_w^k)) = (1/(1 + \sqrt{\tau_w})).$$

Der Ausdruck $P_i/(1 + \sqrt{\tau_w})$ entspricht der mittleren jährlichen Phosphorzufuhr, die um die Aufenthaltszeit korrigiert ist. Werden die Werte $[P]_{\gamma}$ gegen die Werte $(\tau_p/\tau_w)[P]_i$ bzw. $P_i/(1 + \sqrt{\tau_w})$ in dekadischen Logarithmen aufgetragen, wird für 87 untersuchte Seen folgende Regression erhalten [11.26] (Bild 11.15):

$$[P]_{\gamma} = 1,55[P_i/(1 + \sqrt{\tau})]^{0,82} \quad \text{in } \text{mg/m}^3 \quad (11.46)$$

$[P]_{\gamma}$: mittlere jährliche Konzentration am Gesamtposphor im See [mg/m^3],

$[P]_i$: mittlere jährliche Konzentration des gelösten Gesamtphosphors als Zufuhr (einschließlich der Niederschläge auf den See) $[\text{mg}/\text{m}^3]$,

τ : Erneuerungszeit; $\tau = V/Q$ in Jahren; $\tau = \tau_w$.

Die Standardabweichung beträgt $s_p = 0,193$, der Korrelationskoeffizient $r = 0,93$. Die Trophieverhältnisse können mit 80 % Eintrittswahrscheinlichkeit wie folgt eingestuft werden:

$\leq 10 \mu\text{g P/l}$: oligotrophe Verhältnisse,

10 bis $< 35 \mu\text{g P/l}$: mesotrophe Verhältnisse,

< 35 bis $< 100 \mu\text{g P/l}$: eutrophe Verhältnisse.

Der Zusammenhang von der Phosphorkonzentration und dem biologischen Produktionsniveau, gemessen am Chlorophyll, wurden statistisch ermittelt. Für 72 Seen gilt nach [22] folgende Regression zwischen mittlerem und maximalem Chlorophyll-a-Gehalt im See (Bild 11.21) [11.26]:

$$\max \text{Chla} = 2,60 (\overline{\text{Chla}})^{1,06} \quad \text{in } \text{mg}/\text{m}^3 \quad (r = 0,96, n = 72). \quad (11.47)$$

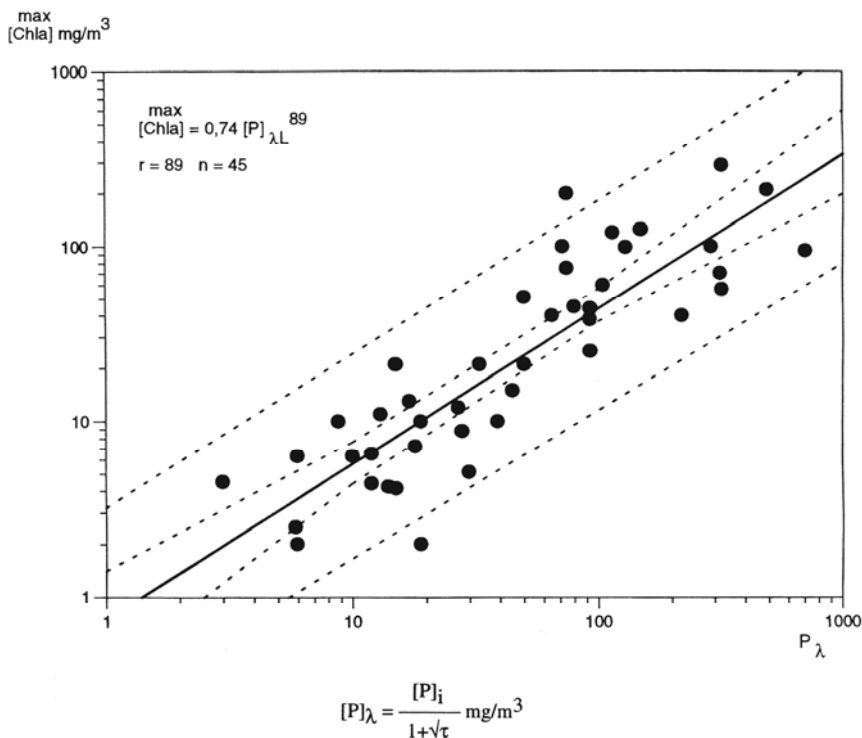


Abb. 11.21. Abhängigkeit zwischen P-Konzentration im Zulauf $[P]_i$ -korrigiert um die Aufenthaltszeit im See- und maximaler Chlorophyllkonzentration $\max [\text{Chla}]$ [11.26]

Im Durchschnitt übersteigt der jährliche maximale Chlorophyllgehalt den mittleren jährlichen Chlorophyllgehalt um den Faktor 3. Das Verhältnis $\max \text{Chla}/\text{Chla}$ gehorcht einer Gumbelverteilung und dem Mittel von 3,14. Regressionen zwischen Chlorophyllgehalt und Phosphor lauten [11.23, 11.26]:

Jährlicher mittlerer Chlorophyllgehalt (mg/m^3):

$$\overline{\text{Chla}} = 0,37[P_i / (1 + \sqrt{\tau})]^{0,79} \quad (r = 0,88, \quad n = 77) \quad \text{und} \quad \overline{\text{Chla}} = 0,28[P]_\gamma^{0,96}. \quad (11.48)$$

Jährlicher maximaler Chlorophyllgehalt Chla (mg/m^3):

$$\text{Chla} = 0,74[P_i / (1 + \sqrt{\tau})]^{0,89} \quad (r = 0,89, \quad n = 45) \quad \text{und} \quad \text{Chla} = 0,64[P]_\lambda^{1,05}. \quad (11.49)$$

Für die jährliche mittlere Secchi-Sichttiefe ST (m) wird erhalten:

$$ST = 14,7[P_i / (1 + \sqrt{\tau})]^{-0,39} \quad (r = 0,69) \quad \text{und} \quad ST = 9,33[\overline{\text{Chla}}]^{-0,51}. \quad (11.50)$$

Die Rate der jährlichen Primärproduktion P_p , ausgedrückt in $\text{gC}/(\text{m}^2 \cdot \text{a})$, beträgt:

$$P_p = 22,9[P_i / (1 + \sqrt{\tau})]^{0,6} \quad \text{oder} \quad P_p = 31,1[P]_\lambda^{0,54}. \quad (11.51)$$

Ein anderer Ansatz in Anlehnung an Monod lautet:

$$P_p = 589 \cdot [P_i / (1 + \sqrt{\tau})] - (48,0[P_i / (1 + \sqrt{\tau})]). \quad (11.52)$$

Für hypolimnische Sauerstoffzehrung Z ($\text{gO}_2/\text{m}^2\text{d}$) gilt Gl. 11.22.

Nach dem Ansatz von Vollenweider, der von einer konstanten P-Absinkgeschwindigkeit von 10m/a ausgeht, wird der Zustand stark eutropher Seen unterschätzt und der schwach eutrophen Seen überschätzt. Um eine variable Aufenthaltszeit und das Orthophosphat zu berücksichtigen, wurde ein spezielles Verfahren entwickelt (Bild 11.19) [11.20, 11.29].

Ausgangsgrundlage für den Ansatz nach Vollenweider ist die Massenbilanzgleichung, unter der Annahme, der See sei ein völlig durchmischter Reaktor:

$$\Delta M / \Delta t = I - O - (S - R) \quad (11.53)$$

I : externer Import,

O : Export, Verlust,

S : Verlust aus dem Sediment,

R : Rückgewinnung an das Sediment,

ΔM : Zuwachs an die Stoffmenge im Zeitintervall Δt .

Die momentane Zustandsänderung kann aus Gl. 11.53 abgeleitet werden.

$$dM_{\lambda,t} / dt = \Sigma(Q_{i,t}[M]_{i,t} - Q_{o,t}[M]_{o,t} - A_E \cdot F_E(M) + A_S F_S(M) \quad (11.54)$$

$Q_{i,t}$: Volumenstrom des i -ten Zufusses zur Zeit t (m^3/s),

$[M]_i$: Konzentration des i -ten Zufusses (mg/m^3),

$Q_{o,t}$: Volumenstrom des i -ten Abflusses zur Zeit t (m^3/s),

$[M]_{o,t}$: Konzentration des Abflusses (mg/m^3),

A_E, A_S : Fläche des Epilimnions bzw. des Sediments (m^2),

$F_E(M), F_S(M)$: positive und negative Flüsse des Stoffes M durch diese Flächen
($\text{mg}/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$),

$M_{\lambda,t}$: Veränderung der Stofffracht im See (mg/s).

Zur Lösung von Gl. 11.54 sind folgende Annahmen und Vereinfachungen erforderlich: Vereinfacht wird der instationäre Prozeß in Differenzenschreibweise ausgedrückt, wobei für $\Delta t = 1$ Jahr gesetzt wird. Damit entspricht ΣQ_i dem mittlerem Zufluss MQ, und die Konzentration ist die mittlere Konzentration. Der Ausdruck $A_E \cdot F_E(M)$ wird angenähert durch $A_E F_E(M) = A_E s [M]_\lambda$, wobei $[M]_\lambda$ der mittleren Stoffkonzentration in mg/m^3 im See entspricht und s eine mittlere Absetzgeschwindigkeit in m/Jahr ausdrückt.

Werden folgende Vereinfachungen und Definitionen eingeführt:

$$[\bar{M}]_0 \equiv [\bar{M}]_j, \frac{\Sigma Q_i [\bar{M}]_i}{\Sigma Q_i} \equiv [\bar{M}]_i \quad \text{und} \quad SQ_i \equiv SQ_0 \equiv \bar{Q}.$$

Mit $\bar{Q} = MQ$ als jährlicher mittlerer Zufluss und $[\bar{M}]_j$ als mittlerer jährlicher Stoffzufluss erhält man Gl. 11.54 zu:

$$\Delta M / \Delta t = \bar{Q} [\bar{M}]_j - \bar{Q} [\bar{M}]_\lambda - A_E s M_\lambda + A_S F_S(M). \quad (11.55)$$

Werden beide Seiten durch das Seevolumen V_0 dividiert, erhält man:

$$\frac{1}{V_0} \cdot \frac{\Delta M}{\Delta t} = \left(\frac{\bar{Q}}{V_0} \right) [\bar{M}]_j - \left(\frac{\bar{Q}}{V_0} \right) [\bar{M}]_\lambda - \left(\frac{A_E}{V_0} \right) s [\bar{M}]_\lambda + \left(\frac{A_S}{V_0} \right) F_S(\bar{M}).$$

Für den stationären Zustand beträgt die mittlere Stoffkonzentration im See:

$$[M]_\lambda \approx \frac{(\bar{Q}/V_0)[M]_j + (A_S/V_0)F_S(M)}{(\bar{Q}/V_0) + (A_E/V_0)s}. \quad (11.56)$$

Der Zähler von Gl. 11.56 enthält die gesamte externe und interne volumetrische Masse des Stoffes M. Der Nenner enthält die Größen, um M zu eliminieren. Der Term $V_0/Q = \tau$ ist die Füllzeit des Sees ausgedrückt als Bruchteil des jährlichen Abflusses. Die Ausdrücke A_E und A_S entsprechen etwa der Seeoberfläche A_0 , und die Terme V_0/A_E bzw. V_0/A_S entsprechen näherungsweise der mittleren Seetiefe z . Folgende Definitionen sind zweckmäßig:

$\bar{Q}/A_0 = q_a = \text{hydraulische Belastung (m/a)}$,

$[\bar{M}]_\lambda \cdot q_a = L(M) = \text{Flächenbelastung des Sees mit dem Stoff M [mg}/(\text{m}^2 \cdot \text{a})]$,

$L(M)/\bar{z} = l(M) = \text{volumetrische Belastung des Sees mit dem Stoff m [mg}/(\text{m}^3 \cdot \text{a})]$,

$\tau = V_0/Q = \bar{z}/q_a = \text{mittlere Aufenthaltszeit, reziproker Wert der Spülzeit/Jahr } (= \sigma)$.

Mit diesen Größen nimmt Gl. 11.56 verschiedene Formen an, z.B.

$$[\bar{M}]_\lambda = \frac{[\bar{M}]_j + (t/z) \cdot F_S(M)}{1 + t/\bar{z}} \equiv \frac{[\bar{M}]_j + (F_S(M)/q_a)}{1 + \bar{s}/q_a} \equiv \frac{[\bar{M}]_j q_a + F_S(M)}{q_a + \bar{s}}. \quad (11.57)$$

Zweckmäßig wird Gl. 11.57 in folgender Form generalisiert:

$$[\bar{M}]_l = \frac{[\bar{M}]_j + F_s(M) \cdot P_1(t, z)}{1 + \bar{s} \cdot f_2(t, \bar{z})} = \frac{[\bar{M}]_j + F_s(M) \cdot f_1(q_a, \bar{z})}{1 + \bar{s} \cdot f_2(q_a, \bar{z})}. \quad (11.58)$$

Für $f_1 = 0$ wird die interne Belastung zu Null gesetzt. Damit wird Gl. 11.58

$$[\bar{M}]_l = \frac{[\bar{M}]}{1 + \bar{s} \cdot f(t, \bar{z})} \quad \text{und} \quad \frac{[\bar{M}]}{[\bar{M}]_j} = \frac{1}{1 + \bar{s} \cdot f(t, \bar{z})}. \quad (11.59)$$

Der Ausdruck von [11.23] kann unter Verwendung von Gl. 11.59 für Phosphor geschrieben werden zu (s. Gl. 11.43):

$$[\bar{P}]_l = [\bar{P}]_j / (1 + \sqrt{\tau}). \quad (11.60)$$

Einen anderen Ausdruck von Gl. 11.60 erhält man, wenn man einen Reduktionskoeffizient $R = 1 - [\bar{P}]_o / [\bar{P}]_j$ eingeführt und $[\bar{P}]_o = [\bar{P}]_l$ setzt:

$$[\bar{P}]_l = [\bar{P}]_j (1 - R). \quad (11.61)$$

Wird für R der Ausdruck $R = 1 / [(1 + \sqrt{1/\tau})]$ verwendet, so sind Gl. 11.60 und Gl. 11.61 identisch. Gl. 11.59 liefert gleichzeitig einen brauchbaren Ansatz, um Chlorophyll-Konzentration vorherzusagen.

Zwischen dem See der gemäßigten Klimazone und dem tropischen Warmwasser-See bestehen Unterschiede. Tropische Seen weisen mittlere jährliche Temperaturen von 25 °C auf, wobei die Jahresschwankung 10 °C oder weniger ausmacht. Das Jahresmittel der Wassertemperatur von Seen der gemäßigten Zone liegt zwischen 10 und 15 °C. Da sich die Wachstumsperiode in den Tropen über das gesamte Jahr erstreckt, kann Sauerstoffschwund im Hypolimnion bei jedem Trophiestatus auftreten, das gleich gilt für die Phytoplanktonblüte [11.34]. Wird N zum begrenzenden Faktor in tropischen Seen, steigt die photosynthetische Effektivität, die in gemäßigten mesotrophen Seen >1 % beträgt, auf 2–3 %. Tropische Seen tolerieren also eine größere Phosphorbelastung, jedoch einen kleineren Stickstoffgehalt als Seen der gemäßigten Zone. Der Zusammenhang zwischen Phosphorgehalt im See, Belastung und limnologischen Größen des Sees wird in Abwandlung des Ansatzes von Vollenweider angegeben zu:

$$P_\lambda = 0,290 L(P)^{0,891} \tau^{0,676} / \bar{z}^{0,934} \quad (n = 39; r^2 = 0,902, s_E = 0,044) \quad (11.62)$$

$\bar{z}$: mittlere Tiefe (m),

P_λ : Gesamtphosphor (mg/m³),

τ : Erneuerungszeit (a),

$L(P)$: Phosphorbelastung (g/(m²·a)).

Die Verlustrate von Phosphor K_s in tropischen Seen ist etwa doppelt so groß wie im gemäßigten Klima:

$$K_s = 1,85 / \tau^{0,580} \approx 2 / \sqrt{\tau}. \quad (11.63)$$

Ausgehend von Gl. 11.27 erhält man als analytische Lösung für $P = P_0$ zur Zeit $t = 0$ die zeitliche Veränderung der P-Konzentration aufgrund des zeitlich variablen Nährstoffeintrages L_s :

$$P(t) = P_0 \exp[-(v_s + q_s) \cdot t] + [L_s / (v_s + q_s)] [1 - \exp[-(v_s + q_s) \cdot t]]. \quad (11.64)$$

Bei gegebener Belastung erhält man als Gleichgewichtskonzentration:

$$P_{eq} = L_s / (v_s + q_s). \quad (11.65)$$

Als Beispiel soll Mischung von Wasser mit unterschiedlichem Nährstoffgehalt untersucht werden. Für eine Trinkwassertalsperre, die zusätzlich zum eigenem Zufluss mit Überleitungswasser aus einer benachbarten Mehrzwecktalsperre gespeist werden kann, soll in Anlehnung an [11.37] die kritische Gesamtphosphorbelastung nach Vollenweider und die höchstzulässige Phosphorkonzentration im Überleitungswasser bestimmt werden. Von der Trinkwassertalsperre liegen folgende Angaben vor: Speicherinhalt 46,4 Mio m³ und Speicheroberfläche 2,2 km²; die mittlere Tiefe beträgt also 46,4/2,2 = 21,1 m. Der mittlere jährliche Gesamtzufluss von 59 hm³ setzt sich zu 32 hm³/a aus dem eigenen Einzugsgebiet und zu 22 hm³/a aus Überleitungswasser zusammen. Damit wird die Retentionszeit zu $t = 46,4/54 = 0,86$ a erhalten und die hydraulische Belastung $Q_s = 54/2,2 = 24,5$ m³/(m²·a). Die Phosphorkonzentration des Zuflusses ohne Überleitung beträgt $[P]_i = 15$ mg/m³. In der Trinkwassertalsperre ohne Überleitung kann von einer mittleren Gesamt-P-Konzentration von $[P]_\lambda = 6$ mg/m³ ausgegangen werden. Es kann davon ausgegangen werden, dass oligotrophische Zustände bei $[P]_\lambda \leq 10$ mg/m³ eintreten und Eutrophie bei $[P]_\lambda \geq 15$ mg/m³ befürchtet werden muss.

Die kritische Belastung für die Trinkwassertalsperre beträgt:

$$L_c = [P]_{\lambda,c} \cdot Q_s (1 + \sqrt{z} / Q_s) \text{ in mg/(m}^2 \cdot \text{a)},$$

maximaler Phosphorgehalt bei Oligotrophie:

$$L_c = 10 \cdot 24,5 (1 + \sqrt{21,1/24,5}) \leq 470 \text{ mg/(m}^2 \cdot \text{a)},$$

minimaler Phosphorgehalt bei Eutrophie:

$$L_c = 15 \cdot 24,5 (1 + \sqrt{21,1/24,5}) \geq 710 \text{ mg/(m}^2 \cdot \text{a)}.$$

Die kritische Belastung für den Zulauf beträgt:

$$[P]_{i,c} = [P]_{\lambda,c} \cdot (1 + \sqrt{\tau}) \text{ mg/m}^3,$$

Der maximale Phosphorgehalt bei Oligotrophie:

$$[P]_{i,c} \leq 10 \cdot (1 + \sqrt{0,86}) \leq 19 \text{ mg/m}^3,$$

Der minimale Phosphorgehalt bei Eutrophie:

$$[P]_{i,c} \geq 15 \cdot (1 + \sqrt{0,86}) \geq 29 \text{ mg/m}^3.$$

Die Konzentration im Gesamtzufluss verteilt sich auf die beiden Zuläufe wie folgt:

Zulaufkonzentration aus eigenem Einzugsgebiet: 15 mg/m³,

Gesamtzulauf bei Oligotrophie:

$$(15 \cdot (32/54)) + (x_o \cdot (22/54)) = 19 \text{ mg/m}^3 \rightarrow \leq 25 \text{ mg/m}^3,$$

Gesamtzulauf bei Eutrophie:

$$(15 \cdot (32/54)) + (x_e \cdot (22/54)) = 29 \text{ mg/m}^3 \rightarrow \geq 50 \text{ mg/m}^3.$$

Die Grenzwerte für Gesamt-P-Konzentration im Überleitungswasser müssen $\leq 25 \text{ mgP/m}^3$ betragen um oligotrophe Zustände in der Trinkwassertalsperre zu erreichen; bei $c > 50 \text{ mg/m}^3$ ist mit eutrophischen Verhältnissen zu rechnen.

Als zweites Beispiel soll Veränderung der Wasserqualität in einem flachen See, in den geklärtes Abwasser eingeleitet, völlig durchgemischt und teilweise biologisch abgebaut wird, berechnet werden. Die Stoffbelastung des Sees soll untersucht werden.

In die Kontinuitäts-Gleichung, Zufluss-Abfluss = Speicherung im See während des Zeitschrittes dt , werden eingeführt: die Belastung aus dem Zulauf $Q_Z \cdot C_Z$ und die Fracht L , die in den See gelangt und sich mit dem Seewasser mischt und mit dem Seeabfluss Q_A abfließt.

Für den Ausfluss aus dem See gilt: Die Menge beträgt $Q_A \cdot C$ bei vollständiger Durchmischung im See. Durch biologischen Abbau im See erfolgt eine Abnahme der Konzentration. Dieser Term ist negativ in der Kontinuitätsgleichung. K bezeichnet die Abbaurate pro Zeit, und für das Volumen beträgt der Abbau insgesamt $V \cdot C/K$. Für die Speicherung gilt: $d(VC)/dt$, wobei $V \cdot C$ die augenblickliche Menge bedeutet.

Die Kontinuitätsgleichung lautet:

$$d(VC)/dt = Q_Z \cdot C_Z - Q_A \cdot C - V \cdot C/K.$$

Für $Q_Z = Q_A$ (stationärer Zu- und Abfluss) ist V konstant, und es wird:

$$V(dC/dt) = Q_Z(C_Z - C) - V \cdot C/K.$$

Zur Lösung werden benötigt: die Anfangskonzentration C_Z , der Zufluss Q_Z , die Stoffkonzentration im Zufluss und die Größe der Fracht L . Die Gleichgewichtsbedingung $dC/dt = 0$ führt zu einer Konzentration C_{eq} bei Gleichgewicht:

$$C = C_{eq} = (Q_Z \cdot C_Z)/(Q_A + V/K).$$

$V(dC/dt)$ kann daher ausgedrückt werden in der Form:

$$dC/dt + C/T = C_{eq}/T \quad \text{mit} \quad T = V/(Q_i + V/K) \quad \text{in [s]}.$$

Für die Anfangsbedingung $C = C_o$ wird

$$C(t) = C_{eq} + (C_o - C_{eq})e^{-t/T}.$$

Die Bedeutung der Zeit T kann für 2 Extrema gezeigt werden. Wenn kein Fließen vorhanden ist, wird $T = K$, was der biologischen Abbaurate entspricht. Ist kein Abbau vorhanden, wird $K = \infty$ und $T = V/Q$, entspricht also der Wasseraustauschrate.

11.1.4.5 Rehabilitation eutropher Stillgewässer

Eine Sanierung umfasst externe Maßnahmen zur Güteverbesserung eines Sees, die sich über eine längere Zeit hinziehen können, wie Nährstoffelimination in den Zuflüsse oder von Einleitungen. Maßnahmen im See selbst zur kurzfristigen Verbes-

serung der Trophie im See werden oft unter dem Begriff Restaurierung zusammengefasst. Restaurierungsmaßnahmen, die ohne gleichzeitige Sanierung des Einzugsgebietes erfolgen, sind nicht dauerhaft, sondern müssen wiederholt werden. Die Rehabilitation eines Sees dient als Oberbegriff für verschiedene Methoden, die den eutrophen Zustand in eine bessere Stufe überführen.

Technische Maßnahmen zum Schutz von Seen und zur Verbesserung ihrer Wasserbeschaffenheit umfassen die Einschränkung der Nährstoffzufuhr, die Veränderung der Primärstruktur im See und die Bekämpfung der Eutrophierung. Die Beschränkung der Nutzung eines Sees stellt eine prophylaktische Schutzmaßnahme dar, die sich nach wasserrechtlichen Auflagen (Genehmigungsverfahren, Ausweisung von Schutzzonen) und Gesichtspunkten des Naturschutzes richtet [11.15, 11.38, ..., 11.42]. Eine andere Nutzungsbeschränkung von Seen besteht in der Versauerung des Gewässers durch saure Depositionen (Saurer Regen), der durch Kalkung begegnet werden kann oder durch Sulfate in Tagebaurestseen [11.43].

Der wirksamste Schutz besteht im Fernhalten oder Begrenzen der schädlichen anthropogenen Belastungen von einem See, die auf Nutzungen im Einzugsgebiet oder im See selbst zurückzuführen sind. Kurative Maßnahmen zielen daraufhin, den See in einen oligotrophen Zustand zurückzuverwandeln. Die Sanierung konzentriert sich auf die Behandlung der Ursachen der Eutrophierung im Einzugsgebiet. Dazu zählen die Begrenzung schädlicher Stoffzufuhr durch Phosphatelimination in Kläranlagen mit dritten Reinigungsstufen, Reduzierung des diffusen Phosphataustrags durch zeitgerechte Düngung und Reduzierung der Erosion von Ackerflächen [11.43, 11.44, 11.45]. Die Vergrößerung des Anteils von Dauergrünland und Wald im Einzugsgebiet trägt ebenfalls dazu bei, die Nährstoffimporte aus diffusen Quellen einzuschränken. Dazu dienen auch Schutzstreifen um den See und längs der Gewässer sowie Randsammler bzw. Ringkanalisationen zu Um- oder Durchleitung von gereinigtem Abwasser. Durch die Uferrandzone, in welcher die Ausbringung von Dünger und Pflanzenschutzmitteln beschränkt wird, soll der Stoffeintrag auf ein natürliches Maß vermindert werden. Die Retentionswirkung von Uferrandstreifen auf Phosphat hängt von der Breite des Streifens ab. Die meisten Untersuchungen gehen von Streifenbreiten von 5 bis 10m aus und geben für die Retention, die in Prozent der Gesamtfracht ausgedrückt wird, Werte von 22-41% an. Bei Streifenbreiten von 16 bis 28m werden 67-81% erreicht. Es ist jedoch kaum möglich die allochthone Nährstoffzufuhr aus größeren Gebieten auf ein natürliches Maß zu verringern. Die Reduzierung von durch Makrophyten und Schwimmblattpflanzen gehört zu den Sanierungsstrategien [11.101]. Die Biomannipulation, die eine Veränderung der trophischen Kaskade herbeiführt, wird zukünftig vermehrt zum Einsatz kommen [11.102].

Zu den aufwendigsten aber wirksamsten Verfahren zählt die Entphosphatung der Zuflüsse durch chemische Aufbereitung des Oberflächenwassers, die z.B. an der Wahnbachtalsperre oder an den Grunewaldseen und Tegeler Seen in Berlin vorgenommen wird. Eine Regeneration überdüngter Seen ist nur mit großem Aufwand, z.B. durch völlige Entschlammung zu erreichen. Schutz und Sanierung eines Sees sind eine ständige Aufgabe. Darunter fällt die adäquate Unterhaltung der Ufer- und Flachwasserzonen und eine angepasste Freizeitnutzung der Seefläche.

Für Seen, deren Trophie hauptsächlich von der externen Phosphorzufuhr abhängt, kann der kritische Phosphor-Import P_c abgeschätzt werden (vergl. Gl. 11.38). Es ist diejenige Menge, die maximal von außen dem See zugeführt werden darf, um den See in einer gewünschten Trophiestufe zu erhalten [11.38, 11.39] (Bild 11.19):

$$\Sigma(P) < \Sigma(P)_c \quad \text{mit} \quad (P)_c = [\bar{P}]_{i,c} \cdot QZ \quad \text{und} \\ [\bar{P}]_{i,c} = (0,645[P]_{\lambda,c})^{1,22} \cdot (1 + \sqrt{\tau}) \quad (11.66)$$

$[\bar{P}]_{i,c}, [P]_{\lambda,c}$: kritische mittlere Gesamt-P-Konzentration aller Seezuflüsse bzw. im See in mg/m^3 ,
 (P) : Eintrag an Gesamt-P (Jahresfracht),
 $(P)_c$: kritischer Eintrag an Gesamt-P (kritische Jahresfracht),
 QZ : Jahreszufluss in Mio m^3 ,
 τ : Erneuerungszeit (Mittlere Aufenthaltszeit) in a; $\tau = V/Q$,
 V : Seevolumen in Mio m^3 .

Als Beispiel soll die kritische Phosphorbelastung einer Talsperre abgeschätzt werden mit $V = 46 \text{ Mio m}^3$ In-halt und einer Speicheroberfläche von $2,2 \text{ km}^2$. Sie hat einen mittleren Zufluss von $QZ = 55 \text{ Mio m}^3$ mit einem mittleren Gehalt von 30 mg/m^3 Gesamt P. Für die Wassergüte der Talsperre wird ein oligotropher Zustand angestrebt. Die jährliche Zuflussfracht beträgt $55 \cdot 103 \cdot 30 = 1650 \text{ kgP}$. Die Konzentration im See soll unter 15 mg/m^3 bzw. 690 kg Gesamt P sinken (Tab. 11.3); Die Erneuerungszeit beträgt $\tau = 46/55 = 0,84$ Jahre. Damit besteht folgende Forderung:

$$[\bar{P}]_{\lambda,c} = (0,645 \cdot 15)^{1,22} \cdot (1 + \sqrt{0,84}) = 31,24 \quad \text{und} \quad [\bar{P}]_i = 30 < [\bar{P}]_{\lambda} = 31,2 \text{ mg/m}^3.$$

Die Aufnahmekapazität des Sees entspricht etwa der Zufuhr. Durch Sanierungsmaßnahmen im Einzugsgebiet sollte verhindert werden, dass sich in Trockenjahren ein mesotrophischer Zustand einstellt.

Zu diesen internen Maßnahmen gehören die Ableitung von nährstoffreichem hypolimnischen Tiefenwasser während der Sommerstagnation, Belüftung des Hypolimnions sowie die Neutralisierung nährstoffreicher Sedimente durch Entschlammungen oder Abdecken.

Die Ableitung von Wasser durch wählbare Entnahmehöhe kommt insbesondere bei Talsperren in Betracht. Dazu eignen sich Ablässe zur Rohwasserentnahme in unterschiedlichen Tiefen. Durch die Tiefenwasserentnahme während der Sommerstagnation wird weitgehend sauerstofffreies Wasser abgeleitet und die Rückführung des Nährstoffes in den kurzen Kreislauf wird unterbunden. Ein Rückhalt von Phosphor kann in Vorsperren erfolgen, wenn diese als räumbare Überlaufsperrren ausgebildet werden (Bild 11.21) [11.41, 11.42, 11.44, 11.45, 11.46]. Zur Senkung des Nitrats in einer Talsperre kommen oberflächennahe Entnahmen in Betracht.

Zur Vermeidung von Schäden, die aus der Wasserstagnation herrühren, kann eine künstliche Zirkulation herbeigeführt werden durch Umwälzung mit Druck-

luft, die in das Tiefenwasser eingeblasen wird. Diese Destratifikation wird bei tiefen geschichteten Seen, die erst gegen Ende der Sommerstagnation anaerobes Tiefenwasser aufweisen, angewandt im Gegensatz zur Oberflächenwasserbelüftung bei hypertrophen Flachseen. Durch die Zwangszirkulation werden Schichtungen aufgehoben, um so dem Seewasser Sauerstoff zuzuführen. Damit wird gleichzeitig die Entwicklung des Phytoplanktons, insbesondere der Blaualgen, gehemmt [11.45, 11.46].

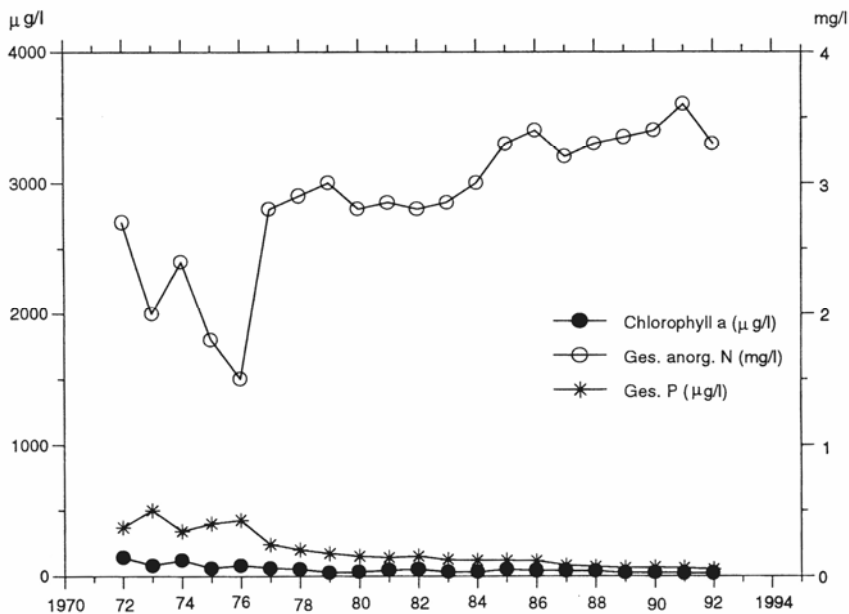


Abb. 11.22. Nährstoffkonzentration und Chlorophyllgehalt am Vorbecken einer Talsperre: Beispiel Olper Vorbecken der Biggetalsperre [11.22]

Die Vermeidung oder Beseitigung von Sauerstoffmangelzonen und die Schaffung einer sauerstoffreichen Sperrschicht an der Sediment-Wasser-Kontaktzone erfordert den Einsatz besonderer schwimmender Geräte (Mammutpumpen), wenn der Sauerstoffgehalt unter 4 mg/l am Seeboden sinkt. Als Sauerstoffbedarf im Hypolimnion wird von einem Richtwert von 1 g/(m²d) ausgegangen. Der Sauerstoffgehalt muss dazu meist über 6 bis 7 mg/l im Bereich der Belüfter betragen, um die nötige räumliche Verteilung zu erreichen. Der Leistungsbedarf wird für die hypolimnische Belüftung mit 1,2 bis 2,3 kWh pro kg O₂ angegeben. Für einen Sauerstoffbedarf von 1 g/(m²d) O₂ werden z.B. 4 Limnogeräte/km² Seefläche erforderlich [11.40, 11.41].

Als hydraulische Maßnahmen kommen die Zugabe von Verdünnungswasser in den See oder die Ausspülung nährstoffreichen Wassers (flushing) in Betracht.

Dieser Wasseraustausch setzt entsprechende Wasserreserven und aufnahmefähige Vorfluter voraus.

Die Verringerung der Nährstoffrückführung aus dem Sediment kann durch Abdecken mit Sand oder Ton erreicht werden, ist aber nur von vorübergehender Wirkung, wenn keine Verringerung der Primärproduktion erfolgt. Die Vergrößerung der Seetiefe durch Anstau oder Entschlammung wirkt sich auf die Wassergüte positiv aus. Mit der Entschlammung ist auch meist eine Vergrößerung des Wasserkörpers in Flachseen verbunden. Lichtabschirmung durch Bäume von Süd- und Ostufern hilft zwar den Krautwuchs im Uferbereich von Teichen einzudämmen, wirkt sich aber bei kleinen Gewässern nachhaltig durch verstärkten Laubfall aus.

Das Schneiden und Beseitigen von submersen Wasserpflanzen mit Krautschneidebooten, der Einsatz von pflanzenfressenden Fischen (Graskarpfen) sind im weitesten Sinn Methoden zur Steuerung der Bioproduktion, um die Folgen der Eutrophierung einzudämmen, was z.B. bei Badeseen von Interesse ist. Der Einsatz von chemischen und biologischen Mitteln zur Bekämpfung von Wasserpflanzen ist problematisch. Weitere Beispiele siehe [11.47–11.50, 11.99].

11.2 Fließende Gewässer

11.2.1 Abbauvorgänge und Sauerstoffhaushalt

11.2.1.1 Biologische Selbstreinigung

Ein Gewässer kann biologisch als Fließgewässer eingestuft werden, wenn die Austauschzeit des Wassers geringer ist als die Reproduktionszeit (Generationszeit) der kleinsten anzutreffenden, prozesstragenden Organismen, wie Bakterien, Algen und Pilze, die den Auf- und Abbau von Biomasse tragen.

Die in einem Fließgewässer sich einstellende Lebensgemeinschaft hängt von der Belastung des über sie hinwegfließenden Wassers ab. Als Benthos wird das Gesamtbild der festsitzenden (sessilen) und vagilen (beweglichen) den Untergrund bewohnenden Organismen bezeichnet. Ändert sich längerfristig die chemische Beschaffenheit des Wassers, stellt sich eine andere Lebensgemeinschaft benthischer Makroorganismen ein. Ein kurz andauerndes, toxisches Ereignis kann eine deutliche Auswirkung zeigen; insbesondere sind davon die sessilen Arten betroffen, die sich nicht durch Flucht entziehen können.

Fließgewässerorganismen reagieren auf leichte Milieuveränderungen mit unterschiedlichen Reaktionszeiten, wobei mit zunehmend höheren Organisationsstufen die Reaktionszeiten länger werden. Einzeller wie Bakterien haben die kürzeste Reaktionszeit (Minuten bis Stunden), gefolgt von Makroinvertebraten, d.h. höher organisierten wirbellosen Tieren, wie Bachflohkrebse, Insektenlarven, die in Wochen und Monaten reagieren. Wasserpflanzen sprechen auf leichte Störungen entweder nicht oder sehr spät, oft Jahre später an, da sie hauptsächlich auf Veränderungen im Sediment und weniger auf Veränderungen im Wasser reagieren. Bakterien sind von einem toxischen Ereignis nicht so stark betroffen wie Fische,

deren Bestand vernichtet werden kann. Mikroorganismen überleben meist ein toxisches Ereignis, so dass die Selbstreinigung weiterhin funktioniert, z.B. bei Chemieunfällen.

Der Vorgang in Fließgewässern, bei dem biologisch abbaubare organische Substanzen, wie Kohlenhydrate, Fette und Eiweiß, durch Destruenten unter Sauerstoffverbrauch in anorganische Verbindungen zerlegt werden, ist die Mineralisation oder, bezüglich der Beseitigung der Verunreinigung, die Selbstreinigung, welche überwiegend von Bakterien getragen wird. Die beiden Reaktionen der biologischen Selbstreinigung sind die Dissimilation und die Assimilation. Die Dissimilation ist der bakterielle Abbau organischer Schmutzstoffe und ihre oxidative Umwandlung in einfache anorganische Verbindungen, wie Kohlendioxid, anorganische Stickstoffverbindungen (Ammonium, Ammoniak und Nitrate) sowie Phosphate, Sulfate u.a. Die Aufnahme dieser Mineralisationsprodukte durch Phytoplankton unter Aufbau körpereigener organischer Substanz mit Hilfe der Photosynthese, heißt Assimilation. Ein Gleichgewicht zwischen Abbau und Aufbau von organischen Substanzen stellt sich infolge der Einleitung organischer Stoffe auf einem höheren Niveau ein. Als Ergebnis ist der Saprobienindex eines Gewässers nach der Selbstreinigung höher als vor der Einleitung. Der kontinuierliche Eintrag organischer Substanz durch Kläranlagenabläufe hat eine angepasste Mikroorganismenpopulation im Fließgewässer und einen relativ gleichmäßigen Sauerstoffgehalt zur Folge. Er wird von dem durch Pflanzen lichtabhängig produzierten Sauerstoff überlagert. In einem stabilen Ökosystem stehen diese sich ergänzenden Mechanismen im biologischen Gleichgewicht zueinander. Häufig liegen Mineralisationsprodukte, d.h. das anorganische Nährstoffangebot (Nährsalze) durch Einträge aus der Landwirtschaft, im Übermaß vor, wie Nitrate.

Werden organische Stoffe in ein Fließgewässer eingeleitet, so kommt es durch die Selbstreinigung zum Abbau dieser Substanzen. Der hierfür notwendige Sauerstoff wird dem Gewässer entzogen. Geringe Sauerstoffkonzentration und hohe Ammoniumwerte können bei den Abbauprozessen auftreten. Durch die Mineralisation der eingeleiteten Stoffe nimmt der pflanzliche Aufbau von organischem Material zu. Nach Absterben der Pflanzen werden diese unter Sauerstoffverbrauch wieder abgebaut.

Im Verlauf der mikrobiellen Selbstreinigung nimmt die Abbaubarkeit der im Wasser gelösten Stoffe ab und der Stoffumsatz verlagert sich von der fließenden Welle zum Gewässerbett. Der Sauerstoffverbrauch verschiebt sich vom schnellen Abbau leicht abbaubarer Verbindungen zum Sauerstoffverbrauch durch die endogene Atmung der Organismen. Der Sauerstoffverbrauch für die Oxidation der Kohlenstoffverbindungen nimmt ab zugunsten des Bedarfs zum Abbau organischer Substanz (Nitrifikation).

Bei geringer Turbulenz sedimentiert ein Teil der partikulären Substanz, und der Sauerstoffverbrauch an der Sohle nimmt zu. Aktiv beteiligt ist daran nur eine dünne Schlammschicht an der Oberfläche der Sohle, so dass die Sedimentation insgesamt weniger Sauerstoff verbraucht.

Nach [11.51] beträgt der Gesamtsauerstoffverbrauch eines 20 °C warmen stark verschmutzten Gewässers (Güteklasse III) 2–4 g/(m²·d) in der fließenden Welle; etwa in derselben

Größenordnung liegt der Verbrauch bei einem schlammfreien Gewässerbett. Eine schlammbedeckte Sohle verbraucht 2 bis 6 g/(m²·d). Bei einem 1 m tiefen Fluss ohne Schlammablagerung erfolgt also die Hälfte des Abbaus im Wasser und die andere Hälfte an der Sohle. Bei zunehmender Wassertiefe ist der Umsatz der fließenden Welle dominanter und umgekehrt.

Der Gehalt an Sauerstoff im Flusswasser wird durch drei Prozesse gesteuert: den physikalischen Sauerstoffeintrag, den biogenen O₂-Eintrag und die Sauerstoffzehrung, die sich als Folge heterotropher biologischer Prozesse einstellt. Die Intensität der heterotrophen Prozesse hängt ab von der Konzentration abbaubarer Substanz im Wasser und der Menge des verfügbaren Sauerstoffs.

Die Pflanze nimmt Kohlendioxid auf, lagert es zu Kohlenhydraten um und setzt je nach produzierter organischer Substanz 6 mol Sauerstoff frei. Ein Teil wird veratmet; der Überschuß entspricht der biologischen Belüftungsrate, die im Tag-Nacht-Rythmus und jahreszeitlich schwankt. Bei Strömen, wie dem Rhein, treten Raten von 1,7 bis 2,4 g O₂/m³ auf, was bei einer Wassertiefe von 4 m einer Belüftungsrate von 7 bis 10 g/m³ entspricht. Während der Sommermonate können dann im Tagesgang Schwankungen über 10 mg O₂/l gemessen werden. Bei geringem physikalischen O₂-Eintrag, z.B. in staugeregelten Flüssen ist dann die Gefahr von Fischsterben gegeben. Die Selbstreinigungskraft schnellfließender, turbulenter Gewässer mit steiniger Sohle ist bedeutend größer als die von ruhig und langsam dahinfließenden Flüssen, da der Sauerstoffeintrag über die Oberfläche erfolgt und die Besiedlungsfläche größer ist.

Bei der Selbstreinigung lösen sich örtlich und zeitlich aufeinanderfolgende Populationen verschiedener Mikro- und Makroorganismen ab, wobei die Artenzusammensetzung vom Nährstoffangebot und von der Zusammensetzung der vorausgegangenen Population abhängt. Bei den Mikroorganismen, die das Anfangsstadium der Selbstreinigung bilden, stellt sich eine zeitliche und räumliche Zonierung im Fließgewässer ein. Sie verläuft in folgenden Abbauschritten: zuerst wirken kohlenhydratabbauende Bakterien, denen eiweißzersetzende folgen und bei ausreichendem Sauerstoffangebot nitrifizierende Bakterien. Dabei wird dem Fließgewässer Sauerstoff entzogen und als Endprodukte im Stoffwechselgeschehen eutrophierende Substanzen gebildet, wie CO₂, NH₄⁺ und NO₃⁻. Vereinfacht werden die Mikroorganismen von den Protozoen, diese von den Rädertierchen, diese von den Kleinkrebsen und Insektenlarven und diese von den Fischen gefressen. Die Bakterien und Protozoen bilden also die Grundlage der Nahrungskette [11.11]. Die tierische Nahrungskette besteht also aus pflanzenfressenden Organismen, den Primärkonsumenten, und den Sekundärkonsumenten, die tierische Nahrung benötigen. Die Primärkonsumenten stellen die arten- und individuenreichste Gruppe dar und leben überwiegend vom Detritus, wie Bach-, Fluss- und gemeiner Flohkreb. Andere Primärorganismen verwerten Algen, z.B. die Flussnapfschnecke. Beim Fehlen von Primärorganismen kann das Phytoplankton massenhaft zunehmen und pH-Verschiebungen ins Alkalische, verbunden mit Ammoniakbildung, sind möglich.

11.2.1.2 Größen des Sauerstoffhaushalts und Erscheinungsformen

Der Sauerstoffhaushalt ist eine sehr wichtige Größe, um Bewertungen der Wassergüte von Flüssen vorzunehmen. Sauerstoff ist der charakteristischste Güteparameter der Oberflächengewässer, da die verschiedenen Formen des aquatischen Lebens größtenteils von der Versorgung des Wassers mit verfügbarem Sauerstoff abhängen. Der gelöste Sauerstoff ist Voraussetzung für eine Reihe von biochemischen Prozessen, und andere Prozesse werden erst in Gang gesetzt, wenn der Sauerstoffgehalt ansteigt. Als verbreitetes Maß für den Gehalt an organischem Material im Wasser werden der biochemische Sauerstoffbedarf (BSB) bzw. das Sauerstoffdefizit benutzt. Unter den Prozessen, die dem Sauerstoffentzug entgegenwirken, ist in Flüssen die natürliche Belüftung zu nennen, bei welcher Sauerstoff aus der Atmosphäre über die Wasseroberfläche eingetragen wird. Der Sauerstoffhaushalt ist die Bilanz aller Sauerstoff liefernden und verbrauchenden Prozesse in einem Gewässer einschließlich der Wechselbeziehungen, welche das resultierende Gleichgewicht zwischen diesen Prozessen steuern. O_2 -Gehalt und O_2 -Defizit sind messbare Ergebnisse der Sauerstoffbilanz. Die Größen O_2 und BSB zählen zu den ältesten und am besten erforschten Parametern. Durch die Entwicklung der Messtechnik, besonders durch die Automation in den letzten Jahrzehnten, ist die Messung des Sauerstoffs so verfeinert worden, dass man heute umfassendere Beurteilungen eines Gewässerzustandes treffen kann als früher, wo man mit einem einzigen täglichen Messwert nur über einen mehr oder weniger gesicherten Zufallswert verfügte. Allerdings sind die Analyseverfahren für den biochemischen Sauerstoffbedarf verhältnismäßig aufwendig und zeitraubend, was zur Folge hat, dass kontinuierliche Messungen nur an ausgewählten Pegeln durchgeführt werden.

Der *biochemische Sauerstoffbedarf* BSB als summarische Messgröße ist die Menge an Sauerstoff, die von Mikroorganismen in n Tagen ($n = 2, 5, 21$) bei 20°C im Dunkeln verbraucht wird, um die in einem Liter Wasser biochemisch verwertbaren Stoffe abzubauen. Der BSB_5 beschreibt den Gewässerzustand nicht eindeutig, da nicht zwischen Menge und Abbauwiderstand der organischen Substanz unterschieden werden kann. Der BSB ist auch ein etwas umstrittener Parameter, weil er bei relativ großer Schwankungsbreite seiner Fehlergrenzen eine pauschale Größe darstellt. Er ist jedoch einfacher Parameter, der sich für die Abschätzung der abbaubaren organischen Belastung, dem dabei benötigten Sauerstoff in einer vorgegebenen Zeitspanne sowie der vorkalkulierbaren Entwicklung des O_2 -Haushalts Aussage- und Berechnungsmöglichkeiten eignet. Die Aussagekraft eines BSB -Wertes wird von einigen Nebenreaktionen beeinflusst, primär durch Nitrifikation und Algenatmung.

Der biochemische Sauerstoffbedarf in 5 Tagen – ohne Zusatz von Allylthioharnstoff (ATH) als Nitrifikationshemmer – wird auch als Gewässer- BSB_5 bezeichnet. Diese Messung ohne Zusatz von ATH erfasst den Sauerstoffhaushalt im Gewässer, und zwar sowohl für die Oxidation von organischen Substanzen, als auch für die Nitrifikation. Der Abwasser- BSB_5 mit Zusatz von ATH wird als Nitrifikationshemmer zur Beurteilung einer Kläranlage hinsichtlich der Oxidation organischer Substanzen herangezogen. Der mittlere Konzentrationsbereich von

kommunalem Abwasser hat einen BSB_5 von 200 bis 400 mg/l O_2 , bei Flusswasser hingegen nur einen BSB_5 von ≤ 20 mg/l O_2 .

Die Dunkelstellung beim BSB -Test beeinflusst je nach vorhandener Biomasse das Ergebnis stark. Hierbei besteht eine Korrelation zwischen der Phytoplanktonbiomasse ($\gg$ Gehalt an Chlorophyll-a) und dem BSB mit $BSB_{roh} = 0,024 \text{ Chlorophyll} + 2,808$, bei einem Korrelationskoeffizient von $r = 0,884$ und einer Irrtumswahrscheinlichkeit $\alpha < 0,001 \%$. Je nach vorhandener Algenbiomasse kann mit folgendem %-Anteil am BSB_{direkt} durch die erzwungene Algenrespiration bei 5-tägiger Dunkelstellung gerechnet werden (Tab. 11.12).

Tabelle 11.22. Fehlergröße bei der BSB -Ermittlung durch 5-tägige Dunkelstellung der Algen in Abhängigkeit von deren Biomasse [11.52]

Akt. Chlorophyll a [mg/l]	% -Anteil der Algenrespiration am BSB_5	
< 20	< 15%	des BSB_5
20–50	15–40%	des BSB_5
50–100	40–70%	des BSB_5
> 100	70–90%	des BSB_5

Ein Beispiel ist die phytoplanktonreiche, stark eutrophe Altmühl, die trotz fehlender nennenswerter Belastung durch Abwässer im Sommer BSB_5 -Werte von ca. 15 mg/l aufweist, im Winterhalbjahr dagegen nur ca. 2 mg/l. Dies ist bei den Sommerwerten zurückzuführen auf die erzwungene Algenatmung im BSB -Test. Man kann auch mit solchen Sommerwerten eine Bewertung der Gewässergüte treffen. Sie dokumentieren den eutrophen Charakter und nicht das, was man ursprünglich mit dem BSB aussagen wollte, nämlich die Größe der gelösten organischen Substanz [11.52].

Schwer abbaubare organische Stoffe chemisch-synthetischer Herkunft werden durch den BSB_5 nicht erfasst. Den Anteil schwer abbaubarer Stoffe erhält man näherungsweise durch die Differenz aus CSB und BSB_5 . Der chemische Sauerstoffbedarf CSB gibt Aufschluß über den Sauerstoffverbrauch eines Wassers zur Oxidation nahezu aller wasserlöslichen organischen Substanzen, ausgenommen einer Reihe stickstoffhaltiger Verbindungen und kaum wasserlöslicher Kohlenwasserstoffe. Enthält ein Wasser für Mikroorganismen giftige Substanzen, ist eine BSB_5 -Bestimmung wertlos. Solche Substanzen werden durch den CSB erfasst. Im Allgemeinen werden CSB -Werte > 15 mg/l O_2 hinreichendgenau erfasst. Der CSB ist in der Regel immer höher als der BSB_5 , z.B. bei kommunalem Abwasser ist das Verhältnis $CSB:BSB_5 = 1,2$ bis $1,5$.

Da Fließgewässer kaum algenfrei sind, werden sich fast immer O_2 -Ausscheidungen bei der Photosynthese und O_2 -Verbrauch beim mikrobiellen Abbau überdecken. Den sauerstoffverbrauchenden Prozessen stehen in der Sauerstoffbilanz die Aufnahme von Sauerstoff aus physikalischer und biogener Belüftung gegenüber. Der biologischen Belüftung kommt in der warmen Jahreszeit eine besondere Bedeutung zu. Übersättigtes Wasser gibt in Form der Entgasung Sauerstoff an die Atmosphäre ab; untersättigtes nimmt Sauerstoff aus der Atmosphäre über die

Wasseroberfläche auf, wobei die Belüftungsrate von der Turbulenz des Wassers abhängt (s. Tab. 11.13) (Bild 11.23).

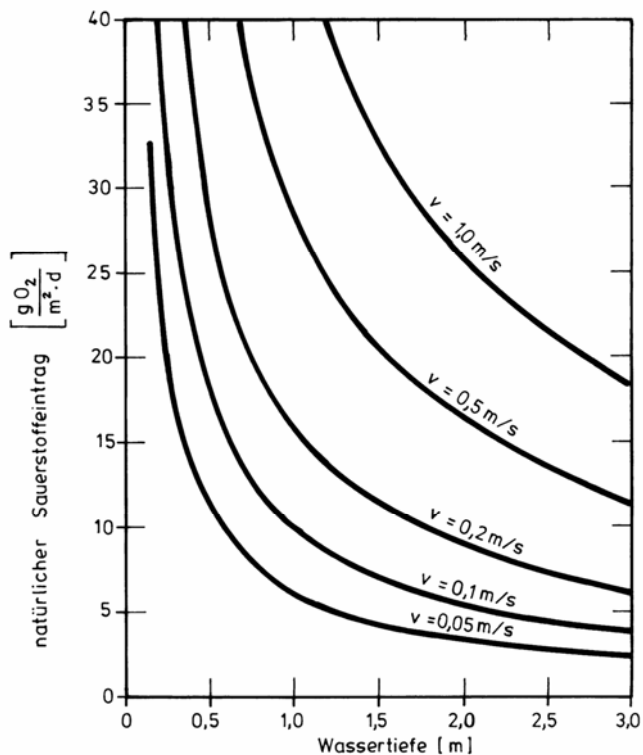


Abb. 11.23. Sauerstoffaufnahme durch die Wasseroberfläche in Abhängigkeit von der Fließgeschwindigkeit v und der Wassertiefe bei 20 °C und 100 % Defizit nach [11.38]

Der Tagesgang des Sauerstoffgehaltes hat in der Regel ein Maximum am Nachmittag und ein Minimum in den frühen Morgenstunden kurz vor Sonnenaufgang, jedoch verläuft der näherungsweise sinusförmige Verlauf gedämpfter als bei der Strahlung, z.B. nach [11.40, 11.53, 11.54]:

$$O_2(t) = O_{2m} \sin(t/p) \quad \text{für } 0 \leq t \leq p \quad \text{und} \quad O_2 = 0 \quad \text{für } 24 < p \leq t \leq 24 \quad (11.67)$$

O_2 : Sauerstoffproduktion zum Zeitpunkt t ,

O_{2m} : Maximalproduktion bzw. Amplitude.

Die Tagesganglinie kann durch getrennte Bestimmung der organischen Belastung, des Phytoplanktons (Chlorophyllgehalt) und des biogenen Sauerstoffeintrags (Bruttoproduktion) ermittelt werden.

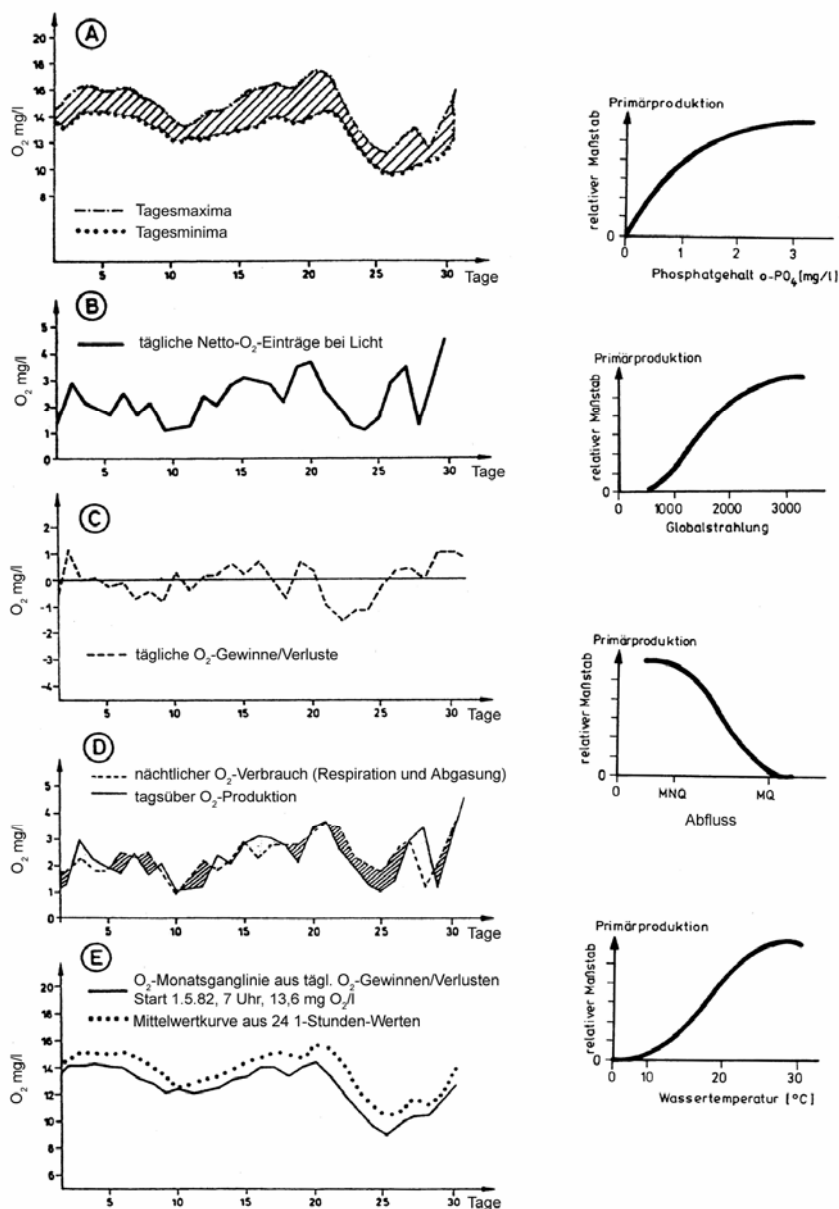


Abb. 11.24. Interpretation der O_2 -Tagesgänge eines Monats zur Beurteilung der täglichen O_2 -Gewinne und Verluste für die Station Klingenberg/Main Mai nach [11.52]. Seitenfigur: Abhängigkeit der Primärproduktion in einem Fließgewässer von den wichtigsten Einflussfaktoren (schematisiert nach Albrecht)

Tabelle 11.13. Anhaltswerte der täglichen Sauerstoffaufnahme verschiedener Gewässerarten in % des Fehlbetrags bei 20 °C [11.56]

Gewässergruppe	a) des Anfangsfehlbetrags, wenn Fehlbetrag abnimmt			b) des festen Fehlbetrags wenn Fehlbetrag gleich bleibt		
Kleiner Teich	10,9	–	20,6	11,5	–	23,0
Großer Teich	20,6	–	29,2	23,0	–	34,5
Langsam fließender Fluss	29,2	–	36,9	34,5	–	46,0
Großer Fluss	36,9	–	49,9	46,0	–	69,0
Rasch fließendes Gewässer	49,9	–	68,4	69,0	–	115
Stromschnelle		>	68,4		>	115

Bei kontinuierlicher Registrierung der Messdaten werden Tagesextrema und Tagesmittelwert gemessen. Bei Übersättigungen interessiert mehr der Maximalwert als der Mittelwert; bei Tagesdifferenzen $> 5 \text{ mg O}_2/\text{l}$ ist dagegen das Minimum von größerer Bedeutung. Wenn bei gleichzeitiger Abwasserbelastung und Nitrifikation der Wert nachts auf Null zurückgeht oder das Defizit über längere Zeit anhält und Gefahr des Fischsterbens besteht, ist der Minimumwert als Bewertungsgrenze maßgeblich.

Die Höhe des täglich erreichten O_2 -Anstiegs ist geprägt von der Phytoplanktonmenge, deren Aktivität, der Lichtmenge und der Respiration; dabei ist eine Korrelation zwischen Chlorophyllgehalt und O_2 -Produktion festzustellen. Je $10 \mu\text{g}$ Chlorophyll-a ist bei einem mäßig verunreinigten Wasser mit einem BSB_5 von ca. 2 mg/l eine Produktion von etwa $0,4 \text{ mg O}_2/\text{l}$ zu erwarten; bei 100 mg Chlorophyll also ca. $4 \text{ mg O}_2/\text{l}$ [11.55]. Der produzierte Sauerstoff spielt bei der Selbstreinigung eines Flusses eine große Rolle (Bild 11.24). Der echte Gewinn für das Gewässer, bezogen auf 24 Stunden, ist nicht so hoch, da nachts ein Großteil des produzierten Sauerstoffs wieder verlorengeht. Ähnliche Aussagen erhält man, wenn anstelle des Unterschiedes zwischen Beginn und Ende (ΔO_2 vom Maximum–Minimum) eines 12 Stunden-Lichttages die Differenz innerhalb 24 Stunden betrachtet wird. Die O_2 -Abnahme kann nachts größer sein als der Anstieg tagsüber während der Photosynthese.

Das folgende Beispiel zeigt die Bedeutung der Größe der Sauerstoffproduktion und des Negativpostens, d.h. der Respiration, wie am Beispiel der Mainstation Klingenberg, Mai 1982, bei optimalem Phytoplanktonreichtum und hohem ΔO_2 dargestellt wird (Bild 11.24 A). Die ΔO_2 -Werte schwanken von 1 bis $3,5 \text{ mg O}_2/\text{l}$ (Bild 11.24 B). Wertet man neben den Licht- ΔO_2 -Werten auch den nächtlichen Sauerstoffverlust (Δ Maximum am Abend und Minimum am Morgen des nächsten Tages) aus und trägt die Verluste bzw. Gewinne aus [ΔO_2 tags– ΔO_2 nachts] unter bzw. über einer gedachten Nulllinie auf (Bild 11.24 C), so wird deutlich, dass der tatsächliche Eintrag als echter Gewinn gering ist und die Verluste anscheinend überwiegen. In Bild 11.24 D sind die Werte ΔO_2 tags und ΔO_2 nachts gleichlaufend abgetragen; es erscheinen positive (punktierte = Gewinn) und negative (schraffierte Flächen = Verluste) Größen etwa gleich. Bild 11.24 E dient zur Kontrolle: die Monatsganglinie, erhalten durch Addition (bei Gewinn) bzw. Subtraktion (bei Verlusten) der täglichen Befunde zum Vortageswert und ausgehend von einem O_2 -Wert von $13,6 \text{ mg/l}$ am 1.5. muss nahezu identisch sein mit den Tagesmittelwerten. Eine längere Schönwetterperiode und das

Fehlen von Rotatorien und Crustaceen sind erforderlich, um ein ungestörtes Wachstum des Phytoplanktons und nenneswerten O_2 -Gewinn aus der Sauerstoffproduktion zu erhalten.

11.2.1.3 Ein- und zweiparametrische Modelle für den Sauerstoffhaushalt

Die Aufstellung von Bewirtschaftungsplänen für Oberflächengewässer erfordert die mengen- und gütemäßige Einstufung der Flüsse unter Berücksichtigung der aktuellen und künftigen Nutzungen. Mit mathematischen Modellen können der künftige Zustand des Gewässers abgeschätzt und die Güteparameter für Flussabschnitte ohne Messstellen interpoliert werden. Für den Gewässerschutz bildet die Erfassung aller Reaktionen und Einschätzung möglicher Veränderungen, die sich in einem Gewässer als Folge von Einleitungen (Abwasser oder Abwärme) oder durch Schutzmaßnahmen einstellen werden, eine wichtige Grundlage für eine optimierte Gütewirtschaft.

Erste Modellierungen des Sauerstoffhaushalts begannen vor 80 Jahren, so dass heute eine Reihe von Modellen für unterschiedliche Aufgaben und Flusstypen existiert. Rechenmodelle zur Prognostizierung des Sauerstoffgehaltes, der organischen Belastung und der Wassertemperatur geben theoretisch keine grundsätzlichen Probleme auf. Zur Modellierung müssen die wichtigsten Ablaufvorgänge im Fließgewässer in Abhängigkeit von der Aufgabenstellung vereinfacht dargestellt werden, wobei verschiedene Parameter für die Beurteilung wichtig sind.

Bevor Modelle für die Wassergüte ausgewählt und angewendet werden, ist die Festlegung maßgeblicher Lastfälle bezüglich Abfluss, Temperatur und eingeleiteter Substanzen sowie die richtige Auswahl und Einschätzung der Größenordnung von repräsentativen Parametern, die durch Messungen hinreichend belegt sein sollen, wichtig. Bei deterministischen Modellen, die für eine einzige Lastfallsituation eingesetzt werden, z.B. ein Niedrigwasserabfluss von 20 Tagen Unterschreitungsdauer im Jahr, werden die zeitlichen Schwankungen nicht sichtbar, was aber für die Vorhersage der Wahrscheinlichkeit von Güteparametern notwendig ist. Bei der Konzeption als zeitreihenorientiertes Modell werden die systematischen Schwankungen des Wassergütezustandes durch Ablauf von Kläranlagen, photosynthetische Effekte durch Sonneneinstrahlung usw. berücksichtigt. Wenn die Datenlage infolge eingeschränkter Verfügbarkeit von meteorologischen Beobachtungen und Wassergütemessungen lückenhaft ist, müssen ersatzweise stochastische Komponenten eingeführt werden, wodurch das Ergebnis mit einer Wahrscheinlichkeitsaussage behaftet ist.

Deterministische Modelle gehen von der Massenbilanz aus, die mit der Transformation der Stoffe und ihrem Transport verknüpft wird. Transport und Transformation von eingeleiteten Schmutzstoffen in einem Fluss können für ein Flusssigkeitsvolumen der Masse 1 und der Konzentration C (g/l) mit der Gleichung zur Erhaltung der Masse als zeitliche Veränderung der Konzentration angegeben werden zu [11.59] (Bild 11.25):

a.) Massenbilanz an einem Einheitsvolumen

$$\begin{aligned}
 (\delta C / \delta t) \cdot dx \cdot dy \cdot dz = & [(v_x C) + E_x] dydz + [v_y C + E_y] dx dz + [v_z C + E_z] dx dy \\
 & - \left[(v_x C) + E_x + \frac{\delta[(v_x C) + E_x]}{\delta x} dx \right] dydz, \\
 & - \left[(v_y C) + E_y + \frac{\delta[(v_y C) + E_y]}{\delta y} dy \right] dx dz, \\
 & - \left[(v_z C) + E_z + \frac{\delta[(v_z C) + E_z]}{\delta z} dz \right] dx dz.
 \end{aligned} \quad (11.68)$$

Wird Gl. 11.68 durch das elementare Volumenelement dividiert und werden interne und externe Quellen und Senken berücksichtigt erhält man für den Transformationsprozess:

$$\begin{aligned}
 & \text{dispersiver Transport} \qquad \qquad \qquad \text{advektiver Transport} \\
 & \uparrow \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \uparrow \\
 & \overline{\delta C / \delta t = D_x(\delta^2 C / \delta x^2) + D_y(\delta^2 C / \delta y^2) + D_z(\delta^2 C / \delta z^2) - v_x(\delta C / \delta x) - v_y(\delta C / \delta y) - v_z(\delta C / \delta z)} \\
 & \pm \sum_i \varphi(C) \pm \sum_i \Phi(C_j) \pm S(x, y, z, t) \\
 & \downarrow \qquad \qquad \qquad \downarrow \\
 & \text{interne Reaktionen} \qquad \text{externe Quellen und Senken}
 \end{aligned} \quad (11.68a)$$

$E_x = D_x(\delta C / \delta t)$: disperser Massenfluss in x-Richtung in $ML^{-2}T^{-1}$

C : Konzentration eines Inhaltstoffes $[ML^{-3}]$,

D_x, D_y, D_z : Dispersionskoeffizienten $[L^2T^{-1}]$ in x-, y- und z-Richtung,

v_x, v_y, v_z : Fließgeschwindigkeit $[LT^{-1}]$ in x-, y- und z-Richtung,

$S(x, y, z, t)$: Externe Quellen und Senken, die zeit- oder / und ortsabhängig sein können $[ML^{-3}T^{-1}]$, z.B. Einleitungen oder Entnahmen,

$\Sigma \varphi(C)$: Interne Prozesse (Quellen oder Senken) der Substanz C, die als Funktion von C ausgedrückt werden können $[ML^{-3}T^{-1}]$,

$\Sigma \Phi(C_j)$: interne Transformationsprozesse, die als Funktion der Konzentration der Substanzen, jedoch nicht als $f(C)$ ausgedrückt werden können $[ML^{-3}T^{-1}]$.

Dispersion tritt auf, wenn ein Konzentrationsgefälle vorhanden ist. Der Begriff Dispersion bezieht sich auf Lösungsfrachten, Gehalt an suspendiertem Material oder Wärmeinhalt. Formal sind keine Unterschiede in den Gleichungsansätzen für die Dispersion und turbulente Diffusion. Als Folge der longitudinalen Dispersion wird z.B. eine Konzentrationsspitze nach flussabwärts abgeflacht; als laterale Dispersion bewirkt sie die Durchmischung und Ausbreitung des Stoffes aus einer punktförmigen Einleitungsquelle über die Flussbreite.

Ein Transport liegt als Dispersion vor, wenn der Ein- oder Austritt infolge des Zusammenwirkens aus molekularer und turbulenter Diffusion stattfinden. Beide

Effekte werden durch pulsierende Bewegungen verursacht: bei der molekularen Diffusion durch die thermisch hervorgerufene Molekularbewegung (Brownsche Bewegung) sowie bei der turbulenten Diffusion durch die Pulsation der Fließgeschwindigkeit um ihren Mittelwert, die durch Turbulenz verursacht wird. Bei einer Strömung mit voll ausgebildeter Turbulenz kann also die molekulare Diffusion vernachlässigt werden. Beide Phänomene werden durch das Gesetz nach Fick be-

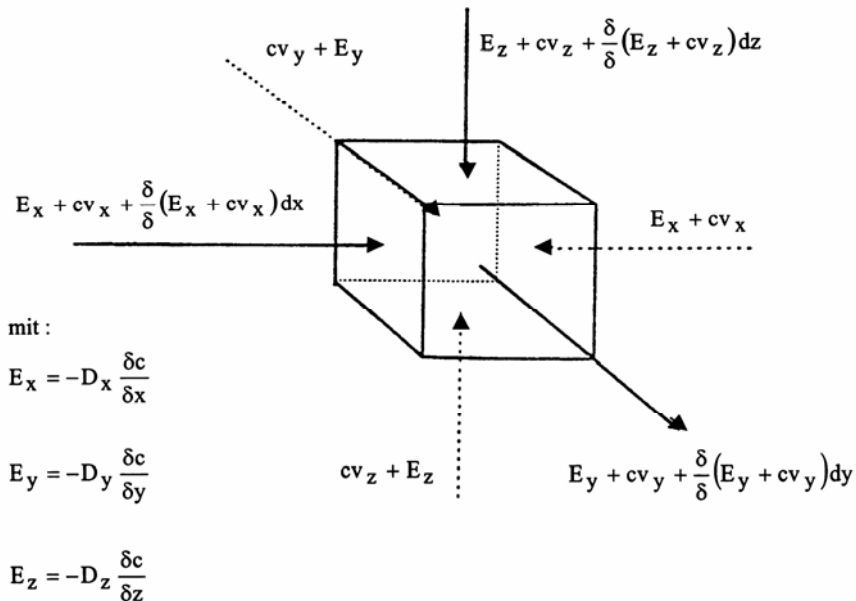


Abb. 11.25. Massenbilanz am Volumenelement; E_x , E_y , E_z als dispersiver Massentransport und $C \cdot v_x$, $C \cdot v_y$, $C \cdot v_z$ als advektiver Massentransport [$\text{ML}^{-2}\text{T}^{-1}$] für die Dispersionskoeffizienten D , Konzentration C und Fließgeschwindigkeit v

schrieben, wonach der Massentransport in Richtung des Gradienten der Konzentration proportional ist zu dem Gradienten der Konzentration selbst (s. Gl. 11.19). Die Effekte beider Phänomene werden zweckmäßig zusammengefasst und als Dispersion bezeichnet.

Wegen der Komplexität des Dispersionsvorganges ist die theoretische Ableitung eines Dispersionskoeffizienten nur in Sonderfällen möglich. Rechnerisch erfaßbar sind Durchmischungsvorgänge, die nur den Einfluss der Turbulenz berücksichtigen. Anstelle des hydraulisch begründeten Massenaustausch-Koeffizienten, der von dem Mischungsweg und der Austauschgeschwindigkeit abhängt, wird der Dispersionskoeffizient D (m^2/s) gesetzt. Ein advektiver Transport findet statt, wenn die betrachtete Substanz mit dem Wasserfluss in das oder aus dem Volumenelement tritt.

Interne Reaktionen sind die Auswirkungen verschiedener physikalischer, chemischer, biochemischer und biologischer Prozesse, die zur Umwandlung der be-

trachteten Substanz innerhalb des Wasserkörpers führen. Ein Verlust in dem Wasserkörper entsteht, wenn Substanzen durch biologische Aufnahme oder durch chemisch-biologische Zerlegung verringert werden. Ein Gewinn an Substanz wird verursacht durch Wachstumsprozesse der lebenden Organismen oder durch Zunahme einer Substanz auf Kosten einer anderen durch chemische oder biochemische Reaktionen, z.B. bei der Nitrifikation. Diese Prozesse werden als interne Quellen oder Senken bezeichnet.

Externe Quellen stammen aus punktuelle Einleitungen, oder nicht-punktuelle (diffuse) Einträge über die Oberflächenabschwemmungen, das Grundwasser oder durch Wasservögel. Externe Senken treten durch den Entzug von Substanz auf, z.B. durch Wasserentnahmen oder -ableitungen, Entkrautung und Abfischen.

Gl. 11.68 erfasst wechselseitige Zusammenhänge, die für jeden Stoff aufgestellt werden müssen. Als Ergebnis wird ein Satz von Differentialgleichungen erhalten, der das mathematische Modell des aquatischen Systems repräsentiert. Da die Prozesse in aquatischen Ökosystemen sehr komplex sind und die Anzahl der Parameter bzw. der Zustandsvariablen groß ist, besteht auch ein stark vereinfachtes Modell bereits aus einem Dutzend oder mehr Gleichungen, die für jede Zustandsvariable C_j angegeben werden. Zusätzlich sind meist noch eine Reihe von Untermodellen notwendig, mit denen die internen Prozesse nachgebildet werden.

Viele Transformationsprozesse können mit dem gleichen Typ von kinematischer Gleichung beschrieben werden, z.B. die kinetische Reaktion ersten Grades und die Nahrungslimitierung nach Michaelis-Menten. Einfacher ist die Beschreibung der Transportprozesse, bei welchen die gleichen hydraulischen bzw. hydrodynamischen Ansätze vorherrschen. Einfache Sauerstoffmodelle begnügen sich in der Beschreibung des Sauerstoffverlaufs durch 1 oder 2 Parameter.

Bei sofortiger und völliger Durchmischung von Flusswasser und eingeleiteter Menge ist im durchmischten Flusswasser die Konzentration C_0 vorhanden:

$$C_0 = (C_E q_E + C_Z Q_Z) / (q_E + Q_Z) \quad (11.69)$$

C_E : Stoffkonzentration der Einleitung [ML^{-3}],

q_E : Zufluss der Einleitung [L^3T^{-1}],

C_Z : Stoffkonzentration des Oberwasserzuflusses [ML^{-3}],

Q_Z : Oberwasserzufluss im Fluss [L^3T^{-1}]

Ein einfaches Sauerstoffmodell wird erhalten, wenn in Gl. 11.68 vereinfacht nur die Reaktionskinetik betrachtet wird. Dabei wird die Dispersion vernachlässigt und eine völlige Durchmischung von Flusswasser und Einleitung angenommen. Wird der konvektive Transport in transversaler Richtung y und in vertikaler Richtung z als bedeutungslos angesehen, verbleibt der advective Transport in x -Richtung und Gl. 11.68 lautet:

$$v_x (dC / dx) = \pm \text{interne Reaktionen.} \quad (11.70)$$

Wird die Fließzeit $t = x/v_x$ eingeführt, lautet Gl. 11.70:

$$dC / dt = \pm \text{interne Reaktionen.} \quad (11.71)$$

Für den Abbau von organischem Material und die Belüftung werden Annahmen getroffen; z.B. wird die Rate der biochemischen Oxidation des organischen Materials proportional zur verbleibenden Konzentration an nicht oxidierte Substanz angesetzt [11.57]:

$$dC_1 / dt = K_1 C_1 \quad (11.72)$$

C_1 : Gehalt an organischem Stoff im Wasser; z.B. als BSB in $[ML^{-3}]$, oft als L_t bezeichnet,

K_1 : Koeffizient der biochemischen Abbaurrate (Selbstreinigungsbeiwert) $[T^{-1}]$.

Für die Anfangsbedingung $C_1 = C_{10}$ für $t = 0$ und $x = 0$ ergibt die Integration von Gl. 11.72:

$$C_1 = C_{10} \cdot \exp(-K_1 \cdot t), \quad (11.73)$$

wobei C_{10} die Anfangskonzentration der biologisch abbaubaren Substanz im Fluss unterhalb der Einleitungsstelle nach Gl. 11.68 ist.

Die K_1 -Werte einzelner Flüsse variieren zwischen $0,1 < K_1 < 3 \text{ d}^{-1}$. Sie schwanken auch in einem Fluss stark, z.B. im Neckar [11.58]. Die Abbaugeschwindigkeit im Fluss ist größer als der Wert, der im Labor bestimmt wird, da sie in der Natur durch Sedimentation, Adsorption und biologisches Wachstum an der Gewässer-sohle vergrößert wird.

K_1 wird auf eine Wassertemperatur von $T = 20^\circ\text{C}$ bezogen. Für andere Wassertemperaturen T wird folgende Umrechnung benutzt:

$$K_{1(T^\circ)} = K_{1(20^\circ\text{C})} \cdot 1,05^{(T-20)} \quad \text{für } 10^\circ < T < 30^\circ\text{C}. \quad (11.74)$$

Das Sauerstoffdefizit $C_2 = D$ ist die Differenz zwischen Sättigungswert C_s und aktuellem Sauerstoffgehalt C : $C_2 = C_s - C$ (s. Gl. 11.18). Der Sauerstoffgehalt der Luft ist unter Gleichgewichtsbedingungen mehr als 25-mal so hoch wie der des Wassers. Die O_2 -Aufnahme ist dem jeweils herrschenden Defizit proportional. Unter der Annahme, dass die Belüftung proportional zum Defizit ist, wird der gekoppelte Prozess der biochemischen Zersetzung und der entgegengesetzt wirkenden Wiederbelüftung angegeben mit:

$$dC_2 / dt = K_1 C_1 - K_2 C_2. \quad (11.75)$$

Für die Anfangsbedingungen $x = 0$, $t = 0$ und $C_1 = C_{10}$ ergibt die Integration von Gl. 11.75:

$$C_2 = [K_1 C_{10} / (K_2 - K_1)] [\exp(-K_1 t) - \exp(-K_2 t)] + C_{20} [\exp(-K_2 t)] \quad (11.76)$$

K_2 : Belüftungsrate $[T^{-1}]$, d.h. Geschwindigkeitsbeiwert in d^{-1} für die Sauerstoffaufnahme aus der Atmosphäre; Wertebereich: $0,2 < k_2 < 1,2 \text{ d}^{-1}$,

C_{20} : Anfangsdefizit an Sauerstoff im Fluss unterhalb der Einleitungsstelle ($x = 0$). Meist wird das Sauerstoffdefizit mit D bezeichnet, d.h. $D_t = C_2$ bzw. $D_0 = C_{20}$.

Für den Sonderfall $K_1 = K_2$ existiert die Lösung

$$C_2 = (K_1 t \cdot C_{10} + C_{20}) \exp(-K_1 t). \quad (11.77)$$

Wird stellvertretend für die Belastung der BSB = L_t angesehen, lautet Gl. 11.73 für die Anfangskonzentration $C_{10} = L_0$ [11.56]:

$$L_t = L_0 \cdot \exp(-K_1 t) \quad \text{bzw.} \quad L_0 = L_t [1 - \exp(-K_1 t)]. \quad (11.78)$$

Für $t = 5$ Tage wird erhalten:

$$L_5 = L_0 \exp(-K_1 \cdot 5) \quad \text{und} \quad \text{BSB}_5 = L_0 - L_5 = L_0 [1 - \exp(-K_1 \cdot 5)]. \quad (11.79)$$

Ist D das O_2 -Defizit und L der biochemische Sauerstoffbedarf, wird Gl. 11.71 zu [11.57]:

$$dD/dt = K_1 \cdot L - K_2 \cdot D \quad \text{und} \quad dL/dt = -K_1 \cdot L \quad (11.80)$$

D : Sauerstoffsättigungsdefizit in mg/l, $D = C_s - C$,

C : aktueller Gehalt an gelöstem Sauerstoff im Wasser in mg/l,

C_s : Sauerstoffsättigungswert, abhängig von der Wassertemperatur in mg/l,

t : Zeit in d,

L : aktueller Gehalt an leicht abbaubarer Substanz (Substrat) im Sauerstoffäquivalent als BSB₅ in mg/l, (theoretisch entspricht L dem gesamten BSB der ersten Abbaustufe),

K_1 : Geschwindigkeitsbeiwert der ersten Substratoxidation (Substratatmung) in d^{-1} ,

K_2 : Geschwindigkeitsbeiwert des Sauerstoffeintrags aus der Atmosphäre in d^{-1} .

Für Parameter $K_1 = \text{konst.}$ und $K_2 = \text{konst.}$ erhält man nach Integration von Gl. 11.80 für die Anfangsbedingungen: $D_0 = D(t=0)$ und $L_0 = L(t=0)$:

$$D(t) = [(K_1 L_0) / (K_2 - K_1)] [(\exp(-K_1 t) - \exp(-K_2 t))] + D_0 \exp(-K_2 t),$$

$$L(t) = L_0 \cdot \exp(-K_1 t). \quad (11.81)$$

L_0 ist der gesamte BSB, häufig als BSB₂₀ angesetzt; $L(t)$ entspricht dem BSB zum Zeitpunkt t . L_0 und D_0 werden bei Einleitungen nach Gl. 11.72 berechnet.

Der minimale O_2 -Gehalt wird erhalten durch Nullsetzen der Ableitung von Gl. 11.75:

$$dC_2/dt = K_1 C_1 - K_2 C_2 = 0, \quad (\text{Minimumbedingung: } d^2 C_2 / dt^2 > 0). \quad (11.82)$$

Das Minimum der Kurve entspricht dem kritischen *Sauerstoffdefizit* $C_{2\text{krit}}$ und beträgt:

$$C_{2\text{krit}} = (K_1 / K_2) C_{10} \exp(-K_1 t_{\text{krit}}) \quad \text{bzw.}$$

$$D_{\text{krit}} = (K_1 / K_2) L_0 \exp(-K_1 \cdot t_{\text{krit}}). \quad (11.83)$$

Die *kritische Fließzeit* t_{krit} ist die Fließzeit bis zum Zeitpunkt der minimalen Sauerstoffkonzentration (Bild 11.26):

$$t_{\text{krit}} = \frac{1}{(K_2 - K_1)} \ln \frac{K_2}{K_1} \left(1 - \frac{D_0 \cdot (K_2 - K_1)}{L_0 \cdot K_1} \right) \quad (11.84)$$

mit $D_0 = C_{20}$ und $L_0 = C_{10}$.

Bei Verwendung von dekadischen Logarithmen wird erhalten:

$$D(t) = [k_1 L_0 / (k_2 - k_1)] \cdot (10^{-k_1 t} - 10^{-k_2 t}) + D_0 10^{-k_2 t} \quad (11.85)$$

$k_1 = 0,434 K_1$,

$k_2 = 0,434 K_2$,

$D(t)$: Sauerstoffdefizit zur Zeit t .

Wird der Selbstreinigungsfaktor $f = k_2/k_1$ nach [11.56] eingeführt, vereinfachen sich Gl. 11.83 und 11.84 für dekadische Logarithmen zu:

$$t_{\text{krit}} = \frac{1}{k_1(f-1)} \cdot \log \left[f(1-(f-1)) \frac{D_0}{L_0} \right] \quad \text{mit } f = k_2/k_1, \quad (11.86)$$

$$D_{\text{krit}} = (L_0/f) \cdot 10^{-k_1 t_{\text{krit}}} \quad \text{mit } k_1 = 0,434 K_1 \quad \text{und } k_2 = 0,434 K_2. \quad (11.87)$$

Der Wendepunkt t_w , fällt mit dem Zeitpunkt des maximalen Sauerstoffanstiegs zusammen:

$$t_w = [1/(k_2 - k_1)] \ln \left\{ [k_2^2/k_1^2] [1 + (D_0/L_0)(1 - [k_2/k_1])] \right\}. \quad (11.88)$$

Gl. 11.75 bzw. 11.82 ist das Modell nach Streeter und Phelps. Es beruht auf den Annahmen, dass bei der Selbstreinigung nur zwei Vorgänge ablaufen: der aerobe Abbau organischer Substanz durch Bakterien sowie der Sauerstoffeintrag aus der Atmosphäre.

Tabelle 11.14. Empirische Formeln zur Berechnung von K_2 in d^{-1} für 20 °C Wassertemperatur [11.20]

Formel	Autor
1.) Ansatz: $K_2 = c \cdot v^n H^{-m}$ mit v : Fließgeschwindigkeit in m/s und H : Wassertiefe [m]	
$K_2 = 6,5 v H^{-2}$	Streeter & Phelps
$K_2 = 5,03 v^{0,969} H^{-1,673}$ mit $0,5 < v < 1,5$ m/s und $0,65 < H < 3,5$ m	Churchill (1962)
$K_2 = 5,35 v^{0,670} H^{-1,85}$ mit $0,03 < v < 1,5$ m/s und $0,12 < H < 3,5$ m	Owens (1964)
$K_2 = 2,148 v^{0,878} H^{-1,48}$	Jolonkai (1994)
$K_2 = 2,17 v^{0,97} \cdot H^{-1,67}$	
$K_2 = 2,26 v \cdot R^{-0,667} \quad R \approx H$	
$K_2 = a/H$	Wolf
a: Sauerstoffübergangszahl, $a = (3+40/k_s)v/H+0,5$	
k_s : Rauheit n. Manning Strickler [$m^{1/3}/s$]	
$K_2 = b/H^{1,7}$	
b: Sauerstoffübergangszahl, $b = (3+40/k_s)(v^{0,7}+0,5H^{0,7})$	Hajek
für $H < 0,3$ m und $T = 20$ °C: $50g \text{ O}_2/(m^3 d) = \text{konstant}$	
2.) Ansatz: $K_2 = f(J, T)$ mit J : Sohlgefälle [m/m] und T : Fließzeit [d],	
$K_2 = 0,116 + 2148 J^{1,2}$	Foree
$K_2 = 4,8 J^{0,25} / H^{1,25}$	O' Connor u. Dobbins
$K_2 = 13600 \cdot J \cdot v$	Tsivogluo u. Wallace

Tabelle 11.15. Bereiche der Werte des Verhältnisses $K_2/K_1 = f$ bei 20 °C nach Fair [11.54, 11.56]:

Beschreibung des Wasserkörpers	K_2/K_1
kleines stehendes Gewässer	0,5 – 1,0
träge fließender Strom, großes stehendes Gewässer	1,0 – 2,0
großer langsam fließender Fluss	1,5 – 2,0
großer Fluss mit mittlerer Geschwindigkeit	2,0 – 3,0
schnell fließender Fluss	3,0 – 5,0
Stromschnellen, Wasserfälle	$\geq 5,0$

Beim biologischen Abbau und bei der Belüftung handelt es sich um Reaktionen erster Ordnung, welche die einzigen zu berücksichtigenden Prozesse darstellen. Die Reaktionsgeschwindigkeit wird als unabhängig von der Konzentration des Sauerstoffs im Wasser angenommen. Außerdem existiert eine Verschmutzungsquelle von konstanter Einleitungsmenge. Der Abfluss im Fluss ist konstant, wird also nicht durch Nebenflüsse vergrößert. Im Durchflussquerschnitt ist ausreichende Turbulenz vorhanden, so dass BSB- und O_2 -Gehalt sofort und gleichförmig über den Querschnitt verteilt sind. Dieses Modell gilt für Tageswerte und ist für kleine Flüsse oft eine zu weitgehende Vereinfachung.

Für die Anwendung des Modells nach Streeter & Phelps müssen die Koeffizienten K_1 und K_2 bekannt sein. Wenn an zwei Flussquerschnitten A und B die BSB-Werte gemessen wurden, kann der Koeffizient K_1 bestimmt werden zu:

$$K_1 = (1/T) \ln(C_{1A} / C_{1B}) \quad (11.89)$$

T : Fließzeit von A nach B in Tagen,

C_{1A}, C_{1B} : BSB-Konzentration bei A (flussauf) und B (flussab) in mg/l.

Zur Auswertung von Gl. 11.89 werden die Messwerte auf logarithmischem Papier aufgetragen und ausgeglichen. Die Steigung der Ausgleichsgeraden entspricht der Abbaurrate K_1 .

Der Koeffizient K_2 hängt insbesondere von den hydraulischen Eigenschaften des Flusses ab, wie Wassertiefe H und Geschwindigkeit v (Tab. 11.14). K_2 sollte durch Messungen bestimmt werden, da die ausschließliche Verwendung von Literaturwerten zu Widersprüchen führen kann. Ist K_1 durch BSB Messungen bestimmt, kann K_2 aus Gl. 11.81 durch Kurvenanpassung bestimmt werden, da gilt $dD/dt = -K_2D$, und aus der Integration folgt:

$$D(t) = D_0 \cdot \exp(-K_2 t) \quad \text{bzw.} \quad K_2 = (2,3/t)(\log D_0 - \log D_t). \quad (11.90)$$

Wird das Sauerstoffdefizit D von zwei beliebig aufeinanderfolgenden Messungen auf einer in dekadische Logarithmen geteilten Achse gegen eine Zeitachse aufgetragen, erhält man D als $2,3 \tan a$, wobei a der Anstieg der Ausgleichsgeraden ist. K_2 ändert sich mit dem Durchfluss. Das Verhältnis von K_2/K_1 sollte in einem Bereich zwischen 0,5 und 5,0 liegen (s. Tab. 11.15).

Die Werte des Koeffizienten K_2 hängen auch von der Wassertemperatur T ab. Meist wird von einer Referenztemperatur von $T = 20$ °C ausgegangen. Die Um-

rechnung des Belüftungskoeffizienten K_2 bei beliebiger Temperatur T kann wie folgt vorgenommen werden [11.20]:

$$K_{2(T)} = K_{2(20^\circ)} \cdot e^{\alpha(T-20)}; \text{ z.B. } K_{2(T)} = K_{2(20^\circ\text{C})} \cdot 1,0241^{(T-20)} \quad (11.91)$$

α : Konstante; $\alpha = 0,024^\circ$ pro $^\circ\text{C}$ für $15^\circ < T < 25^\circ\text{C}$.

Als Beispiel soll die Anwendung des Modells von Streeter und Phelps für den Verlauf des Sauerstoffgehalts gezeigt werden. In einem großen Fluss von mittlerer konstanter Fließgeschwindigkeit $v = 0,3$ m/s und einer Wassertiefe von 2 m liegen bei gleichbleibendem Abfluss folgende Werte vor: $\text{BSB} = L_0 = 20$ mg/l, O_2 -Gehalt = $D_0 = 6$ mg/l, $K_1 = 0,35$ d $^{-1}$ und $K_2 = 0,70$ d $^{-1}$. Gesucht wird die Konzentration an BSB und Sauerstoff nach 1, 2 und 3 Tagen Fließzeit. Auf der betrachteten Fließstrecke sollen keine bedeutenden Nebenflüsse und Einleitungen einmünden. Die Wassertemperatur soll für den gesamten Bereich als konstant mit $t = 22^\circ\text{C}$ angenommen werden.

Lösung: Der C_S -Wert beträgt für $T = 22^\circ\text{C}$ nach Gl. 11.18 $C_S \approx 9$ mg/l, damit wird: $D_0 = C_S - C_0 = 9 - 6 = 3$ mg/l. Für $L_0 = 20$ mg/l werden die Gleichungen $L(t) = L_0 \exp(-K_1 t)$ und $D(t) = D_0 \exp(-K_2 t) + [(K_1 L_0)/(K_2 - K_1)] [\exp(-K_1 t) - \exp(-K_2 t)]$ tabellarisch berechnet. Für $t = 1$ d wird die Länge des Flussabschnittes zu $x = 0,3 \cdot 86400 = 26$ km erhalten, entsprechend für die Zeitschritte $t = 2$ d: $x = 52$ km; $t = 3$ d: $x = 78$ km. Die Ergebnisse ermöglichen eine erste Einstufung der zu erwartenden Gewässergüte bezüglich des O_2 -Gehalts (vergl. Bild 11.26).

Berechnungsgröße	Maß- einheit	Ergebnisse für Zeitschritte		
		1d	2d	3d
$L(t) = L_0 \exp(-K_1 t)$	mg/l	14,09	9,93	7,00
$D(t) = D_0 \cdot \exp(-K_2 t) + \frac{K_1 \cdot L_0}{(K_2 - K_1)} [\exp(-K_1 t) - \exp(-K_2 t)]$	mg/l	5,65	5,74	4,92
$\text{O}_2\text{-Gehalt} = C(t) = C_S - D(t)$	mg/l	3,35	3,26	4,08

Als weiteres Beispiel soll die Berechnung des minimalen Sauerstoffgehaltes unterhalb einer Einleitung vorgenommen werden. In einem Fluss ($C_Z = \text{BSB} = 4$ mg/l; O_2 -Gehalt = 5 mg/l) wird bei Niedrigwasserabfluss von $Q_Z = 1$ m ^{3} /s und einer Wassertemperatur von $T = 23^\circ\text{C}$, biologisch behandeltes Abwasser eingeleitet werden. Die Einleitungsmenge ($C_E = \text{BSB}_5 = 40$ mg/l und $\text{O}_2 = 2$ mg/l bei 20°C) ist $Q_E = 14400$ m ^{3} /d; die Einleitungstemperatur 25°C . Die mittlere Fließgeschwindigkeit im Fluss beträgt $v = 0,57$ m/s, die Wassertiefe $H = 2$ m. Der Wert K_1 beträgt $0,30$ d $^{-1}$, und die Einleitungsmenge ($C_E = \text{BSB}_5 = 40$ mg/l und $\text{O}_2 = 2$ mg/l bei 20°C) $Q_E = 14400$ m ^{3} /d. Die Einleitungstemperatur ist 25°C . Gesucht sind der kritische Sauerstoffgehalt und die kritische Entfernung t_{krit} von der Einleitungsstelle, wenn sofort eine vollständige Durchmischung erfolgt.

Für K_2 wird nach Tab. 11.14:

$$K_{2(20^\circ\text{C})} = 2,26 v / R^{2/3} (\text{d}^{-1}) = 2,26 \cdot 0,57 / 2^{2/3} = 0,81 \text{d}^{-1}.$$

Die Temperatur nach Durchmischung beträgt:

$$\frac{1000 \cdot 23 + 14400 / 86,4 \cdot 25}{1000 + 14400 / 86,4} = \frac{27175}{1167} = 23,3 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$K_1 \text{ bei } 23,3 \text{ }^{\circ}\text{C} = 0,30 \cdot 1,05^{(23,3-20)} = 0,35 \text{ d}^{-1};$$

$$K_2 \text{ bei } 23,3 \text{ }^{\circ}\text{C} = 0,81 \cdot e^{0,024(23,3-20)} = 0,88 \text{ d}^{-1}.$$

Die Mischung von Flusswasser (Q_Z , C_Z) und Abwasser (Q_E , C_E) ergibt nach Gl. 11.69 einen BSB_5 von:

$$BSB_5 = \frac{Q_E \cdot C_E + Q_Z \cdot C_Z}{Q_E + Q_Z} = \frac{(14400 / 86,4) \cdot 40 + 1000 \cdot 4}{1000 + 14400 / 86,4} = \frac{10667}{1167} = 9,14 \text{ mg/l}$$

Nach Gl. 11.79 ist: $BSB_5 = L_0 - L_5 = L_0[1 - \exp(-K_1 \cdot 5)]$;

$$L_0 = BSB_5 / [1 - \exp(-K_1 \cdot 5)];$$

$$L_0 = 9,14 / [1 - \exp(-30 \cdot 5)] = 9,14 / 0,776 = 11,714 \text{ mg/l (vergl. Gl. 11.78)}.$$

Der O_2 -Gehalt nach Durchmischung beträgt:

$$\frac{1000 \cdot 5 + (14400 / 86,4) \cdot 2}{1000 + 14400 / 86,4} = \frac{5333}{1167} = 4,57 \text{ mg/l}$$

Anfangsdefizit an O_2 : $D_0 = C_s - C_t = 8,45 - 4,57 = 3,88 \text{ mg/l}$.

Kritische Zeit:

$$t_{\text{krit}} = \frac{1}{K_2 - K_1} \ln \left[\frac{K_2}{K_1} \cdot \left(1 - \frac{(K_2 - K_1) \cdot D_0}{K_1 \cdot L_0} \right) \right] \quad (\text{s. Gl. 11.83})$$

$$t_{\text{krit}} = \frac{1}{0,88 - 0,35} \ln \left[\frac{0,88}{0,35} - \left(1 - \frac{4(0,88 - 0,35)}{11,7 \cdot 0,35} \right) \right] = \frac{0,1928}{0,53} = 0,36 \text{ d} \approx 9 \text{ h}$$

Kritisches Sauerstoffdefizit:

$$D_{\text{krit}} = \frac{K_1}{K_2} \cdot L_0 \cdot e^{-K_1 \cdot t_{\text{krit}}} = \frac{0,35 \cdot 11,7}{0,88} \cdot e^{-0,35 \cdot 0,36} = 4,10 \text{ mg/l}$$

Der minimale Sauerstoffgehalt beträgt $8,45 - 4,10 = 4,4 \text{ mg/l}$; er tritt an einer Stelle auf, die $0,57 \cdot 3600 \cdot 24 \cdot 0,36 = 17729 \text{ m} \approx 18 \text{ km}$ unterhalb der Einleitung liegt.

11.2.1.4 Erweitertes Modell für den Sauerstoffgehalt

Der Ansatz von Streeter und Phelps wurde in mehreren modifizierten Formen verwendet (Zusammenstellung in [11.53]). Verbesserungen zielen im Wesentlichen auf die Erweiterung der Annahmen von Streeter und Phelps hin und machen den Abbauprozess abhängig von der Bakterien- und Substratausgangskonzentration, und die Reaktionsgeschwindigkeit ist variabel.

Eine Erweiterung von Gl. 11.81 erfolgt durch hydromechanische Ansätze sowie durch Berücksichtigung weiterer Faktoren, die den Sauerstoffverbrauch beeinflussen. Einige Größen unterliegen täglichen Schwankungen und erfordern die Berechnung in kürzeren Zeitschritten. Ihre Abhängigkeit von der Wassertemperatur setzt die Kenntnis des Wärmehaushalts voraus. Wird völlige Durchmischung über dem Querschnitt angenommen und der longitudinale Dispersionskoeffizient $D_L = D_x$ als konstant angesehen, vereinfacht sich die Dispersionsgleichung (Gl. 11.73) zu:

$$\frac{\delta C}{\delta t} + v_x \cdot \left(\frac{\delta C}{\delta x} \right) = D_x \cdot \left(\frac{\delta^2 C}{\delta x^2} \right). \quad (11.92)$$

Wird für die Konzentration C das Sauerstoffdefizit D eingeführt, kann man unter Vernachlässigung der vertikalen Dispersion die Sauerstoffbilanzgleichung in der folgenden Form erweitern [11.54, 11.55, 11.60]:

$$\frac{\delta D}{\delta t} + v \cdot \frac{\delta D}{\delta x} - D_x \cdot \frac{\delta^2 D}{\delta x^2} = K_1 \cdot L - K_2 \cdot D + K_3 \cdot N - P + R + R_S$$

Konzentrationsänderung Transport-term Längsdurchmischung biochemischer Abbau atmosph. Belüftung Verbrauch durch Nitrifikation R: Respiration P: Photosynthese Verbrauch durch Sediment

(11.93)

D : Sauerstoffdefizit,

v : Fließgeschwindigkeit,

t : Zeit,

x : Fließstrecke (Ortskoordinaten),

D_x : Dispersionskoeffizient in x - Richtung (longitudinal),

K_1 : auf die Änderung des Sauerstoffgehalts (als Defizit D) bezogener Abbaukoeffizient,

L : Gehalt an leicht abbaubaren organischen Substanzen (BSB, als O_2 -Äquivalent) im Bereich der Abwassereinleitung zum Zeitpunkt $t = 0$,

K_2 : Geschwindigkeitsbeiwert der atmosphärischen Belüftung in d^{-1} ,

K_3 : auf die Änderung des Sauerstoffgehalts (als Defizit D) bezogener Abbaukoeffizient,

N : Stickstoff aus Gehalt an NH_4 -N und NO_2 -N,

P : photosynthetische O_2 -Produktion,

R : Respiration, O_2 -Verbrauch durch Atmung der Pflanzen und Tiere,

R_S : O_2 -Verbrauch durch Sediment.

Auf der linken Seite von Gl. 11.93 beschreibt der erste Term $\delta D/\delta t$ die Änderung der Substanzmenge D infolge einer Konzentrations- oder Volumenänderung. Der zweite Term beschreibt die Änderung der Substanzmenge durch Konzentrations- oder Volumenänderung entlang des Fließweges (Konvektionsterm). Der dritte

Term ist die Korrektur der Annahme völliger Durchmischung und gleichmäßiger

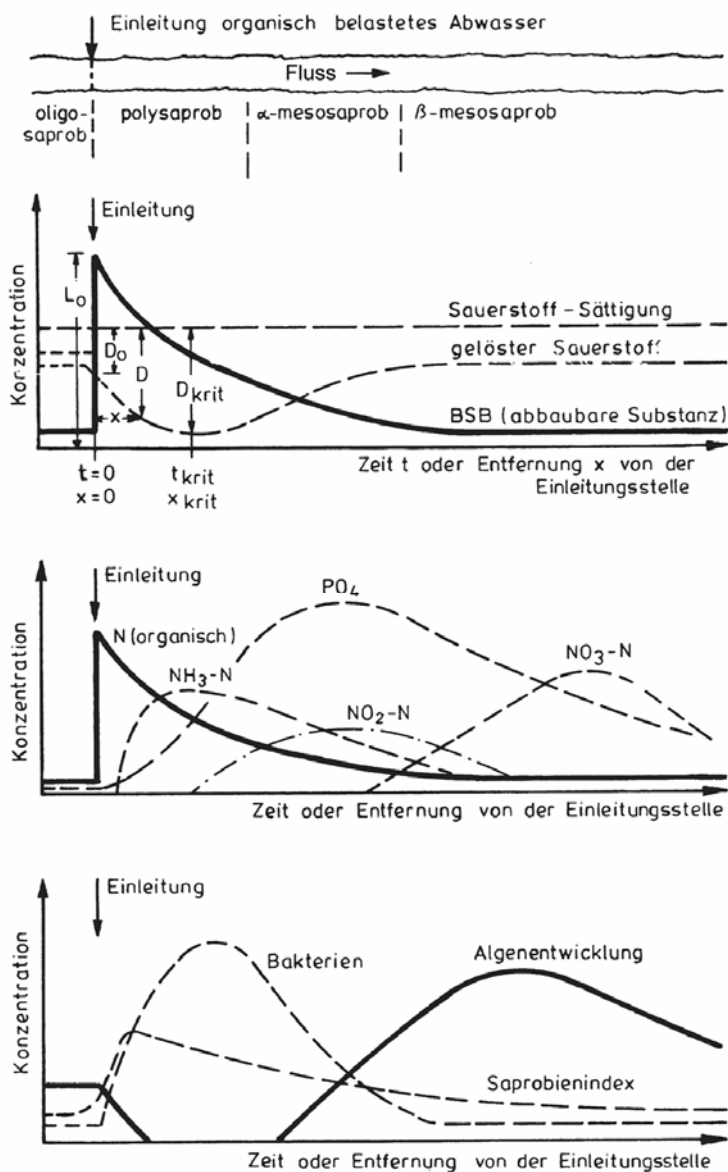


Abb. 11.26. Sauerstoffverlauf unterhalb einer Einleitung nach der Streeter & Phelps Gleichung und Veränderung der Wasserqualität unterhalb einer Einleitungsstelle (Schema bei konstantem Abfluss und unveränderlicher Wassertemperatur)

Konzentrationsverteilung im Querschnitt unter Verwendung des longitudinalen Dispersionskoeffizienten D_L .

Die rechte Seite der Gl. 11.93 erhält zusätzlich zu Gleichung 11.75 Summanden für den Sauerstoffverbrauch durch die Nitrifikation, die Photosynthese, die Respiration und das Sediment in Form von Bodenschlamm. Auf der rechten Seite ist der erste Term repräsentativ für eine Reaktionsrate erster Ordnung mit der Abbaurate des biochemischen Sauerstoffbedarfs K_1 . Der zweite Term, K_2 , gibt als Summenparameter die Belüftungsrate an. Die zusätzlichen Terme der rechten Seite behandeln die Aufschlüsselung der Abbauvorgänge in Kohlenstoff- und Stickstoffkomponenten sowie den Einfluss bei der Sedimentation bzw. Aufwirbelung von Bodenschlamm.

Die rechte Seite der Gl. 11.93 beschreibt den Abbau der Schmutzstoffe, der nicht gleichzeitig erfolgt (mehrstufiges Modell). Im Wesentlichen lassen sich folgende Stufen unterscheiden: In der ersten Stufe werden die organischen Substanzen zersetzt. In der zweiten oxidieren nitrifizierende Bakterien den NH_4^+ -Stickstoff zu NO_2^- -Stickstoff, und in der dritten Stufe wird NO_2^- -N zu NO_3^- -N aufoxidiert. Der prinzipielle Verlauf des Sauerstoff- und Stickstoffgehalts sowie der Bakterien und Algenkonzentration in Abhängigkeit von der Fließzeit bzw. Fließstrecke ist in Bild 11.26 dargestellt. Bei starker Belastung muss die Sauerstoffbilanz nach Gl. 11.82 um einen Term erweitert werden, der die Nitrifikation berücksichtigt:

$$dN/dt = K_3 \cdot N, \quad (11.94)$$

wobei sich N aus Gehalten an NH_4 -N und NO_2 -N zusammensetzt. Näherungsweise gilt:

$$N = 3\text{NH}_4 - N + \text{NO}_2 - N/4.$$

Die Nitrifikation kann als konstante, aber temperaturabhängige Rate K_3 eingeführt werden:

$$K_{3(T)} = K_{3(20^\circ\text{C})} \cdot K_T^{(T-20)} \quad \text{mit } 1,06 < K_T < 1,08. \quad (11.95)$$

Die um den Nitrifikationsterm erweiterte Gl. 11.82 lautet, wenn mit $D = C_2$ das Defizit und mit L die abbaubare Substanz als BSB bezeichnet werden.

$$dC_2/dt = dD/dt = K_1 \cdot L - K_2 D + aK_3 N_t. \quad (11.96)$$

Der Koeffizient a ist das Verhältnis zwischen der Ammonium-Konzentration und dem Sauerstoffverbrauch gemäß der chemischen Gleichung für die Nitrifikation und beträgt $a = 2,32/14 = 4,4$ mg O_2 pro mg Ammonium-N. Infolge der bakteriellen Assimilation des Ammoniums wird der Wert auf $a = 4,3$ mg O_2 pro mg Ammonium-N in der Praxis korrigiert (s. Kap. 11.1.3.3). Gl. 11.81 lautet dann (Werte s. Tab.11.16).

$$D = \frac{K_1 \cdot L_0}{K_2 - K_1} (e^{-K_1 t} - e^{-K_2 t}) + \frac{K_3 \cdot N_0}{K_2 - K_3} (e^{-K_3 t} - e^{-K_2 t}) + D_0 e^{-K_2 t}. \quad (11.97)$$

Die Photosynthese P hat eine Sauerstoffanreicherung des Wassers zur Folge; bei der Respiration R wird hingegen Sauerstoff verbraucht und CO₂ freigesetzt. P und R sind von Bedeutung im Sommerhalbjahr. Infolge ihrer Abhängigkeit von der Lichtintensität folgt die pflanzliche Assimilationstätigkeit dem Tag-Nacht-Rhyth-

Tabelle 11.16. Wertebereiche für K₁, K₃, N₀ und L₀ für Wassertemperaturen von T = 20 °C [11.21]

Art des Wassers	K ₁ (1/d)	K ₃ (1/d)	N ₀ (mg/l)	L ₀ (mg/l)
Trinkwasser	0,05–0,1	0,05	0–1	0–1
Flusswasser	0,05–0,15	0,05–0,10	0–2	0–5
Städt. Abwasser, biologisch behandelt	0,10–0,25	0,05–0,20	60–120	10–80
Städt. Abwasser, unbehandelt	0,35–0,40	0,15–0,20	80–130	150–250

mus. Die Wirkung ist tagsüber positiv, nachts infolge der Sauerstoffzehrung negativ.

Photosynthese P und Respiration R von grünen Pflanzen und Algen können wie folgt angesetzt werden:

$$P = a \cdot M \cdot I_k^b \quad \text{in } \text{gO}_2 / (\text{m}^3 \cdot \text{h}),$$

$$R = c \cdot M \cdot C^d \quad \text{in } \text{g}/(\text{m}^3 \cdot \text{d}). \quad (11.98)$$

a : Konstante, von der Art der Pflanze, den Belichtungsverhältnissen und der Wassertiefe abhängig,

M : Trockenmasse der chlorophyllhaltigen Pflanzen in g/m³,

I_k : kurzwellige Strahlung in J/(m²·h).

b : Konstante, von Lichtextinktion im Wasser und Wachstumsphase abhängig,

c,d : Beiwerte,

C : Sauerstoffkonzentration im freien Wasser in g/m³.

Die Photosynthese und Respiration der Algen können als Differenz durch eine harmonische Funktion beschrieben werden, um den Tagesgang zu berücksichtigen:

$$(P - R) = A_1 \cos(\omega t + \Phi) + A_2 \cos(2\omega t + \alpha). \quad (11.99)$$

(P-R) : tägliche Nettorate von Photosynthese und Respiration [mg O₂/(l·d)],

ω : Periode in Tagen,

A₁, A₂, Φ, α : Konstante.

Im Sauerstoffverbrauch durch Sediment R_s drückt sich die Belastung durch Schlammablagerungen aus. Er kann wie folgt erfasst werden [11.54]:

$$R_s = f(v) \cdot f(L) \cdot 1,07^{(20-T_w)} \cdot \alpha \cdot C^\beta \quad \text{in } \text{g}/(\text{m}^2 \cdot \text{h}). \quad (11.100)$$

Die Funktionen f(v) und f(L) müssen für jeden Fall gesondert untersucht werden, wenn ihr Wert nicht mit Eins angenommen wird. Die Ansätze der Parameter für P, R und R_s sind in den einzelnen Modellen unterschiedlich.

Ergebnis derartiger Modellrechnungen sind Sauerstofflängsschnitte. Im Bild 11.27 ist die Berechnung des BSB_5 und des Sauerstoffgehalts für den Lastfall eines wolkenlosen ($2510 \text{ J} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$) und eines stark bewölkten ($840 \text{ J} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$) Sommertages dargestellt [11.54]. Als Randbedingungen werden die Abwassereinleitungen usw. eines bestimmten Zeitpunktes gewählt, für welchen auch die Eichung der

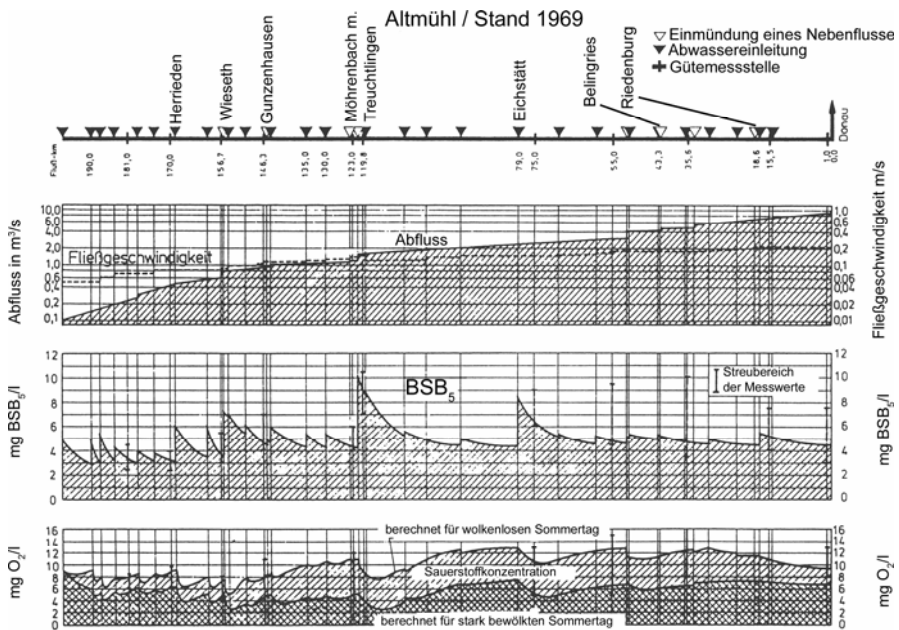


Abb. 11.27. Sauerstofflängsschnitt eines Flusses

Modellparameter erfolgte. Da das Modell an mehreren Tagesmittelwerten geeicht wurde, ist ihre Schwankungsbreite angegeben. Die mit diesem Modelltyp vorgenommene differenzierte empirische Beschreibung der sauerstoffbeeinflussenden Prozesse erfordert einschlägige Messungen, um die Vielzahl der Parameter mit zutreffenden Werten belegen zu können.

In einigen Modellen werden Abbaureaktionen und Parameter nur so weit definiert, wie die Größen messtechnisch erfassbar sind. Die biologischen Prozesse werden zusammengefasst und durch Konstanten für die Reaktionen beschrieben [11.58, 11.60, 11.61]. Dabei können auch stochastische Glieder eingeführt werden.

Bei Anwendung von Modellen sind gewisse Belastungen und hydraulische Verhältnisse als Randbedingungen zu beachten. So sollte der $BSB_5 > 2 \text{ mg/l}$ betragen und deutlich über dem Wert der natürlichen Grundverschmutzung liegen. Die Berechnungen sollten nur auf gut durchmischte Gewässer angewendet wer-

den. Bei Fließgeschwindigkeiten $v < 0,2$ m/s müssen die Sedimentation, die Zehrung des Bodenschlammes und der Sauerstoffhaushalt der Wasserpflanzen berücksichtigt werden. Bei Fließgeschwindigkeiten $v > 2$ m/s sind Sauerstoffberechnungen entbehrlich, da nahezu Sättigung angenommen werden darf.

11.2.2 Transport- und Transformationsprozesse

11.2.2.1 Mehrparametrische Gütemodelle zur Beschreibung von Transport- und Transformationsprozessen in Flüssen

Unter den mehrparametrischen Modellen ist das Modell QUAL-II [11.54] zu nennen, bei welchem die Massenerhaltung nach Gl. 11.68 in eindimensionaler Form gefordert wird:

$$\frac{\partial C}{\partial x} (A_x dx) = \frac{\partial [A_x D (\partial C / \partial x)]}{\partial x} dx - \frac{\partial (A_x v C)}{\partial x} dx + (A_x dx) \frac{dC}{dt} \pm S \quad (11.101)$$

C : Konzentration eines Wasserinhaltsstoffes [ML^{-3}],

A_x : Durchflussfläche [L^2],

D : longitudinaler Dispersionskoeffizient [$L^2 T^{-1}$],

v : mittlere Fließgeschwindigkeit im Querschnitt A_x [$L T^{-1}$],

x : Entfernung [L],

t : Zeit [T],

S : Quellen (+) und Senken (-).

Für einen ausgewählten Qualitätsparameter unterscheidet es sich von der allgemeinen Form durch den Ausdruck dC/dt auf der rechten Seite in Gl. 11.101, der durch physikalische, chemische und biologische Reaktionen und Wechselwirkungen ersetzt wird. Bei dem Modell wird ein Wärmebilanzmodell benutzt. Beim hydraulischen Ansatz wird die eindimensionale St.-Venant Gleichung für die Flüssigkeitsbewegung zur Beschreibung des Transportes gelöst. Der dispersive Transport wird nicht berücksichtigt.

Die Gleichungen der Reaktionskinetik können für folgende Komponenten angegeben werden: Chlorophyll-a, Ammonium, Nitrit, Nitrat, Phosphor, (CSB), Sauerstoffbedarf des Benthos, gelöster Sauerstoff, Kolibakterien, radioaktives Material und konservative Stoffe.

Beispielweise lautet die Veränderung des Sauerstoffgehaltes [11.20, 11.54]:

$$\begin{aligned} dC/dt = & K_2(C_s - C) + (\alpha_3\mu - \alpha_4\rho)A - K_1L_1 - K_4/A_x \\ & - \alpha_5\beta_1N_1 - \alpha_6\beta_2N_2 \end{aligned} \quad (11.102)$$

C : Konzentration an gelöstem Sauerstoff,

C_s : Sättigungswert an gelöstem Sauerstoff bei örtlich herrschender Temperatur und Luftdruck,

K_1 : Abbaurate des Kohlenstoffanteils des BSB,

K_2 : Belüftungskoeffizient,

- A : Konzentration an Algenmasse (Biomasse),
 α_3 : Rate der Sauerstoffproduktion pro Einheit atmender Algenmasse z.B. Photosynthese,
 α_4 : Sauerstoffzehrung pro Einheit Algenmasse z.B. Respiration,
 α_5 : Rate der Sauerstoffaufnahme pro Einheit der Oxydation von Ammonium,
 α_6 : Rate der Sauerstoffaufnahme pro Einheit der Nitrat Oxydation,
 μ : Wachstumsrate der Algen,
 ρ : örtliche Temperatur, abhängig von der Respirationsrate der Algen,
 K_4 : hier als konstant angenommene Rate der Sauerstoffaufnahme durch das Benthos,
 β_1 : Rate der biologischen Oxidation von NH_3 zu NO_3 ,
 β_2 : Rate der biologischen Oxidation von NO_2 zu NO_3 ,
 N_1 : Konzentration an Ammonium-Stickstoff,
 N_2 : Konzentration an Nitrit-Stickstoff.

Bei dem Modell wird die Nitrifikation durch folgende Gleichungen berücksichtigt:

$$dN_1 / dt = \alpha_1 \rho A - \beta_1 N_1 + \sigma_3 / A_x, \quad (11.103)$$

$$dN_2 / dt = \beta_1 N_1 - \beta_2 N_2, \quad (11.103)$$

$$dN_3 / dt = \beta_2 N_2 - a_{1\mu} A \quad (11.103)$$

- α_1 : Anteil der Algenbiomasse, die dem Stickstoff zuzuordnen ist (Biomasse, die durch bakterielle Tätigkeit als Ammonium wiedergelöst wird),
 σ_3 : Rate für die Ammoniumlieferung aus dem Benthos,
 N_3 : Nitrat- Stickstoff.

Die Gleichungen, die den Wachstumsprozess der Algen beschreiben, sind ähnlich denen für Seen aufgebaut.

Die Veränderung an Zooplankton und toxischen Stoffen werden in dem Modell QUAL-II, EXPLORE simuliert.

In anderen Modellen werden daneben noch die Fauna des Benthos und besondere Fischarten berücksichtigt.

11.2.2.2 Dispersion und advektiver Transport bei Transportprozessen in Flüssen

Die nachfolgenden Gleichungen sind auf der Grundlage der Massenerhaltung formuliert. Unter der Annahme, dass eine sofortige Durchmischung des eingeleiteten Stoffes mit einem Wasserelement des Volumens $A dx$ stattfindet, wird die Verschmutzung ausgedrückt durch die über den Durchflussquerschnitt gemittelte Konzentration.

Aus Gl. 11.68 wird das Fick'sche Gesetz erhalten. Wenn nur die x-Richtung und ein *konservativer Stoff* betrachtet wird, der keinen internen Reaktionen unterliegt, vereinfacht sich Gl. 11.68 bzw. 11.101 zu:

$$\delta C / \delta t = D_x \cdot \delta^2 C / \delta x^2 - v_x (\delta C / \delta x). \quad (11.104)$$

Für eine isolierte Konzentrationsspitze der Masse 1, die an der Stelle $x = 0$ und zur Zeit $t = 0$ eingebracht wird, erhält man bei angenommener, sofortiger, völliger Durchmischung und der Fließgeschwindigkeit v (Bild 11.28):

$$C(x, t) = \frac{1}{2\pi \cdot (D_x \cdot t)^{0,5}} \cdot \exp - [(x - v \cdot t)^2 / 4(D_x \cdot t)] \quad (11.105)$$

C : mittlere Konzentration,

v : mittlere Fließgeschwindigkeit im Durchflussquerschnitt,

$D_L = D_x$: Dispersionskoeffizient in Fließlängsrichtung.

Für die Anfangsbedingung, dass die Einleitung in einer kurzen Zeitspanne (momentane Einleitung) am Punkt $x = 0$ zur Zeit $t = 0$ über den Durchflussquerschnitt A erfolgt, kann Gl. 11.105 in der folgenden Form angegeben werden, wenn für die Fließzeit $t = x/v$ und für die Einleitungsmenge $C_E \cdot q_E = M$ gesetzt werden und völlige Durchmischung gilt:

$$C(x, t) = \frac{M}{A[4\pi D_x (x/v)]^{0,5}} \exp - [(x - v \cdot t)^2 / (4D_x \cdot t)]. \quad (11.106)$$

Gl. 11.106 beschreibt das Fortschreiten der glockenförmigen Ausbreitungswelle eines konservativen Stoffes nach flussab (Bild 11.28). Der zeitliche Verlauf der Konzentration nach flussab hat sein Maximum, wenn $x = vt$ ist, d.h. wenn die Zeit der Fließzeit von der Einleitungsstelle bis zum Punkt x entspricht oder einem Vielfachen davon, also $t = x/v$.

$$C(x)_{\max} = \frac{M}{A[4\pi D_x (x/v)]^{0,5}}. \quad (11.107)$$

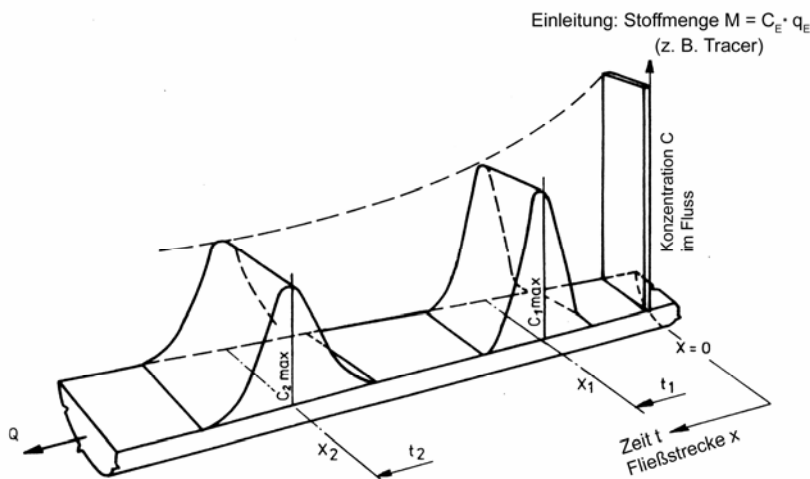


Abb. 11.28. Eindimensionales Modell für die Veränderung der Konzentration C von x_1 nach x_2 infolge einer momentanen punktförmigen Einleitung, die gleichmäßig über die Flussbreite verteilt ist.

Mit Gl. 11.107 kann das Maximum der Konzentration abgeschätzt werden, z.B. bei einem Chemieunfall, bei welchem die Menge M an der Stelle $x = 0$ plötzlich in den Fluss gelangt. Falls es möglich ist, kann auch der Konzentrationsverlauf über die Zeit durch Tracerversuche, z.B. mit Rhodamin B, bestimmt werden. Aus Messungen lässt sich der Parameter D ermittelt, falls das Konzentrationsmaximum lokalisiert werden kann. Die Auflösung von Gl. 11.107 nach D ergibt den longitudinalen Dispersionskoeffizienten der auch mit D_x bezeichnet wird.

$$D_x = \frac{M^2}{A^2 4\pi(C^2 1_{\max} - C^2 2_{\max})} \cdot \frac{t_2 - t_1}{t_1 - t_2} \quad (11.108)$$

Tabelle 11.17. Schätzformel für den longitudinalen Dispersionskoeffizienten $D_L = D_x$ [11.54]

Formel ¹⁾	Verfasser
$D_L = 5,9 h v^{*2}$; $6 < D_L < 13$ h : Wassertiefe v^* : Schubspannungsgeschwindigkeit $v^* = (h \cdot g \cdot J)^{0,5}$ J : Sohlgefälle	Elder
$D_L = 14,3 \cdot (2 \cdot g \cdot J)^{0,5} R^{0,66}$ mit R : hydraulischer Radius	(Parker)
$D_L = 7,25 h \cdot v^* \cdot (v/v^*)^{0,25}$	(Thackston-Krenkel)
$D_L = 0,5 [v/v^*] [Q^2/(v^* \cdot R^3)]$	(Liu)
$D_L = 0,011 (v^2 B^2)/(h \cdot v^*)$ mit B : Wasserspiegelbreite	(Fisher)
$D_L = 0,058 Q/(J \cdot B)$	(McQuivey-Keefer)

¹⁾ Längenangaben in ft, so dass D_L in ft²/sec erhalten wird. Durch Multiplikation mit einem Faktor 0,093 wird D_L in m²/sec erhalten. ²⁾ Für eine grobe Abschätzung in natürlichen Flüssen gilt $10 < D_L < 100$ m²/sec.

Eine Abschätzung von D_L kann aus den statistischen Eigenschaften bei normalverteilten Konzentrationsverlauf angenommen werden zu:

$$D_x = (s_c^2 \cdot v^3) / 2L \quad (11.109)$$

s_c : Standardabweichung des Konzentrationsverlaufs,

v : mittlere Fließgeschwindigkeit des Flussabschnittes der Länge L .

Die Gl. 11.109 kann vor allem in kleineren Flüssen benutzt werden, wenn auf einer ausreichend langen Flussstrecke keine größeren Einleitungen mit Tagesgang vorhanden sind. Falls die Bestimmung durch Messungen nicht möglich ist, können die in Tab.11.17 zusammengestellten Werte als Anhalt dienen; weitere Angaben in [11.54, 11.59, 11.62, 11.63]. Die Dispersion hat folgende Größenordnungen:

longitudinale Dispersion in Flüssen: $10^5 - 10^7$ cm²s⁻¹,
 horizontale turbulente Diffusion in Seen: $10^1 - 10^7$ cm²s⁻¹,
 vertikale turbulente Diffusion in oberflächennaher Schicht: $10^{-1} - 10^4$ cm²s⁻¹,
 vertikale turbulente Diffusion in tiefer Schicht: $10^{-2} - 10^0$ cm²s⁻¹,
 molekulare Diffusion von Salz im Wasser: $10^{-6} - 10^{-4}$ cm²s⁻¹,
 Ionen im Wasser (thermische Diffusion): $10^{-9} - 10^{-7}$ cm²s⁻¹,

Wird ein nicht *konservativer Stoff*, der internen Reaktionen ausgesetzt ist, betrachtet, lässt sich für den Fall, dass der interne Prozess nach einer Reaktionskinetik erster Ordnung verläuft, Gl. 11.105 erweitern zu:

$$\delta C / \delta t = D_x (\delta^2 C / \delta x^2) - v(\delta C / \delta x) - KC. \quad (11.110)$$

Die Näherungslösung für die oben angegebenen Anfangsbedingungen eines plötzlichen Eintrags der Masse M der Verschmutzung lautet für die über den Querschnitt A gemittelte Konzentrationsänderung:

$$C(x, t) = \frac{M}{A [4\pi D_x (x/v)]^{0,5}} \exp - [((x - vt)^2 / (4D_x t)) + Kt] \quad (11.111)$$

A : Durchflussquerschnitt; $A = Q/v$,

K : Abbaurrate [T^{-1}],

D_x : longitudinale Dispersion ($D_L = D_x$) z.B. $D_L = 0,058 \cdot Q/(J \cdot B)$ in m^2/s , (Tab. 11.17),

B : Wasserspiegelbreite.

In Gl. 11.111 wird der dispersive und konvektive Transport als interner Transformationsprozess berücksichtigt. Wird ein biologisch abbaubarer Stoff betrachtet, welcher an der Stelle $x = 0$ in den Fluss gelangt und ist zusätzlich ein lateraler Zufluss L_d oder ein Input infolge von benthalen Ablagerungen vorhanden, lässt sich Gl. 11.110 in folgender Form erweitern:

$$D_x (\delta^2 C / \delta x^2) - v(dC / dx) - KC + L_d = 0. \quad (11.112)$$

Die Lösung lautet für die Anfangsbedingung $C = C_0$ bei $x = 0$:

$$C = C_0 \exp(mx) + (L_d / K)[1 - \exp(mx)], \quad (11.113)$$

$$\text{mit } m = \frac{v - (v^2 + 4KD_x)^{0,5}}{2D_x} \quad (11.114)$$

L_d : diffuse Stoffbelastung der Konzentration C in einem Einheitsvolumen Wasser [$ML^{-3}T^{-1}$],

v : mittlere Fließgeschwindigkeit im Querschnitt.

Gl. 11.113 beschreibt das longitudinale Konzentrationsprofil eines nicht konservativen Stoffes [11.20, 11.64, 11.65]. Der Effekt der longitudinalen Dispersion kann gewöhnlich vernachlässigt werden im Vergleich zur Löslichkeit, zum konvektiven Transport und zur Abbaurrate, wenn gilt [11.65]:

$$(KD_x) / v^2 < 0,043. \quad (11.115)$$

Die laterale Dispersion D_y ist oft zwei Zehnerpotenzen geringer als D_x und bestimmt die Ausbreitung punktförmiger Einleitungen über die Flussbreite. Ist sie schwach, bilden sich lange Schmutzwasserfahnen unterhalb der Einleitungsstelle aus. Die lateralen Austauschvorgänge hängen von den Sekundärströmungen im Querschnitt ab, werden also durch die Form des benetzten Umfanges bestimmt. In breiteren Flüssen kann die Ausbreitungswolke in x - und y -Richtung betrachtet

werden. Dafür wird Gl. 11.71 umgeschrieben zu einem zweidimensionalen Dispersions-Advektions-Ansatz:

$$\delta C / \delta t = D_x (\delta^2 C / \delta x^2) + D_y (\delta^2 C / \delta y^2) - v_x (\delta C / \delta x) - KC. \quad (11.116)$$

Bei diesem Ansatz ist der Effekt des transversalen, advektiven Transportes vernachlässigt, d.h. er muss mit dem Koeffizienten D_y indirekt erfasst werden, z.B. bei mäandrierenden Flüssen.

Eine Näherungslösung für Gl. 11.116 für die Anfangsbedingungen einer momentanen Einleitung einer Masse M am Uferpunkt $x = 0$, $y = 0$ wird erhalten zu:

$$C(x, y, t) = \frac{M}{H 4 \pi t (D_x D_y)^{0,5}} \exp \left[-\frac{(x - v_x t)^2}{4 D_x t} - \frac{y^2}{4 D_y t} \right]. \quad (11.117)$$

Gl. 11.117 beschreibt die Bewegung einer zweidimensionalen wolkenartigen Stoffausbreitung nach flussabwärts.

Diese Gleichungen lassen sich erweitern auf kontinuierliche Einleitungen von abbaubaren Stoffen, deren Abbau einer Reaktionskinetik erster Ordnung folgt. Die Einleitungsstelle sei $x = 0$ und $y = y_s$ und die Reaktionskinetik erster Ordnung soll

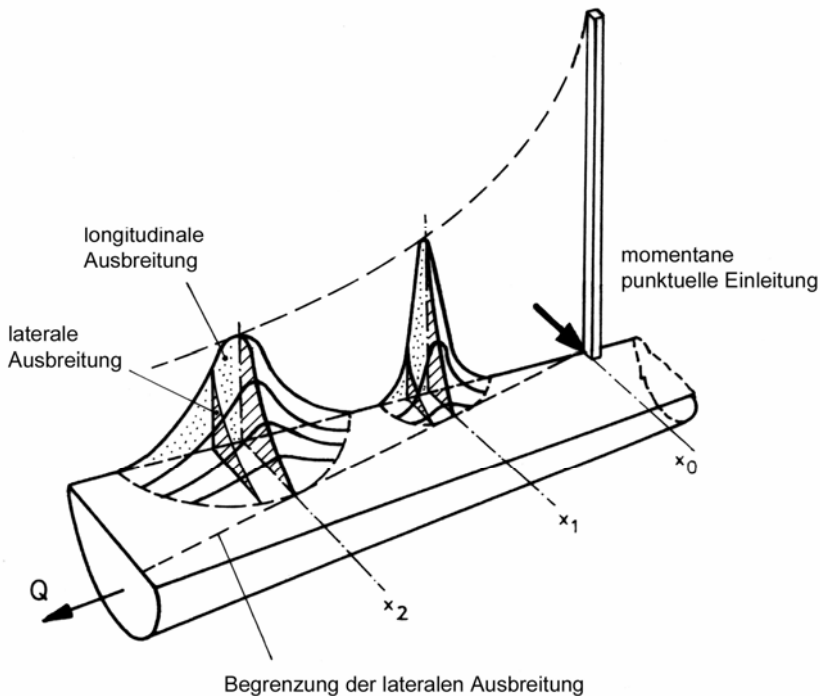


Abb. 11.29. Zweidimensionales Modell für die Konzentrationsveränderung infolge einer momentanen punktförmigen Einleitung

auf den Ausdruck auf der rechten Seite von Gl. 11.116 angewendet werden, dann wird (Bild 11.29):

$$C(x, y, t) = \frac{M}{4\pi H t (D_x \cdot D_y)^{0,5}} \cdot \exp\left[-\frac{((x - v_x t)^2)}{4D_x t} + Kt\right] \cdot \exp\left[-\frac{(y - y_s)^2}{4D_y t}\right] + \exp\left[-\frac{(y + y_s)^2}{4D_x t}\right]. \quad (11.118)$$

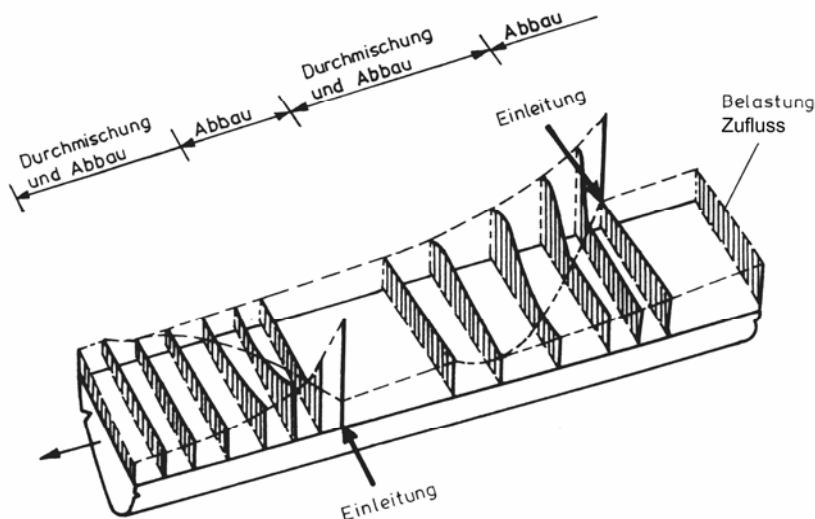


Abb. 11.30. Konzentrationsverteilung bei Berücksichtigung der seitlichen Einleitung und des Abbaus eines Stoffes in einem bereits belasteten Flussabschnitt

Bei den bislang erörterten Ansätzen wurde von der momentanen Einleitung ausgegangen. Häufiger ist der Fall der kontinuierlichen Einleitung. Falls sie eine konstante Größe ist, lässt sich die Veränderung der Konzentration wie folgt angeben (Bild 11.30):

$$C(x, y) = C_h + \frac{C_E q_E}{H(\pi v_x D_{yx})^{0,5}} \cdot \exp\left[-\frac{((y + B/2)^2 v_x)}{(4D_y t)} + Kx/v_x\right] \cdot \operatorname{erf}\left[(Bv_x^{0,5})/2(D_{yx})^{0,5}\right] \quad (11.119)$$

C_E, q_E : Konzentration bzw. Zufluss der kontinuierlichen, punktuellen Einleitung am Ufer,
 B : Wasserspiegelbreite,

erf : Fehlerfunktion (errorfunction); $\operatorname{erf} z = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^z e^{-t^2} dt$.

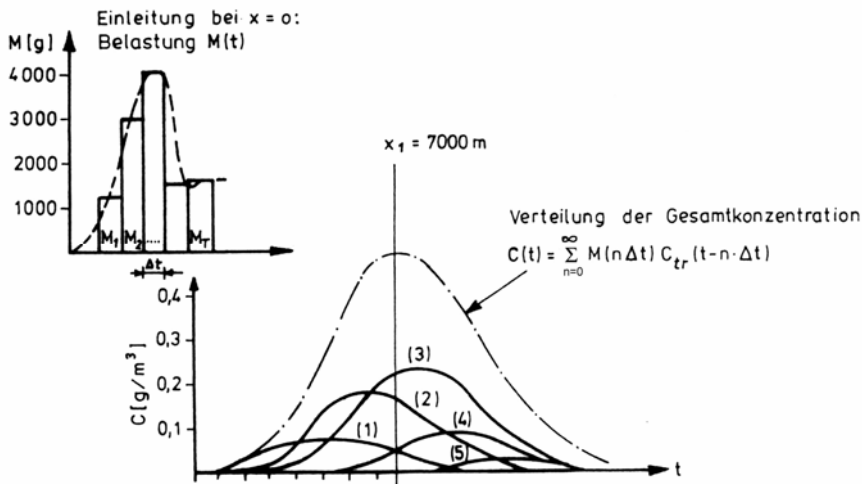


Abb. 11.31. Überlagerungsprinzip, angewendet auf die Stoffverteilung unterhalb einer punktuellen Einleitung im Modell DYNDIS nach [11.54] für das Beispiel $v = 0,5$ m/s; $Q = 2,7$ m³/s und $\Delta t = 1800$ s. Konzentrationsveränderung nach Gl. 11.110 und 11.111

Häufig tritt der Fall auf, dass die Einleitungsmenge variiert, z.B. in Form eines Tages- oder Wochenganges. In diesen Fällen muss die Inputgröße in diskrete Zeitintervalle zerlegt werden und anhand einer Einheitsbelastung die Teilbelastungen berechnet und anschließend zur Gesamtbelastung superponiert werden (Bild 11.31).

Gl. 11.111 ergibt für eine Einleitung der Stoffmenge 1 zum Zeitpunkt $t = 0$ und an der Stelle $x = 0$ die Lösung:

$$C_{\text{xit}} = \frac{1}{A(4\pi D_x t)^{0,5}} \exp\left[-\left(\frac{(x - vt)^2}{(4D_x t)} + Kt\right)\right]. \quad (11.120)$$

Mit Gl. 11.120 wird die Einheitsimpulsantwort erhalten. Anhand der Belastungen $M_1, M_2, \dots, M_n$ in den Zeitintervallen $\Delta t = 1, \dots, n$ werden die zugehörigen Konzentrationsverläufe ermittelt (Bild 11.32). Für einen beliebigen, flussabwärts gelegenen Querschnitt x wird der zeitliche Verlauf der gesamten Konzentration durch Überlagerung der Teilwellen erhalten zu:

$$C(t) = \sum_{n=0}^{\infty} M(n \cdot \Delta t) C_{\text{tr}}(t - n \cdot \Delta t). \quad (11.121)$$

Nach Durchführung der Überlagerung für den ersten Flussabschnitt wird das Ergebnis als Belastung für den nächsten Flussabschnitt genommen usw. bis der gesamte Flusslauf untersucht ist. Durch diese Segmentierung lassen sich unterschiedliche Durchflüsse, Fließgeschwindigkeiten, Einleitungen usw. erfassen.

Die Parameter D_x und K können durch Kalibrierung gefunden werden, wenn mindestens zwei Eichdatensätze zur Verfügung stehen. Die Größe D beeinflusst

bei diesem Modell die Neigung des ansteigenden oder abfallenden Astes der Konzentrationsganglinie. Die Amplitude der Welle bzw. die Höhe der Konzentrationen wird durch den Parameter K welcher die Abbaurate festlegt, bestimmt.

11.2.3 Bewertung der Gewässergüte

11.2.3.1 Bioindikatoren und Bewertung der organischen Belastung - Saprobien-system

Gewässergüte eines Flusses kann man definieren als Eignung des Flusses für einen bestimmten Zweck oder eine spezielle Eignung, wobei der Begriff Güte auch als Qualität oder Wert ausgedrückt werden kann [11.66]. Die vielfältigen Belastungen der Flüsse erfordern spezielle Bewertungen und die Aufstellung von nutzungsbezogenen Qualitätsanforderungen, um die Wasserqualität und ihre Verbesserung anzusprechen. Da für die Beurteilung vieler Nutzungen nicht ein einzelner sondern eine Anzahl von Parametern heranzuziehen sind, müssen die einzelnen Parameter gewichtet oder als Summenparameter zusammengefasst werden. Von der Wasserwirtschaftsverwaltung wurden Bewertungssysteme eingeführt und Qualitätsanforderungen umrissen, so dass für jede einzelne Nutzung eine Klassifizierung der Eignung für einen bestimmten Zweck vorgenommen werden kann.

Bioindikatoren sind Organismen oder Organismengemeinschaften, die auf Schadstoffbelastungen mit Veränderungen ihrer Lebensfunktion reagieren bzw. den Schadstoff akkumulieren. Bioindikatoren werden Zeigerorganismen genannt, wenn sie Angaben über Zustände in einem Fließgewässer machen können. Solche Angaben sind z.B. Hinweise auf bestimmte pH-Bereiche oder auf Schwermetallbelastungen. Indikatororganismen sind solche Organismen, die für einen bestimmten Verunreinigungsgrad eines Fließgewässers charakteristisch sind.

Die ganzheitliche Bewertung des Ökosystems Fließgewässer, d.h. Wasserkörper, Gewässerbett, Uferbereich und Umland erfordert die Anwendung von drei verschiedenen, im Prinzip jedoch zusammenhängenden biologischen, chemischen und ökomorphologischen Bewertungsverfahren. Mit dem Gewässerbett wird die Bodenzone angesprochen. Unterhalb der Niedrigwasserlinie wird der meist überflutete aquatische Bereich angesetzt, an den zwischen Böschungsfuß und -oberkante der amphibische Bereich anschließt. Die ab Böschungsoberkante beginnenden, von Überflutung und Grundwasserstandsschwankungen beeinflussten Talauen werden dem terrestrischen Bereich zugerechnet. Im Folgenden wird nur auf den aquatischen Bereich eingegangen.

Biologische Verfahren zeigen mit Hilfe der vorkommenden Arten (Saprobien) und ihres Indikatorwertes sowie ihrer Dominanz, die Auswirkungen aller, über einen längeren Zeitraum einwirkenden Gewässerverunreinigungen an. Sie vermitteln ein Bild der durchschnittlichen Wasserqualität und stellen eine Zeitaufnahme dar. Vorausgegangene Belastungen spiegeln sich in der Zusammensetzung der Biozönose wieder. Die Gewässeruntersuchung mit biologischen Methoden liefert keine so exakten Ergebnisse wie die mit chemischen Methoden, auch wenn sie durch Zahlen ausgedrückt werden können. Es werden aber auch Verunreinigungen aufgezeigt, die längere Zeit zurückliegen können, da im sauberen Wasser Bio-

Indikatoren einer schlechten Gewässergütekategorie leben können, jedoch nicht umgekehrt. Die Artenzahl geht mit zunehmendem Verschmutzungsgrad zurück. Biologische Verfahren sind weniger zeitaufwendig als chemische. Da nur für wenige Substanzen, wie z.B. Schwefelwasserstoff und Eisen, Bioindikatoren vorliegen, können mit den biologischen Verfahren keine Angaben darüber gemacht werden, in welcher Verbindung und Konzentration ein schädlicher Stoff vorliegt. Chemische Untersuchungen basieren in der Regel auf Stichproben und zeigen einen Zustand an, der bei schnell wechselnden Wasserinhaltsstoffen einer Momentaufnahme entspricht. Um Aussagen über die zeitliche Veränderung abzuleiten, muss die Messung in bestimmten Zeitabständen und in Abhängigkeit vom Durchfluss wiederholt werden. Die kontinuierliche Erfassung der Konzentrationen erfordert den Einsatz von automatisch registrierenden Messstationen, die im Rahmen der allgemeinen Gewässeraufsicht aus Kostengründen nur an wenigen Punkten installiert werden können. Durch die Fernerkundung können Qualitätsparameter gemessen werden, was auch für Seen wichtig ist [11.96, 11.97].

Die Gewässergütebewertung ohne konkreten Nutzungsbezug erfolgt durch pflanzliche und tierische Saprobien als biologische Indikatoren für eine Fließgewässerbelastung. Fließgewässer sollen möglichst objektiv und nachvollziehbar ökologisch bewertet werden. Bei der ökologischen Zustandsbewertung eines Gewässers erfolgt die Aufnahme und Bewertung einer Vielzahl von Faktoren und Kriterien, wie Geologie des Einzugsgebietes, Umlandnutzung, Gewässerstruktur, Wasserregime, Stofffracht (Gifte, organische Substanzen, Nährstoffe), organische Besiedlung, mit deren Hilfe die Situation des Gewässers erfasst werden kann.

Zu bewerten sind im aquatischen Bereich Faktoren wie geomorphologische Strukturelemente, Kleinbiotope, Fließverhalten, Gewässergütekategorie, Wasserpflanzen und ausgewählte Tiergruppen. Im amphibischen Bereich geologische Strukturelemente und die Ufervegetation sowie im terrestrischen Bereich geomorphologische Strukturelemente, Vegetation in der Aue und ausgewählte Tiergruppen. Die Auswertung erfolgt mit Hilfe einer Matrix, in der die einzelnen Bereiche und Faktoren positiv oder negativ bewertet werden. Ökologische Defizite im amphibischen Bereich sind in der Regel durch naturnahen Ausbau oder entsprechende Unterhaltung auszugleichen, mangelnde Wasserqualität durch Sanierung der Abwasserverhältnisse im Einzugsgebiet. Zur abschließenden verbalen Bewertung werden noch weitere Kriterien herangezogen, wie die Natürlichkeit, Vollkommenheit, Vielfalt, Stabilität, Seltenheit und Wiederherstellbarkeit des betrachteten Gewässers und seiner einzelnen Abschnitte. Ein Fließgewässer ist naturraumtypisch, wenn die Zusammensetzung der Biozönose, z.B. als typische Vegetation, mit den naturräumlichen Gegebenheiten übereinstimmt. Sie äußert sich auch im Grad des natürlichen Nährstoffgehaltes und in der Fließgeschwindigkeit. Vielfach sind aber Gewässer so belastet, dass die Gewässergüte anhand anderer Kriterien festgelegt wird, z.B. durch das Saprobien-System [11.2, 11.11]. Zur Eutrophierung der Binnengewässer wurde eine leitbildbezogene Trophiebewertung vorgeschlagen [11.98].

Die Gewässergüte in Bezug auf die *organische, biologisch abbaubare Belastung* kann aufgrund biologischer Befunde bestimmt werden. Das Bewertungssystem beruht darauf, dass organische Belastungen eine Veränderung des Sauerstoff-

haushaltes, der Nährstoffverhältnisse und eine Konzentrationserhöhung toxischer Substanzen auslösen. Aus dem Vorkommen der Zeigeorganismen kann die organische Belastung abgeschätzt werden. In Abhängigkeit von Jahres- und Tageszeiten ergeben sich Ganglinien der Parameter. Die jahreszeitlichen Ganglinien werden im Wesentlichen durch den Temperaturwechsel und die Intensitätsschwankungen des eingestrahnten Sonnenlichtes bestimmt. So werden Tagesganglinien des Sauerstoffgehaltes im Wesentlichen durch den Rhythmus der Photosynthese und den Auf- und Abbau organischer Substanzen bestimmt (Bild 11.24).

Die Erfassung der Lebensgemeinschaft zur Bewertung eines Flussabschnittes hat im Vergleich zu einer einmaligen direkten Messung der organischen Substanzen den Vorteil, dass durch eine einmalige Bewertung der Lebensgemeinschaft bereits Rückschlüsse auf die Belastungssituation im Tagesverlauf sowie über längere Zeiträume gezogen werden können. Kurzfristige Pessimismwerte hinterlassen ihre Spuren in der Lebensgemeinschaft und schwankende Einleitungsmengen werden durch die Bewertung der Lebensgemeinschaft integriert.

Fließgewässer werden nach den dominierenden Stoffwechselvorgängen bzw. nach dem Grad der Mineralisation sowie den Leitorganismen in Belastungsstufen eingeteilt, denen Güteklassen zugeordnet werden. Das Saprobien-system ist die Einteilung von Wasserorganismen nach ihrer Widerstandsfähigkeit bzw. Toleranz gegenüber den organischen Verunreinigungen, die unter Sauerstoffverbrauch biologisch bzw. biochemisch abbaubar sind. Die besten Indikatoren, die für einen Verunreinigungsgrad eines Fließgewässers charakteristisch sind, sind Mikroorganismen, wie Bakterien, Protozoen und Pilze. Das Saprobien-system gibt nicht Auskunft, in welcher Zusammensetzung und in welcher Konzentration fäulnisfähige organische Verunreinigungen vorliegen oder wie halogenierte Kohlenwasserstoffe, Pestizide und Schwermetalle zu bewerten sind. Es wird auch nicht zwischen menschlicher und natürlicher Belastung unterschieden.

Die *Saprobien* sind Indikationsorganismen (Taxa), die aufgrund ihres relativ engen ökologischen Verbreitungsspektrums geeignet sind, bestimmte Verschmutzungsgrade anzuzeigen. Bis heute sind mehr als 4000 Pflanzen- und Tierarten mit Saprobienwerten gekennzeichnet. Für eine praxisorientierte Gewässergütebestimmung wurde von Liebmann die Anzahl auf 260 reduziert, eine brauchbare Saprobienliste geht von 86 Arten aus [11.69]. Die saprobielle Valenz ist die Spanne der Saprobienbereiche, in denen ein Saprobier existieren kann.

Das Saprobien-system wurde 1902 von Kolkwitz und Marsson für Fließgewässer aufgestellt und von ihnen 1908 veröffentlicht. Liebmann erweiterte 1947 das Saprobien-system, das bis dahin vier Güteklassen umfasste, um weitere drei Übergangszonen und differenzierte in 7 Klassen zur Überwachung der Gewässergüte. Außerdem gibt es eine 8. Klasse für biologisch tote Gewässer. Die Gewässergüte ist eine bewertende Beschreibung der Gewässerbeschaffenheit, die sich in einer Einteilung des Gewässers unter limnologischen Gesichtspunkten in 7 Güteklassen, entsprechend dem Grad der organischen Verunreinigung (Tab.11.18) äußert. Der optische Ausdruck der Gewässergüte ist die farbliche Darstellung in Gewässergütekarten [11.69, 11.70, 11.71], womit Schwerpunkte der Gewässerbelastung durch Abwasser oder Überbelastung gut hervorgehoben werden können.

Tabelle 11.18. Tabelle für die Zuordnung der Güteklassen zu den Saprobienstufen, den Saprobienindizes und häufig anzutreffenden Konzentrationen wichtiger chemischer Parameter sowie Definition der Güteklassen [11.67]

Güte- klasse	Grad der organischen Belastung	Saprobienstufe	Saprobien- index	Chemische Parameter		
				BSP ₅ ²⁾ mg/l	NH ₄ -N mg/l	O ₂ -Min. ³⁾ mg/l
I	unbelastet bis sehr gering belastet	Oligosaprobie	1,0– < 1,5	1	Spuren	> 8
I–II	gering belastet	Übergang von Oligosaprobie zu Betamesosaprobie	1,5– < 1,8	1–2	um 0,1	> 8
II	mäßig belastet	Betamesosaprobie	1,8– < 2,3	2–6	< 0,3	> 6
II–III	kritisch belastet	Alpha-/Beta- mesosaprobie Grenzzone	2,3– < 2,7	5–10	< 1	> 4
III	stark verschmutzt	Alphamesosaprobie	2,7– < 3,2	7–13	0,5– mehrere mg/l	> 2
III–IV	sehr stark verschmutzt	Übergang von Alphamesosaprobie und Polysaprobie	3,2– < 3,5	10–20	mehrere	< 2 mg/l
IV	übermäßig verschmutzt	Polysaprobie	3,5– < 4,0	> 15	mehrere mg/l	< 2

¹⁾ Chemische Charakterisierung der biologisch definierten Gewässergüteklassen aufgrund häufig anzutreffenden Konzentrationen aus Messwerten. ²⁾ BSB₅ ohne Hemmung (DIN 38409 – H51)[68]. ³⁾ Die angegebenen Sauerstoffminima der Güteklassen II bis IV sind in schnellfließenden Hoch- und Mittelgebirgsbächen häufig höher als in der Tabelle angegeben; umgekehrt liegen sie in langsam fließenden und stauregulierten Fließgewässern niedriger als angegeben.

Der Saprobienindex ist eine statistische Kennzahl, die auf zwei Nachkommastellen genau aus den Saprobienwerten, Häufigkeiten und Indikationsgewichten der vorgefundenen Leitorganismen ermittelt wird [11.43, 11.72, 11.73, 11.74]. Die Aussagekraft einer Gewässergütebestimmung mittels des Saprobienindex ist nicht so zu interpretieren, dass eine Veränderung des Saprobienwertes nach dem Komma als Veränderung der Wasserqualität zu werten ist. Die Ermittlung beruht auf zufällig vorgefundenen Organismen und auf geschätzten, halbquantitativen Häufigkeitsstufen. Die Unschärfe in der Einstufung kommt durch die Saprobienvalenz indirekt zum Ausdruck. Aus dem Saprobienindex kann für eine ganzheitliche Bewertung des Ökosystems Fließgewässer nur jener Teil abgedeckt werden, der sich aus der Belastung mit biologisch leicht abbaubaren, sauerstoffzehrenden organi-

schen Substanzen, wie Kohlenhydrate, Fette und Eiweiße, ergibt. Kritische Belastungen der schwer abbaubaren chemisch persistenten Substanzen, wie chlorierte Kohlenwasserstoffe, Schwermetalle usw., werden mit dem Saprobiensystem nicht bewertet, da die Zusammensetzung der Biozönose und ihr Verhalten in erster Linie auf den Sauerstoffhaushalt und die Wasserströmung ausgerichtet ist. Viele Kleinlebewesen halten aber beträchtliche Konzentrationen an toxischen Stoffen aus, so dass die Güteeinstufung nach dem Saprobiensystem wegen der Artenzusammensetzung der Biozönose oft zu günstig erscheint. Zur Beurteilung des Gütezustandes des Fließgewässers werden als weitere Kriterien chemische Parameter, Indikatororganismen und gegebenenfalls Fische hinzugenommen (Tab. 11.18 und 11.19). Fische sind meist keine aussagekräftigen Indikatororganismen, da sie bei Schadstoffeinleitungen mit schnellem Ortswechsel reagieren können. Die Fische sollen lediglich eine Zuordnung von bestimmten Arten zu einer Güteklasse veranschaulichen.

Das dargestellte Gleichgewicht in einem Gewässer zwischen dem Abbau von organischem Material (Saprobie) und dem Aufbau von organischem Material (Trophie) bewirkt eine Erhöhung des Saprobienindex bei der Einleitung von Nährstoffen; Pflanzenwachstum und Abbau organischen Materials verstärkt dies. Gewässer mit geologisch bedingten hohen Nährstoffgehalten können ohne jede organische Belastung einen Saprobienindex von etwa zwei aufweisen. Natürliche Gewässer mit einem Saprobienindex um eins sind in Einzugsgebieten mit nährstoff-

Tabelle 11.19. Konzentrationen chemischer Parameter (Mittel und Brandbreite in mg/l) in den verschiedenen Belastungsstufen nach [11.11] verändert

Stufe Bela- stung	Organ. Kohlen- stoff gelöst	Biochem. Sauerstoff- bedarf BSB ₅ mgO ₂ /l	Ammono- nium	Nitrit	Nitrat	Ortho- phosphat	Chlorid
I	1,6	1,1	0,08	0,006	1,2	0,06	8,0
	1,3-2,0	0,7-1,9	0,06-0,15	0,003-0,010	0,8-1,8	0,003-0,09	6-14
I–II	1,9	1,8	0,11	0,013	1,7	0,08	14
	1,4-2,4	1,2-2,8	0,09-0,21	0,008-0,033	1,0-3,9	0,04-0,21	8-26
II	2,3	3,2	0,16	0,03	3,0	0,19	20
	1,8-3,1	2,1-5,8	0,11-0,30	0,018-0,005	1,9-4,7	0,09-0,38	12-35
II–III	2,7	6,2	0,4	0,055	3,9	0,3	34
	2,1-3,3	4,1-7,8	0,14-0,8	0,025-0,104	2,4-6,4	0,09-0,82	22-55
III	3,8	9,9	0,9	0,11	4,4	1,0	45
	2,8-6,5	5,2-11,6	0,3-2,9	0,056-0,21	2,9-7,3	0,48-1,35	28-72
III–IV	5,4	10,8	2,48	0,19	7,0	1,7	57
	3,5-8,8	6,2-12,3	0,6-5,52	0,092-0,280	3,8-12,2	0,72-1,98	35-108
IV	9,4	14,2	12,2	0,28	12,6	2,48	70
	8,7-10,5	7,9-17	2,8-28	0,06-0,45	11,5-15,2	1,1-3,0	29-240

armen Einträgen zu finden. In der Gewässergüteklasse II ist die Mineralisation weitgehend abgeschlossen und die Sauerstoffzehrung ist nur noch gering. Die natürliche Selbstreinigung vermag daher eine Anhebung in die Güteklasse I–II oder gar in I allein nicht zu bewerkstelligen. Ausschlaggebend dafür sind vor allem ö-

komorphologische Faktoren, die primär an der Beschaffenheit und dem Zustand des Fließgewässers im Hinblick auf seine Naturnähe orientieren [11.43, 11.72, 11.73, 11.74].

Die Nachteile der biologischen Bewertung liegen in der Schwierigkeit, eine genaue Quantifizierung der Schadstoffkonzentrationen und -frachten durchzuführen. Das sieben-stufige System der Gewässergüteklassen basiert vor allem auf der Belastung des Sauerstoffhaushalts der Fließgewässer durch abbaubare Substanzen, die entweder aus dem Einzugsgebiet in den Fluss gelangen oder im Gewässer selbst produziert werden (Sekundärverschmutzung). Zur Ermittlung des Grades der Sauerstoffversorgung dienen langlebige Tiere, deren Ansprüche an den Mindestsauerstoffgehalt bekannt sind. Wegen der Schwierigkeit, die Güteklasse bei Artenarmut oder bei planktonreichen Gewässern zu bestimmen, werden zusätzlich zum Saprobienindex weitere Kenngrößen des Gewässers, vor allem Sauerstoffgehalt und BSB₅, einbezogen. Diese Erweiterung hat sich vor allem bei langsam fließenden, gestauten Flüssen bewährt.

Die Güteklasse I ist oligosaprob und weist geringe Artenzahl und geringe Produktion auf. Es sind Gewässerabschnitte mit reinem, stets annähernd sauerstoffgesättigtem und nährstoffarmen Wasser, geringem Bakteriengehalt und mäßig dicht besiedelt, vorwiegend mit Algen, Moosen, Strudelwürmern und Insektenlarven. Wichtige Indikatororganismen sind Steinfliegenlarven, Hakenkäfer, Köcherfliegen sowie gesteinsbewohnende Algen aus verschiedenen Gruppen. Sofern sommerkühl sind es Laichgewässer für Edelfische wie Bachforelle (Salmoniden).

Die Güteklasse I/II ist oligosaprob bis beta-mesosaprob und gering belastet. Die Gewässerabschnitte weisen geringe anorganische oder organische Nährstoffzufuhr ohne nennenswerte Sauerstoffzehrung auf, sind dicht und meist in großer Artenvielfalt besiedelt. Die Makrozoen sind artenreich. Hauptgruppen sind Eintagsfliegen, Köcherfliegen und Moose sowie Strudelwürmer, Hakenkäfer, Mücken, Kieselalgen, Rotalgen und Fadenalgen. Typische Fische sind Bachforelle und Äsche.

In die beta-mesosaprobe Güteklasse II fallen Gewässerabschnitte mit mäßiger Verunreinigung und guter Sauerstoffzehrung und sehr großer Artenvielfalt und Individuendichte von Algen. Wichtige Indikatororganismen Hakenkäfer, Eintags- und Köcherfliegenlarven, Schnecken, Kleinkrebse, Moostiere, Kiesel- und Fadenalgen. Wasserpflanzenbestände (Blütenpflanzen) decken größere Flächen dieser meist ertragreichen Fischgewässer (Barbe, Äsche, Flussbarsch, Hecht). Sie hat die größte Artenfülle an Makrozoen, Makrophyten und Mikrophyten. Die Güteklassen I bis II stellen natürliche Zustände dar.

In die Güteklasse II/III fallen Gewässerabschnitte, deren Belastung mit organischen, sauerstoffzehrenden Stoffen einen kritischen Zustand bewirkt. Ein Rückgang der Artenzahl der Makroorganismen ist zu beobachten. Gewisse Arten neigen zu Massenentwicklung; Algen bilden häufig größere flächenbedeckende Bestände (Grünalgenkolonien). Meist sind es noch ertragreiche Fischgewässer (Karpfen, Aal, Schleie, Brassen). Fischsterben infolge Sauerstoffmangels ist möglich. Wichtige Indikatororganismen sind Mikrozoen, Egel, Schnecken, Moostierchen, Kleinkrebse und Muscheln, die Mikrozoen haben die größte Artenfülle, daneben existieren viele Makroarten. Diese Klasse hat eine hohe Individuendichte und eine

hohe Primärproduktion. Bei Klasse II-III liegt ein instabiler Zustand und anthropogener Einfluss vor.

Zur alphamesosaprobien Güteklasse III Gewässer mit starker organischer, sauerstoffzehrender Verschmutzung, meist niedrigem Sauerstoffgehalt und örtlichen Faulschlammablagerungen. Flächendeckende Kolonien von fadenförmigen Abwasserbakterien und festsitzenden Wimpertierchen übertreffen das Vorkommen von Algen und höheren Pflanzen. Nur wenige, gegen Sauerstoffmangel unempfindliche tierische Makroorganismen wie Schwämme, Egel, Wasserrasseln treten zeitweise massenhaft auf, Hauptgruppen bilden Glockentierchen und saprobe Algen. Mit geringen Fischereierträgen (Plötze, Schleie) und periodischem Fischsterben ist zu rechnen.

Gewässerabschnitte der Güteklasse III/IV haben weitgehend eingeschränkten Lebensbedingungen durch sehr starke Verschmutzung mit organischen, sauerstoffzehrenden Stoffen, oft durch toxische Einflüsse verstärkt. Zeitweilig kommt es zum totalen Sauerstoffschwund. Trübung durch Abwasserschwebstoffe und ausgedehnte Faulschlammablagerungen, die mit roten Zuckmückenlarven oder Schlammröhren-Würmern dicht besiedelt sind, treten häufig auf. Der Rückgang fadenförmiger Abwasserbakterien ist festzustellen und Hauptgruppen sind die Abwasserpilze und Schlammwürmer. Fische sind nicht auf Dauer und dann nur örtlich begrenzt anzutreffen.

Abwasserbelastete Fließgewässerzonen zeichnen sich durch das Fehlen von Eintagsfliegen-, Steinfliegen- und Köcherfliegenlarven aus. Als Ursachen hierfür sind der Untergrund, der durch Bakterien- und Pilzbewuchs schleimig wird und damit als Anheftungsfläche für Insektenlarven ausscheidet, sowie eine ungenügende Sauerstoffversorgung anzusehen.

In der polysaprobien Klasse IV sind Bakterien, einschließlich Schwefelbakterien, die Hauptgruppe. Die Gewässerabschnitte zeichnen sich durch übermäßige Verschmutzung und durch organische sauerstoffzehrende Abwässer aus; Fäulnisprozesse herrschen vor. Der Sauerstoff ist über lange Zeit in sehr niedrigen Konzentrationen vorhanden oder fehlt völlig. Die Besiedlung erfolgt vorwiegend durch (Schwefel)-Bakterien, Geißeltierchen und freilebende Wimpertierchen, wobei Fische fehlen. Bei starker toxischer Belastung kommt es zur biologischen Verödung.

Anhand der Güteklassen wird zwischen Belastung (Güteklassen I bis II-III) und Verschmutzung (III bis V) unterschieden. Eine Belastung wird negativ eingestuft, ist aber gegebenenfalls noch tragbar. Eine Verschmutzung ist dagegen ein untragbarer Zustand. Zwischen Güteklasse II und Güteklasse III liegt ein Bereich, in dem noch aerobe Verhältnisse herrschen und in dem Produzenten und Destruenten gleichermaßen leben können. In den Güteklassen IV bis II/III wird die Biomasse durch Verschmutzung von außen und die heterogenen Aktivitäten bestimmt. Bei anthropogener Verschmutzung kann der hohe Anteil an gelöster organischer Substanz nur von Bakterien und Pilzen abgebaut werden. In der Klasse V überwiegen abiotische Verhältnisse.

Das Verfahren der biologisch-ökologischen Gewässeruntersuchung ist einheitlich geregelt [11.75]. Die Gewässeruntersuchung muss von erfahrenen Gewässerbiologen vorgenommen werden. Bei der Erfassung im Gelände werden die physi-

ographischen Verhältnisse während der Probenahme aufgenommen, wie Strömungsverhältnisse, Abflussquerschnitte, Ufer- und Sohlgestalt, Wasserfarbe und -geruch. Die Substratverhältnisse des Untergrundes einschließlich der Wasserflora, des Bodenschlammes und der Ausbildung der Wasserwechselzone sowie die Reduktionserscheinungen an der Gewässersohle (Faulschlamm Bildung) und die Beschattung sind anzusprechen. Eine revidierte Artenliste für die Berechnung des Saprobienindex und die Überprüfung der saprobiellen Valenz der Indikatorarten ist zu erstellen. Bei der Artenliste wurden folgende Kriterien eingehalten: Die Arten müssen taxonomisch einwandfrei charakterisiert werden können und müssen eine hinreichend enge ökologische Amplitude besitzen. Sie müssen von einem Biologen, der kein Spezialist für die betreffenden Gruppen von Wasserorganismen ist, bestimmbar sein und sollen möglichst weit verbreitet sein.

Der Wert des Saprobienindex S für eine Untersuchungsstelle wird gebildet aus dem Saprobienwert der i -ten Art S_i , seinem Indikationsgewicht G_i und der Abundanz A_i unter Beachtung des Streuungsmaßes SM [11.75, 11.104]:

$$S = \sum_{i=1}^n S_i \cdot G_i \cdot A_i / \sum_{i=1}^n G_i \cdot A_i; \quad SM = \left[\frac{\sum (S_i - \bar{S})^2 A_i G_i}{(n-1) \sum A_i G_i} \right]^{0,5} < \pm 0,2 \quad (11.127)$$

S : Saprobienindex für die Biozönose einer Untersuchungsstelle ($1 \leq S \leq 4$),

n : Laufindex, entspricht der Anzahl der gefundenen Arten,

S_i : Saprobienwert der i -ten Art (Taxon),

G_i : Gewichtung der i -ten Art,

A_i : Abundanzziffer der i -ten Art; $A_i = 1$ (Einzelfund) $A_i = 2$ (wenig), $A_i = 4$ (mittel), $A_i = 6$ (viel) $A_i = 7$ (massenhaft); Beurteilung der Gewässergüte möglich für:

$$\sum A_i \geq 14 \text{ und } SM = \left(\sum_{i=1}^n [(S_i - \bar{S})^2 G_i A_i] \right)^{0,5} / \left[(n-1) \sum_{i=1}^n G_i A_i \right]^{0,5} < \pm 0,2.$$

Die Abundanz ist die Häufigkeit einer Art bezogen auf die Fläche und den Raum. Die Abundanzziffer ist eine Zahl von 1 bis 7 ohne Bezug auf die Fläche und dient zur Kennzeichnung der Individuendichte eines Taxon. Das Indikationsgewicht ist eine dimensionslose Zahl (1, 2, 4, 8, 16) und dient zur Kennzeichnung der zunehmenden Indikationsqualität der einzelnen Saprobien auf der Grundlage ihrer enger werdenden saprobiellen Valenz. Voraussetzung zur Bestimmung der Saprobienindices ist die Kenntnis der zu bestimmenden Arten. Der Bestimmungsschlüssel von [11.67] ist eine geeignete Möglichkeit, um das Saprobien System nach [11.76] einzustufen. Eine Anleitung zur ersten Abschätzung der Gewässergüte wird von [11.62] gegeben, wobei Fehlbestimmungen und -interpretationen nicht auszuschließen sind.

Neben der biologischen Analyse werden chemische *Indices* verwendet, vor allem Parameter, die vom biochemischen Abbau organischer Substanzen beeinflusst werden [11.11, 11.78] (Tab. 11.19). Die Parameter Sauerstoffsättigung, pH, Leitfähigkeit, Wassertemperatur werden herangezogen. Nach Gewichtung der einzelnen Parameter wird der Index durch Multiplikation ermittelt. Die Klassifikation der Konzentrationen für die einzelnen Messgrößen wurden empirisch ermittelt.

Der chemische Index kommt bei hinreichend häufiger Messung der chemischen Parameter dem Saprobienindex sehr nahe. Auf die nutzungsbezogene Gewässerbewertung anhand chemischer und physikalischer Güteparameter wird auf Schriftum verwiesen [11.72, 11.77].

Der Schutz eines Fließgewässers erfordert die Verringerung der Nährstoffzufuhr aus dem Oberlauf auf ein natürliches Maß. Außer dem Überschwemmungsgebiet sollte auch bei Fließgewässern eine Pufferzone geschaffen werden, die als Teil des Schutzgebietes zur Verringerung des seitlichen Nährstoffeintrags dienen sollte, wozu auch Uferrandstreifen zum Rückhalt von Bodeneinträgen beitragen. Die Regeneration eines überdüngten Flussabschnittes ist verhältnismäßig einfach, da sie von selbst durch Ausspülen erfolgen kann.

Die Abgrenzung von Fließgewässerschutzgebieten ist schwierig, weil das Fließgewässer ein offenes, linienförmiges System ist und von der Quelle bis zur Mündung eine ökologische Einheit bildet. Im Fließgewässer wird der ständigen Abdrift von Nährstoffen und einiger Individuen entgegengewirkt durch das Wandern anderer Individuen nach flussaufwärts. Zusätzlich benutzen zu unterschiedlichen Jahreszeiten unterschiedliche Altersstufen einzelne Flussabschnitte: da z.B. die Larven von Eintagsfliegen verdriftet werden, fliegen die Imagines zur Eiablage bachaufwärts.

Als Beispiel soll eine Gewässerbewertung nach dem Saprobienindex gezeigt werden. Mit einer einmaligen Aufnahme der Gewässerlebensgemeinschaft eines kleinen Gewässers sollen Anhaltspunkte zur organischen Belastung gewonnen werden. Der teilweise begradigte Fluss entspringt im norddeutschen Hügelland (Elm) und fließt meist gering beschattet durch landwirtschaftlich intensiv genutztes Gebiet.

Beprobung: An vier Probestellen P1 bis P4, davon zwei im Hügelland, erfolgte eine einmalige Aufnahme des Makrozoobenthons mit Handnetzen zur Saprobienindexberechnung durch Bestimmung und Zählung der Arten, die Bestimmung des Sauerstoffgehaltes, des biologischen Sauerstoffbedarfs und des Ammoniumgehaltes.

Ergebnisse: An der Probestelle P₁ herrscht in dem schneller durchströmten Bereich größeres Sediment vor mit nur geringen Anteilen an organischen Bestandteilen. Auf dem Gewässergrund wachsen festsitzende Algen. Organismen in diesen Gewässerbereichen weiden die Algen ab und kommen an diesen exponierten Stellen mit schnell fließendem sauerstoffreichem Wasser in Kontakt.

Die Probestelle P₂ befindet sich unmittelbar unterhalb eines Reiterhofes und einer Gaststätte. Der im naturnahen Zustand befindliche Bachabschnitt weist ein starkes Grünalgenvorkommen auf. Die hohen Werte von BSB, Ammonium- und Phosphatkonzentrationen sowie der Saprobienindex zeigen organische Einleitungen an. Die chemischen Werte passen gut zu den beobachteten starken Vorkommen von fädigen Grünalgen. Die direkte Einleitung sowie die Mineralisation der organischen Abwässer durch Bakterien und Pilze bewirkt hohe Nährstoffgehalte.

Makrozoobenthos Erhebung an den vier Untersuchungsstellen: Gefundene Arten mit ihrem Saprobienwert S_i und dem Gewichtungsfaktor G_i nach DIN 38410 sowie A_i die Abundanz A_i (gezählte Arten). Berechnete Saprobienindices, biochemische Messwerte und vorgenommene Einstufung der Gewässergüte (s. Tabelle). Für A_1 ist der Saprobienindex:

$$S = \Sigma(1,6 \cdot 8 \cdot 2 + 2,1 \cdot 4 \cdot 6 + 2,3 \cdot 4 \cdot 1) / (8 \cdot 2 + 4 \cdot 6 + 4 \cdot 1) = 85,2 / 44 = 1,94$$

$$SM = \Sigma(0,34^2 \cdot 16 + 0,16^2 \cdot 24 + 0,36^2 \cdot 4) / 3 \cdot 44 = 2,982 / 1,32 = 0,15 < 0,2.$$

Die Probestelle P₃ befindet sich unterhalb von zwei kleinen Dörfern am Fuße des Hügellandes und ist durch geringe Abbauvorgänge gekennzeichnet, wie dies durch den niedrigen Saprobienindex und den geringen BSB angezeigt wird. Der Einfluss von P₂ ist nicht mehr festzustellen. Dies liegt an der Selbstreinigung und an unbeeinflussten Zuflüssen, die zwischen P₂ und P₃ einmünden. Nennenswerte Verunreinigungen durch die beiden Dörfer sind auszuschließen.

Probestelle	1	2	3	4		
Art	S	G	A ₁	A ₂	A ₃	A ₄
Hakenkäfer (<i>Elmis maugetii</i>)	1,5	8	0	0	3	0
Dreieckskopfstrudelwurm (<i>Dugesia gonocephala</i>)	1,6	8	2	0	3	0
Flussnapfschnecke (<i>Ancylus fluviatilis</i>)	2,0	4	0	0	3	0
Flohkrebs (<i>Gammarus pulex</i>)	2,1	4	6	1	5	1
Großer Schneckenegel (<i>Glossiphonia complanata</i>)	2,2	8	0	0	3	0
Eintagsfliege (<i>Baetis rhodani</i>)	2,3	8	0	0	4	0
Schlammfliege (<i>Sialis lutaria</i>)	2,3	4	1	0	0	0
Schlammsschnecke (<i>Radix peregra</i>)	2,3	4	0	0	0	3
Rollegel (<i>Erpobdella octoculata</i>)	2,7	4	0	3	0	3
Wasserrassel (<i>Asellus aquaticus</i>)	2,7	4	0	2	0	2
Rote Zuckmücke (<i>Chironomus thummi</i>)	3,2	4	0	7	0	0
Schlammröhrenwurm (<i>Tubifex</i> spp.)	3,5	4	0	0	0	2
Saprobienindex			1,94	2,92	1,96	2,68
Sauerstoff (%)			98	75	95	126
BSB ₅ (mg/l)			1,5	14	2,3	5
Ammonium (mg/l)			n.n.	2,5	0,05	0,7
Gewässergüteklasse			II	II	II	II–III

Am Gewässerabschnitt P₄ hat der Fluss bereits mehrere Dörfer, Einzelgehöfte und eine fünf Kilometer aufwärts gelegene Kläranlage passiert. Es ist eine Verschlechterung der Wasserqualität festzustellen. Obwohl zum Zeitpunkt der Messung der Sauerstoffgehalt hoch ist, kann hier besonders in der Nacht mit Sauerstoffdefiziten gerechnet werden. Der hohe Sauerstoffverbrauch wird bedingt durch die Atmungstätigkeit der Wasserpflanzen, sowie der abbauenden Organismen, wie Pilze und Bakterien. Die starke Übersättigung am Tage ist durch die Produktion der vorhandenen Pflanzen zu erklären. Diese können sich in diesem Gewässerabschnitt stark entwickeln, da durch Mineralisationsprozesse ausreichend Nährstoffe vorhanden sind.

11.2.3.2 Bewertung anhand der Fischfauna und der Wasserpflanzen

Im gemäßigten humiden Klimabereich existiert unter natürlichen Bedingungen in größeren Fließgewässern eine charakteristische Abfolge von Fischregionen. Diese stehen in engem Zusammenhang mit dem Rhithral (Oberlaufzone des Gebirgsbaches) und dem Potamal (Unterlaufzone des Tieflandflusses), zwei aus der Limnologie stammenden Begriffen zur Flusseinteilung. Bei den Salmoniden (Forellenartige Fische) wird die Forellen-Region dem Epi-Rhithral und die Äschen-Region den Hypo-Rhithral zugeordnet. Bei den Cypriniden (Karpfenartige Fische) wird die Barben-Region den Epi-Potamal und die Brassen-Region den Meta-Potamal zugewiesen. Auf das Mündungsgebiet entfällt die Kaulbarsch-Flunder-Region (Hypo-Potamal).

Die Ausprägung der Fischregionen ist in erster Linie abhängig von den Faktoren Temperatur, Strömung und Sauerstoffgehalt, Substratzusammensetzung und Nährstoffangebot. Verschiedene Strömungsgeschwindigkeiten und Substratkorngrößen in einem Gewässer bieten unterschiedlichen Fischen Lebensraum und steigern auch die Fischartenzahl. Hinsichtlich des potentiell möglichen Arteninventars ist die Zugehörigkeit des untersuchten Gewässerabschnitts zu den obigen Regionen bei der Bewertung der Fischfauna zu berücksichtigen. Ökologische Fischgruppen umfassen indifferente Arten (z.B. Brasse, Hecht; Aal, Rotaugen) rheophile Arten (z.B. Bachforelle, Groppe, Döbel, Schmerle), die gut an strömendes Wasser angepaßt sind, und stagnophile Arten (z.B. Giebel, Karpfen, Schleie, Bitterling), die an stehendes Wasser angepaßt sind. Bei der Bindung der einzelnen ökologischen Gruppen an bestimmte Gewässerstrukturen wurde festgestellt, dass den mit dem Hauptstrom in Verbindung stehenden Altarmen besondere Bedeutung zukommt. Die Bedeutung dieser Strukturelemente ändert sich aber mit der Lebensphase der Fische. Während sie für die Jungfische indifferenter Arten Standort sind, benutzen sie Adultfische als Hochwasserschutzzonen und Wintereinstandsplätze.

Die Einbindung von Fischen in das Saprobiensystem ist schwierig, da es sich selbst bei standorttreuen Arten um vagile Organismen handelt. Das einmalige Erfassen einer Fischart sagt also nur wenig über den Zustand des untersuchten Gewässerteils aus. Infolgedessen sind bisher lediglich zwei Arten Groppe (*Cottus gobio*) und Bachneunauge (*Lampetra planeri*), in das Saprobiensystem aufgenommen [11.76]. Die Indikatorfunktion einzelner Arten ist also gering, wesentlich aussagekräftiger ist die Untersuchung der Fisch-Lebensgemeinschaft bzw. des Populationsaufbaus. Die langfristige Umweltbelastung durch geringe Konzentrationen gefährlicher Substanzen, z.B. Pflanzenschutzmittel, können im Fischgewebe nachgewiesen werden, da Fische als Endglieder der Nahrungskette Schadsubstanzen im Laufe ihres Lebens akkumulieren. Als Untersuchungsmethode dient in der Regel die Elektrobefischung und / oder Netzfänge mit anschließender Vermessung und Wägung der gefangenen Fische. Soll die Populationsstruktur genau analysiert werden, bedarf es einer Altersbestimmung der Fische [11.79, 11.76].

Die allgemeine Bewertung der strukturellen Intaktheit von Flusssystemen kann anhand fischfaunistischer Merkmale unterstützt werden [11.71], da z.B. die Fischfauna mit der Varianz der Gewässertiefen und -breiten korreliert. Artenzahl und Diversität der Fischfauna steigen mit zunehmender Tiefenvarianz an, was im Zusammenhang für kleinere Rhithral-, wie auch Potamalgewässer gezeigt werden konnte.

In Fließgewässern beeinflussen die festsitzenden Algen diverse Stoffwechselprozesse, höhere *Wasserpflanzen* (Makrophyten) sind vor allem als Strukturelemente für die Biozönose von Bedeutung. Ein morphologisch reich strukturierter Fluss mit Altarmen, Prall- und Gleithängen lässt eine Vielzahl an Pflanzenwuchsformen und -Arten, wie z.B. Schwimmblattpflanzen, Hahnenfußgewächse, Laichkräuter entstehen, die wiederum Mikrohabitate für die abbauenden Organismen der Selbstreinigung schaffen. Eine große Diversität ist im Allgemeinen positiv bezüglich Strukturvielfalt und Selbstreinigung zu bewerten. Darüber hinaus kann das Vorkommen einzelner Arten oder Pflanzengesellschaften Rückschlüsse

auf die Wasserqualität des Fließgewässers zulassen, sofern die Ansprüche der Arten bekannt sind [11.66]. Einen Vergleich der Gewässerbewertungsmethoden mit Hilfe von submersen Wasserpflanzen, Makroinvertebraten und chemischen Werten in bayerischen Fließgewässern zeigt gute Übereinstimmungen zwischen einer Bioindikation durch Makrophyten und Makroinvertebraten.

Die Artenvielfalt (Diversität) ist ein wichtiger Kennwert eines Biotopes; sie steigt mit zunehmender Artenzahl und mit zunehmend gleichmäßiger Verteilung der Individuen auf die vorhandenen Arten. Natürliche Biozönosen zeichnen sich meist durch eine hohe Diversität, also durch wenige dominante Arten und eine große Anzahl seltener Arten aus. Eine geringe Diversität, d.h. wenige Taxa mit hoher Individuendichte sind oft kennzeichnend für verarmte bzw. gestörte Lebensgemeinschaften oder extremer Lebensräume, z.B. Moore. Der Diversitätsindex nach Shannon-Wiener [11.2] dient zum Vergleich von Biotopen bzw. für zeitlich verschiedene Zustände (vor und nach einer Veränderung) eines Lebensraumes.

Ergänzend zur ökologischen Gewässerbewertung kann eine nutzungsbezogene Bewertung erfolgen. So ist die fischereiliche Bewertung von Fließgewässern verhältnismäßig lang im Gebrauch.

Als nutzungsbezogene Bewertung von Wasserinhaltsstoffen kann die Chloridbelastung gelten. So erfordert die Trinkwassergewinnung die Klassifizierung der Chloridbelastung neben anderen Parametern wie [11.80].

DOC (Dissolved organic Carbon), $\text{NH}_4\text{-N}$, Sauerstoffsättigung sowie die Gehalte an Neutralsalzen, diese für die Trinkwasseraufbereitung wichtigen Faktoren werden einzeln in Konzentrationsstufen klassifiziert und bei der gleichzeitigen Bewertung von mehreren Einzelfaktoren, die unabhängig voneinander wirksam sein können, ist der am schlechtesten bewertete Faktor für das Gesamtergebnis entscheidend. Im Rahmen der Umweltaktivitäten der Europäischen Gemeinschaft sind ebenfalls Gewässergüteanforderungen verabschiedet und als EG-Richtlinien in nationales Recht übernommen worden [11.19].

Aus dem Wasserhaushaltsgesetz ergeben sich nutzungsbezogene Qualitätsanforderungen an Fließgewässer und Verpflichtungen, Bewirtschaftungspläne für Gewässer bzw. Gewässerabschnitte aufzustellen. Für die Freizeitfischerei, landwirtschaftliche Nutzung des Wassers sowie Freizeit und Erholungsnutzung bestehen keine verbindlichen Güteanforderungen, können aber landesintern eingeführt werden. Freizeit und Erholung stellen ästhetische Ansprüche an das Aussehen eines Fließgewässers. Diese Nutzung kann nur sichergestellt werden, wenn neben die Gewässerreinigung eine entsprechende Gewässerpflege tritt. An Gewässer, die noch keiner konkreten Nutzung unterliegen und die keinen Bewirtschaftungsplan aufweisen, können „Mindestgüteanforderungen“ gestellt werden [11.57]. Rechtliche Grundlage bildet im wesentlichen das Wasserhaushaltsgesetz, wonach Gewässer so zu bewirtschaften sind, dass sie dem Wohl der Allgemeinheit und in Abwägung damit auch dem Nutzen Einzelner dienen können. Den Mindestgüteanforderungen liegt die Güteklasse II–III zugrunde.

Literaturverzeichnis

Literatur zu Kapitel 1:

- 1.1 Clodius, S.: Wasser für Bevölkerung und Wirtschaft in der Bundesrepublik Deutschland in den nächsten 30 Jahren. GWF 48 (1969) 1335-1337
- 1.2 Dyck, S.: Der Wasserkreislauf der Erde. Wissenschaft und Fortschritt 7 (1985) 176-179
- 1.3 Baumgartner, A.; Reichel, E.: Die Weltwasserbilanz. München: R. Oldenbourg 1975
- 1.4 Henning, D.: Die klimatologische Wasserbilanz der Kontinente. Münstersche Geographische Arbeiten 19 (1984)
- 1.5 FAO: Review of World Water Resources by Country. Water Reoprts 23. Rome (2003)
- 1.6 Leeden, F. van der: Water resources of the world. Port Washington: Water Information Center 1975
- 1.7 Imhoff, K.R.: Bewirtschaftung und weiterer Ausbau der Ruhralsperren. Wasserwirtschaft 7/8 (1977)
- 1.8 Imhoff, K.R.; Wälter, E.: Die Wassermengenwirtschaft an der Ruhr vor dem nächsten Schritt. Wasserwirtschaft 1 (1975)
- 1.9 Maniak, U.; Renz, F.W.: Das Talsperrensystem Ruhr. DVWK-Fortbildungslehrgang für Wasserwirtschaft (1985)
- 1.10 Maniak, U.; Renz, F.W.: Stochastisches Abflussmodell zur Optimierung des Talsperrenbetriebs im Ruhreinzugsgebiet. Wasserwirtschaft 1 (1975) 21-27
- 1.11 Hessische Landesanstalt für Umwelt (Hrsg.): Bericht über das Hochwasser im Februar 1984. Schriftenreihe der HLfU 23 (1985)
- 1.12 Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Inneren (Hrsg.): Überleitung von Altmühl- und Donauwasser in das Regnitz-Maingebiet. Schriftenreihe Wasserwirtschaft in Bayern 1 (1970)
- 1.13 Becker, M.; Kleeberg, H.B.; Schmidtke, F.: Die Langzeitbewirtschaftung für das Überleitungssystem Donau-Main. DVWK-Fortbildungslehrgang für Wasserwirtschaft (1985)
- 1.14 Golubev, G.N.; Biswas, A.K. (eds.): Interregional water transfers : Problem and prospects. Oxford: Pergamon 1979
- 1.15 Innwerke AG: Innstaustufe Stammham. Töging: Eigenverlag 1953
- 1.16 Carl, L.; Hack, H.P.: Das Pfeilerkraftwerk Nußdorf am Inn. Wasserwirtschaft (1983)

- 1.17 Shiklomanov, I.: Water consumption, water availability and large scale water projects. The Impact of large water projects, UNESCO/UNEP, Paris 1990 317 – 330
- 1.18 Avakaiau, A.: Reservoirs of the world and their environmental impact UNESCO, Paris 1990
- 1.19 Liebscher, H. J.: Meteorological hydrological and geological conditions in the Federal Republic of Germany in: National Report on Hydrological Research 1983-1993; DFG, Bonn 1995
- 1.20 EU: Richtlinie 2000/60/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 23.10.00 zur Schaffung eines Ordnungsrahmens für Maßnahmen der Gemeinschaft im Bereich der Wasserpolitik
- 1.21 Keitz S.(Hrsg.): Handbuch der EU-Wasserrahmenrichtlinie, Erich Schmidt, Wiesbaden 2002
- 1.22 Leichtweiss-Institut, TU Braunschweig: Retentionskatalog Hessen. Unveröffentlicht, Braunschweig (2007=

Literatur zu Kapitel 2:

- 2.1 Plate, E. (Hrsg.): Engineering meteorology. Amsterdam: Elsevier Scientific 1982
- 2.2 Roth, R.: Einige Bemerkungen zur Entstehung von Sommerhochwasser aus meteorologischer Sicht. Z. f. Kulturtechnik u. Landesentwicklung 37, 241-245 (1996)
- 2.3 Johannsen, H.: Schauerniederschläge. Wasserwirtschaft 1/2 (1970)
- 2.4 Maniak, U.: Problematik bei der Ermittlung von maßgeblichen Niederschlägen als Eingangsdaten für Niederschlag-Abfluss-Modelle. Wasser und Boden 10 (1972) 299-303
- 2.5 Khrgian, A.Kh.: Meteorology: A historical survey, 2. Auflage. Jerusalem: Israel program for scientific translation 1970
- 2.6 Biswas: History of hydrology. Amsterdam: North Holland Publishing 1970
- 2.7 Hellekes, R.: Die hydrologische Station Mönchengladbach-Reindahlen. Wasser und Boden 34 (1982) 4
- 2.8 Attmanspacher, W.; Riedl, J.: Ein Ombrometer im Baukastenprinzip zur Erfassung und digitalen Ausgabe der Niederschlagsdauer und -menge. Ber. Dtsch. Wetterdienst 131 (1973)
- 2.9 Sevruk, B. (Hrsg.): Correction of precipitation measurements. Züricher Geographische Schriften 23 (1985)
- 2.10 Dtsch. Wetterdienst (Hrsg.): Anleitung für Beobachter an den Niederschlagsstationen des Deutschen Wetterdienstes. Offenbach: Eigenverlag 1983
- 2.11 Dtsch. Wetterdienst (Hrsg.): Anleitung für Beobachter an den Klimahauptstationen des Deutschen Wetterdienstes. Offenbach: Eigenverlag 1980
- 2.12 Attmanspacher, W.: Neue Geräte und Methoden zur Messung des Punkt- und Flächenniederschlags. Ber. Dtsch. Wetterdienst 146 (1978)
- 2.13 Attmanspacher, W.; Hartmannsgruber, R.; Riedl, J.: Eine Methode zur halbautomatischen Flächenniederschlagsmessung mit einem X-Band-Radar. Arch. Met. Geoph. Biokl. Ser. B. 22 (1974)

-
- 2.14 WMO (ed.): Use of the ground based radar in meteorology. Technical Papers (WMO 193) 99 (1966)
- 2.15 Nemec, J.: Hydrological forecasting. Dordrecht: D. Reidel 1986
- 2.16 Klatt, P.: Vorhersage von Hochwasser aus radargemessenem und prognostiziertem Niederschlag. Schriftenreihe Hydrologie und Wasserwirtschaft der Ruhruniversität Bochum 1 (1983)
- 2.17 Kruger, L.-R.; Harboe, R.; Schultz, G.A.: Estimation of convective rainfall volumes with the aid of satellite data. IASH 145 (1983) 273-280
- 2.18 List, R.: Smithsonian meteorological tables, 6. Auflage. Washington: Smithsonian Institution 1971
- 2.18 Swinbank, W.C.: The measurement of vertical transfer of heat and water vapour. Jour. of Meteorology 8 (1951) 135-145
- 2.19 DVWK (Hrsg.): Empfehlungen zum Bau und Betrieb von Lysimetern. DVWK-Regeln zur Wasserwirtschaft 114 (1980). Hamburg: Parey
- 2.21 Aboukhaled, A.; et.al.; FAO (ed.): Lysimeters. Irrigation and drainage papers 39 (1982)
- 2.22 Friedrich, W.; Franzen, H.: Ein neuer Versickerungsmesser. Dtsch. Gew. Mitt. 1 (1960) 105-111
- 2.23 Schroeder, M.: Untersuchungen an Lysimetern mit Waldbestockung. Mitt. des Arbeitskreises "Wald und Wasser" 5 (1970)
- 2.24 Werner, J.: Die Erprobung einer vereinfachten energetischen Verdunstungsbestimmungsmethode an Waldbeständen der Großlysimeteranlage St. Arnold bei Rheine 1981/82. Schriftenreihe des Landesamtes für Wasser- und Abfallwirtschaft Nordrhein-Westfalen 40 (1985)
- 2.25 Hoynigen-Huene, J.v.; Bramm, A.: Die wägbare Unterdruck-Lysimeteranlage in Braunschweig-Völkenrode. Landbauforschung Völkenrode 2 (1978) 95-102
- 2.26 Doorenbos, J.; Pruitt, W.O.; FAO (ed.): Crop water requirements. Irrigation and drainage paper 24 (1975)
- 2.27 Keller, R. (Gesamtleitung): Hydrologischer Atlas der Bundesrepublik Deutschland. Boppard: Boldt 1979
- 2.28 Schrödter, H.: Verdunstung: Anwendungsorientierte Meßverfahren und Bestimmungsmethoden. Berlin: Springer 1985
- 2.29 Doorenbos, J.; Kassam, A.H.; FAO (ed.): Yield response to water. Irrigation and drainage paper 33 (1979)
- 2.30 Werner, J.: Läßt sich die Verdunstung freier Wasserflächen noch mit anderen als dem bisher üblichen Instrumentarium messen? Dtsch. Gew. Mitt. 3 (1974) 55-63
- 2.31 Brutsaert, W.: Evaporation into the Atmosphere. Dordrecht: D. Reidel 1982
- 2.31 Czeratzki, W.: Ein Verdunstungsmesser mit keramischer Scheibe. Landbauforschung Völkenrode 18 (1968) 93-98
- 2.33 Seemann, J.; et al.: Agrarmeteorologie. Berlin: Springer 1979
- 2.34 Geiger, R.: Das Klima der bodennahen Luftschichten. Braunschweig: F. Vieweg 1961
- 2.35 Baur, F.: Linkes meteorologisches Taschenbuch, Bd.III: Hilfsmittel des beobachtenden Meteorologen. Leipzig: Akademische Verlagsgesellschaft 1957

-
- 2.36 WMO (ed.): Guide to meteorological instruments and observation practices. Technical papers 3 (1971)
- 2.37 Kondratyev, K.V.: Radiation in the atmosphere. New York: Academic Press 1969
- 2.38 Schädler, B.: Die Variabilität der Evapotranspiration im Einzugsgebiet Rietholzbach bestimmt mit Energiebilanzmethoden. Mitt. der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich 46 (1980)
- 2.39 WMO (ed.): Guide to hydrological practices, 5. Auflage. Genf: 1994
- 2.39 Flohn, H.; Wittenberg, H.: Die Verdunstung als wasserwirtschaftliche Schlüsselgröße zum Qattara Projekt. Wasser und Boden 8 (1980) 352-358
- 2.40 Werner, J.: Brauchbare Energieumsatzformeln für den Grenzbereich Gewässeroberfläche/Luft. Wasserwirtschaft 72 (1982) 18-22
- 2.41 Dyck, S.; et.al.: Angewandte Hydrologie, Teil 2: Der Wasserhaushalt der Flussgebiete. Berlin: VEB-Verlag für Bauwesen 1978
- 2.43 Linsley, R.; Kohler, M.; Paulhus, I.: Applied hydrology. New York: McGraw Hill 1949
- 2.44 Chow, VenTe: Handbook of applied hydrology. New York: McGraw Hill 1964
- 2.45 Mäde, A.: Zur Berechnung der potentiellen Evapotranspiration nach Turc. Zeitschrift für Meteorologie 1 (1975) 21-24
- 2.46 Haude, W.: Über die Verwendung verschiedener Klimafaktoren zur Berechnung der potentiellen Evaporation und Evapotranspiration. Met. Rundschau 11 (1958) 96-99
- 2.47 Scultetus, J.: Klimatologie. Braunschweig: Westermann 1969
- 2.47 Penman, H.L.: Natural evaporation from open water, bare soil and grass. Proc. Royal Soc. Ser. A. 1032 193 (1948) 120-146
- 2.48 Saxton, K.E.; Johnson, H.P., Shaw, R.H.: Watershed evapotranspiration estimated by the combination method. Trans. of ASAE 17 (1974) 669-672
- 2.49 Bornholdt, A.: Evaporation und Evapotranspiration: Korrelationsuntersuchungen in einem Bewässerungsgebiet. Mitt. des Leichtweiß-Institutes für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig 23 (1969)
- 2.50 Braun, G.: Entwicklung eines physikalischen Wasserhaushaltsmodells für Lysimeter. Mitt. des Leichtweiß-Institutes für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig 49 (1975)
- 2.51 Bundesanstalt für Gewässerkunde (Hrsg.): Geschichte der Hydrologie. Bes. Mitt. Dtsch. Gew. Jhb. 45 (1984)
- 2.52 Länderarbeitsgemeinschaft Wasser, Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.): Pegelvorschrift. Hamburg: Parey 1978
- 2.53 Morgenschweis, G.; Vogelbacher, A.: Erfassung und numerisch-graphische Auswertung von Durchflussmessungen im Gelände, Wasserwirtschaft 80 (1990), 3
- 2.54 WMO (ed.): Manual on stream gauging. Operational Hydrology (WMO 519) 12 (1980)
- 2.55 Bundesanstalt für Gewässerkunde (Hrsg.): Symposium Hydrometrie. Bes. Mitt. Dtsch. Gew. Jhb. 35 (1971)
- 2.56 Wiesner, D.R.; et.al.: Application of remote sensing to hydrology. Operational Hydrology (WMO 513) 12 (1979)

-
- 2.57 Busch, K.; Luckner, L.: Geohydraulik. Stuttgart: F. Enke 1974
- 2.58 Hölting, B.: Hydrogeologie, Stuttgart: F. Enke 1980
- 2.59 UNESCO (Hrsg.): Groundwater studies. Studies and reports in hydrology 7 (1972)
- 2.60 Schröder, R.C.: Hydromechanik im Wasserbau. Berlin: W. Ernst & Sohn 1966
- 2.61 WMO (ed.): The use of weirs and flumes in stream gauging. Technical papers (WMO 286) 117 (1971)
- 2.62 Herschy, R.W. (ed.): Hydrometry. Chichester: J. Willey & Sons 1978
- 2.63 Bos, M.G. (ed.): Discharge measurement structures. Wageningen Publ. 20 (1976)
- 2.64 International Atomic Energy Agency (ed.): Guidebook on nuclear techniques in hydrology. Wien: 1968
- 2.65 UNESCO (ed.): Teaching aids in hydrology. Technical papers 27 (1985)
- 2.65 Gils, H.: Die wechselnde Abflusshemmung in verkrauteten Gewässern. Dtsch. Gew. Mitt. 5 (1962) 102-110
- 2.66 DVWW (Hrsg.): Naturmessungen im Wasserbau: Möglichkeiten und Grenzen neuer Meßverfahren. Mitt. DVWW 3 (1977)
- 2.67 Morgenschweis, G., Heitefuss, C.: Erste Erfahrungen mit dem Einsatz des Ultraschallverfahrens zur Durchflußerfassung in der staugeregelten Ruhr bei Mühlheim. Wasserwirtschaft 83, H.10, S.550-555 (1993)
- 2.68 Bundesanstalt für Gewässerkunde (Hrsg.): Gewässerkundliches Jahrbuch
- 2.69 Rudloff, H.: Die Schwankungen und Pendelungen des Klimas in Europa seit dem Beginn der regelmäßigen Instrumenten-Beobachtungen (1670). Braunschweig: Vieweg, 1967
- 2.70 DVWK: Ermittlung der Verdunstung von Land- und Wasserflächen, Bonn 1996
- 2.71 Monteith, J.L.: Principles of Environmental Physics. E. Arnold, London 1973
- 2.72 Smith M. : CROPWAT – a computer program for irrigation planning and management, FAO, Irrigation and Drainage Paper 46, Rom, 1992
- 2.73 Tetzlaff G. (Hrsg): Verdunstung - detailliert messen, integriert modellieren – 2. Tagung FA Hydrometeorologie, Mitt. Inst. F. Meteorologie Uni Leipzig 1999, ISBN 3-98061-5-2
- 2.74 Deutsches IHP/OHP – Nationalkomitee: Hydrological networks for integrated and sustainable water resources management, IHP/OHP Berichte, H. 14, Koblenz 2003
- 2.75 Wendling V.: Berechnung der Gras-Referenzverdunstung mit der FAO Penman-Monteith Beziehung, Wasserwirtschaft 85 (1995) 12, S 602-604
- 2.76 Oliveto G.; Hager W.: Discharge Measurement in Circular Sewer, Journal of Irrigation and Drainage Engineering, March/April 1997, 138-141
- 2.77 Morgenschweis, G.: Zur Ungenauigkeit der Durchflusssmessung mit hydrometrischen Flügeln. Deut. Gewässerkdl. Mitt. 34,1990, H1/2, S. 11-21
- 2.78 Morgenschweis, G.: ADCP (Acoustic Doppler Current Profiler) – Einführung einer neuen Messtechnik in den Durchflusssmessdienst. Jahresbericht Ruhrwassermenge, RV Essen, 2003, S. 29-36
- 2.79 Pohl, R.: Kennen wir die Hochwasserdurchflüsse unserer Flüsse? Wasser und Abfall, 2002, S.11-12
- 2.80 Morgenschweis, G.; Nusch, A.: Wassermengen- und wassergütwirtschaftliche Monitoringsysteme im Rahmen des Flussgebietsmanagement im Einzugsgebiet der Ruhr, KA – Wasserwirtschaft, Abwasser, Abfall, 2001, (48), Nr. 2
- 2.81 International Organization for Standardisation: ISO 748 – Liquid Flow Measurements in Open Channels – Velocity-Area-Method. Geneva, 1979

- 2.82 DIN EN ISO 4375: Hydrometrische Bestimmungen – Seilbahnsysteme für Messungen in Fließgewässern
- 2.83 Allen, R. et al: Crop vapotranspiration – guidelines for computing crop water requirements. FAO, Irrigation and Drainage Paper 56, Rome, 1998
- 2.84 ISO 1100/1-2: Measurement of liquid flow in open channels. Part 1: Establishment and operation of a gauging station (1996); Part 2: Determination of the stage - discharge relation
- 2.85 ISO 1438 Liquid flow measurement in open channels using thin-plate weirs and Venturi flumes
- 2.86 ISO 4360: Liquid flow measurement in open channels – rectangular, trapezoidal and unshaped flumes. (1983)
- 2.87 ISO 4360: Liquid flow measurement in open channels – triangular profile weirs. (1984)
- 2.88 ISO 3846 Liquid flow measurement in open channels – rectangular broad-crested weirs. (1989)
- 2.89 ISO 2537: Liquid flow measurement in open channels – cup-type and propeller-type current meters. (1988)
- 2.90 ISO 555/1-3: Liquid flow measurement in open channels – Part 1: Tracer dilution methods for measurement of steady flow. (1994), Part 2: Integration (sudden injection) method; Part 3: Constant rate injection method and integration method using radioactive tracer.

Literatur zu Kapitel 3

- 3.1 DVWK (Hrsg.): Empfehlungen zum Aufbau wasserwirtschaftlicher Datenbanken. DVWK-Regeln zur Wasserwirtschaft 105 (1983). Hamburg: Parey
- 3.2 DVWK (Hrsg.): Meßketten und Schnittstellen für die Erfassung gewässerkundlicher Daten in Meßstationen. DVWK-Regeln zur Wasserwirtschaft 119 (1981). Hamburg: Parey
- 3.3 Chidley, T.R.; Wood, S.R.; FAO (ed.): Electronic data processing systems for land and water data, Vol. I. Rom: 1981
- 3.4 UNESCO (ed.): Teaching aids in hydrology. Technical Papers 27 (1985)
- 3.5 WMO (ed.): Automatic collection and transmission of hydrological observation. Operational Hydrology (1973)
- 3.6 WMO (ed.): Guide to meteorological instruments. Technical Papers 3. Genf: 1971
- 3.7 Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.); Länderarbeitsgemeinschaft Wasser: Pegelvorschrift. Hamburg: Parey 1978
- 3.8 DVWK (Hrsg.); Länderarbeitsgemeinschaft Wasser; Deutscher Wetterdienst: Niederschlag-Aufbereitung und Weitergabe von Niederschlagsregistrierungen. DVWK-Regeln zur Wasserwirtschaft 123 (1985). Hamburg: Parey
- 3.9 Bundesanstalt für Gewässerkunde (Hrsg.); Deutsches IHP-/OHP-Nationalkomitee: Empfehlungen für die Auswertung der Meßergebnisse von kleinen hydrologischen Untersuchungsgebieten. Koblenz: 1985
- 3.10 Hofius, K.: Hydrologische Untersuchungsgebiete im Rheingebiet. Berichte der Internationalen Kommission für Hydrologie im Rheingebiet 3 (1985)
- 3.12 WMO (ed.): HOMS reference manual. Genf: 1981

- 3.13 DIN 4049: Hydrologie - Fachausdrücke
- 3.14 Innwerke AG: Innstaustufe Stammham. Töging: Eigenverlag 1953
- 3.15 Reinhold, F.: Regenspenden in Deutschland. Archiv für Wasserwirtschaft (1940)
- 3.16 Abwassertechnische Vereinigung: Richtlinien für die hydraulische Berechnung von Schmutz-, Regen- und Mischwasserkanälen (Arbeitsblatt A 118). Bonn: Köller 1977
- 3.17 Hershfield, D.M.: Rainfall frequency atlas of the United States. Washington: U.S. Dept. of Commerce - Weather Bureau. Technical Papers 40 (1963)
- 3.18 Grobe, B.: Niederschlagsgebiete in Abhängigkeit von Niederschlagshöhe und Eintrittswahrscheinlichkeit. Schriftenreihe des Sonderforschungsbereiches 150 der Technischen Universität Braunschweig 3 (1974)
- 3.19 Anderl, B.; Stalman, V.; Emschergerossenschaft - Lippeverband (Hrsg.): Zeitlicher Intensitätsverlauf des Bemessungsregens im Emscher- und Lippegebiet. Essen: Eigenverlag 1977
- 3.20 Giesecke, J.; Meyer, H.: Räumlich-zeitliche Niederschlagsverteilung aus Punktmessungen. Wasserwirtschaft (1985) 331-335
- 3.21 UNESCO (ed.): Representative and experimental basins. An international guide for research and practice. Paris: 1970
- 3.22 DWD: Starkniederschlagshöhen für die Bundesrepublik Deutschland, 2. Aufl. Offenbach 1997
- 3.23 Breuer B.: Vergleichende Betrachtungen über die Berechnung von Gebietsniederschlägen nach der Thiessen-Polygon- Methode und der Isohyetenmethode, Wasserwirtschaft 89 (1995) 5, S. 248-253
- 3.24 Deutsches IHP/OHP – Nationalkomitee: Hydrological networks for integrated and sustainable water resources management, IHP/OHP Berichte, H. 14, Koblenz 2003
- 3.25 Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA): Empfehlungen zur Ermittlung von Mindestabflüssen in Ausleitungsstrecken von Wasserkraftanlagen und zur Festsetzung im wasserechtlichen Vollzug. Kulturbuch Verlag, Berlin, 2001
- 3.26 Landesanstalt für Umweltschutz Baden Württemberg: Mindestabflüsse in Ausleitungsstrecken. Bd. 97, Greiserdruck, Rastatt, 2005
- 3.27 DWD: Koordinierte Starkniederschlags-Regionalisierungs-Auswertungen (Kostr), Offenbach, 2003

Literatur zu Kapitel 4:

- 4.1 Essenwanger, O.: Tafeln zur Häufigkeitszerlegung mit Anwendungsbeispielen. Ber. Dtsch. Wetterdienst 39 (1957)
- 4.2 Taubenheim, J.: Statistische Auswertung geophysikalischer und meteorologischer Daten. Leipzig: Akademische Verlagsgesellschaft 1969
- 4.3 Yevjevich, V.: Probability and statistics in hydrology. Ft. Collins: 1972
- 4.4 Chow, VenTe: Handbook of applied hydrology. New York: McGraw Hill 1964
- 4.5 Billeter, E.P.: Grundlagen der Statistik. Wien, New York: Springer 1970
- 4.6 Sachs, L.: Angewandte Statistik. / . Aufl. Berlin: Springer 1974

-
- 4.7 US Water Resources Council (ed.): Guidelines for determining flood flow frequency. Washington: US Government Printing Office 1981
 - 4.8 Hartung, J.; Elpelt, B., Klösner, K.: Statistik, 4. Auflage. München: R. Oldenbourg 1992
 - 4.9 Kreyzig, E.: Statistische Methoden und ihre Anwendung. Göttingen: Vandenhoeck & Ruprecht 1968
 - 4.10 Beyer, W.H. (ed.): Handbook of tables for probability and statistics, 2. Auflage. Cleveland: The Chemical Rubber Co. 1968
 - 4.11 Maniak, U.; Grobe, B.; Trau, W.: Häufigkeits- und Korrelationsuntersuchungen in der Hydrologie. KWK-Seminar No. 3 (1975)
 - 4.12 Gumbel, E.J.: Statistics of extreme values. New York: Columbia 1958
 - 4.13 Cunnane, C.: Unbiased plotting position - A Review. J. Hydrology 37 (1978) 205-222
 - 4.14 Sokolov, A.; et.al.; UNESCO (ed.): Floodflow computation. Studies and Reports in Hydrology 22 (1976) Paris
 - 4.15 DVWK (Hrsg.): Empfehlungen zur Berechnung der Hochwasserwahrscheinlichkeit, 2. Auflage. DVWK-Regeln zur Wasserwirtschaft 102 (1979) Hamburg: Parey
 - 4.16 Müller, P.; et.al.: Normiertes Verfahren zur Bestimmung von Extremwerten hydrologischer Daten. Mitt. Leichtweiß-Institut für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig 43 (1974)
 - 4.17 Dyck, S.: Angewandte Hydrologie, Teil 1. Berlin: VEB-Verlag für Bauwesen 1976
 - 4.17 Tiago de Oliveira, J.C.: Statistical extremes and applications. Series C. Mathemat. Physical Sciences 131. Dordrecht: D. Reidel 1984
 - 4.19 Haan, C.T.: Statistical methods in hydrology. Ames: Iowa State University 1977
 - 4.20 DVWK (Hrsg.): Niederschlag-Starkregenauswertung nach Wiederkehrzeit und Dauer. DVWK-Regeln zur Wasserwirtschaft 124 (1985) Hamburg: Parey
 - 4.21 WMO (ed.): Manual estimation of probable maximum precipitation. Operational Hydrology 1 (1973) WMO 332
 - 4.22 Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft, Umwelt und Forsten (Hrsg.): Handbuch Hydrologie Baden-Württemberg, Teil 6: Hochwasserabflüsse in Baden-Württemberg, Donau- und Neckargebiet. Stuttgart: Eigenverlag 1983
 - 4.23 Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft und Forsten (Hrsg.): Abflussspendenlängsschnitt für das niedersächsische Wesergebiet. Hannover: Eigenverlag 1979
 - 4.24 National Environment Research Council: Flood studies report. London: 1975
 - 4.25 Gerhard, H.: Die Abhängigkeit der Hochwasserabflussspende von der Fläche. Diss. TU Braunschweig 1971
 - 4.26 Lauruschkat, B.: Bemessungsniederschläge für Wasserbauten in Nordwestdeutschland. Mitt. Leichtweiß-Institut für Wasserbau der TU Braunschweig 34 (1972)
 - 4.27 Grobe, B.: Niederschlagsgebiete in Abhängigkeit von Niederschlagshöhe und Eintrittswahrscheinlichkeit. Schriftenreihe des Sonderforschungsbereiches 150, TU Braunschweig 3 (1974)
 - 4.28 WMO (ed.) Estimation of maximum floods. Genf: Tech. Papers 126 (1969)
 - 4.29 Wundt, W.: Grenzwerte der Hochwasserspende und der mittleren Abflussspende in Abhängigkeit von der Fläche. Wasserwirtschaft 1 (1965) 1-4

-
- 4.30 Vischer, D.; Huber, A.: Wasserbau. Berlin: Springer 1978
 - 4.31 Maniak, U.: Beitrag zur Untersuchung von Niedrigwasser. Wasser und Boden 12 (1975) 307-311
 - 4.32 McMahon, T.A.; et.al.: Methods of computation of low streamflow. Paris: UNESCO 1982
 - 4.33 Alley, W.M.: The Palmer drought severity index as a measure of hydrologic drought. Wat. Res. Bull. 1 (1985) 105-114
 - 4.34 Prellberg, D.: Beitrag zur Ermittlung von Niedrigwasserperioden. Mitt. Leichtweiß-Institut für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig 57 (1979)
 - 4.35 Yevjevich, V.: Stochastic processes in hydrology. Ft. Collins: 1972
 - 4.35 DVWK (Hrsg.): Niedrigwasseranalyse; Teil 1: Statistische Untersuchung des Niedrigwasser-Abflusses. DVWK-Regeln zur Wasserwirtschaft 120 (1983) Hamburg: Parey
 - 4.36 Müller, P.; Vahl, H.: Normierte Abzissenwerte für das Pearson System bei vorgegebener linker Begrenzung. Mitt. Leichtweiß-Institut für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig 49 (1975)
 - 4.37 Belke, D.: Beitrag zur statistischen Analyse von Niedrigwasserabflüssen. DVWK-Regeln zur Wasserwirtschaft 46(1980)
 - 4.39 Gumbel, E.J.: Theorie statistique des debits d'etiage. La Houille Blanche 1 (1959)
 - 4.40 Larras, J.: Prevision et predetermination des etriages et des crues. Paris: Edition Eyrolles 1972
 - 4.41 DFG (Hrsg.): Theoretische Hydrologie, Heft 1. Boppard: Boldt 1971
 - 4.42 Mardia: Families of bivariate distributions. London: Griffin 1976
 - 4.43 Zielinska, M.: Statistische Methoden zur Berechnung und Prognostizierung von Niedrigwasser. Warschau: 1964 Bull. Service Hydrologique et Meteorologique
 - 4.44 US Dept. of Commerce, National Bureau of Standards (Hrsg.): Tables of bivariate normal distribution function and related functions. Washington: 1959
 - 4.45 Müller, P.; Prellberg, H.: Methodik zur Berechnung zweidimensionaler Normalverteilungen. Mitt. Leichtweiß-Institut für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig 43 (1978)
 - 4.46 Maniak, U.: Niedrigwasseruntersuchungen - ein mehrdimensionales Wahrscheinlichkeitsproblem. Fortbildungslehrgang für Hydrologie 9 (1977)
 - 4.47 Hydrologic Engineering Center, US Army Corps of Engineers (Hrsg.): Reservoir Yield: Hydrologic engineering methods for water resources. US Army Corps of Engineers 8 (1975)
 - 4.48 Ministerium für Ernährung, Landwirtschaft, Umwelt und Forsten (Hrsg.): Handbuch Hydrologie Baden-Württemberg, Teil 6: Niedrigwasserabflüsse in Baden-Württemberg, Donau- und Neckargebiet. Stuttgart: Eigenverlag 1985
 - 4.49 Gieseke, J., Förch, G., Manke, J.: Vereinheitlichung von Regenspektren aus regional unterschiedlichen Niederschlagsgebieten zur Bemessung von Bauwerken der Stadtentwässerung nach Schmutzfracht-modellen, Techn. Bericht 90/21. Inst. f. Wasserbau, Uni Stuttgart 1990
 - 4.50 DVWK: Statistische Analyse von Hochwasserabflüssen, DVWK Merkblätter 25, Bonn, 1999

- 4.51 DVWK: MGN studie
- 4.52 Patt, H. (Hrsg): Hochwasser – Handbuch, Springer Verl. Berlin, 2001, ISBN 3-540-67737-2
- 4.53 ATV-DVWK: Anthropogene Einflüsse auf Niedrigwasserabflüsse, Hennef 2003, ISBN 3-924063-45
- 4.54 DVWK: Niedrigwasseranalyse, Teil II: statistische Untersuchung der Unterschreitungsdauer und des Abflussdefizits, DVWK Regeln 121, Bonn, 1992
- 4.55 Spreafico, M.; Weingartner, R.: Hydrologie der Schweiz. Berichte des BWG, Serie Wasser Nr. 7, Bern (2005)
- 4.56 Schumann, A: Hochwasserstatistische Bewertung des Auguthochwassers 2002 im Einzugsgebiet der Mulde unter Anwendung der saisonalen Statistik. HW 49, H4, (2005)
- 4.57 Merz, R.: Regionalisierung von statistischen Hochwasserkenngrößen. Wiener Mitt. Bd. 197, Wien (2006)
- 4.58 Kleeberg, H. Schumann, A.: Ableitung von Bemessungsabflüssen kleiner Überschreitungswahrscheinlichkeiten, Wasserwirtschaft 91 (2001) 2, S. 90-95
- 4.59 DIN 53804: Teil 1: Statistische Auswertungen – Messbare Merkmale - Ausreißertest nach Grubbs (1981)
- 4.60 ATV-DVWK: Anthropogene Einflüsse auf Niedrigwasser, Arbeitsbericht März 2003, ISBN 3-924063-45-1

Literatur zu Kapitel 5:

- 5.1 Sachs, L.: Angewandte Statistik. Berlin: Springer 1974
- 5.2 Yevjevich, V.: Probability and statistics in hydrology. Ft. Collins: Wat. Res. Publ. (1972)
- 5.3 Maniak, U.; Grobe, B.; Trau, W.: Häufigkeits- und Korrelationsuntersuchungen in der Hydrologie. 3. Seminar des Kuratoriums für Wasser- und Kulturbauwesen 1975
- 5.4 Teuber, W.: Kontinuierliche Abflussvorhersagen mittels mehrfacher linearer Regressionen. Mitt. des Leichtweiß-Institutes für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig 26 (1970)
- 5.5 Becker, A.: Entwicklungsstand und Trends bei der Hochwasservorhersage. Wasserwirtschaft – Wassertechnik 2 (1981)
- 5.6 Prellberg, D.: Beitrag zur Ermittlung von Niedrigwasserperioden. Mitt. des Leichtweiß-Institutes für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig 57 (1975)
- 5.7 Fuchs, C.; Rubach, H.: Niedrigwasseranalyse unter besonderer Berücksichtigung einer regionalen Aussage. Wasser und Boden (1983) 13-17
- 5.8 Vischer, D.: Kurz- und langfristige Prognosen aufgrund von Regressionsanalysen hydrometeorologischer Größen. Wiener Mitt. Wasser-Abwasser-Gewässer 19 (1976)

-
- 5.9 Schiller, G.: Prognose des Frühjahrsabflusses aufgrund der Differenz von Winter-niederschlag und Winterabfluss. Wiener Mitt. Wasser-Abwasser-Gewässer 19 (1976)
- 5.10 Beran, M.: Bestimmung der Hochwasserabflüsse in Großbritannien. Wasserwirt-schaft 73 (1983) 120-125
- 5.11 Vahl, H.: Hochwasserprognosen aus Abflüssen und Niederschlägen über multiple lineare Regressionen. Mitt. des Leichtweiß-Institutes für Wasserbau der Techni-schen Universität Braunschweig 43 (1974)
- 5.12 Becker, A.: Starkregen-Abfluss-Beziehung in Form einer maximalen graphischen Darstellung zur Vorherbestimmung des Starkregenabflusses an einem kleinen Ein-zugsgebiet in der DDR. Wasserwirtschaft - Wassertechnik 14 (1964) 4 120125
- 5.13 Stahlmann, V.: Beispiel einer Hochwasserabflussberechnung durch regionale Reg-ressionsanalyse. Wasserwirtschaft 60 (1970) 329-334
- 5.14 Mendel, H.; et.al.: Operationelle Wasserstands- und Abflussvorhersagen. DVWKRegeln zur Wasserwirtschaft 51 (1980)
- 5.15 Beyer, W.H. (ed.): Handbook of tables for probability and statistics, 2. Auflage. Cleveland: Chemical Rubber 1968
- 5.16 Taubenheim, J.: Statistische Auswertung geophysikalischer und meteorologischer Daten. Leipzig: Akademische Verlagsgesellschaft 1969
- 5.17 Dyck, S.: Angewandte Hydrologie, Teil 1. Berlin: VEB-Verlag für Bauwesen 1976
- 5.18 Kendall, M.G.; Stuart, A.: The advanced theory of statistics, 3. Auflage. London: Griffin 1969
- 5.19 Benson, M.A.: Spurious correlation in hydraulics and hydrology. Proc. Am. Soc. Civ. Eng. Hyd. 4 (1965)
- 5.20 Stol, Ph.Th.: Rainfall interstation correlation functions. Jou. of Hydrology 62 (1983) 1-51 und 64 (1983) 69-92
- 5.21 Yevjevich, V.: Stochastic processes in hydrology. Ft. Collins: Wat. Res. Publ. 1972
- 5.21 Clarke, R.T.; UNESCO (ed.): Statistical methods for extrapolation of data from re-search and experimental bassins. Tech. Documents in Hydrology (1981)
- 5.23 DFG (Hrsg.): Theoretische Hydrologie, Heft 1. Boppard: Boldt 1971
- 5.24 Liebscher: 20 Jahre Wasserhaushaltsuntersuchungen im Oberharz. Bes. Mitt. Dtsch. Gew. Jhb. 39 (1975)
- 5.25 UNESCO (ed.): Teaching aids in hydrology. Technical Papers 27 (1985)
- 5.26 Leiner, B.: Einführung in die Zeitreihenanalyse. München: Oldenbourg 1982
- 5.27 Chatfield, C.: Analyse von Zeitreihen. München: C. Hauser 1982
- 5.28 Hartung, J.; Elpelt, B.; Klösner, K.: Statistik, 4. Auflage. München: Oldenbourg 1985
- 5.29 Box, G.; Jenkins, G.: Time series analysis, forecasting and control, 2. Auflage. San Francisco. Holden Day 1971
- 5.30 Baumgartner, V.: Einführung in die statistische Analyse von Zeitreihen. Informati-onsberichte des Bayerischen Landesamtes für Wasserwirtschaft 2 (1976)
- 5.31 Clarke, R.T.; FAO (ed.): Mathematical models in hydrology. Irrigation and draina-ge paper 19 (1973)

-
- 5.31 El Shaarawi, A.H.; Esterby, S.R. (ed.): Time series methods in hydrosiences. Amsterdam: Elsevier 1982
- 5.32 Hipel, K.W.: Time series analysis in water resources. American Water Resources Association Monograph Series 4 Bethesda (1985)
- 5.33 Young, P.C. Krajenhoff, A.D.(ed.): River flow modelling and forecasting: Time series methods and recursive estimation in hydrological systems. Dordrecht: Reidel 1986
- 5.35 Shen, H.W.(ed.): Stochastic approaches to water resources, Vol.1, 2. Ft. Collins: 1976
- 5.36 Maniak, U.; Niedrigwasseruntersuchungen – ein mehrdimensionales Wahrscheinlichkeitsproblem. 9. DVWK-Fortbildungslehrgang für Hydrologie 1977
- 5.37 Plate, E.: Analyse kontinuierlicher Zufallsfunktionen. Mitt. des Instituts für Wasserbau III der Universität Karlsruhe 1 (1971)
- 5.38 Kresser, W.: Langfristige Vorhersagen von Abflussmengen. 2. Konferenz der Donauländer für hydrologische Vorhersagen, Hydrographisches Zentralbüro Wien 1964
- 5.39 Wilke, K., DVWK (Hrsg.): Kurzfristige Wasserstands- und Abflussvorhersage am Rhein. DVWK-Schriften 65 (1984), Hamburg: Parey
- 5.40 Fiering, M.B.; Jackson, B.: Synthetic streamflow. Water Resources Monograph 1 (1971)
- 5.40 Streit, U.: Raumvariante Erweiterung von Zeitreihenmodellen. Giessener Geographische Schriften 46 (1979)
- 5.42 Hurst, H.E.: Longterm storage capacity of reservoirs. Trans. Am. Soc. Civ. Eng. (1950) 770-808
- 5.43 Mandelbrot, B.; Wallis, J.: Computer experiments with fractional gaussian noises. Wat. Res. Research 1 (1969) 228-267
- 5.44 Mandelbrot, B.: Broken line process derived as an approximation to fractional noise. Wat. Res. Research 5 (1972) 1354-1356
- 5.45 Fiering, M.B.: Streamflow synthesis. Cambridge, Mass.: Harward University Press 1967
- 5.46 Yevjevich, V.: Structure of daily hydrologic series. Littleton: Wat. Res. Publ. 1984
- 5.47 Maniak, U.; Renz, F.W.: Stochastisches Abflussmodell zur Optimierung des Tal-sperrenbetriebs im Ruhreinzugsgebiet. Wasserwirtschaft 1 (1975) 21-2
- 5.48 Matalas, N.C.: Mathematical assessment of synthetic hydrology. Water Resources Research 4 (1967) 937-945
- 5.49 Schneider, K.; Harboe, R.: Anwendung des Young-Pisano-Modells zur Erzeugung gleichzeitiger künstlicher Abflussreihen für verschiedene Stellen in einem Einzugs-gebiet. Wasserwirtschaft 7/8 (1979)
- 5.50 Holder, R.: Multiple Regression in Hydrology, Inst. of Hydrology Wallingford, 1985
- 5.51 LAWA: Vergleichende Übersicht über den gegenwärtigen Stand des Hochwasser-meldedienstes in Deutschland. Herausgegeben von der LAWA, Umweltministerium Baden-Württemberg, Stuttgart, 1993

- 5.52 Speyers, R.; WMO(ed): On statistical analysis of series of observations, Technical Note 143, Genf 1990
- 5.53 Dick T.: Variabilität hydrologischer Regressionsmodelle, Mitt. Inst. Wasserwesen, UniBwM, H.82, 2003, ISBN 3-486-26540-7
- 5.54 Hügel T.: Abflussberechnung mit Hilfe Neuronaler Netze, Mitt. Inst. Wasserwesen, UniBwM, H.70, 1999, ISBN 3-486-26499-0
- 5.55 DWA: Modelle zur operationellen Hochwasservorhersage. DWA Themen, Hennef, Juli 2009

Literatur zu Kapitel 6:

- 6.1 Dyck, S.; et.al.: Angewandte Hydrologie, Teil 2: Der Wasserhaushalt der Flussgebiete. Berlin: VEB-Verlag für Bauwesen 1978
- 6.2 Farnsworth, R.K.; Barrett, E.C.; Dhanju, M.S., UNESCO (ed.): Application of remote sensing to hydrology including groundwater. Techn. Documents in Hydrology (1984)
- 6.3 Klatt, P, Schultz, G.: Flood forecasting on the basis fo radar rainfall measurement and rainfall forecasting. Proc. Hamburg Symposium, IASH Publ. 145 (1985) 307-315
- 6.4 DFG (Hrsg.): Theoretische Hydrologie, Heft 2. Boppard: Boldt 1975
- 6.4 Rosemann, H.J.; Vedral, J.: Das Kalinin-Miljukov-Verfahren zur Berechnung des Ablaufs von Hochwasserwellen. Schriftenreihe der Bayerischen Landesstelle für Gewässerkunde 6 (1970)
- 6.5 Dyck, S.; Peschke, G.: Das komplexe Wechselverhältnis zwischen Abflussbildung und Abflusskonzentration und Alternativen zu seiner Beschreibung. Wissenschaftliche Zeitschrift der Technischen Universität Dresden 5 (1982) 235-242
- 6.6 Herrmann, A.; et.al.: Anwendung von Tracertechniken zur Erfassung des Wasserumsatzes in kleinen Einzugsgebieten. Deutsche Gewässerkundliche Mitt. 3 (1984) 65-74
- 6.8 Forchheimer, P.: Grundriß der Hydraulik. Leipzig: Teubner 1920
- 6.9 Nash, J.E.: A unit hydrograph study with particular reference to British catchments. Proc. Institution Civ. Eng. (1960)
- 6.10 Nash, J.E.: The form of the instantaneous hydrograph. IASH 3 (1957) 114-121
- 6.10 Maniak, U.; Rosemann, H., Rother, K.: Der Ablauf von Hochwasserwellen, 2. Auflage. 7. Seminar des Kuratoriums für Kulturbauwesen 1975
- 6.11 DVWK (Hrsg.): Arbeitsanleitung zur Anwendung von Niederschlag-Abfluss-Modellen in kleinen Einzugsgebieten, Teil 1: Analyse. DVWK-Regeln zur Wasserwirtschaft 112 (1982). Hamburg: Parey
- 6.12 Wackermann, R.: Eine Einheitsganglinie aus charakteristischen Systemwerten ohne Niederschlag-Abfluss-Messungen. Wasser und Boden 1 (1981)
- 6.13 Wittenberg, H.: Ein Prognoseverfahren für den Hochwasserabfluss bei zunehmender Bebauung. Wasserwirtschaft 1/2 (1976) 64-69

-
- 6.14 Maniak, U.: Problematik bei der Ermittlung von maßgeblichen Niederschlägen als Eingangsdaten für Niederschlag-Abfluss-Modelle. *Wasser und Boden* 10 (1972) 299-303
- 6.15 Grobe, B.: Niederschlagsgebiete in Abhängigkeit von Niederschlagshöhe und Eintrittswahrscheinlichkeit. *Schriftenreihe des Sonderforschungsbereichs 150 der Technischen Universität Braunschweig* 3 (1974)
- 6.16 DVWK (Hrsg.): Arbeitsanleitung zur Anwendung von Niederschlag-Abfluss-Modellen in kleinen Einzugsgebieten, Teil 2: Synthese. *DVWK-Regeln zur Wasserwirtschaft* 113 (1984). Hamburg: Parey
- 6.17 Anderl, B.; Stalman, V.: Zeitlicher Intensitätsverlauf des Bemessungsregens im Emscher- und Lippegebiet. Essen: Eigenverlag 1977
- 6.18 Mosonyi, E.; Buck, W.: Die Auswahl des Bemessungshochwassers. *Wasserwirtschaft* 7/8 (1976) 195-199
- 6.19 Hauck, E., DVWK (Hrsg.): Beiträge zur Wahl des Bemessungshochwassers und zum vermutlich größten Niederschlag: Arbeitsanleitung für die Ermittlung des vermutlich größten Niederschlags (PMP). *DVWK-Schriften* 62 (1983). Hamburg: Parey
- 6.21 Larras, J.: Prevision et predetermination des etages et des crues. Paris: Editions Eyrolles 1972
- 6.22 UNESCO (ed.): Teaching aids in Hydrology. *Technical Papers* 27 (1985)
- 6.23 DVWK (Hrsg.): Ermittlung des Interzeptionsverlaufs in Waldbeständen bei Regen. *DVWK-Regeln zur Wasserwirtschaft (Entwurf Mai 1985)*
- 6.24 Leonard, R.E., Sopper, W.E. (ed.), Hill, H.W. (ed.): *Forest hydrology: Mathematical theory of interception*. Oxford: Pergamon 1967
- 6.25 Hoyningen-Huene, J.v.: Die Interzeption des Niederschlags in landwirtschaftlichen Pflanzenbeständen. *Schriftenreihe des DVWK* (1981). Hamburg: Parey
- 6.26 Maniak, U.: Rainfall runoff process. *Proc. Symposium Hydrology Research Basin. Sonderheft Landeshydrologie*. Bern 1982
- 6.27 Naef, F.: Ein Vergleich von mathematischen Niederschlag-Abfluss-Modellen. *Mitt. des Versuchsanstalt für Wasserbau der ETH Zürich* 26 (1977)
- 6.28 Linsley, R.; Kohler, M.; Paulhus, I.: *Hydrology for engineers*, 2. Auflage. New York: McGraw Hill 1975
- 6.29 Holtan, H.; et.al.: Hydrologic capacities of soils in watershed engineering. *Proc. International Hydrologic Symposium*. Ft. Collins 1967
- 6.30 Philip, J.R.: Theory of infiltration. *Advances in hydrosciences* 5 (1969) 215-296. New York: Academic Press
- 6.31 Smith, R.E., Singh, V.P. (ed.): *Modelling components of hydrologic cycle: Rational models of infiltration hydrodynamics*. Littleton: Wa. Res. Publ. 1982
- 6.32 Anderson, M.G.; Burt, T.P. (ed.): *Hydrological forecasting*. Chichester: Wiley 1985
- 6.32 Rosemann, J.: Die Hochwasservorhersage auf der Grundlage eines mathematischen Abfluss-Modells für räumlich gegliederte Einzugsgebiete. *Diss. Technische Hochschule Darmstadt* 1977
- 6.33 Köhler, G.: Niederschlag-Abfluss-Modelle kleiner Einzugsgebiete. *Schriftenreihe des Kuratoriums für Kulturbauwesen* 25 (1976). Hamburg: Parey

-
- 6.34 Beven, K.J.; Kirkby, M.J.: A physically based variable contributing area model of basin hydrology. *Hydrol. Sc. Bull.* 1,3 (1979)
- 6.35 Kirchhefer, S.: Abflussmodell für kleine unbebaute Einzugsgebiete. Mitt. Leichtweiß-Institut für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig 39 (1973)
- 6.36 Sivapalan, M.; Wood, E.F., Gupta, V.K. (ed.): Scale problems in hydrology: Spatial heterogeneity and scale in the infiltration response of catchments. Dordrecht: D. Reidel 1986
- 6.37 Worreschk, B.: Beitrag zur Berechnung der Abflussbildung in landwirtschaftlich genutzten Einzugsgebieten. Mitt. des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig 85 (1986)
- 6.38 Siegert, K.: Oberflächenabfluss von landwirtschaftlichen Nutzflächen infolge Starkregen. Mitt. des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig 58 (1977)
- 6.39 Maniak, U.: Abflussbildung bei Niederschlag-Abfluss-Prozessen. 15. Fortbildungslehrgang des DVWK. Braunschweig: 1983
- 6.40 Becker, A.: Modellkonzeption zur gesetzmäßigen Erfassung der Niederschlag-Abfluss-Beziehung. *Wasserwirtschaft-Wassertechnik* 1 (1968) 16-21
- 6.41 Luft, G.: Abfluss und Retention im Löß dargestellt am Beispiel der hydrologischen Versuchsgebiets Rippach, Ostkaiserstuhl. Beiträge zur Hydrologie, Sonderheft 1 (1980)
- 6.42 Ihringer, J.: Vorhersage von Hochwasserabflüssen aus Niederschlägen mit dem Kalman-Filter. Mitt. des Instituts für Hydrologie und Wasserwirtschaft der Universität Karlsruhe 25 (1985)
- 6.43 Lutz, W.: Berechnung von Hochwasserabflüssen unter Anwendung von Gebietskenngrößen. Mitt. des Instituts für Hydrologie und Wasserwirtschaft der Universität Karlsruhe 24 (1984)
- 6.44 Gutknecht, D.: Methoden der hydrologischen Kurzfristvorhersage. *Wiener Mitt. Wasser-AbwasserGewässer* 26 (1978)
- 6.45 U.S. Departement of Agriculture, Soil Conservation Service: SCS national engineering handbook, Section 4 Hydrology. Washington 1964
- 6.47 Haan, C.T., ASAE (ed.): Hydrologic modelling of small watersheds. ASAE Monograph 5 (1982)
- 6.48 Brakensiek, D.L.; Rawls, W.J.: An infiltration based rainfall-runoff model for an SCS-Type-II-distribution. *Trans. ASAE* 25 (1981) 1607-1611
- 6.49 Rawls, W.J.; Brakensiek, D.L.; Saxton, K.E.; ASAE (ed.): Soil water characteristics. Paper 81-2510 (1981), St. Joseph
- 6.50 Engman, E.T.; Jackson, T.J.; Schmugge, T.J.: Implications of complete watershed soil moisture measurements to hydrologic modelling. *Proc. International Geoscience and Remote Sensing Symposium San Francisco* 1983
- 6.51 Sherman, L.K., Meinzer, O.E. (ed.): *Physics of the earth: The unit hydrograph method*. New York: Dover 1949
- 6.52 Snyder, W.M.; ASCE (ed.): Hydrograph analysis by the method of least squares. *Proc. ASCE* (1955) 1-24

- 6.53 DVWK (Hrsg.) Katalog von Übertragungsfunktionen - Materialien für die Arbeitsanleitung zur Anwendung von Niederschlag-Abfluss-Modellen in kleinen Einzugsgebieten. DVWK-Merkblätter zur Wasserwirtschaft (1982). Hamburg: Parey
- 6.54 Anderl, B., Emschergenossenschaft - Lippeverband (Hrsg.): Niederschlag-Abfluss-Modelle zur Hochwasserabfluss-Berechnung mit Gebietsmerkmalen im Emscher-Lippegebiet. Essen: Eigenverlag 1979
- 6.55 Widmoser, P.: Zur Berechnung der Anlaufzeit nach Kirpich. Wasser und Boden 1 (1978) 16-19
- 6.55 Rother, K.H.: Der Einfluss von Veränderungen im Abflusssystem auf den Hochwasserablauf in kleinen Einzugsgebieten. Schriftenreihe des Sonderforschungsbereichs 150 der Technischen Universität Braunschweig 2 (1974)
- 6.56 Kirpich, Z.P.: Time of concentration of small agricultural watersheds. Civil Engineering (1946) 216-226
- 6.57 McCuen, R.H.; Wong, S.L.; Rawls, W.J.: Estimating the time of concentration of urban watersheds. Proc. Conference on Frontiers in Hydraulic Engineering Cambridge 1983 547-552
- 6.58 Carp, H.: Hydraulische Berechnungen im Arbeitsbereich der Emschergenossenschaft. Wasserwirtschaft (1952) 163-172
- 6.60 Chow, VenTe: Handbook of applied hydrology. New York: McGraw Hill 1964
- 6.61 Remenieras, G.: L'hydrologie de l'ingenieur. Paris: Editions Eyrolles 1976
- 6.62 Bates, B.C.; Pilgrim, D.H.: Investigation of storage-discharge relation for river reaches and runoff routing models. Hydrology and Water Resources Symp. Institution Eng. Austral. Nat. Conf. Publ. 83/3 (1982) 120-126
- 6.63 Clark, C.O.: Storage and the unit hydrograph. Trans. ASCE (1945) 1419-1446
- 6.64 Mahmood, K.; Yevjevich, V. (ed.): Unsteady flow in open channels, 3. Wat. Res. Publ. 1975
- 6.65 Plate, E.; et.al.: Ablauf von Hochwasserwellen in Gerinnen. Schriftenreihe des DVWK 27 (1977). Hamburg: Parey
- 6.66 Linsley, R.; Franzini, J.: Water resources engineering, 3. Auflage. New York: McGraw Hill 1979
- 6.66 Gilcrest, B.R.; Marsh, L.E.; American Geophysical Union (ed.): Channel storage and discharge relations in the lower Ohio river valley. Transactions III (1941) 637-649
- 6.67 Bundesministerium des Innern (Hrsg.): Studie über bestehende Flussgebietsmodelle zusammengestellt vom Arbeitskreis "Mathematische Flussgebietsmodelle", Teil A: Quantitative Modelle, Teil B: Qualitative Modelle. Bonn: 1975
- 6.69 WMO (ed.): HOMS reference manual. Genf: 1984
- 6.70 Fleming, G. FAO (ed.): Deterministic models in hydrology. Irrigation and Drainage Paper 32 (1979)
- 6.71 Nemec, J.: Hydrological forecasting. Dordrecht: D. Reidel 1986
- 6.72 Gutknecht, D.: Vergleichende Untersuchungen zur Berechnung von Hochwasserabflüssen aus kleinen Einzugsgebieten. Wiener Mitt. Wasser-Abwasser-Gewässer, Bd. 11 (1972)

-
- 6.73 O'Connell, et.al.; Kraijenhoff (ed.): River flow modelling and forecasting: Case studies in real-time hydrological forecasting from the UK. Dordrecht: Reidel 1986
- 6.74 Euler, G; DVWK (Hrsg.): Abflussbildungsansätze für die Simulation von Oberflächenabfluss und Interflow. 15. Fortbildungslehrgang Hydrologie Braunschweig 1983
- 6.75 Harms, R.W.: Synthese maßgebender Abflussdaten für teilbebaute kleine Einzugsgebiete. Mitt. des Instituts für Wasserwirtschaft, Hydrologie und landwirtschaftlichen Wasserbau der Universität Hannover 55 (1984)
- 6.76 Crawford, N.H.; Linsley, R.K.: Digital simulation in hydrology - Stanford watershed model IV. Stanford University T.R. 39 (1966)
- 6.77 Verworn, H.R., Harms, R.W.: Die Standardeinheitganglinie - eine gebietspezifische Systemfunktion. Wasserwirtschaft (1980) 265-269
- 6.78 DVWK (Hrsg.): Starkniederschläge in der Bundesrepublik Deutschland. DVWK Schriften 97 (1991) Hamburg: Parey
- 6.79 UNESCO (ed.): Manual on drainage in urbanized areas. Studies and reports in hydrology 43 (1987) Paris.
- 6.80 Vischer D., Hager W.: Hochwasserrückhaltebecken, VdF, Zürich 1992
- 6.81 Yen, Ben Chie ed.: Catchment Runoff and Rational Formula, Water Resources Publ. Littleton, 1992
- 6.82 Mc Cuen, R.H., Wong, S.L. and Rawels, W.J.: Estimating Urban Time of Concentration. Journal of Hydraulic Engineering ASCE 100 (7): 887-904, 1984
- 6.83 Kerby, W.S., Time of concentration for overland flow. Civil Engineering, März 1959
- 6.84 DVWK (Hrsg.): Maximierte Gebietsniederschlagshöhen für Deutschland H. 29, Bonn 1997
- 6.85 Becker A.; Serban P.: Hydrological Models for Water-Resources System Design and Operation, WHO-NO 740, Geneva 1990
- 6.86 Kuntner R., Burlando, P.: Parsimonious and spatially distributed modelling of runoff generation in mesoscale prealpine and alpine catchments, pp.407-418, Proc. Int. Conf. of Flood Estimation, Report No II-17 of CHR, Bern 2002
- 6.87 ATV-DVWK: Ursache – Wirkungsbeziehungen zu Hochwasserereignissen, Arbeitsbericht, Hennef 2003, ISBN 3-924063-2
- 6.88 Singh V.(ed): Computer models of watershed hydrology, Water Resources Publication, Highlands Ranch, Colorado, 1995
- 6.89 Singh, V., Frevert D. (ed): Mathematical models of small watershed hydrology and applications, Water Resources Publication, Highlands Ranch, Colorado, 2002
- 6.90 Spreafico, M. (ed): International conference on flood estimation, Report no II -17 of CHR, Bern 2002
- 6.91 Barben M. et al: Übersicht über Verfahren zur Abschätzung von Hochwasserabflüssen, Erfahrungen aus den Rheinanliegerstaaten, Bericht Nr. 1-19 der Internationalen Kommission für die Hydrologie des Rheingebietes (KHR), BfG, Koblenz, 2001
- 6.92 Schuchardt B., Schirmer M.(Hrsg): Klimawandel und Küste, Springer, Berlin 2005

- 6.93 Riedel G.: Ein hydrologisches Modell für tidebeeinflusste Flussgebiete, Diss. TU Braunschweig, 2004
- 6.94 Tönsmann F. (Hrsg.): Vorbeugender Hochwasserschutz im Einzugsgebiet der hessischen Lahn, Kasseler Wasserbauforschungsberichte und Materialien, Bd. 17/2002, Herkules Verl. Kassel
- 6.95 BfG: Decision Support Systems for river basin management, Mitt BfG 4/2000, Koblenz
- 6.96 Heinrich B., Kern J.: Hydrologische Informationssysteme für Umweltverwaltung, Wasserwirtschaft und Forschung auf Bundesebene, Wasser und Boden 52/3, 4-8 (2000)
- 6.97 Rees G., Demuth S.: The application of modern information system technology in the European FRIEND project, Wasser und Boden 52/3, 9-13 (2000)
- 6.98 Köhler, G.: Hochwasserschutz durch natürliche und künstliche Retention. FE-Vorhaben d. DVWK, unveröffentlicht, 1999
- 6.99 DWA: Modelle zur operationellen Hochwasservorhersage. DWA Themen, Hennef, Juli 2009
- 6.100 DVWK: Einsatz von Niederschlag-Abfluss-Modellen zur Ermittlung von Hochwasserabflüssen. Merkblätter zur Wasserwirtschaft, 1998
- 6.101 Maidment, D. (Hrsg.): Handbook of Hydrology , McGraw Hill, 1993

Literatur zu Kapitel 7:

- 7.1 DVWK (Hrsg.): Hochwasserrückhaltebecken. DVWK Merkblätter 202 (1991) Hamburg: Parey
- 7.2 Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (ed.): Talsperren in der Bundesrepublik Deutschland mit mehr als 0,3 hm³ Speicherraum, Stand 1975. Wasserwirtschaft 1 (1977)
- 7.3 UNESCO (ed.): Regulated river basins: A review of hydrological aspects for operational management. Technical Documents in Hydrology (1984). Paris
- 7.4 Maniak, U.: Hydrologie und Hydraulik von automatisch betriebenen Hochwasserrückhaltebecken. Mitt. des Leichtweiß-Instituts für Wasserwirtschaft der Technischen Universität Braunschweig 24 (1970)
- 7.5 Rippl, W.: The capacity of storage reservoirs for water supply. Proc. Institution of Civil Engineers 71 270 (1883)
- 7.6 Dyck, S.; Schramm, M.: Stochastische Methoden in der Speicherwirtschaft. Mitt. des Instituts für Wasserwirtschaft 28 (1968). Berlin: VEB-Verlag für Bauwesen
- 7.7 McMahon, T.A.; Mein, R.G.: Reservoir capacity and yield. Amsterdam: Elsevier 1978
- 7.7 Schmidtke, R.F.: Kosten-Nutzen-Untersuchungen in der Wasserwirtschaft. Institut für Wasserbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Teil I, II (1984)
- 7.8 Plewa, R.: Beitrag zur Optimierung eines Talsperrenbetriebsplans dargestellt für Mehrzwecktalsperren im Mittelgebirgsraum. Mitt. des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig 62 (1978)
- 7.9 Klemes, V.; Srikanthan, R.; McMahon, T.A.: Long memory flow models in reservoir analysis. Wat. Res. Research 3 (1981) 735-751
- 7.11 Fiering, M.B.: Streamflow synthesis. Cambridge: Harvard University 1967

-
- 7.12 Hydrologic Engineering Center; U.S. Army Corps of Engineers (ed.): Reservoir Yield: Hydrologic Engineering Methods for water resources management. Davis: 1975
- 7.13 Hurst, H.E.: Long term storage capacity of reservoirs. Transactions ASCE 116 (1951) 770-799
- 7.14 Dyck, S.: Angewandte Hydrologie, Teil I. Berlin: VEB-Verlag für Bauwesen 1976
- 7.15 Kartvelishvili, N.A.: Theory of stochastic processes in hydrology and river runoff regulation. IsraelProgram for Scientific Translation. Jerusalem: 1969
- 7.16 Leipold, T.; Trau, W.: Vergleich zwischen einem Simulationsmodell mit täglicher und einem Warteschlangenmodell mit monatlicher Diskretisierung des Speicherprozesses. Mitt. des Instiuts für Hydraulik der Technischen Universität München 31 (1979)
- 7.17 Maniak, U.; Trau, W.: Optimal operation in the Harz mountains. IAHS Publ. 101 (1974) 901-907
- 7.17 Economic Commission for Europe, Comittee on Water Problems: Seminar on Water Management Problems. Bratislava: 1986
- 7.19 Kleeberg, H.B.: Theorie der Speicherplanung. Wasserwirtschaft 7/8 (1977) 213-221
- 7.20 Hall, W.A.; Dracup, J.A.: Water resources systems engineering. New York: McGraw Hill 1970
- 7.21 DVWK (Hrsg.): Angewandte Optimierungsmodelle der Wasserwirtschaft. Schriftenreihe des DVWK 56 (1982). Hamburg: Parey
- 7.22 Harboe, R.: Optimaler Betrieb wasserwirtschaftlicher Verbundsysteme mit Speichern und anderen Anlagen. Schriftenreihe Hydrologie und Wasserwirtschaft der Ruhruniversität Bochum 5 (1985)
- 7.23 Imhoff, K.R.: Bewirtschaftung und weiterer Ausbau der Ruhrtalsperren. Wasserwirtschaft 7/8 (1977)
- 7.24 Maniak, U.; Renz, F.W.; DVWK (Hrsg.): Das Talsperrensystem Ruhr. 1. Fortbildungslehrgang für Wasserwirtschaft (1985)
- 7.25 Schultz, G.A.; et.al.: Optimierung und Simulation von Mehrzweck-Speicher-Systemen in der Wasserwirtschaft. Opladen: Westdeutscher Verlag 1982
- 7.26 Maniak, U.; DVWK (Hrsg.): Wasserbewirtschaftung: Simulationsverfahren zur Steuerung und Optimierung der Speicher im Harz. Schriftenreihe des DVWK 59 (1983)
- 7.27 DVWK (Hrsg.): Hochwasserrückhaltebecken: Bemessung und Betrieb. Merkblätter zur Wasserwirtschaft 202 (1983). Hamburg: Parey
- 7.28 Kleeberg, H.B., Rohde, F.G.(Hrsg.): Steuerung bei Hochwasserrückhaltebecken. Mitt. der Senatskommission für Wasserforschung der Deutschen Forschungsgemeinschaft. Weinheim: VCH 1986
- 7.29 Maniak, U.: Automatisch wirkende Auslaufbauwerke von Hochwasserrückhaltebecken mit beschränkter Stauhöhe. Wasser und Boden 4 (1967) 100-105
- 7.30 Meyer-Zurwelle, J.: Optimale Abgabestrategien für Hochwasserspeichersysteme. Mitt. des Instituts für Wasserbau III 8 (1975)

-
- 7.31 Baumgartner, V.: Optimale Steuerung von Speichersystemen im Hochwasserfall. Schriftenreihe des Bayerischen Landesamtes für Wasserwirtschaft München 14 (1980)
- 7.32 Brombach, H.: Entwicklung, Bauformen, Wirkungsweisen und Steuereigenschaften von Wirbelkammervverstärkern. Mitt. des Instituts für Wasserbau der Universität Stuttgart 32 (1974)
- 7.33 Attmannspacher, W., Schultz, G.A.: Möglichkeiten und potentieller Nutzen eines bundesdeutschen Niederschlag-Verbundsystems. Wasserwirtschaft 1 (1981) 1-5
- 7.34 Schilling, W.: Operationelle Niederschlagsvorhersage mit empirisch identifizierten Modellen und optimaler Zustandsschätzung. Mitt. des Instituts für Wasserwirtschaft der Universität Hannover 51 (1983)
- 7.35 Roth, R.; DVWK (Hrsg.): Vorhersage von Starkniederschlägen. 11. Fortbildungslehrgang für Hydrologie (1979)
- 7.36 Nemec, H.: Hydrological forecasting. Dordrecht: Reidel 1986
- 7.36 Wasserwirtschaftsamt Osnabrück (Hrsg.): Rückhaltebecken Althausen-Rieste. Osnabrück: Eigenverlag (ohne Jahresangabe)
- 7.37 DVWK (Hrsg.): Wahl des Bemessungshochwassers - Ein internationaler Vergleich. DVWK-Schriften 62 (1983). Hamburg: Parey
- 7.39 Vogel, A.: Talsperrenbrüche und ihre Ursachen. Wien: Data Station for Dam Failure 1982
- 7.40 Plate, E.: Bemessungshochwasser und hydrologisches Versagensrisiko für Talsperren und Hochwasserrückhaltebecken. Wasserwirtschaft: 3 (1982)
- 7.41 Kite, G.W.: Frequency and risk analysis. Wat. Res. Publ. 2 (1977). Ft. Collins
- 7.41 Hauck, E.; DVWK (Hrsg.): Berechnungsmethoden zur Bestimmung des vermutlich größten Niederschlags (PMP). DVWK-Schriften 62 (1983). Hamburg: Parey
- 7.42 WMO (ed.): Manual for estimation of probable maximum precipitation. Operational Hydrology 332 (1973). Genf
- 7.43 Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg: Das Hochwasser am 21.6.1984 im Main-Tauber-Kreis. Handbuch Hydrologie Baden-Württemberg, Teil 6, 6.2 Bericht. Karlsruhe: 1985
- 7.44 Eichert, B.; et.al.; UNESCO (ed.): Methods of hydrological computations for water projects. Studies and Reports in Hydrology 38 (1982) Paris
- 7.46 Poweleit, A.: Bemessung der Freibords im Erddammabbau. Wasserwirtschaft 10 (1985) 434-439
- 7.47 Golze, A.R.: Handbook of dam engineering. New York: Van Nostrand Reinold 1977
- 7.48 DIN 1055 Teil 4: Lastannahmen für Bauten, Verkehrslasten, Windlasten nicht schwingungsfähiger Bauten. 1977
- 7.49 Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (Hrsg.): Die Küste. 36 (1981) Heide: Boyens
- 7.50 Maniak, U.: Wasserwirtschaft, Bewertung wasserwirtschaftlicher Vorhaben, Springer Berlin 2001
- 7.51 LAWA: Mindestwasserführung in Fließgewässern. – Ermittlung ökologisch begründeter Mindestabflüsse (1995)

- 7.52 Schmid M.: Wirkungsanalytischer Ansatz bei der Festlegung von Mindestabflüssen in großen Fließgewässern, *Wasserwirtschaft* 87 (1997) 7-8, S.344-345
- 7.53 Kleeberg, H. Schumann, A.: Ableitung von Bemessungsabflüssen kleiner Überschreitungswahrscheinlichkeiten, *Wasserwirtschaft* 91 (2001) 2, S. 90-95
- 7.54 Bittner R.: Neuronale Netze zur Niederschlag-Abfluss-simulation und wahrscheinlichkeitsbasierter Steuerung von Hochwasserspeichern und Talsperren, Mitt. Leichtweiss Inst, TU Braunschweig (2005, im Druck)
- 7.55 Hügel, T.: Abflussberechnung mit Hilfe Neuronaler Netze; Universität der Bundeswehr München, Institut für Wasserwesen, Mitteilungen, Heft 71, 2000; Kommissionsverlag Oldenbourg Industrieverlag GmbH München.
- 7.56 Dawson, C. W., Wilby, R. An artificial neural network approach to rainfall-runoff modelling. *Hydrological Sciences*, 43(1998): (1): 47-66.
- 7.57 Dolling, O. R., Varas, E. A.: Artificial neural networks prediction. *Journal of Hydraulic Research*, 40 (5): 547-554.
- 7.58 Tokar, A. S., Johnson, P. A. (1999): Rainfall-Runoff Modeling Using Artificial Neural Net-works. *Journal of Hydrologic Engineering*, 232-239.
- 7.59 Rojas R.: Theorie der Neuronalen Netze, Springer Verlag, Berlin, 1995
- 7.60 Ramanibai V.: Derivation of reservoir operating policies using artificial Neural Networks and Fuzzy Logic models, Diss. IIT Madras, 2004
- 7.61 LAWA: Leitfaden für eine zukunftsweisenden Hochwasserschutz. Stuttgart, 1995
- 7.62 Kommission d. Europ. Gemeinschaft: Richtlinie des Europäischen Parlamentes und Rates über die Bewertung und Bekämpfung von Hochwasser (Entwurf), Brüssel, 2006
- 7.63 DWA: Dezentrale Maßnahmen zur Hochwasserminderung. DWA Themen, Hennef, April 2006
- 7.64 Min. f. Umwelt, Landwirtschaft u. Verbraucherschutz: Ermittlung von Bemessungsabflüssen nach DIN19700 in Nordrhein-Westfalen. Merkblatt, Bd. 46, Düsseldorf, 2004

Literatur zu Kapitel 8:

- 8.1 Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (Hrsg.): Grundlagen für die Beurteilung von Kühlwassereinleitungen in Gewässer, 3. Aufl. Berlin: Schmidt 1991
- 8.2 Deutscher Verein von Gas- und Wassermängern (DVGW): Wasserversorgung Oberflächengewässer. Arbeitsblatt W 151, Eschborn 1975
- 8.3 Wang, L.; Pereira N (ed.): Handbook of Environmental Engineering Vol. 4 Clifton NJ: Humana 1986
- 8.4 WMO (ed.): Meteorological and hydrological aspects of siting and operation of nuclear power plants; II: Hydrological aspects. Technical Note 170. Genf: 1981
- 8.5 Miller, D.H.: Water at the surface of the earth. An introduction to ecosystems hydrodynamics. New York: Academic Press 1977
- 8.6 Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (Hrsg.): Seen in der Bundesrepublik Deutschland. Essen: Woeste 1985

-
- 8.7 Zimmermann, C.; Kobus, H.; Geldner, P. (Hrsg.): Wärmeleitungen in Strömungen. Gräefeling: Resch 1975
- 8.8 Täubert, U.: Wasserwirtschaftliche Systemanalyse des Wärmehaushalts von Flüssen. Wasserbau-Mitt. der Technischen Hochschule Darmstadt 12 (1974)
- 8.9 Arbeitsgemeinschaft der Länder zur Reinhaltung der Weser (Hrsg.): Wärmelastplan Weser 1974. Bremen: 1974
- 8.10 Kinzelbach, W.: Numerische Untersuchung über den optimalen Einsatz variabler Kühlsysteme einer Kraftwerkskette am Beispiel Oberrhein. Mitt. des Instituts für Wasserbau der Universität Stuttgart 44 (1978)
- 8.11 Kuhn, W.; Schweizerische Meteorologische Zentralanstalt (Hrsg.): Physikalisch-meteorologische Überlegungen zur Nutzung von Gewässern für Kühlzwecke. Berlin: Springer 1972. Arch. Met. Geoph. Biokl. Ser. A. 21 (1972) 95-122
- 8.12 Sauberer, F.; Ruttner, F.: Die Strahlungsverhältnisse der Binnengewässer. Leipzig: Akademische Verlagsgesellschaft 1941
- 8.13 Kondratyev, K.v.: Radiation in the atmosphere. New York: Academic Press 1969
- 8.13 Linke, F.; Baur, F. (Hrsg.): Meteorologisches Taschenbuch, Neue Ausgabe, Bd. II. Leipzig: Akademische Verlagsgesellschaft 1970
- 8.14 Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (Hrsg.): Grundlagen für die Beurteilung der Wärmebelastungen von Gewässern, Teil I: Binnengewässer, 2. Auflage. Mainz: Krach 1977
- 8.15 Heitmann, M.L.; Richter, D.; Schumann, D.: Der Wärme- und Wasserhaushalt des Stechlin- und Nehmitzsees. Abhandlung des Meteorologischen Dienstes der DDR 96 (1969) XII. Berlin: Akademie-Verlag
- 8.17 Brutsaert, W.: Evaporation into the atmosphere. Dordrecht: Reidel 1982
- 8.18 WMO (ed.): Guide to hydrological practices, 5. Auflage. WMO 168) 1994. Genf.
- 8.19 Flinspach, D.; Fleig, H.: Die Aufstellung von Wärmelastplänen durch rechnerische Simulation der Wärmetausvorgänge - dargelegt am Beispiel des Wärmelastplans Rhein. Wasserwirtschaft 5 (1972) 127-133
- 8.20 Schrödter, H.: Verdunstung. Berlin: Springer 1985
- 8.20 Kroleswki, H.: Übertragung der Abwärme an die Umwelt - Frischwasserkühlung und Rückkühlung. Wasser und Boden 1 (1977) 6-22
- 8.22 Werner, J. Kraftwerksabwärme in der Hydrosphäre. Westfälische Geographische Studien 34 (1977)
- 8.23 Kunz, H.: Aufwärmung der Gewässer und deren Steuerung durch Wärmelastpläne. Wasser und Boden 2 (1981) 60-67
- 8.24 Bach, H. Beck, P.; Göttling, D.: Energie und Abwärme. Berlin: Schmidt 1973
- 8.24 Keller, R. (Gesamtleitung): Hydrologischer Atlas der Bundesrepublik Deutschland. Boppard: Boldt 1978
- 8.25 Döring, M.: Die Einflüsse der Wassernutzung in thermischen Kraftwerken auf die Gewässer. Wasserbau-Mitt. der Technischen Hochschule Darmstadt 21 (1981)
- 8.27 Günneberg, F.: Abwärme in Gewässern. Dt. Gewässerkundl. Mitt. 1 (1971) 14-21
- 8.28 Berger, F.; Schmitz, W.: Voraussage der Temperatur in Flüssen bei thermischer Belastung unter Benutzung eines deterministischen Modells und elektronischer Datenverarbeitung. Gas- und Wasserfach 1 (1973) 19-22

- 8.29 Flinspach, D.: Die Wärmebelastung der Gewässer. Wasser und Boden 1 (1977) 26-30
- 8.30 Albrecht, D.: Über den Einfluss des Kemnader Stausees auf den Wärmehaushalt der Ruhr. Wasserwirtschaft 12 (1977) 371-376
- 8.31 Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft (Hrsg.): Graphische Ermittlung der Gleichgewichtstemperatur und des Wärmeaustauschkoeffizienten bei Wärmehaushaltsberechnungen nach der Exponentialmethode. 4 (1980). München
- 8.32 BUND Rheinland-Pfalz: Wärmelast Rhein. Studie, Mainz 2009
- 8.33 Nds. Min. f. Umwelt und Klimaschutz: Wärmelastplan für die Tideelbe, Hannover, Dez. 2008

Literatur zu Kapitel 9:

- 9.1 Keller, R. (Gesamtleitung): Hydrologischer Atlas der Bundesrepublik Deutschland. Boppard: Boldt 1979
- 9.2 Brechtel, H.M. DVWK (Hrsg.): Schneehydrologische Forschung in Mitteleuropa: Möglichkeiten und Grenzen einer Steuerung der Schneeanammlung und Schneeschmelze durch forstliche Maßnahmen. DVWK-Mitt. 7 (1984)
- 9.3 Wihl, G.; Nobilis, F.: Ein Beitrag zur Kenntnis der Schneeverhältnisse in Österreich. 16. Internationale Tagung für Meteorologie, Paris, 1980
- 9.4 Wilhelm, F.: Schnee- und Gletscherkunde. Berlin: de Gruyter 1975
- 9.5 Meier, M.F.; Roots, E.F.: Glaciers as a water resource. Nature and resources 3 (1982) 7-14 9.6 DVWK (Hrsg.): Niederschlagsmessung. DVWK-Regeln zur Wasserwirtschaft 1986. Bonn
- 9.6 WMO: Snow cover measurements and areal assesment of precipitation and soil moisture; WMO-No 749. Genf: 1992
- 9.7 Sokollek, V.: Der Einfluss der Bodennutzung auf den Wasserhaushalt kleiner Einzugsgebiete in unteren Mittelgebirgslagen. Dissertation Universität Gießen 1983
- 9.8 Raudkivi, A.J.: Hydrology. Oxford: Pergamon 1979
- 9.9 UNESCO (ed.): Seasonal snow cover. Technical papers 2 (1970). Paris
- 9.10 Rango, A.; ASCE (ed.): Review of remote sensing capabilities in snow hydrology. Trans. ASCE 3511 (1979)
- 9.11 Rango, A.; et.al.; ASCE (ed.): Snow covered area utilization in runoff forecasts. ASCE 1 (1979) 53-66
- 9.12 Hall, D.K.; et.al.: Passive microwave studies of snow pack properties. Kongr.: 46. Annual western snow conference, Otter Rock, 1978.
- 9.13 Rachner, M.: Vergleich einiger Formeln zur Bestimmung der Schneeschmelze. Wasserwirtschaft-Wassertechnik 1 (1968) 25-28
- 9.14 Braun, L.; Zuidema, P.: Modelling snowmelt during advection-melt situation in a small basin. Kongr.: Hydrologic research basins, Bern 1982. Bern: Sonderheft Landeshydrologie (1982) 771-780
- 9.15 Golchert, H.J.: Mittlere monatliche Globalstrahlungsverteilung in der Bundesrepublik Deutschland. Meteorologische Rundschau 34 (1981) 143-151

- 9.16 Sverdrup, H.: The eddy conductivity of the air over a smooth snow field. *Geophy. Publ.* 7 (1936) 1-69
- 9.17 WMO (ed.): Guide to hydrological practices, 5. Auflage. Genf: 1994
- 9.18 Rachner, M.; Matthäus, H.; DVWK (Hrsg.): Schneehydrologische Forschung in Mitteleuropa: Schneehydrologische Untersuchungsergebnisse in der DDR und deren Anwendung für wasserwirtschaftliche Zwecke. *DVWK-Mitteilungen* 7 (1984) 473-524
- 9.19 Martinec, J.; Rango, A.; Major, E.; NASA spaceflight center (ed.): The snowmelt runoff model (SRM): Users manual. *NASA reference publications* 1100 (1983)
- 9.20 U.S. Army Corps of Engineers (ed.): Runoff from snowmelt, Manual. Vicksburg: 1960
- 9.21 Lang, H.; Schaedler, B.; Davidson, G.: Hydrologische Untersuchungen auf dem Ewigschneefeld des Großen Aletschgletscher. *Zeitschrift für Gletscherkunde und Glaziologie* 2 (1977) 109-124
- 9.22 Knauf, D.: Die Abflussbildung in schneebedeckten Einzugsgebieten des Mittelgebirges. Diss. TH Darmstadt 1975
- 9.23 Herrmann, A.; Koll, J.; Maloszweski, P.; Rauert, W.; Stichler, W.: Water balance studies in a small catchment area of paleozoic rock using environmental isotope tracer techniques. *Proc. Budapest Symp. 1986. IAHS Publ.* 156 (1986)
- 9.24 Liebscher: 20 Jahre Wasserhaushaltsuntersuchungen im Oberharz. *Bes. Mitt. Dt. Gew. Jahrbuch* 39 (1975)
- 9.25 Tonn, R.: Das Märzhochwasser 1981 im Westharz. *Wasser und Boden* 12 (1981) 575-581
- 9.26 Matthäus, H.: Untersuchungsergebnisse über extreme Wasserdargebote infolge Schneeschmelze einschließlich flüssiger Niederschläge im Tiefland der DDR. *Zeitschrift für Meteorologie* 32 (1982) 241-246 und 33 (1983) 96-98
- 9.27 Süßenguth, G.; DVWK (Hrsg.): Schneehydrologische Forschung in Mitteleuropa: Zur Bestimmung von Extremwerten des Wasseräquivalents in der Bundesrepublik Deutschland. *DVWK-Mitteilungen* 7 (1984) 167-182
- 9.28 Länderarbeitsgemeinschaft Wasser; Bundesministerium für Verkehr (Hrsg.): Pegelvorschrift. Hamburg: Parey 1978
- 9.29 Laszloffy, W.; Szeistay, K.; Arbeitsgemeinschaft der Donauländer für hydrologische Vorhersagen, Zentralbüro Wien (Hrsg.): Vorhersage der Eisverhältnisse in Flüssen mit besonderer Berücksichtigung der Donau. 2. Kongreß der Arbeitsgemeinschaft der Donauländer für hydrologische Vorhersagen, Wien 1964
- 9.30 Rinsum, A.v.; Geographische Gesellschaft: Die Eisverhältnisse der Donau. *Mitt. der Geographischen Gesellschaft* 47 (1962) 5-19
- 9.31 WMO (ed.): Hydrological forecasting practices. *Operational hydrology report* no. 6, Genf: 1975
- 9.32 Parde, M.: *Hydrologique fluviale*: Paris
- 9.33 Strauch, K.: Entstehung, Verhütung und Beseitigung von Eis in stehenden und fließenden Gewässern, insbesondere an Stauanlagen. *Bes. Mitt. zum Dt. Gew. Jahrbuch* 10 (1954)

- 9.34 Völk, J.: Die Eisverhältnisse der Donau und der übrigen Gewässer Bayerns insbesondere im Winter 1962/63. Dt. Gew. Mitt. (Sonderheft) 1967 72-77
- 9.35 Keller, R.: Die Eisverhältnisse und Hochwasser der mitteleuropäischen Gewässer. Hydrologie – Melange offerts par ses amis et disciples a Maurice Parde Edition Ophrys 327-335
- 9.36 Kleine, E.: Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft, Bd. 41: Eisbekämpfung im Elbstromgebiet. Berlin: Springer 1986 9.37 DIN 19700, Teil 1: Talsperren
- 9.38 DIN 19704: Berechnungsgrundlagen für Stahlwasserbauten
- 9.39 Morris E (ed.): Modelling snowmelt-induced processes IAHS Publication No 155, Oxfordshire 1986
- 9.40 WMO (ed): Snow Cover Measurements and areal assessment of precipitation and soil moisture, Operational Hydrology Report No 35, Geneva 1992
- 9.41 Rachner, M.: Verdunstung von der Oberfläche der Schneedecke, Z. Meteorol. 37, 285-290
- 9.42 Beltaos, S.: River Ice Jams: Water Resources Publication LLC, Colorado 1995

Literatur zu Kapitel 10:

- 10.1 DIN 4049: Hydrologie, Teil 1
- 10.2 Scheffer, F.; Schachtschabel, P.: Lehrbuch der Bodenkunde, 11. Auflage. Stuttgart: Enke 1982
- 10.3 UNESCO (ed.): Study of relationship between water quality and sediment transport. Technical papers in hydrology 26 (1983). Paris
- 10.4 Walther, W.: Einige Einflussgrößen der Stickstoffführung bei kleinen nicht abwasserbelasteten Fließgewässern. Wasserwirtschaft (1985) 500-507
- 10.5 Burz, J.: Beitrag zur Klassifikation der Feststoffe. Dt. Gew. Mitt. 8 (1964) 29-38
- 10.6 Schröder, R.; Press, H.: Hydromechanik. Berlin: Ernst 1978
- 10.7 Kresser, W.: Gedanken zur Geschiebe- und Schwebstoffführung der Gewässer. Österreichische Wasserwirtschaft 1/2 (1964) 6-11
- 10.8 Hellmann, H.; Hinrich, H.; et.al.: Schwebstoff- und Schlammablagerungen in Bundeswasserstraßen. Jahresbericht der BfG 1977. Koblenz: 1978
- 10.9 DVWK (Hrsg.): Schwebstoffmessungen. DVWK-Regeln zur Wasserwirtschaft 125 (1986). Hamburg: Parey
- 10.10 Gruber, O.: Gewässerkunde und Hydrographie im Bundesstrombauamt. Österreichische Wasserwirtschaft 9/10 (1978) 198-203
- 10.11 Schröder, W.; Theune, C.: Feststoffabtrag und Stauraumverlandung in Mitteleuropa. Wasserwirtschaft 7/8 (1984) 374-379
- 10.12 UNESCO (ed.): Gross sediment transport into the oceans. Paris: 1984
- 10.13 Mangelsdorf, J.; Scheurmann, K.: Flussmorphologie. München: Oldenbourg 1980
- 10.14 Bauer, F.: Der Geschiebehaushalt der bayerischen Donau im Wandel wasserbaulicher Maßnahmen. Wasserwirtschaft 4/5 (1965)
- 10.15 FAO (ed.): Arid zone hydrology for agricultural development. Irrigation and drainage paper 37 (1981)

-
- 10.16 Bretschneider, H.; Lecher, K.; Schmidt, H. (Hrsg.): Taschenbuch der Wasserwirtschaft. Hamburg: Parey 1982
- 10.17 Zanke, V.: Grundlagen der Sedimentbewegung. Berlin: Hirschberg 1982
- 10.18 DIN 19661, Richtlinien für Wasserbauwerke, Teil 2
- 10.19 UNESCO (ed.): Sedimentation problems in river basins. Studies and reports in hydrology 35 (1982). Paris
- 10.20 Schröder, R.C.M.: Vergleichbarkeit von Geschiebetransportformeln. Wasserwirtschaft (1985) 217-221
- 10.21 Kempe, S.; Mycke, B.; Seeger, M.: Flussfrachten und Erosionsfrachten in Mitteleuropa 1966-1973. Wasser und Boden 3 (1981) 126-131
- 10.22 Chow, VenTe: Handbook of applied hydrology. New York: McGraw Hill 1964
- 10.23 Kirkby, M.J. (ed.): Hillslope hydrology. Chichester: Willey 1980
- 10.24 Maniak, U.: Niederschlag-Abfluss-Modelle und ihre Anwendung in der Kanalnetz-berechnung, Berichte der Techn. Akademie Esslingen, 1979
- 10.25 Wischmeier, W.H., Smith, D.D.; USDA Science and Education Administration (ed.): Predicting rainfall erosion losses. Agricultural Handbook 537 (1978). Washington D.C.
- 10.26 Schäfer, R.: Möglichkeit der Bilanzierung und Minderung der Bodenerosion und der Oberflächenabflüsse von landwirtschaftlichen Nutzflächen. Schriftenreihe des Bayerischen Landesamts für Wasserwirtschaft 6 (1981)
- 10.27 Wischmeier, W.H., Smith, D.D.: Rainfall energy and its relationship to soil loss. Trans. Am. Geog. Un. 39 (1958) 285-291
- 10.28 Williams, J.R.; USDA Agricultural Research Service (ed.): Sediment yield prediction with universal equation using runoff energy factor. ARS-S-40 (1975) 244-252
- 10.29 Shen, H.W.: Sediment transport models in stochastic approaches to water resources. Water Resources Publ. 1 (1976). Ft. Collins
- 10.30 Khanbilvardi, R.M.; Rogowski, A.S.: Quantitative evaluation of sediment delivery ratios. Water Resources Bull. 6 (1984) 865-874
- 10.31 Fleming, G.: Design curves for suspended load estimation. Proc. Institution of Civil Engineers 1969
- 10.32 Thevenin, J.: Etude de la sedimentation des Barrages Reservoirs en Algerie et Moyens mis en oeuvre pour preserver les capacites. Colloque international teux a l'Universite Liege 1959
- 10.33 Haan, C.T.; et.al. (eds.); Foster, G.R.: Hydrologic modeling of small watersheds: Modeling the erosion process. ASAE Monograph 5 (1982). St. Joseph
- 10.34 Hurst, H.E.; Black, R.; Sinaika, Y.: The Nile basin, Vol. IX. Kairo 1978
- 10.35 Shalash, S.: The effect of the High Assuan Dam on the hydrological regime of the River Nile. Proc. Helsinki Symp. IASH-Publ. 130 (1980) 244-250
- 10.36 Vischer, D.: Verlandung von Flusstauhaltungen und Speicherseen, Mitt. d. Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich, 53 (1984)
- 10.37 Fitzgerald, M.; Karlinger, M.: Daily water and sediment discharges from selected rivers of the Eastern United States: A time-series modeling approach. U.S. Geological Survey Water Supply Paper 2216 (1983). Washington D.C.

-
- 10.38 Brune, G.M.: Trap efficiency of reservoirs. Trans. Am. Geophys. Un. 3 (1953) 407-418
- 10.39 Heinemann, H.G.: A new sediment trap efficiency curve of small reservoirs. Water Resources Bull. 5 (1981) 825-830
- 10.40 Churchill, M.A.: Discussion of "Analysis and use of reservoir sedimentation data" by L.C. Gottschalk pp. 139-140 Proc. Federal Inter Agency Sedimentation Conference, Washington 1948
- 10.41 Mertens, W.: Über die Deltabildung in Stauräumen. Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts für Wasserbau der Technischen Universität Braunschweig (1986)
- 10.42 Borland, W.M.; Miller, C.R.: Sediment problems of the lower Colorado River. Proc. ASCE. J. Hydraulics Div. HY4 (1960) 61-87
- 10.43 Murthy, B.N.: Reservoir sedimentation. Proc. Int. Workshop on alluvial river problems. Roorkee: 1980
- 10.44 Ahammer, H.: Versuch einer Erfassung des zeitlichen Ablaufs der Verlandung von Stauhaltungen. Wasserwirtschaft 7/8 (1979)
- 10.45 Amandale, G.W.: Reservoir sedimentation - Development in water sciences No 29, Else vier, Amsterdam 1987
- 10.46 UNESCO: Methods of Computing Sedimentation in Lakes and Reservoirs. Contribution to IHP-II Project A.2.6.1, Paris 1985
- 10.45 Mollenhauer, K., et al.: Zur Erosivität der Niederschläge im Gebiet der deutschen Mittelgebirge besonders im hessischen Raum, DVWK Schriften Nr. 86 (1990) 79 - 162, Parey, Hamburg
- 10.46 Auerswald, K.: Stoffverlagerung durch Bodenerosion. DVWK-5. Fortbildungslehrgang Technische Hydraulik "Berechnung des Feststofftransports für die Ingenieurpraxis", Braunschweig, 10. bis 12 Oktober 1990
- 10.47 Auerswald, K. und Schmidt, F.: Atlas der Erosionsgefährdung in Bayern - Karten zum flächenhaften Bodenabtrag durch Regen. GLA Fachberichte 1, 1986
- 10.48 WMO: Manual on operational methods the measurement of Sediment Transport; Operational Hydrology Report No 29, Genf, 1989
- 10.49 Foster, G.R.: Modeling the erosion process. chapter 8: In Hydrologic modeling of small Watersheds, edited by CT Haan et al., ASAE Monograph No 5, 1982
- 10.50 Mahmood, K.: Reservoir Sedimentation: impact, extent and mitigation. The World Bank, 1987, Washington D.C.
- 10.51 Vischer, D. (ed): Verlandung von Stauseen und Stauhaltungen, Sedimentprobleme in Leitungen und Kanälen, Mitt. d. Versuchsanstalt f. Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich, 142, 143 (1996)
- 10.52 Horowitz, A.: The use of suspended sediment and associated trace elements in water quality studies, IAHS special Publication No 4, 1995, Wallingford
- 10.53 Molina, J.: Modellierung der Bodenerosion durch Wasser und des Schwbstofftransportes in mittelgroßen Einzugsgebieten. Mitt. d. Leichtweiß-Institutes f. Wasserbau d. TU Braunschweig (1995)
- 10.54 Spreafico, M. et al.: Feststoffbeobachtungen im Rhein. Internat. Kommission für die Hydrologie d. Rheingebietes, Bericht II-11, Bern 1996

- 10.55 Mouzai L, Bouhade M.: Water drop erosivity: effect on soil splash, Journal Hydraulic Research, Vol 41, 2003, No1
- 10.56 Sauerborn P., Erdmann K.: Erosivität der Niederschläge und Isoerodentkarte von Nordrhein-Westfalen, Wasser u. Boden 1, 1993, S. 22-38
- 10.57 Kostic S., Parker G.: Progradational sand mud deltas in lakes and reservoirs, Part 1 and 2, Journal Hydraulic Research Vol 41, No 2, 2003
- 10.58 White R.: Evacuation of sediments from reservoirs, Thomas Telford, London, 2001
- 10.59 Ammann M., Kast M.: 10 Jahre ökologische Spülbegleitung am Luzzone-Stausee, Mitt. Nr. 142, Versuchsanstalt f. Wasserbau ETH Zürich, 1996
- 10.60 BfG: Sedimentbewertung in europäischen Flussgebieten, Mitt. BfG Nr.22, Koblenz 2000
- 10.61 Nestmann F., Büchele B. (Hrsg.): Morphodynamik der Elbe. Inst. F. Wasserwirtschaft u. Kulturtechnik, Universität Karlsruhe, 200
- 10.62 ATV-DVWK: Feststofftransportmodelle für Fließgewässer. ATV-DVWK-Arbeitsbericht, Hennef, 2003

Literatur zu Kapitel 11:

- 11.1 Stugren, B.: Grundlagen der Allgemeinen Ökologie, 3. Auflage. Gustav Fischer Verlag, Stuttgart 1978
- 11.2 Schwoerbel, J.: Einführung in die Limnologie. G. Fischer Verlag, Stuttgart; 196 S.; 6.Auflage 1987
- 11.3 Odum E. B.: Grundlagen der Ökologie, Stuttgart 1983
- 11.4 Hutchinson G. E.: A treatise on limnology. Vol. I Wiley, New York 1957
- 11.5 Hartmann, L.: Ökologie und Technik. Springer Verlag 1992
- 11.6 DVWK: Sanierung und Restaurierung von Seen; Merkblatt 213. 33 S., Verlag Paul Parey, Hamburg 1988
- 11.7 LAWA (Hrsg.): Seen in der Bundesrepublik Deutschland, Woeste Druck Verlag (1985) Essen
- 11.8 LAWA (Hrsg): Limnologie und Bedeutung ausgewählter Talsperren in der Bundesrepublik Deutschland, Woeste Druck Verlag (1990) Essen
- 11.9 Klapper, H.: Eutrophierung und Gewässerschutz, Gustav Fischer Verlag Jena 1992
- 11.10 Straskraba, M.; Gnauck, A.: Aquatische Ökosysteme; Gustav Fischer, Stuttgart 1983
- 11.11 Klee, O.: Angewandte Hydrobiologie, 2. Aufl. Georg Thieme Verlag, Stuttgart 1991
- 11.12 Brehm, J.; Meiering, M.P.D.: Fließgewässerkunde; 311 S., Heidelberg 1982
- 11.13 Ryding, S.; Rast, W.: The Control of Eutrophication of Lakes and Reservoirs; MAB-Series, Vol.1, UNESCO, Paris 1989
- 11.14 Orlob, Q. T. (ed): Mathematical Modelling of Water Quality: Streams, Lakes and Reservoirs. J. Wiley, Chichester 1983
- 11.15 TGL 27885/01 Nutzung und Schutz der Gewässer, stehende Binnengewässer, Klassifizierung, 1982

-
- 11.16 Peuchert V.: Untersuchungen über den Einfluss von überstauten Flächen auf die Wasserqualität von Talsperren. Fortschritt Wasserchemie 12 (1970) 66-93
- 11.17 Uhlmann, D.: Hydrobiologie. 3. Aufl. Gustav Fischer Verlag, Stuttgart 1988
- 11.18 Bonell, M.; Hufschmidt, M.; Gladwell J (eds.): Hydrology and Water Management in the Humid Tropics. UNESCO, Cambridge University Press, 1993
- 11.19 Chapmann, D.(ed.): Water Quality Assessments. Chapman & Hall, London, 1992
- 11.20 Jörgensen, S. E. (Ed.): Fundamentals of Ecological Modelling. Elsevier, Amsterdam 1994
- 11.21 Jörgensen, S. E. (Ed.): Application of Ecological Modelling in Environmental Management. Elsevier, Amsterdam, 1983
- 11.22 Ruhrverband: Jahresbericht 1994. Essen
- 11.23 OECD-Bericht: Cooperative programme for inland waters (eutrophication control), Regional Projekt: Shallow lakes and reservoirs. 1980 Paris
- 11.24 Sigg, L.; Stumm, W.: Aquatische Chemie 3. Aufl., Verlag d. Fachvereine Zürich 1994
- 11.25 Walther, W.: Über den Stoffhaushalt der Landschaft und über die diffuse Belastung von Böden, Fließgewässern und Grundwasser, dargestellt an ausgewählten Standorten. LWI Mitteilungen, Heft 129/1995 -ISSN 0343-1223
- 11.26 Vollenweider, R. A.; Kerekes J (1982): OECD Cooperative Programme for Monitoring of Inland Waters. Synthesis Report. Paris 1981
- 11.27 Firk, W.; Gegenmantel, H.-F.: Naturstoffquellen - Einführung, Übersicht, Größenordnungen. Stickstoff und Phosphor in Fließgewässern - Wissensstand und Folgerungen für die Abwasserreinigung. Wasser-Abwasser-Abfall, Schriftenreihe des Fachgebietes Siedlungswasserwirtschaft der Universität / Gesamthochschule Kassel, 1986
- 11.28 Auerswald K. et al: Stickstoff- und Phosphoreintrag in Fließgewässer über diffuse Quellen in: HA Phosphate und Wasser, Wirkungsstudie Fließgewässer. GdCH, 1990
- 11.29 Di Toro, D. M., et al: Estuarine Phytoplankton Biomass Models in: The Sea: Ideas and Observation on Progress in the Study of the Seas. Goldberg E. D. (ed.) John Wiley Sons Inc., 1977, 969-1019
- 11.30 Wiegand, G.: Der Zusammenhang zwischen Gewässergüte und Makrophytenvegetation in niedersächsischen Fließgewässern. Landschaft und Stadt 11, S. 32-35, 1979
- 11.31 Buck, H.: Ermittlung von Gewässergütedefiziten mit Hilfe leicht identifizierbarer biologischer Indikationsgruppen. DVWK, Bonn 1986
- 11.32 Lelek, A.: Fische als Indikatoren der Umweltverhältnisse. Courier Forschungs-Inst. Senckenberg, 41, S. 111-129, (1980)
- 11.33 Gaumert, D.: Fischartenvorkommen in Niedersachsen und ihre Bewertung. Natur und Landschaft 60(3), (1985), S. 90-92
- 11.34 Salas, H. J., Martino, P.: A simplified phosphorus trophic state model for warm-water tropical lakes: Water Research, Vol. 25 No 3 pp 341-350 (1991)
- 11.35 Jacobsen, O. S.: Biological Processes in Ecosystem. in: Application of Ecological Modelling in Environmental Management. (Jörgensen S. E. ed.) Elsevier. Amsterdam, 1983

-
- 11.36 Somlyódy, L.; van Straten, G.: *Modelling und Managing Shallow lake Eutrophication*. Springer Verlag, Berlin 1986
- 11.37 Groth, P.: *Sanierung des Einzugsgebietes der Innerstädtischen Talsperre durch den Bau einer Abwasserringleitung*; Wasser und Boden H. 5; 1984
- 11.38 DVWK *Sanierung und Restaurierung von Seen*. DVWK-Merkblatt 213, Paul Parey, Hamburg, 1988
- 11.39 Franke, R.; Frey, W.: *Talsperren in der Bundesrepublik Deutschland*; DNK-ICOLD 1987, Systemdruck GmbH, Berlin
- 11.40 DVGW: *Maßnahmen zur Sauerstoffanreicherung von Oberflächengewässern*. Eschborn, 1985
- 11.41 Prien, K.J.; Bernhardt, H.: *Belüftung der Aabach Talsperre*, GWF 130 (1989) Nr. 4 S. 206-213
- 11.42 Heinzmann, B. et al.: *Die Phosphateliminationsanlage Tegel in Berlin* GWF 132 (1991) Nr. 12, S. 674 - 685
- 11.43 Bayerisches Landesamt f. Wasserwirtschaft: *Biolog. Gewässeranalyse in Bayern*; Informationsberichte Bayer. Landesamt für Wasserwirtschaft 1/85, München 1985
- 11.44 Imhoff, K. R.: *Über die Wirkung der Ruhrstauseen und Maßnahmen des Ruhrverbandes zur Verminderung der Eutrophierung*; in: *Stoffhaushalt von Fließgewässern*, S.317-333, R. Oldenbourg Verlag, München 1980
- 11.45 Neumann, H.; Poltz, J.: *Problematik bei der Sanierung von Flachseen, dargestellt am Beispiel des Dümmers*; DVWK-Schriften 52 (1981)
- 11.46 TGL 27885/02 *Wassergütebewirtschaftung, Phosphatelimination in Vorsperre*. 1976
- 11.47 Bernhardt, H.; Clasen, J.: *Gedanken zur Übertragung der Ergebnisse des OECD-Untersuchungsprogrammes in die Praxis des Seenschutzes*; Z. Wasser-Abwasser-Forsch. 15 Heft 3, S. 96-103, 1982
- 11.48 Bernhardt, H.: *Die hypolimnische Belüftung der Wahnachtalsperre*, GWF 119 (1978) Heft 4, S. 177 - 182
- 11.49 Lassiter, R. R.; Kearnes D. K.: *Phytoplankton Population Changes and Nutrient Fluctuations in a simple Aquatic Ecosystem Model*. In: *Modeling the Eutrophication Process* (editors: Middlebrooks E. J.; Falkenberg D. H., Maloney T. E.) Ann Arbor Science Publisher Ann Arbor Mich. No 48 106pp 131-138
- 11.50 Klee, O.; Lorenz, P.: *Sanierung von eutrophierten Seen: Diagnose und Beispiel einer gelungenen Therapie*, GWF 130 (1989) Nr. 1, S. 21-27
- 11.51 Knöpp: *Relativer Sauerstoffgehalt*, Mitt. BfG (1988)
- 11.52 Reimann, K.: *Sauerstoff und BSB als Bewertungsgrößen bei verschiedenen Gewässernutzungen*. Münchener Beiträge zur Abwasser-, Fischerei- und Flussbiologie, Bd. 40, 1986
- 11.53 Müller, S.: *Sauerstoffhaushalt in Fließgewässern*. Schriftenreihe Wasserwirtschaftliche Rahmenplanung. München, H. 1, 1975
- 11.54 Jolankai, G.: *Hydrological, chemical and biological processes of contaminant transformation and transport in river and lake systems*. Techn Documents in hydrology UNESCO, Paris, 1992

-
- 11.55 Dyck, S.; et al.: Angewandte Hydrologie, Teil 2: Der Wasserhaushalt der Flussgebiete. Berlin: VEB-Verlag für Bauwesen, 1978
- 11.56 Abwassertechnische Vereinigung e.V. (ATV): Bau und Bemessung entwässerungstechnischer Anlagen zur Versickerung von nicht schädlich verschmutztem Niederschlagswasser - Arbeitsblatt A 138, Gelbdruck
- 11.57 Streeter, H.W.; Phelps, E.B.: A Study of the Pollution and Natural Purification to the Ohio River. Public Health Bull. 146, U.S. Public Health Service, Washington D.C.,
- 11.58 Habeck-Tropfke; L. und H.-H.: Abwasserbiologie. Werner-Verlag, Düsseldorf; 2. Aufl. 1992
- 11.59 UNESCO: Dispersion and Self-Purification of Pollutants in Surface Water Systems. Techn. Papers in Hydrology No. 23, Paris, 1982
- 11.60 Wolf, P.: Simulation des Sauerstoffhaushalts in Fließgewässern. Oldenbourg und München, 1974
- 11.61 Schreiner, H.: Ein Simulationsmodell für Sauerstoffhaushalt, Kohlenstoff-BSB, Stickstoff-BSB und Nitrat in Fließgewässern. GWF-Wasser/ Abwasser 119, H. 8,
- 11.62 Sontheimer, H.: Die IAWR-Methode zur Darstellung der Gewässergüte aus der Sicht der Trinkwasserversorgung; in: Gewässergüte und Bewirtschaftungsplanung, S. 313 -373, Aachen 1985
- 11.63 UNESCO (ed.): Manual on drainage in urbanized areas vol.; Studies and reports in hydrology No. 43. Paris, 1987
- 11.64 Huber, W.: Deterministic modeling of urban runoff quality. In: Torno, H.C.; Marsalek, J. Desbordes, M. (eds.). 1986. Urban runoff pollution. Heidelberg, FRG, Springer-Verlag, NATO ASI Series G, Vol. 10, p. 693, 1986
- 11.65 Medina, M.A., Jr.; Huber, W.C.; Heaney, J.P.: Modeling stormwater storage/treatment transients: Theory. Journal of Environmental Engineering Division, ASCE, 107(E4): 781 - 797; 1981
- 11.66 Grube, H.J.: Die Makrophytenvegetation der Fließgewässer in Süd-Niedersachsen und ihre Beziehungen zur Gewässerverschmutzung; Arch. Hydrobiol. Suppl. 45, S. 376-456, 1975
- 11.67 LAWA: Saprobiensystem, 1991
- 11.68 DIN 38504: Gewässergüte
- 11.69 Pantle, R.; Bude, H.: Die biologische Überwachung der Gewässer und die Darstellung der Ergebnisse; Bes. Mitt. Deut. Gew., Jahrbuch 12, S. 135-145, 1985
- 11.70 Nagel, P.: Bildbestimmungsschlüssel der Saprobien - Makrozoobenthon; Stuttgart - New York, 183 S., 1989
- 11.71 Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V. (DVWK): Meßstationen zur Erfassung der Wasserbeschaffenheit von Fließgewässern - Einsatz, Bau und Betrieb. Merkblätter zur Wasserwirtschaft, Heft 201, Hamburg/Berlin 1982
- 11.72 Landesamt f. Wasser u. Abfall NW (LWA): Fließgewässer Richtlinien für die Ermittlung der Gewässergüteklassen; Düsseldorf 1982
- 11.73 Zelinka, M.; Marvan, P.: Zur Präzisierung der biologischen Klassifikation der Reinheit fließender Gewässer; Archiv Hydrobiologie 57, S. 389-407, 1981

-
- 11.74 Hajek, P.-M.; Neumann, W.; Bischofsberger, W.: Untersuchungen zum Sauerstoffhaushalt in Fließgewässern. Berichte aus Wassergütwirtschaft und Gesundheitsingenieurwesen, Institut für Bauingenieurwesen V, TU München, Nr. 45, 1983
- 11.75 DIN 38410 Bl. 1.-3. Saprobienindex-Definition und Bestimmung
- 11.76 Friedrich, G.: Eine Revision des Saprobiensystems; Z. Wasser- Abwasser-Forsch. 23, S. 141-152, 1990
- 11.77 Wachs, B.: Ökologische erarbeitete Schwermetall-Qualitätsziele für Nutzungsarten des Wassers sowie zum aquatischen Ökosystem- und Artenschutz, GWF 130 (1989) Nr. 6 S. 277-284
- 11.78 Bach, E.: Ein chemischer Index zur Überwachung der Wasserqualität von Fließgewässern; Deut. Gew. Mitt., 24 Jh., Heft 4/5, Seite 102 - 106, Koblenz 1980
- 11.79 Jungwirth, M.; Winkler, H.: Die Bedeutung der Flussbettstruktur für Fischgemeinschaften; Österr. Wasserwirt., 35(9/10), S. 230-234, 1983
- 11.80 Deutscher Verein von Gas- und Wassermännern (DVGW): Wasserversorgung Oberflächengewässer; Arbeitsblatt W 151, Eschborn 1975
- 11.81 Bernhard, H., Clasen, I et. al. (1985). Oligotrophierung stehender Gewässer durch chemische Nährstoff-Eliminierung aus den Zuflüssen am Beispiel der Wahnachtalsperre. Arch. Hydrobiol., Suppl. 70, S. 481-533,
- 11.82 Scharf, W. 1987. Entwicklung der Wassergüte während des Ersteinbaus der Großen Dhünn Talsperre; Wasser und Boden (9), S. 461-466,
- 11.83 Nusch, E.A. (1989). Limnological Investigations into the Westphalian reservoirs and Ruhr River impoundments. In: Lampert, W. et. al. (eds.) Limnology in the Federal Republic of Germany, SIL-Congress, Munich, S. 53-57,
- 11.84 Knoblauch, A. 1978. Mathematische Simulation des Phosphorkreislaufs in einem gestauten Gewässer. GWF, Schriftenreihe Wasser Abwasser, 17, Oldenbourg, München
- 11.85 Staskraba, M., Gnauk A. 1983. Aquatische Ökosysteme, G. Fischer, Stuttgart,
- 11.86 Karagounis, I. (1992). Ein physikalisch-biochemisches Seemodell. Mitt. Nr. 116, Versuchsanstalt f. Wasserbau, ETH Zürich,
- 11.87 Hutter, K.; Trösch, J. 1975. Über die hydromechanischen und thermodynamischen Grundlagen der Seenzirkulation, Mitt. Nr. 20, Versuchsanstalt f. Wasserbau, ETH Zürich,
- 11.88 Trösch, J. 1983. Strömung im See - Dreidimensionale Simulation mit finiten Elementen, Mitt. Nr. 63, Versuchsanstalt f. Wasserbau, ETH Zürich,
- 11.89 Di Toro, D. M. 1980. Applicability of cellular equilibrium and Monod theory to phytoplankton growth kinetics. Ecological Modelling 8: 201-18.
- 11.90 Hydrologic Engineering Center: WQRRS-Water Quality for River Reservoir System, Davis 1989
- 11.91 Klötzli F.: Ökosysteme, 3. Aufl, UTB 1479, G. Fischer Stuttgart 1993
- 11.92 Uhlmann D., Horn W.: Hydrobiologie der Binnengewässer, UTB 2206, Ulmer Verl. Stuttgart, 2001
- 11.93 Prochnow D. et al: Schweb- und Schadstoffe der unteren Spree, Ber. IGB, H3 , Berlin 1997
- 11.94 BfG: Sedimentbewertung europäischer Flussgebiete, Mitt BfG Nr 22, Koblenz 2000

-
- 11.95 ATV-DVWK: Gewässergütesimulation unter Berücksichtigung von Tagesganglinien diffuser Nährstoffe, Arbeitsbericht, Hennef 2002, ISBN 3-935669-85-2
- 11.96 Dekker A.: Detection of optical water quality parameters for eutrophic waters by high resolution remote sensing, Diss. Freie Universität Amsterdam 1993, ISBN 90-9006234-3
- 11.97 Weihrauch A.: Wassergütemodell für Talsperren unter Einbeziehung von Fernerkundungsdaten, Mitt. Leichtweiß Inst. TU Braunschweig H.150, 2001
- 11.98 DVWK: Durchgehendes Trophiesystem auf der Grundlage der Trophieindikation mit Kieselalgen, Materialien 6/1999, Bonn, ISSN 1436-1639
- 11.99 Dokulil M., Hamm A., Kohl J. (Hrsg.): Ökologie und Schutz von Seen, UTB 2110, Facultas, Wien 2001
- 11.100 Carlson R.E.: A trophic state index for lakes, *Limnology and oceanography*, März 1977, V 22(2)
- 11.101 Bittner R.: Ingenieurbiologische Sanierungsstrategien eutrophierter Fließseen – Modellstudie am Beispiel des Chaoesee in China. Diss. TU Braunschweig, 2008
- 11.102 Scheffler M.: *Ecology of Shallow Lakes*. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, 2004
- 11.103 Bowie L. et al.: Rates, Constants, and Kinetics Formulations in Surface Water Quality Modelling. US Environmental Protection Agency, Athens Ga. 1985
- 11.104 Berger H., et al. Bestimmung und Ökologie der Mikrosaproben nach DIN 38410. G. Fischer, Stuttgart, 1997
- 11.105 Cole T., Wells S.: CE-QUAL-W2: A two-dimensional laterally averaged, hydrodynamic and water quality model. Version 3.5, Instruction Report EL-06-1, US Army Engineering and Research Development Center, Vicksburg, MS, 2006

Sachregister

- ABAG 499 ff.
- Abfluss
 - direkter 136, 314
 - höhe 88
 - kurve 69, 86
 - messung 59ff., 63., 67ff
 - oberirdischer 57, 282
 - regime 86, 91
- Abflussbeiwert 297, 301, 465
- Abflussbildung 284
- Abflussfülle 92, 407
- Abflusskoeffizient s. Abflussbeiwert
- Abfußkonzentration 262, 285
- Abflussschleife s. Hysteresis
- Abflusssumme 92, 95
- Abgaberegulierung 94, 396
- Abtrag 486, 497, 507
- Advektion 533, 582,
- Aktinometer s. Strahlungsmessung
- Albedo 38 ff.
- Anpassung
 - der Verteilungsfunktion 141, 187
 - freie 178
- ARIMA-Modell 252
- ARMA-Modell 252
- Atmometer s. Evaporimeter
- Aufwärmspanne 437
- Ausbauabfluss 11, 96
- Ausbaugrad 96
- Ausreißer 164, 467
- Autokovarianzfunktion 233
- Autoregressives Modell 249, 253
- Basisabfluss 136, 284
- Bemessungshochwasser 123, 403, 413
 - Niederschlag 281, 413
 - Wiederkehrintervall 414
- Bestimmtheitsmaß 204, 214
- Betriebsstauraum 363, 367
- Bezugs-HQ-Verfahren 167
- Binominalverteilung 122
- Black Box Modell 238, 284, 297,
- Blattflächenindex 288
- Bodenevaporimeter s. Lysimeter
- Bodenfeuchte 294, 295
- Bodenwärmestrom 44, 432
- Bowen-Verhältnis 44, 430
- Box-Wisker-Plot 116
- Charakteristischer Abschnitt 352
- Chi-Quadrat-Test 256 ff.
- Chlorophyllgehalt 549, 570, 595, 608
 - Primärproduktion 535, 625
- Courant-Bedingung 333, 345
- Dampfdruck 24, 40
- Daten
 - aufbereitung 79, 82
 - klassifizierung 81, 117
- Dauerlinie 93 ff. 511
 - bezogene 95
 - mittlere 94
- Dauerstau 364
- Dauerzahlen 93
- Defizit 196, 379
- Detritus 536, 606
- Dichtefunktion 111, 115
- Differenzenverfahren 332
- Diffusion 550
 - analogie 333
 - koeffizient 533, 534
- Diskretisierung 27, 87, 280, 310, 347
- Dispersion 613 ff., 622, 628 ff.
- Doppelsummenlinie 107, 241

- Durchmischungsstrecke 69
 Dynamische Programmierung 391
 Einheitsganglinie 263, 307
 Bestimmung der 310
 synthetische 279, 312, 324,
 Einträge 564 ff.
 Einzugsgebiet
 Charakterisierung 81, 84
 Retentionsvermögen 81, 298, 317
 Eis
 -aufbruch 475
 -bildung 471, 473
 -messung 472
 -tag 475
 -vorhersage 475
 Emissionsfaktor 40, 429
 Emissivität 40
 Energiebilanz 35 ff., 41, 329, 423, 456
 Epilimnion 527, 545
 Ergodizität 242
 Erosion 497 ff., 505
 Eutrophierung 564 ff., 572, 578, 600,
 -modell (Vollenweider) 570
 Euphotische Zone 525
 Evaporation 22, 44
 der Wasseroberfläche 33, 431
 Messung der 27 ff., 35
 potentielle 25
 Evaporimeter 31 ff., 34
 Evapotranspiration
 reale 26, 31, 55
 Direktmessung 24 ff.
 potentielle 25
 Exponentialmethode 442
 Extinktionskoeffizient 523, 577ff., 586
 Extrapolationsbereich 112, 138, 177
 Extremwertverteilung
 Typ I 149 ff.
 Typ III 180 ff., 246

 Faltungsoperation 264
 Fernerkundung 84
 Filterung 244
 Flächenreduktionsmethode 517
 Flächenzuwachsmethode 515
 Flood Routing s. Hochwasserablauf

 Floßverdunstungskessel 33
 Flügelmessung 64
 Flussgebietsmodell 13, 357,
 Flussgebietsmanagement 7, 76
 Flusskraftwerk 15, 96
 Flutplan 317
 Folgescheitelalgorithmus 378
 Freibord 415 ff.
 Freilandniederschlag 16, 286
 F-Test 225
 Füllenlinie 92

 Gammaverteilung 125, 143, 273
 Ganglinie 88 ff.
 Ganglinienseparation 136, 138
 Gebietsniederschlag 98 ff., 280, 411
 Gebietsverdunstung 27, 48
 Gebietsrückhalt 295, 299
 Geo Informationssysteme 84 ff., 357
 Geschiebe 480 ff.
 -dauerlinie 495
 -messung 488
 -mischungsband 491
 -transport 489 ff., 492
 Gewässergüte 14, 570 ff., 635,
 - Güteklassen 639 ff.
 Grad-Tag-Verfahren 464
 Gras-Referenzverdunstung 26, 55
 Gumbel s. Extremwertverteilung

 Häufigkeit
 empirische 110, 133 ff.
 theoretische 111 ff., 143
 Häufigkeitsdichte 112
 Häufigkeitsverteilung 112
 Hauptwerte 88
 Hochwasser 135
 -ablauf 11, 327 ff.
 -entlastung 413 ff.
 für Bemessung 167, 403, 413
 maximale 167, 404 ff.
 -rückhalteraum 10, 365, 402 ff
 -risiko 13
 -schutzraum s. Hochwasserrückhal-
 teraum
 -vorhersage 205 ff., 406, 411 ff

- Homogenitätstest 108, 175
Hurst Koeffizient 252, 383
Hydraulische Leitfähigkeit
 gesättigte 292
 ungesättigte 306
Hydrologie
 Definition 1
 Einteilung 1
Hydrologischer Längsschnitt 170
Hydrologische Sicherheit 368, 385
Hypolimnion 529, 548, 551, 570
Hypsographische Kurve 81, 462
Hysteresis 72, 351

Impulsantwort 263, 274, 275, 326
Index-Verfahren 296
Infiltration 289, 305
 kumulative 293, 306
Infiltrationsformel
 nach Green und Ampt 293, 305
 nach Holtan 292
 nach Horton 289
 nach Philip 292
 nach SCS 301 ff., 306, 324
Infiltrationsrate 289
Inhomogenität 107
Instantaneous Hydrograph s. Momentan-Einheitsganglinie
Interflow 285
Interzeption 18, 285 ff.
Isochronenmethode 317, 321
Isoerodenten 499
Isohyete 100
Isotache 67

Jahr
 -bücher 76, 79, 486
 hydrologisches 3, 76
 mittleres 76, 89
Jährlichkeit s. Wiederkehrzeit

Kältegehalt 460
Kältesumme 473
Kalinin-Miljukov-Verfahren 350 ff.
Kinematische Welle 314, 319, 333
Koaxialdiagramm 214, 299

Koeffizientenverfahren 268
Kolmogorov-Smirnov-Test 159 ff., 188
Kompensationsebene 525
Konfidenzgrenzen 161, 218
Konzentrationszeit 280, 313 ff.
Korrelation
 Autokorrelation 201, 232 ff., 251
 Kreuzkorrelation 201, 236 ff.
 Scheinkorrelation 226 ff.
Korrelationskoeffizient
 multipler 225
 partieller 222
 totaler 120, 202, 208, 220
Kovarianz 120, 201
Kühlwasser s. Wasserbedarf

Lamellenplan 395, 399 ff.
Laufwegverlust 390
Laufzeit-Flächen-Diagramm 317, 322
Lebensdauer 112, 123
Lichtintensität 523, 584
Lineare Programmierung 391
Linearer Speicher 266 ff.
Lognormalverteilung 126 ff.
Luftfeuchte 23, 44
Lysimeter 20, 27 ff.

Makroporen 296
Markov-Modelle 239, 248 ff., 382
Massenbilanz 569, 591, 614
Maximum-Likelihood-Methode 113
Median 94, 115, 150
Metalimnion 529
Messlotrechte 64
Messwehre 59 ff.
Mindestabgabe 98, 393
Mittel 86, 113
 gleitende 175, 195
Modalwert, Mode 94, 116, 127
Modelle 580, 570, 585, 622
 hydrologische 239, 261
 Flussgebiets- 357
Momentan-Einheitsganglinie 263, 321
Momente 113, 275
Moving-Average-Modell 251
Muldenrückhalt 288

- Muskingum-Verfahren 342 ff., 358
 Nahrungskette 535, 601
 Netzdichte 75
 hydrometrischer Stationen 75
 Regenmesser 77
 Neuronales Netz 419
 Niederschlag
 advektiver 16, 102, 136
 abflusswirksamer od. effektiver 136
 Freiland- 18
 konvektiver 18, 102, 136
 maximal möglicher 169, 281, 414
 Punkt- 98 ff.
 Niederschlag-Abfluss-Bez. 301 ff.
 Niederschlagshöhe 18, 281
 Niederschlags
 -häufigkeit 54, 282
 -intensität 18, 99, 282, 499, 559
 -messung 19 ff.
 -verteilung 98, 283
 Niedrigwasser
 -abfluss 13, 172, 394, 449
 -dauer 173, 176
 -wahrscheinlichkeiten 178, 180
 Normalgleichung 201, 213
 Normaljahr s. mittleres Jahr
 Normalverteilung 126
 zweidimensionale 192
 logarithmische 130, 572
 Oberflächenabfluss 279
 Ökosystem 519 ff., 525, 547, 605
 Parshall-Gerinne 60, 63
 Pearson-Typ-III-Verteilung
 arithmetische 143, 179
 logarithmische 145
 Pegel 56 ff.
 Pegelbezugslinien 217
 Phosphor 536, 544
 -belastung 521, 557, 566
 -kreislauf 555 ff.
 -rückhalt 564, 602
 Poisson-Verteilung 124
 Polygonmethode 104
 Prozeß
 stochastischer 109
 -parameter 81
 Psychrometerkonstante 25, 45
 Puls-Methode 338 ff., 353
 Quantil 115
 Quelle und Senke 564, 582, 615
 Radarmessung 21
 Randverteilungen 192, 211
 Rationale Methode 327
 Rauschen 242
 Reflexionskoeffizient s. Albedo
 Regen s. Niederschlag
 Regenspende 99
 Regionalisierung 168
 Regression
 lineare Einfachregression 203 ff.
 lineare Mehrfachregression 203, 222
 nicht lineare 216, 595
 Residuen 241
 Retention 80, 300
 Rezessionskurve 270, 466, 139
 Risiko 120, 123
 Rückhalt s. Seeretention
 Rücklage 3, 26
 Sättigungsdefizit 23, 549
 Sättigungsflächenabfluss 295
 Saint-Venant-Gleichungen 332
 Salzverdünnungsverfahren 68
 Saprobien 537, 635 ff., 643
 Sauerstoff 526
 -haushalt 549 ff., 558.
 -verbrauch 535, 551, 607
 Scheitelabflussbeiwert 298
 Schiefe 119, 151
 - Schleppekraft 492
 Schmelzsetzungsverfahren 453
 Schnee
 -dichte 453
 -höhe 452
 -messung 20, 453
 -schmelze 457 ff.
 -wasseräquivalent 454, 461

- Schneeschnmelze
 durch Regen 459 ff.
 durch Strahlung 457
 Rate 463 ff.
- Schwebstoff
 -fracht 480, 486
 -grenze 482
 -messung 483 ff.
 -transport 485
- Sedimente 479, 509, 552
- See
 Wärmehaushalt 422, 433, 532
 Temperaturschichtung 426, 531 ff.
- Seeretention 336 ff.
- Serien
 jährliche 138 ff.
 partielle 140, 176
- Sichttiefe 524, 577, 596
- Signifikanzgrenze 162, 235
- Simulation
 von Abflussganglinien 253, 357
 von Speicherprozessen 381, 391
- S-Kurve 265, 313
- Solarkonstante 36
- Sonnenscheindauer 37, 39
- Spannmaß 252
- Speicher
 -ausbaugrad 365, 385
 -ausgleichsgrad 365, 385
 -betriebsplan 389 ff., 406 ff.
 -gleichung 367, 400
 -glied 3
 -inhaltlinie 366
 -kaskade 271, 278, 311, 389
 -kenngröße 365, 400
 -konstante 266, 326
 -wirkungslinie 374
- Spektralanalyse 243
- Sprungschicht s. Metalimnion
- Spülrate 573, 583
- Standardabweichung 117
- Starkregen s. Niederschlagsintensität
- Stationarität 242
- Stauspiegelflächenlinie 400
- Stickstoff 552 ff., 605
- Stoffkreislauf, -bilanz 6, 582 ff.
- Strahlung
 extraterrestrische 36, 39 ff.
 Global- 38, 425, 523
 kurzwellige 37, 53, 427 ff.
 langwellige 37, 40, 53, 427
 Rayleigh s. extraterrestrische
 Strahlung
 Strahlungsmessung 37
 Strahlungssaldo 37, 427
- Streichlänge 418
- Streuung 117
- Summendifferenzenlinie 373 ff.
- Summenlinie 92, 366 ff.
- Superpositionsprinzip 263
- Tangentenmaßstab 371
- Taupunkt 17
- Temperatur
 Gleichgewichts- 440, 444
 -längsschnitt 423, 448
 Mischungs- 436
 Oberflächen- 426
 -verlauf 425
- Temperaturindexverfahren 463
- Thiessen-Meth. s. Gebietsniederschlag
- Totraum 363, 509, 515
- Tracer 68
- Transformation
 in Normalverteilung 194, 212, 220
- Translation 265, 335
- Transpiration 25
- Trend 175, 240
- Trockenheit 172 ff.
- Trophie
 -grad 557, 572
 -stufen 536, 567, 574
- Tschebyscheff'sche Ungleichung 119
- t-Test 219
- Überschuss 370
- Ultraschallmessung 67
- Unit-Hydrograph s. Einheitsganglinie
- USLE s. ABAG
- Variable
 reduzierte 150 ff.

- standardisierte 118
- Varianz 117
- Variationskoeffizient 118
- Venturi-Gerinne 60
- Verdunstung 22 ff.
 - aus Energiehaushalt 35 ff., 45
 - aus Wasserdampftransport 46 ff.
 - äquivalent 24, 35
 - freie Wasseroberfläche 33, 45, 431
 - indirekte Bestimmung 27
 - Interzeptions- 287
 - potentielle 35, 47
- Verdunstungsformel
 - nach Albrecht 51
 - nach Blaney-Cridde 48
 - nach Haude 49
 - nach Penman 51 ff.
 - nach Richter 431
 - nach Trabert 431
 - nach Turc 48
- Verdunstungskessel 27, 31 ff.
- Verlandung 480
 - von Seen 480
 - von Speichern 507 ff., 514
- Verkrautung 72
- Vermischung 436
- Verteilungsfunktion 111
 - diskrete 111, 120
 - eingipflige 112, 141 ff.
 - hypergeometrische 121
- Vertrauensbereich s. Konfidenzgrenzen
- Verweilzeit 2, 521, 557
- Verzögerungszeit 313, 325
- Vorregenindex 295, 303
- Vorsperre 602

- Wachstumsmodell 539, 584
- Wahrscheinlichkeit
 - empirische 132 ff., 196
 - theoretische 110
 - Überschreitungs- 110
 - Unterschreitungs- 110
- Wahrscheinlichkeitspapier 128, 131, 187
- Wärme
 - quelle 427, 433 ff.
 - senke 427 ff.
- Wärmeaustauschkoeffizient 440, 444
- Wärmebilanz s. Energiebilanz
- Wärmehaushalt 34, 43 ff., 421, 446,
- Wärmelastplan 441
- Wärmestrom 24, 431
 - fühlbarer 44 ff., 424
 - latenter 23, 424
- Wärmekraftwerke 432
- Warteschlangen-Modell 387
- Wasseräquivalent 24, 454, 470
- Wasserbedarf 5, 8, 13, 369
 - globaler 5
 - thermische Kraftwerke 433, 439
- Wasserbilanz 1, 367
 - globale 2
 - klimatische 26
 - regionale 3, 18
 - Genauigkeit der 26
 - Messung der 26, 27, 79
- Wassergehalt 291
- Wasserhaushalt 3
- Wasserkraftnutzung 15, 96, 368
- Wasserkraftwerke 96
- Wasserkreislauf 1, 3, 6, 10
- Wasserpotential 4, 6,
- Wasserrahmerichtlinie 6, 13, 75
- Wasserstand 56, 86, 93
- Wasservorrat der Erde 2, 4
- Wasserwirtschaft 6, 7, 8
- Wellenaufbau 416
- Wiederholungszeitspanne 13, 110, 138
- Wiederkehrzeiten s. Wiederholungszeitspanne
- Windstau 416
- Wirkungsgrad 93, 390, 438

- Zeitbeiwert 100
- Zeitreihenanalyse 240 ff.
- Zeitschritt s. Diskretisierung
- Zeitverschiebung 232
- Zentralwert s. Median
- Zirkulation 526 ff., 583
- Zufallsvariable 109, 201, 245, 255
- Zufallszahlen 246