

Skript zur Lehrveranstaltung

Hydrologie III



Foto: Feuerwehr Baiersdorf

Vorwort:

Die Lehrveranstaltung Hydrologie III ist ein Teil des Moduls Hydropedologie. Das Modul Hydropedologie wiederum ist Bestandteil des Masterstudiengangs Geoökologie und wird als eines von insgesamt 3 Pflichtmodulen im Rahmen des Schwerpunkts Flussgebietsmanagement angeboten. Darüber hinaus findet sich das Modul in den Master-Wahlpflichtmodulen Klima und Umwelt sowie Ökosystem- und Landschafts-Management wieder.

Der zeitliche Umfang des Moduls Hydropedologie beträgt je 3 Semesterwochenstunden Vorlesung, 5 Semesterwochenstunden Übung sowie 3 Semesterwochenstunden Praktikum. In Summe werden durch die Studierenden 12 Leistungspunkte erworben. Auf die Lehrveranstaltung Hydrologie III entfallen etwa 1,5 Semesterwochenstunden Vorlesung, 3 Semesterwochenstunden Übung sowie 3 Semesterwochenstunden Praktikum. Bei dem Praktikum handelt es sich um eine eigenständige komplexe Projektarbeit, in die Feld-, Labor- und Modellierungsarbeiten integriert sind.

Die Lehrveranstaltung Hydrologie III setzt hydrologisches Grundwissen voraus, das in der im Bachelorstudium angebotenen Lehrveranstaltung Hydrologie I vermittelt wurde und greift darüber hinaus praxisorientierte Aspekte auf, die im Rahmen des Masterstudiengangs Geoökologie in der Lehrveranstaltung Hydrologie II vertieft wurden.

Hauptinhalte der Vorlesungen zur Hydrologie III sind:

- Hydraulik, Feststofftransport und Eisbildung in Fließgewässer
- Hochwasserentstehung, -berechnung und -schutz
- Niedrigwasserentstehung und -berechnung
- hydrologische Bemessung von Speicheranlagen (Talsperren und Rückhaltebecken)

Die Vorlesungsskripte sollen einen Leitfaden darstellen. Es sind stichpunktartig und illustrativ die Schwerpunkte der einzelnen Vorlesungen zusammengefasst. Da es sich hierbei um ein internes Studienmaterial handelt, wurde auf detaillierte Literaturhinweise (Zitate) verzichtet. Lediglich die Bildquellen sind kenntlich gemacht.

Bei der Ausarbeitung des Vorlesungsskriptes ist im Wesentlichen auf die bereits in den Skripten zu den Vorlesungen Hydrologie I und II genannte Literatur zurückgegriffen worden. Am Ende eines jeden Themenkomplexes finden sich darüber hinaus Informationen zu vertiefender Literatur. Daneben wurden Forschungsarbeiten des Lehrstuhls für Hydrogeologie der TU Bergakademie Freiberg genutzt.

Ich hoffe und wünsche, dass das Vorlesungsskript dazu beiträgt, die Vorlesungen für den Studenten angenehmer zu gestalten und dass die Zeit, die ansonsten nur zum Mitschreiben verwendet würde, der erhöhten Aufmerksamkeit zugute kommt und damit dem besseren Verständnis dient.

Für Hinweise und Vorschläge, die der Verbesserung des Vorlesungsskriptes dienen, bin ich jederzeit dankbar.

Freiberg im April 2016

Volkmar Dunger

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Fließgewässerhydraulik	5
1.1. Einführung, Arten der Wasserbewegung	5
1.2. Generelle Herangehensweise bei hydraulischen Berechnungen für Fließgewässer	7
1.3. Hydraulische Berechnungsansätze für Fließgewässer	9
1.3.1. Allgemeine Fließformel für stationär-gleichförmige Strömung	9
1.3.2. Praktikable Berechnungsansätze für Fließgewässer	11
1.4. Datengewinnung für hydraulische Berechnungen in fließenden Gewässern	13
1.4.1. Querschnittsgeometrie des Fließgewässers	13
1.4.2. Wasserstände (Wasserstands- bzw. Schwemmgutmarken bei Hochwasser)	16
1.4.3. Daten zur Charakterisierung der hydraulischen Rauigkeit	17
1.4.3.1. Rauigkeitsbeiwerte für die GAUCKLER-MANNING-STRICKLER-Formel	17
1.4.3.2. Hydraulische Beiwerte für den Ansatz nach COLEBROOK-WHITE	19
1.4.4. Bewuchsdaten	20
1.5. Anwendungsbeispiele hydraulischer Berechnungen	21
1.5.1. Beispiele hydraulischer Berechnungen mittels GAUCKLER-MANNING-STRICKLER-Formel	21
1.5.1.1. Wichtungsansätze zur Bestimmung des STRICKLER-Beiwertes	21
1.5.1.2. Ungegliederte Fließprofile	26
1.5.1.3. Gegliedertes Fließprofil mit uneinheitlicher hydraulischer Rauigkeit	29
1.5.1.4. Fließprofil mit differenzierten Rauigkeiten infolge starkem Bewuchs	31
1.5.2. Beispiel für eine hydraulische Berechnung mittels COLEBROOK-WHITE-Ansatz	34
1.6. Vertiefende Literatur zur Fließgewässerhydraulik	37
1.7. Illustrationen zu Rauigkeitsbeiwerten	37
2. Feststofftransport in Fließgewässern	41
2.1. Definition und Komponenten des Feststofftransports	41
2.2. Methoden zur Messung des Feststofftransports	43
2.2.1. Messtechnische Erfassung des Schwebstofftransports	43
2.2.2. Messtechnische Erfassung des Geschiebetransports	47
2.3. Berechnungsansätze zur Bestimmung des Feststofftransports	49
2.3.1. Probleme bei der Berechnung des Feststofftransports	49
2.3.2. Berechnung des Beginns des Feststofftransports	49
2.3.3. Berechnung von Feststofftransportmengen	55
2.3.4. Ermittlung von Feststofffrachten und Feststoffbilanzen	57
2.4. Fließgewässertypologie	58
2.5. Vertiefende Literatur zum Feststofftransport in Fließgewässern	60
3. Eisbildung in Fließgewässern	61
3.1. Notwendigkeit von Untersuchungen zur Eisproblematik in Fließgewässern und Prozessbeschreibung	61
3.2. Möglichkeiten der Quantifizierung von Eisbildung und -aufbruch	63
3.3. Vertiefende Literatur zur Eisproblematik	66

4.	Hochwasser	67
4.1.	Entstehung von Hochwassern	67
4.2.	Kennwerte einer Hochwasserganglinie	74
4.3.	Berechnung von Hochwassern	75
4.3.1.	Ziele der Hochwasserberechnung	75
4.3.2.	Übersicht über Berechnungskonzeptionen	76
4.3.3.	Stochastische Konzeption	76
4.3.4.	Deterministische Konzeption	83
4.3.4.1.	Überblick	83
4.3.4.2.	Regionalisierungsverfahren	83
4.3.4.3.	Niederschlag-Abfluss-Modelle	93
4.3.5.	Möglichkeiten und Grenzen der Verfahren zur Hochwasserberechnung	104
4.4.	Hochwasserschutz	104
4.4.1.	Definition und Komponenten des Hochwasserschutzes	104
4.4.2.	Natürlicher Rückhalt	105
4.4.3.	Technischer Hochwasserschutz	106
4.4.4.	Hochwasservorsorge	107
4.4.5.	Wirtschaftliche Ausbaugröße von Hochwasserschutzanlagen	109
4.4.6.	Zusammenfassende Wertung bezüglich Erfolgchancen von Hochwasserschutzmaßnahmen	111
4.5.	Vertiefende Literatur zur Problematik Hochwasser	112
5.	Niedrigwasser	113
5.1.	Bedeutung der Niedrigwasseranalyse	113
5.2.	Ermittlung von Niedrigwasser-Wahrscheinlichkeiten	114
5.3.	Sicherheit der Wasserversorgung im Niedrigwasserbereich	117
5.4.	Vertiefende Literatur zur Problematik Niedrigwasser	118
6.	Speicherwirtschaft	119
6.1.	Ziel und Bedeutung der Speicherwirtschaft	119
6.2.	Stauraumkennwerte	121
6.3.	Grundgleichung der Speicherwirtschaft	122
6.4.	Regelung der Abgabe aus dem Speicher	122
6.5.	Bemessung von Speicheranlagen	123
6.5.1.	Methodik	123
6.5.2.	Empirische Methoden	124
6.5.3.	Monte-Carlo-Methode	128
6.5.4.	Hochwasserrückhaltebecken	129
6.6.	Vertiefende Literatur zur Speicherwirtschaft aus hydrologischer Sicht	131

Anhang 1: Übungen zur Lehrveranstaltung Hydrologie III

Anhang 2: Anleitung zur Projektarbeit

1. Fließgewässerhydraulik

1.1. Einführung, Arten der Wasserbewegung

* Ziel:

- Beschreibung des Fließens des Wassers durch mathematische Beziehungen (z.B. BERNOULLI-Gleichung)
- Fließgewässerhydraulik wesentliche Voraussetzung zur Beschreibung anderer hydrologischer Prozesse (z.B. Hochwasser, des Geschiebetransport, Eisbildung)

* Arten der Wasserbewegung:

- a) freie, ungeführte Bewegung → Stürzen (z.B. im Bereich von Wehren und Wasserfällen)
- b) durch Gerinne geführte Bewegung → Fließen: laminar (in oberirdischen Gewässern praktisch nie auftretend), turbulent (Strömen bzw. Schießen)

► *Strömen und Schießen:*

- für Fließgeschwindigkeit $v_{FLIE\beta} \leq$ Wellenfortpflanzungsgeschwindigkeit v_{WELLE} → Strömen
- für $v_{FLIE\beta} > v_{WELLE}$ → Schießen → Störungen pflanzen sich nur stromab fort.
- Fortpflanzungsgeschwindigkeit von Flachwasserwellen mit kleiner Amplitude berechenbar:

$$v_{WELLE} = (g * h)^{0,5} \quad (1.1)$$

mit: v_{WELLE} – Wellenfortpflanzungsgeschwindigkeit [m/s]
 g – Erdbeschleunigung [m/s^2]
 h – Wassertiefe [m]

- Strömen/Schießen quantifizierbar durch FROUDE-Zahl Fr :

$$Fr = v_{FLIE\beta} / v_{WELLE} \quad (1.2)$$

mit: $v_{FLIE\beta}$ – Fließgeschwindigkeit [m/s]
 (alle anderen Symbole → s. Gleichung 1.1)

→ $Fr > 1,0$ → schießender Durchfluss, $Fr \leq 1,0$ → strömender Durchfluss

- Bestimmung von $v_{FLIE\beta}$ durch Berechnungen bzw. Messungen (Messmethoden → s. Skript Hydrologie I, **Anwendung verschiedener Messmethoden** → s. **Übungen 1 – 3**)
- näherungsweise Berechnung der FROUDE-Zahl Fr :

$$Fr = \frac{\alpha * v_m}{\left[\frac{g * A}{b_{Sp}} \right]^{0,5}} \quad (1.3)$$

mit: α – Geschwindigkeitshöhenbeiwert [] → Richtwerte s. Tabelle 1.1
 v_m – mittlere Fließgeschwindigkeit [m/s]
 g – Erdbeschleunigung [m/s^2]
 A – Fließquerschnitt [m^2]
 b_{Sp} – Wasserspiegelbreite [m]

Tabelle 1.1: Richtwerte für den Geschwindigkeitshöhenbeiwert α

Art des Fließgewässers	Geschwindigkeitshöhenbeiwert α []
Kanal	1,1 – 1,3 (im Mittel: 1,2)
Natürliches Gewässer (Bach, Fluss)	1,2 – 1,6 (im Mittel: 1,4)
Gewässer mit Überflutungen (Ausuferung)	1,5 – 2,0 (im Mittel: 1,8)

- Beispiel für verschiedene Fließzustände (Fließgewässerlängsschnitt) → s. Bild 1.1

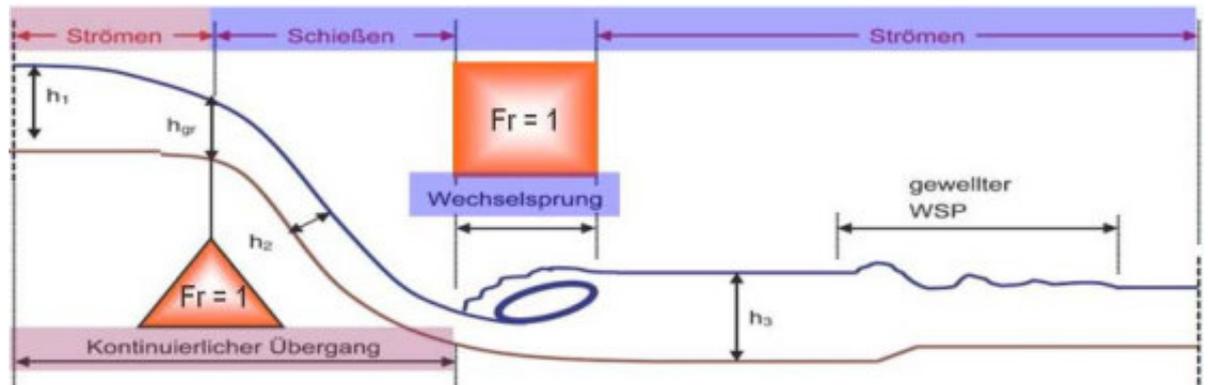


Bild 1.1: Beispiel für verschiedene Fließzustände im Fließgewässerlängsschnitt (nach LfU, 2002)

- Wechselsprungarten in Abhängigkeit von der FROUDE-Zahl → s. Bild 1.2

Fr = 1,0 ... 1,7 → gewellter Wechselsprung	
Fr = 1,7 ... 2,5 → schwache Energieumsetzung	
Fr = 2,5 ... 4,5 → oszillierender Wechselsprung, starke Wellenbildung	
Fr = 4,5 ... 9,0 → stationärer Wechselsprung	
Fr > 9,0 → stark turbulenter Wechselsprung	

Bild 1.2: Beispiel für verschiedene Fließzustände (Fließgewässerlängsschnitt), aus LfU (2002)

- Kenntnis von Wechselsprungarten, FROUDE-Zahl und Strömen/Schießen wichtig für die Beurteilung von Belastungen an Bauwerken (Energiefreisetzung)
- **praktische Anwendung → Übung 6**

► **stationäre und instationäre Strömung:**

- Strömung klassifizierbar hinsichtlich der zeitlich-räumlichen Änderungen von Fließgeschwindigkeit v und Durchfluss Q im Gewässerlängsschnitt
- Überblick → s. Bild 1.3

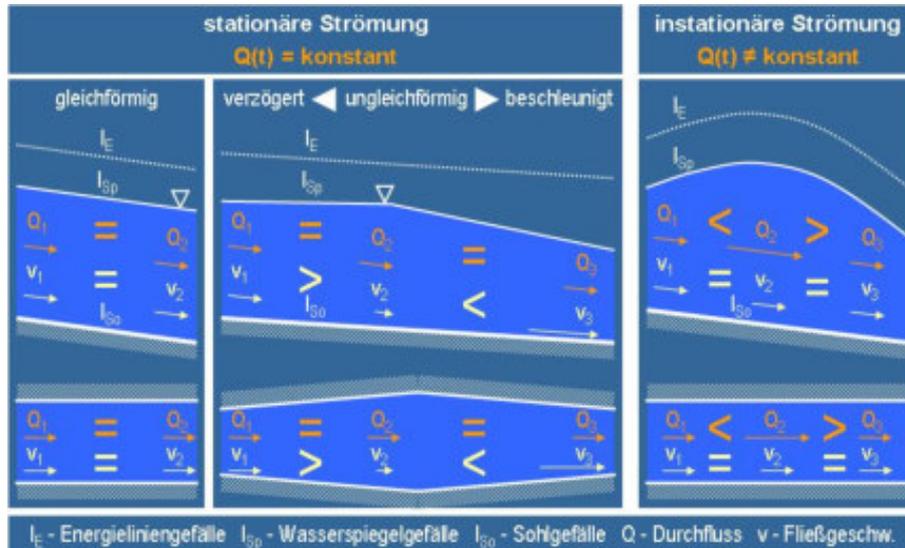


Bild 1.3:

Stationäre und instationäre Strömung (nach LfU, 2002)

- Schlussfolgerungen in Auswertung des Bildes 1.3:
 - Streng genommen sind alle Fließvorgänge in Fließgewässern instationär.
 - In den meisten Fällen kann man in guter Näherung jedoch von stationären Verhältnissen ausgehen. → einfachere Berechnung, Ausnahmen: vor allem Gebirgsbäche besonders während Hochwasser und talsperrenbeeinflusste Gewässer im Fall stark schwankender Wasserabgaben

1.2. Generelle Herangehensweise bei hydraulischen Berechnungen für Fließgewässer

- Ausgangspunkt: Grundgesetze der Physik:
 - Masseerhaltungsgesetz (Kontinuitätsgleichung)
 - Energieerhaltungsgesetz (Energiegleichung)
- Kontinuitätsgleichung:

Für stationäre Bedingungen gilt:

$$Q = v_1 * A_1 = v_2 * A_2 = \dots = v_i * A_i \quad (1.4)$$

mit: Q – Durchfluss [m^3/s]
 v_i – mittlere Fließgeschwindigkeit beim Querschnitt A_i [m/s]
 A_i – durchflossene Querschnittsfläche [m^2]

→ zur Veranschaulichung → s. Bild 1.4

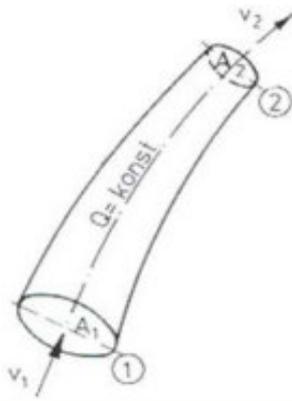


Bild 1.4:

Prinzip der Kontinuität (aus LfU, 2002)

- Energiegleichung:

Für ein reibungsfreies stationäres System gilt:

$$h_E = h_K + h_D + z \quad (1.5)$$

mit: h_E – Energiepotenzial [m]
 h_K – kinetisches Potenzial [m]
 h_D – Druckpotenzial [m]
 z – geodätisches Potenzial [m]

→ reibungsfreies System → Theorie

→ praktischer Fall: Abnahme des Energiepotenzials infolge Reibungsverlusten in Richtung der Strömung (z.B. von Punkt 1 zu Punkt 2 → zur Veranschaulichung → s. Bild 1.5)

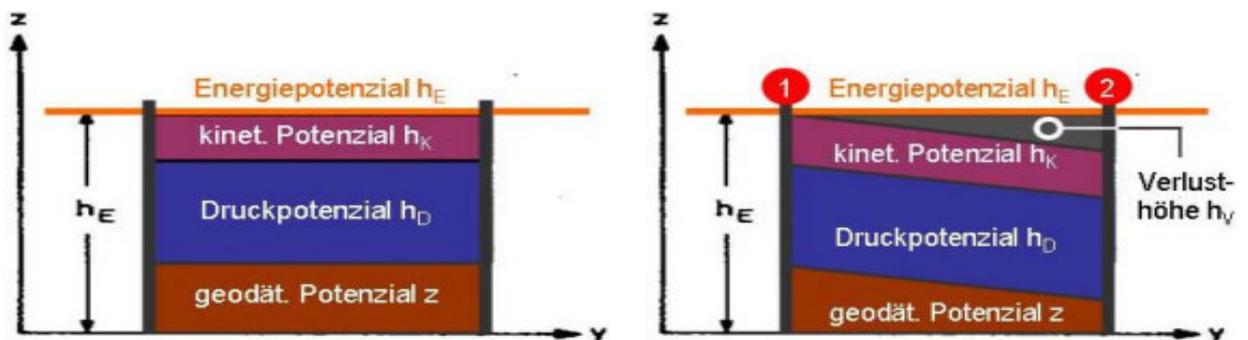


Bild 1.5: Veranschaulichung der Energieerhaltungsgleichung (theoretischer und praktischer Fall)

→ Bernoulli-Gleichung für stationäre Strömung unter Berücksichtigung von Reibungsverlusten:

$$h_{E,1} = h_{E,2} + h_V \quad (1.6)$$

$$z_1 + h_{D,1} + h_{K,1} = z_2 + h_{D,2} + h_{K,2} + h_V \quad (1.7)$$

mit: h_E – Energiehöhe [m]
 h_V – Verlusthöhe [m]
 z – geodeätisches Potenzial [m]
 h_D – Druckpotenzial [m]
 h_K – kinetisches Potenzial [m]

$$\text{wobei: } h_D = \frac{p}{\rho g} \quad (1.8)$$

$$\text{und: } h_K = \frac{v^2}{2g} \quad (1.9)$$

mit: p – Druck [Pa]
 ρ – Dichte des Wassers [kg/m^3]
 g – Gravitationskonstante [m/s^2]
 v – Fließgeschwindigkeit [m/s]

- Ursachen für Reibungsverluste:
- innere Reibung der Wasserteilchen
 - Sohl- und Uferreibung
 - Krümmung des Gewässerverlaufs
 - Querschnittsänderungen
 - Bewuchs

1.3. Hydraulische Berechnungsansätze für Fließgewässer

1.3.1. Allgemeine Fließformel für stationär-gleichförmige Strömung

- Definition einer stationär-gleichförmige Strömung → s. Abschnitt 1.1
- Betrachtung eines Fließprofils mit gleichbleibendem Querschnitt und Gefälle → s. Bild 1.6

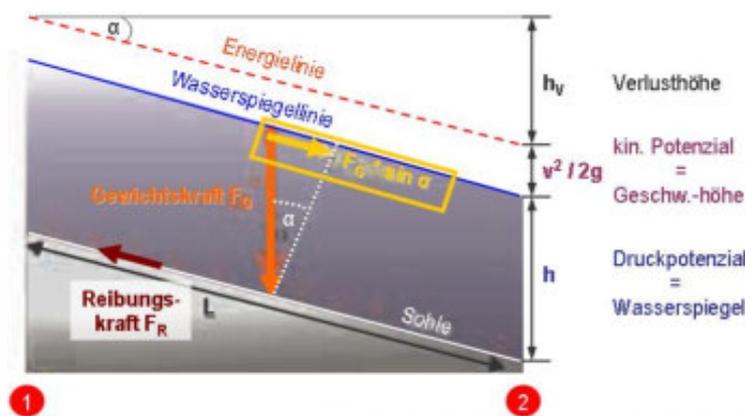


Bild 1.6:

Potenziale und Kräfte bei stationär-gleichförmiger Strömung (nach LfU, 2002)

- Fließvorgang verursacht durch die Hangabtriebskomponente der Gewichtskraft $F_G \rightarrow F_G \cdot \sin \alpha$
- F_G resultiert aus dem Wasservolumen V zwischen den Punkten 1 und 2:

$$F_G \cdot \sin \alpha = V \cdot \rho \cdot g \cdot \sin \alpha = A \cdot L \cdot \rho \cdot g \cdot \sin \alpha \quad (1.10)$$

mit: F_G – Gewichtskraft [N]
 V – Wasservolumen zwischen den Punkte 1 und 2 [m^3]
 A – Fließquerschnitt [m^2]
 L – Fließlänge [m]
 g – Gravitationskonstante [m/s^2]
 ρ – Dichte des Wassers [kg/m^3]
 α – Sohlgefälle

- für kleine Energielinien- bzw. Sohlgefälle gilt näherungsweise:

$$\sin \alpha \approx h_V / L \quad (1.11)$$

(alle Größen \rightarrow s. Gleichung 1.10)

- Fließvorgang erzeugt Reibungskraft F_R an der Gerinnewandung, die der Hangabtriebskraft $F_G \cdot \sin \alpha$ entgegen wirkt
- $F_R =$ Produkt aus Schubspannung τ und benetzter Gerinnefläche zwischen den Punkten 1 und 2:

$$F_R = \tau \cdot l_U \cdot L \quad (1.12)$$

mit: F_R – Reibungskraft [N]
 τ – Schubspannung [N/m²]
 l_U – benetzter Umfang [m]
 L – Fließlänge [m]

- Schubspannung τ in Analogie zur Rohrhydraulik berechenbar:

$$\tau = \frac{\lambda}{8} \rho \cdot v^2 \quad (1.13)$$

mit: λ – (Rohrleitungs-) Beiwert []
 (alle weiteren Größen \rightarrow s. Gleichungen 1.9 und 1.12)

- Verbindung der Gleichungen 1.12 und 1.13:

$$F_R = \frac{\lambda}{8} \rho \cdot v^2 \cdot l_U \cdot L \quad (1.14)$$

(alle Größen \rightarrow s. Gleichungen 1.12 und 1.13)

- Gewichtskraft F_G und Reibungskraft F_R stehen im Gleichgewicht (Energieerhaltungssatz) \rightarrow Verknüpfungen der Gleichungen 1.10, 1.11 und 1.14:

$$A \cdot g \cdot h_V = \frac{\lambda}{8} v^2 \cdot l_U \cdot L \quad (1.15)$$

(alle Größen \rightarrow s. Gleichungen 1.10, 1.11 und 1.14)

- Auflösung nach der mittleren Fließgeschwindigkeit v :

$$v = \left[\frac{8g}{\lambda} \right]^{0,5} \left[\frac{A}{l_U} \right]^{0,5} \left[\frac{h_V}{L} \right]^{0,5} \quad (1.16)$$

(alle Größen \rightarrow s. Gleichungen 1.10, 1.11 und 1.14)

$$\left[\frac{8g}{\lambda} \right]^{0,5} \rightarrow \text{Geschwindigkeitsbeiwert } C \text{ [m}^{1/2}\text{/s]} \rightarrow \text{im Grunde Rauigkeitsbeiwert}$$

$$\left[\frac{A}{l_U} \right] \rightarrow \text{hydraulischer Radius } r_{hy} \text{ [m]}$$

$$\left[\frac{h_V}{L} \right] \rightarrow \text{Energienliniengefälle } I_E \text{ [m/m]} \rightarrow \text{in 1. Näherung = Sohlgefälle } I_{So} \text{ [m/m]}$$

→ Veränderung der Gleichung 1.16:

$$v = C * \sqrt{r_{hy} * I_{So}} \quad (1.17)$$

mit: v – Fließgeschwindigkeit [m/s]
 C – Geschwindigkeitsbeiwert [m^{1/2}/s]
 r_{hy} – hydraulischer Radius [m]
 I_{So} – Sohlgefälle [m/m]

- in etwa zeitgleich von BRAHMS und DE CHEZY bzw. DARCY und WEISBACH für Strömungen in Rohrleitungen hergeleitet
- Hauptnachteile der allg. Fließformel (nach BRAHMS, DE CHEZY, DARCY, WEISBACH):
 - C ursprünglich nur für verschieden raue Rohrwandungen ermittelt
 - v = mittlere Fließgeschwindigkeit → Einfluss der Gerinnegeometrie auf die Geschwindigkeitsverteilung durch r_{hy} nicht ausreichend erfasst
- Übertragung der für Rohrleitungen geltenden Fließformel für Fließgewässer → s. Abschnitt 1.3.2

1.3.2. Praktikable Berechnungsansätze für Fließgewässer

* Überblick:

- derzeit gebräuchliche Berechnungsansätze für Fließgewässer:
 - empirische Fließformel nach GAUCKLER-MANNING-STRICKLER
 - physikalisch determinierter Ansatz nach COLEBROOK-WHITE
- Anwendung der empirischen Fließformel nach GAUCKLER-MANNING-STRICKLER für Fälle, in denen:
 - durchschnittliche Genauigkeit ausreicht
 - Vorländer keine oder nur untergeordnete Bedeutung haben oder schwer zu parametrisieren sind
 - die Parametersituation nur durchschnittlich ist
- Anwendung des physikalisch determinierten Ansatzes nach COLEBROOK-WHITE für Fälle, in denen:
 - hohe Genauigkeit gefordert ist
 - Vorländer eine entscheidende Bedeutung haben
 - umfangreiche Informationen vorliegen, die eine belastbare Parameterermittlung ermöglichen

* **empirische Fließformel nach GAUCKLER-MANNING-STRICKLER (GMS-Formel):**

- Beschreibung des Geschwindigkeitsbeiwertes C durch empirische Rauigkeitsbeiwerte (im deutschsprachigen Raum STRICKLER-Beiwert k_{St} bzw. im englischsprachigen Raum MANNING-Beiwert n) und den hydraulischen Radius (r_{hy}):

$$C = k_{St} * r_{hy}^{1/6} = \frac{1}{n} * r_{hy}^{1/6} \quad (1.18)$$

- mit: C – Geschwindigkeitsbeiwert [$m^{1/2}/s$]
 r_{hy} – hydraulischer Radius [m]
 k_{St} – STRICKLER-Beiwert [$m^{1/3}/s$]
 n – MANNING-Beiwert [$s/m^{1/3}$]

→ Veränderung der Gleichung 1.16:

$$v = k_{St} * (r_{hy})^{2/3} * (I_{So})^{1/2} \quad (1.19)$$

- mit: v – Fließgeschwindigkeit [m/s]
 r_{hy} – hydraulischer Radius [m]
 k_{St} – STRICKLER-Beiwert [$m^{1/3}/s$]
 I_{So} – Sohlgefälle [m/m]

- Parameter der GMS-Formel (Details → s. Abschnitt 1.4):
 - Sohlgefälle I_{So} : aus Gewässerlängsschnittaufnahmen bzw. topografischen Karten
 - hydraulischer Radius r_{hy} : Berechnung aus dem Quotienten A / l_U (Fließquerschnitt / benetzter Umfang), setzt Erarbeitung von Querprofilen (Nivellement, Ausloten, Ultraschallmessung, ...) voraus
 - STRICKLER-Beiwert k_{St} : charakterisiert die hydraulische Rauigkeit des Fließgewässers (0 → rau, 100 → glatt), k_{St} unabhängig von Größe des Gewässers, aber abhängig vom Wasserspiegel
- wesentlicher Unterschied der GMS-Formel im Vergleich zum Ansatz nach COLEBROOK-WHITE:
 - Rauigkeitsbeiwerte (STRICKLER-Beiwert k_{St} bzw. MANNING-Beiwert n) werden auf empirischem Weg ermittelt
 - Vielzahl von Untersuchungen an sehr unterschiedlichen Gewässern hinsichtlich Gewässergrund, Ufergestaltung, Bewuchs, ... notwendig

* **physikalisch determinierter Ansatz nach COLEBROOK-WHITE:**

- Formel:

$$v = \frac{1}{(\lambda)^{1/2}} * (8g)^{1/2} * (r_{hy} * I_{So})^{1/2} \quad (1.20)$$

- mit: v – Fließgeschwindigkeit [m/s]
 λ – Widerstandsbeiwert []
 r_{hy} – hydraulischer Radius [m]
 g – Gravitationskonstante [m/s^2]
 I_{So} – Sohlgefälle [m/m]

- Parameter r_{hy} und I_{S_0} analog GMS-Formel
- Widerstandsbeiwert λ abhängig vom hydraulischen Radius r_{hy} , von der Querschnittsform, von der Linienführung (geradlinig, mäandrierend) und von der äquivalenten Sandrauhigkeit k_S
- Begriffsbestimmung äquivalente Sandrauhigkeit k_S [mm]:
 - Ziel: Vergleich der hydraulischen Rauigkeiten verschiedener Rohre (um 1930)
 - Herstellung von Rohren mit unterschiedlichen, aber genau definierten Rauigkeiten durch Beschichten mit Sand → Korngrößen = Rauigkeitsmaß → vgl. Bild 1.7
 - empirische Ermittlung der Strömungseigenschaften für verschiedene Korndurchmesser

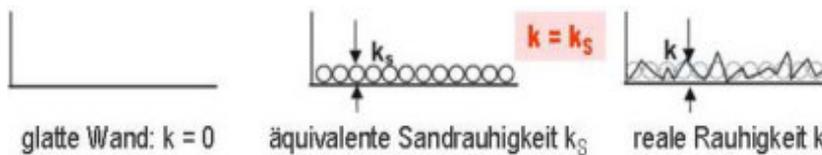


Bild 1.7:

Veranschaulichung des Parameters äquivalente Sandrauhigkeit (Bilder: M. Eisenhauer)

- Bestimmung von k_S für Fließgewässer (→ vgl. Abschnitt 1.4):
 - auf der Grundlage von Fließgeschwindigkeitsmessungen → Eichung
 - Berechnung aus Kornverteilungsparametern

* Gültigkeitsbereiche von GMS-Formel und Ansatz nach COLEBROOK-WHITE:

- strömende Wasserbewegung (kein Schießen), quantifizierbar durch die FROUDE-Zahl → vgl. Abschnitt 1.1
- gegenüber der Gewässertiefe große Gewässerbreite
 - gilt streng genommen nur für Rechteckprofile (steile Uferböschung)
 - praktisch gültig, wenn folgende Kriterien erfüllt sind:
 - Gewässerbreite / Gewässertiefe ≥ 5 → falls Wände wesentlich glatter als Sohle
 - Gewässerbreite / Gewässertiefe ≥ 10 → falls Wände und Sohle etwa gleich rau
 - Gewässerbreite / Gewässertiefe ≥ 25 → falls Wände wesentlich rauer als Sohle
 - gegenüber der Rauigkeit der Sohle ausreichend große Gewässertiefe → Gewässertiefe h [m] $> 3 \cdot$ äquivalente Sandrauhigkeit k_S [m]

1.4. Datengewinnung für hydraulische Berechnungen in fließenden Gewässern

1.4.1. Querschnittsgeometrie des Fließgewässers

* Kriterien bezüglich der Festlegung repräsentativer Querschnitte (s. auch Bild 1.8):

- Einrichtung der Querprofile senkrecht zur Flussachse
- Einrichtung der Festpunkte (Vermessungspunkte) außerhalb des Hochwasserbereichs → Erstreckung der Querprofile über den Hochwasserbereich hinaus
- Längsabstand entsprechend örtlichen Gegebenheiten:
 - ca. 100 m bei Gewässern 1. Ordnung
 - Berücksichtigung von markanten Gewässerpunkten: Brücken, Einengungen, Wehre

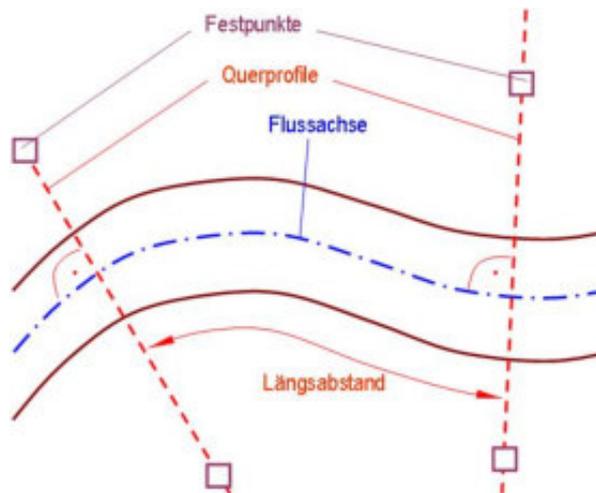


Bild 1.8:

Anlegen von Querprofilen für hydraulische Untersuchungen an Fließgewässern (nach LfU, 2002)

* **Aussagen zur Gerinnegliederung (praktische Anwendung → s. Übung 5):**

- Fließgerinne aus Querschnittsaspekten klassifizierbar in (→ s. zur Veranschaulichung Bild 1.9):
 - kompaktes (ungegliedertes) Gerinne: kein Böschungsschnitt bei Anlegen von Geraden von beliebigen Punkten der Böschung zur Sohle → praktische Auswirkungen: keine großen Unterschiede hinsichtlich der Fließgeschwindigkeiten im Fließprofil
 - gegliedertes Gerinne: Böschungsschnitt bei Anlegen von Geraden an die Böschungsfanken (ein- oder beidseitig) → praktische Auswirkungen: große Unterschiede hinsichtlich der Fließgeschwindigkeiten im Hauptgewässer und in den Vorländern (Fließgeschwindigkeit Hauptgewässer > Fließgeschwindigkeit Vorländer)

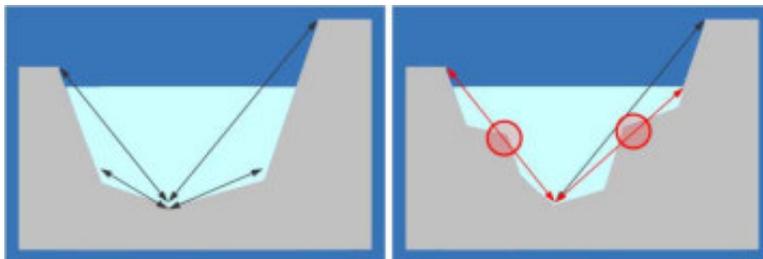


Bild 1.9:

Kompakter bzw. gegliederter Fließquerschnitt (nach LfU, 2002)

* **Querschnittsvermessung:**

- Vermessungsmethoden:
 - terrestrische (klassische) Aufnahme mittels Nivellement
 - mittels Echolot
 - Luftbildauswertung
 - mit Hilfe des Satellitenortungssystems GPS
- Vermessungsergebnisse:
 - Querschnittslängen bis zu markanten Punkte (z.B. Ufer, Verbauungen, ...)
 - Geländehöhen entlang des Querprofils
 - Wasserspiegellage (mit Angabe von Datum und Uhrzeit)
 - Gewässergrund
- Vermessung von Brücken: Querprofilaufnahme an der Oberstromseite, in der Mitte und an der Unterstromseite

hohe Genauigkeit:
ca. ± 5 cm
derzeit noch deutlich
ungenauer als ± 5 cm

- Vermessung von Sohlstufen und Wehren: detaillierte Aufnahme im Bereich von Sohlstufen (Sohlstufe = ungestauter Absturz) bzw. Wehren (Wehr = gestauter Absturz) ggf. bis über den Bereich von Entnahmeeinrichtungen / Tosbecken hinaus
- sonstiges: Aufnahme sonstiger Gegebenheiten (vor allem Bewuchs), Fotodokumentation

* **Ziel der Auswertung der Querschnittsdaten:**

- Ermittlung geometrischer Kenngrößen auf Basis der Querschnittsvermessung:
 - Fließquerschnitt A
 - benetzter Umfang l_U
 - mittlere Wassertiefe h
- Hilfe bei der Bestimmung der hydraulischen Rauigkeit (STRICKLER-Beiwert, MANNING-Beiwert)
- Approximation unregelmäßiger Fließquerschnitte durch regelmäßige Trapeze / Dreiecke → Vereinfachungen bezüglich Ermittlung geometrischer Kenngrößen → s. Bild 1.10

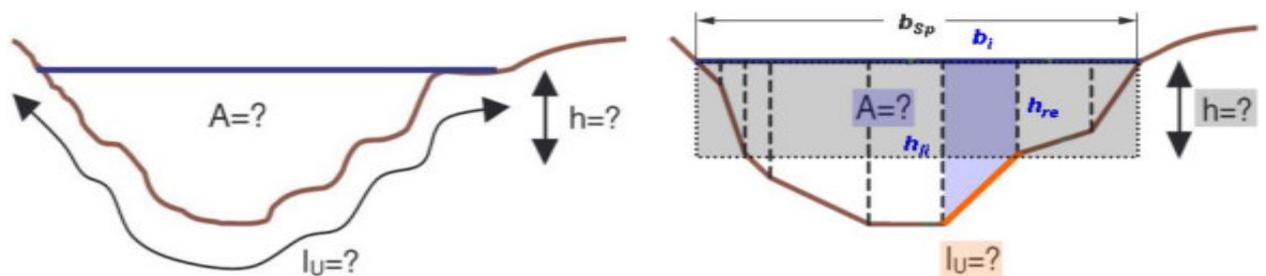


Bild 1.10: Ermittlung geometrischer Kenngrößen (nach LfU, 2002)

- vereinfachte Ermittlung des Fließquerschnitts A (s. auch Bild 1.10) → segmentweise → danach Superposition:

→ Fließquerschnitt A:

$$A_i = \frac{h_{li} + h_{re}}{2} * b_i \quad (1.21)$$

mit: A_i – Fläche des Segments i [m²]
 h_{li} – Wassertiefe am linken Segmentrand [m]
 h_{re} – Wassertiefe am rechten Segmentrand [m]
 b_i – Segmentbreite [m]

$$A = \sum_{i=1}^n A_i \quad (1.22)$$

mit: A – Fließquerschnitt insgesamt [m²]
 A_i – Fläche des Segments i [m²]

→ benetzter Umfang l_U :

$$l_{U,i} = [b_i^2 + (h_{li} - h_{re})^2]^{1/2} \quad (1.23)$$

(Erklärung der Symbolik → s. Folgeseite)

mit: $l_{U,i}$ – benetzter Umfang des Segments i [m]
 h_{li} – Wassertiefe am linken Segmentrand [m]
 h_{re} – Wassertiefe am rechten Segmentrand [m]
 b_i – Segmentbreite [m]

$$l_U = \sum_{i=1}^n l_{U,i} \quad (1.24)$$

mit: l – benetzter Umfang insgesamt [m]
 $l_{U,i}$ – benetzter Umfang des Segments i [m]

→ mittlere Wassertiefe h :

$$h = \frac{A}{b_{Sp}} \quad (1.25)$$

mit: h – mittlere Wassertiefe [m]
 A – Fließquerschnitt [m²] → nach Gleichung 1.22
 b_{Sp} – Wasserspiegelbreite [m]

- **praktische Ermittlung von Querschnittsdaten** → s. Übungen 4 und 5 sowie 8

1.4.2. Wasserstände (Wasserstands- bzw. Schwemmgutmarken bei Hochwasser)

- * **Schwemmgutlinien:** Spuren von Ablagerung (Treibgut, Wasserinhaltsstoffe, ...) bzw. Abtragung (Laub, Sediment, ...) als Anzeiger für den Scheitelwasserstand bei Hochwasserereignissen
- * **Schwemmgut:** auch als Geschwemmsel, Treibgut, Getreibsel bezeichnet
- * **Notwendigkeit der Aufnahme von Schwemmgutlinien:**
 - wichtige Information bei der Rekonstruktion maximaler Wasserstände bei Hochwasser
 - Aufnahme von Schwemmgutlinien unmittelbar nach einem Hochwasserereignis
 - Schwemmgutlinien zeigen Scheitelwasserstand eines Hochwasserereignisses an, weil während des HW-Rückganges weniger Schwemmgut mitgeführt als abgelagert wird und die maximale Erosion beim Scheitelwasserstand auftritt
 - Grundlage für die Eichung hydraulischer Ansätze
- * **Beispiele für Beobachtungen unmittelbar nach Hochwasserereignissen:**
 - Niederlegen des Bewuchses
 - Ablagerung von Treibgut (Bäume, Äste, Unrat, Blätter) an Hindernissen
 - Ablagerung von feinsandigen Schwebstoffen (Abtrag im Fluss, Ablagerung im Vorland)
 - Abtrag von Laub bzw. Grasschnitt im Vorland i.d.R. nur bei kleineren HW-Ereignissen
 - Abtrag von Boden an Engstellen i.d.R. bei extrem großen HW-Ereignissen
 - massive Erosionsprozesse infolge starker Einengung bei einem extremen HW-Ereignis
 - Verschmutzungs- und Vernässungserscheinungen an Bauwerken

* **Methoden der Aufnahme von Schwemmgutlinien:**

- terrestrische Aufnahme → s. eben abgehandelte Beobachtungen
- Luftbild (Photogrammetrie) → derzeit noch weniger genau

* **Beachte bei der Auswertung von Schwemmgutlinien:**

- Schwemmgutlinie nur selten scharfe Linie
- Gründe für Unschärfen:
 - geringe Geländeneigung
 - Wellenschlag
 - bewuchsbedingt → Umlegen des Bewuchses während des Hochwassers infolge hoher Fließgeschwindigkeit und Wiederaufrichten nach dem Hochwasserereignis

* **Auswertung von Wasserstandsmarken an Gebäuden:**

- wichtige Information bezüglich der Eichung hydraulischer Berechnungen
- meist genauer als Schwemmgutlinien
- **beachte:** ggf. Beeinflussung des Höchstwasserstandes durch Stau des Gebäudes!

1.4.3. Daten zur Charakterisierung der hydraulischen Rauhmigkeit

1.4.3.1. Rauhmigkeitsbeiwerte für die GAUCKLER-MANNING-STRICKLER-Formel

* **prinzipielle Wege zur Ermittlung des STRICKLER-Beiwertes k_{St} :**

- Überblick über Möglichkeiten der Ermittlung des STRICKLER-Beiwertes → s. Bild 1.11

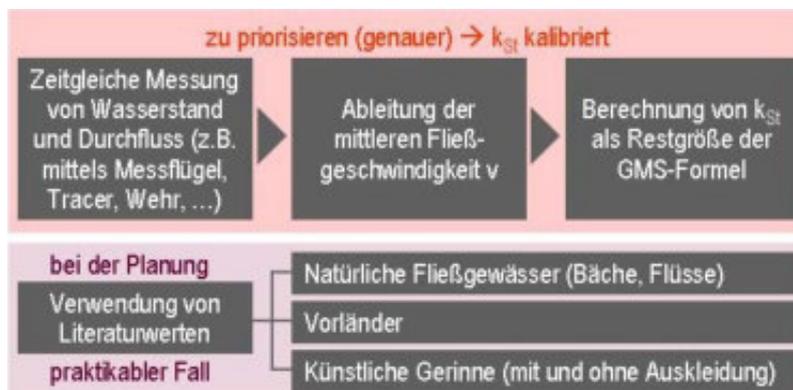


Bild 1.11:

Möglichkeiten der Ermittlung des STRICKLER-Beiwertes k_{St}

* **Beispiele für k_{St} -Kalibrierungen (praktische Anwendung → s. Übung 10):**

► **Beispiel 1 – HW-Stand (geringe Ausuferung):**

- nach Flügelmessung: Durchfluss $Q = 2,4 \text{ m}^3/\text{s}$
- Fließquerschnitt $A = 1,6 \text{ m}^2$ → Fließgeschwindigkeit $v = Q / A = 1,5 \text{ m/s}$
- aus Querprofil: benetzter Umfang $l_U = 2,1 \text{ m}$
- aus Längsprofil: Sohlgefälle $I_{So} = 0,015 \text{ m/m}$

→ Umstellung der GMS-Formel 1.19 nach k_{St} :

$$k_{St} = \frac{v}{r_{hy}^{2/3} * I_{So}^{1/2}} = \frac{v}{(A / l_U)^{2/3} * I_{So}^{1/2}} = \frac{1,5 \text{ m/s}}{(1,6 \text{ m}^2 / 2,1 \text{ m})^{2/3} * (0,015 \text{ m/m})^{1/2}} \approx 15 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$$

► **Beispiel 2 – HW-Stand (große Ausuferung), Gewässer ansonsten analog Beispiel 1):**

- nach Flügelmessung: Durchfluss $Q = 15,8 \text{ m}^3/\text{s}$
- Fließquerschnitt $A = 17,4 \text{ m}^2 \rightarrow$ Fließgeschwindigkeit $v = Q / A = 2,1 \text{ m/s}$
- aus Querprofil: benetzter Umfang $l_U = 8,1 \text{ m}$
- aus Längsprofil: Sohlgefälle $I_{so} = 0,015 \text{ m/m}$ (analog Beispiel 1)

\rightarrow Umstellung der GMS-Formel 1.19 nach k_{St} :

$$k_{St} = \frac{v}{r_{hy}^{2/3} * I_{so}^{1/2}} = \frac{v}{(A / l_U)^{2/3} * I_{so}^{1/2}} = \frac{2,1 \text{ m/s}}{(17,4 \text{ m}^2 / 8,1 \text{ m})^{2/3} * (0,015 \text{ m/m})^{1/2}} \approx 10 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$$

- $\rightarrow k_{St} = f(\text{Wasserstand})$
- \rightarrow hydraulische Rauigkeit = $f(\text{Wasserstand})$
- \rightarrow Eichung für mehrere (ggf. viele) verschiedene Wasserstände

* **Literaturwerte für k_{St} :**

- hunderte von Literaturwerten verfügbar \rightarrow zur besseren Veranschaulichung \rightarrow s. Abschnitt 1.7
- vor Zuordnung von Literaturwerten \rightarrow genaue Analyse der hydraulischen Beschaffenheit des Fließquerschnitts notwendig \rightarrow Zuordnung der Literaturwerte zu einer der 3 Gruppen:
 - \rightarrow natürliche Fließgewässer (Bäche, Flüsse)
 - \rightarrow künstliche Gerinne (Gräben, Kanäle)
 - \rightarrow Vorländer (Überflutungsräume im Falle von Hochwasser)
- Literaturwerte für natürliche Fließgewässer (Bäche, Flüsse) \rightarrow s. Tabelle 1.2

Tabelle 1.2: Rauigkeitsbeiwerte k_{St} für natürliche Fließgewässer

Art des Fließgewässers	$k_{St} [\text{m}^{1/3}/\text{s}]$
Flachlandflüsse mit einer Abflussbreite bei Hochwasser < 30 m: Gerader Verlauf, kleine Gräben, keine Untiefen	30 – 40
Mäandrierend, einige Mulden und Untiefen	22 – 30
Mit Stillwasserbereichen, verkrautet, tiefe Mulden	13 – 20
Sehr verkrautet, Vorländer mit vielen Bäumen/Unterholz	ca. 10
Gebirgsflüsse, Flussbett unbewachsen, steile Böschungen, bewachsene Ufer	20 – 35
Gewässergrund kiesig, Steinbrocken, einzelne Felsblöcke	15 – 25
Rauer Gewässergrund mit Steinbrocken und Felsblöcken	15 – 25
Felsenmeer	ca. 10

- Literaturwerte für künstliche Gerinne \rightarrow s. Tabelle 1.3

Tabelle 1.3: Rauigkeitsbeiwerte k_{St} für künstliche Gerinne

Art des Gerinnes	$k_{St} [\text{m}^{1/3}/\text{s}]$
Betonkanäle: Zementglattstrich, geglätteter Beton	85 – 100
Asphaltbeton	72 – 77
grob, raue Oberfläche	50 – 55
gemauerte Kanäle: Ziegelmauerwerk, sauber gefugt	70 – 80
Bruch- bzw. Natursteine, grob gehauen	45 – 60
Erdkanäle: mit lehmiger Gewässersohle	30 – 60
mit groben Steinen ausgelegt bzw. stark verkrautet	< 20 – 30

- Literaturwerte für Vorländer → s. Tabelle 1.4

Tabelle 1.4: Rauigkeitsbeiwerte k_{St} für Vorländer

Art des Vorlandes	k_{St} [$m^{1/3}/s$]
Vorländer, bei Hochwasser überschwemmt:	
Wiese, kurzes Gras, kein Gestrüpp	30 – 40
Wiese, hohes Gras, kein Gestrüpp	20 – 33
Dichter Gras-/Krautbewuchs, verstreutes Gestrüpp	14 – 29
Mittleres – dichtes Gestrüpp im Winter	9 – 22
Mittleres – dichtes Gestrüpp im Sommer	6 – 14
Baumbestand, wenig Unterholz, HW unter den Zweigen	8 – 13
Baumbestand, wenig Unterholz, HW in den Zweigen	6 – 10

*** Schlussfolgerungen für gegliederte Fließgewässer:**

- im Falle von Wasserstands- und Durchflussmessungen und Berechnung von k_{St} als Restglied der GMS-Formel → Untergliederung des Fließquerschnittes sowie wasserstandsabhängige Durchflussmessungen und k_{St} -Ermittlungen → **praktische Anwendung s. Übung 10**
- im Falle der Verwendung von Literaturwerten → ebenfalls wasserstandsabhängige Untergliederung des Fließquerschnittes sowie Wichtung der k_{St} -Literaturwerte entsprechend den Anteilen am Gesamtprofil → **praktische Anwendung s. Übung 9**

1.4.3.2. Hydraulische Beiwerte für den Ansatz nach COLEBROOK-WHITE

*** hydraulische Parameter des Ansatzes nach COLEBROOK-WHITE (vgl. Gleichung 1.20):**

- hydraulischer Radius r_{hy}
- Querschnittsform
- Linienführung
- äquivalente Sandrauhigkeit k_S

*** Bestimmung der äquivalenten Sandrauhigkeit k_S :**

- analog des Rauigkeitsbeiwertes k_{St} der GMS-Formel durch Kalibrierungen auf Grundlage von Wasserstands- und Durchflussmessungen bzw. aus der Literatur (Berechnung aus Kornverteilungsparametern)
- Berechnung aus Kornverteilungsparametern → s. Tabelle 1.5

Tabelle 1.5: Ansätze zur Berechnung der äquivalenten Sandrauhigkeit k_S aus der Kornverteilung

Autor	Ansatz	
KAMPHIUS (1974)	$k_S = 2 * d_{50}$	
DVWK (1990)	$k_S = 3,6 * d_{50}$	
MERTENS (1997)	$k_S = 2,5 * d_{50}$	
DITTRICH (1998)	Kies	$k_S = 3,5 * d_m$
	Grobkies, Steine	$k_S = 3,5 * d_{84}$
k_S - äquivalente Sandrauhigkeit [mm] d_i - Korndurchmesser bei i Prozent Siebdurchgang [mm] d_m - mittlerer Korndurchmesser [mm]		

- Bestimmung von d_{50} , d_{84} bzw. d_m :
 - d_{50} und d_{84} aus der Kornverteilungskurve → Beispiel s. Bild 1.12
 - **praktische Anwendung s. Übung 11**

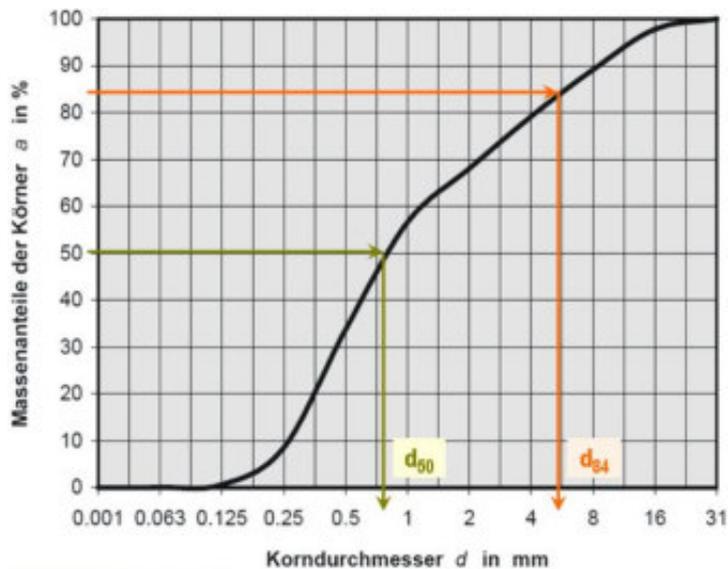


Bild 1.12:

Beispiel bezüglich der Bestimmung von d_{50} bzw. d_{84} aus der Kornverteilungskurve

- d_m nach Gleichung 1.26:

$$d_m = \sum_{i=1}^n (d_i * \Delta p_i) \quad (1.26)$$

mit: d_m - mittlerer Korndurchmesser [mm]
 d_i - Korndurchmesser bei i % Siebdurchgang [mm]
 Δp_i - prozentualer Anteil der i -ten Kornfraktion [%]

- mittlerer Korndurchmesser d_m häufig dem Korndurchmesser bei 50 % Siebdurchgang gleichgesetzt: $d_m = d_{50}$
- gebräuchlichste Ansätze: DVWK, MERTENS (vgl. Tabelle 1.5)

1.4.4. Bewuchsdaten

* Bewuchscharakteristika:

- Bewuchsgeometrie → horizontale und vertikale Ausdehnung → Kartierung
- Rauigkeit → abhängig von der Bewuchsstruktur → 2 hydraulisch unterschiedliche Gruppen

* Bewuchsgruppe 1: Gräser, Kräuter, junger Röhricht:

- setzen dem fließenden Wasser kaum Widerstand entgegen
- Abknicken im Fall einer Überflutung
- keine separate Berücksichtigung bei der Festlegung des STRICKLER-Beiwertes k_{St}

* **Bewuchsgruppe 2: mehrjährige Bäume u. Sträucher:**

- können dem fließenden Wasser Widerstand entgegensetzen
- 2 hydraulisch unterschiedliche Fälle:
 - Fall 1: einzelne Bäume mit Abständen > 2 m
 - Bestand mit großen Lücken
 - bei Hochwasser durchflossen
 - kaum Gefahr von Verklauselungen
 - kein oder kaum zusätzlicher hydraulischer Widerstand
 - kein separater k_{St} -Wert
 - Fall 2: dicht stehende Bäume oder Sträucher
 - kompakter Bestand
 - bei Hochwasser umflossen
 - hohe Gefahr von Verklauselungen
 - zusätzlicher hydraulischer Widerstand
 - hydraulisch = vertikale Trennwand
 - separater k_{St} -Wert bzw. Flächenabzug (Beispiel → Abschnitt 1.5)
- **praktische Bewuchskartierung → s. Übung 7**

1.5. Anwendungsbeispiele hydraulischer Berechnungen

1.5.1. Beispiele hydraulischer Berechnungen mittels GAUCKLER-MANNING-STRICKLER-Formel

1.5.1.1. Wichtungsansätze zur Bestimmung des STRICKLER-Beiwertes

* **Notwendigkeit von Wichtungen:**

- zentrales Problem der GMS-Formel = Bestimmung des k_{St} -Beiwerts → vgl. Abschnitt 1.4.3.1
- $k_{St} = f$ (Benetzungsgrad, Mäandrieren, Geschiebeführung, Uferbewuchs, Verkrautung, Abflusshindernisse)
- k_{St} → wasserstandsabhängig und bei Grund- bzw. Uferbewuchs jahreszeitabhängig
- Erfassung der Einflussfaktoren auf k_{St} durch Wichtungsverfahren
- drei derzeit gängige Wichtungsverfahren:
 - Wichtungsansatz nach COWAN
 - Wichtungsansatz nach EINSTEIN / HORTON
 - Wichtungsansatz nach SELLIN

* **Wichtungsansatz nach COWAN (praktische Anwendung → s. Übung 12):**

- stammt aus englischsprachigem Raum → Verwendung des MANNING-Beiwerts n anstelle des im deutschsprachigem Raum gebräuchlichen STRICKLER-Beiwerts k_{St} → $n = 1 / k_{St}$ (s. Abschnitt 1.3.2)
- Berechnung:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) * m_5 \quad (1.27)$$

mit: n – gewichteter MANNING-Beiwert [$s/m^{1/3}$]
 n_i – COWAN-Faktoren [$s/m^{1/3}$] → s. Tabellen 1.6
 m_5 – Mäandrierungsgrad [] → s. ebenfalls Tabellen 1.6

Tabelle 1.6: Faktoren für das Verfahren nach COWAN

Bezeichnung des COWAN-Faktors	Faktor []
n_0 : Beschaffenheit des Sohlmaterials (weitere Werte s. Abschnitt 1.4.3.1): Erde gebrochener Kies Feinkies Grobkies	0,020 0,025 0,024 0,028
n_1 : Unregelmäßigkeiten des Sohlmaterials: vernachlässigbar gering mittel stark	0,000 0,005 0,010 0,020
n_2 : Änderungen der Querschnittsform: nicht auftretend gelegentlich häufig	0,000 0,005 0,010 – 0,015
n_3 : Einfluss von Hindernissen im durchflossenen Querschnitt: vernachlässigbar gering merklich stark	0,000 0,010 – 0,015 0,020 – 0,030 0,040 – 0,060
n_4 : Einfluss des Bewuchses: vernachlässigbar gering mittel hoch sehr hoch	0,000 – 0,005 0,005 – 0,010 0,010 – 0,025 0,025 – 0,050 0,050 – 0,100
m_5 : Mäandrierungsgrad des Fließgewässers: gering merklich stark	1,000 1,150 1,300

► *Anwendungsbeispiel 1: leicht mäandrierender Bach, Sohle: Erde, sehr geringer Bewuchs:*

- Fließprofil → s. Bild 1.13 a



a) Anwendungsbeispiel 1



b) Anwendungsbeispiel 2



c) Anwendungsbeispiel 3

Bild 1.13: Fließprofile der Anwendungsbeispiele 1 bis 3 (Bilder: LfU, 2002)

- Wichtungsfaktoren entsprechend Tabelle 1.6:
 - Sohlmaterial: $n_0 = 0,020 \text{ s/m}^{1/3}$
 - Unregelmäßigkeit: $n_1 = 0,000 \text{ s/m}^{1/3}$
 - Änderung der Querschnittsform: $n_2 = 0,000 \text{ s/m}^{1/3}$
 - Einfluss Hindernisse: $n_3 = 0,000 \text{ s/m}^{1/3}$
 - Einfluss Bewuchs: $n_4 = 0,005 \text{ s/m}^{1/3}$
 - Mäandrierungsgrad: $m_5 = 1,150$
- n und k_{St} : $n = (0,020 + 0,005) * 1,150 = 0,0288 \text{ m/s}^{1/3} \rightarrow k_{St} = 1 / n = 35 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$

► *Anwendungsbeispiel 2: leicht mäandrierender Bach, Sohle: feiner Kies, geringer bis mäßiger Bewuchs:*

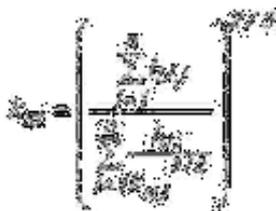
- Fließprofil → s. Bild 1.13 b
- Wichtungsfaktoren entsprechend Tabelle 1.6:
 - Sohlmaterial: $n_0 = 0,024 \text{ s/m}^{1/3}$
 - Unregelmäßigkeit: $n_1 = 0,000 \text{ s/m}^{1/3}$
 - Änderung der Querschnittsform: $n_2 = 0,000 \text{ s/m}^{1/3}$
 - Einfluss Hindernisse: $n_3 = 0,000 \text{ s/m}^{1/3}$
 - Einfluss Bewuchs: $n_4 = 0,010 \text{ s/m}^{1/3}$
 - Mäandrierungsgrad: $m_5 = 1,100$
- n und k_{St} : $n = (0,024 + 0,010) * 1,100 = 0,0374 \text{ m/s}^{1/3} \rightarrow k_{St} = 1 / n = 27 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$

► *Anwendungsbeispiel 3: gerader Bach, Sohle: Erde, sehr starker Bewuchs:*

- Fließprofil → s. Bild 1.13 c
- Wichtungsfaktoren entsprechend Tabelle 1.6:
 - Sohlmaterial: $n_0 = 0,020 \text{ s/m}^{1/3}$
 - Unregelmäßigkeit: $n_1 = 0,000 \text{ s/m}^{1/3}$
 - Änderung der Querschnittsform: $n_2 = 0,005 \text{ s/m}^{1/3}$
 - Einfluss Hindernisse: $n_3 = 0,005 \text{ s/m}^{1/3}$
 - Einfluss Bewuchs: $n_4 = 0,080 \text{ s/m}^{1/3}$
 - Mäandrierungsgrad: $m_5 = 1,000$
- n und k_{St} : $n = (0,11) * 1,000 = 0,110 \text{ m/s}^{1/3} \rightarrow k_{St} = 1 / n = 9 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$

* **Wichtungsansatz nach EINSTEIN / HORTON (praktische Anwendung → s. Übung 12):**

- Erfassung unterschiedlicher Rauigkeiten über eine Wichtung des STRICKLER-Beiwertes k_{St} über den benetzten Umfang l_U
- Berechnung:



(1.28)

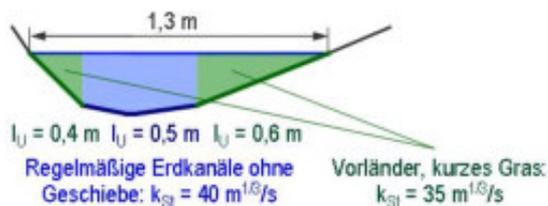
- mit: k_{St} – gewichteter STRICKLER-Beiwert [$\text{m}^{1/3}/\text{s}$]
 $l_{U,i}$ – benetzter Umfang der Teilfläche i [m]
 $k_{St,i}$ – STRICKLER-Beiwert der Teilfläche i [$\text{m}^{1/3}/\text{s}$]

- Anwendbarkeit des Verfahrens nach EINSTEIN / HORTON in kompakten, nicht gegliederten Fließgewässern mit deutlichen Unterschieden der hydraulischen Rauigkeiten im Querschnitt (z.B. Rauigkeit linkes Ufer \neq rechtes Ufer \neq Sohlrauigkeit)
- Vorteil des Verfahrens: genauer als COWAN-Verfahren \rightarrow Gewässerbreite und Verhältnisse Ufer / Gewässersohle gehen ein
- Nachteil des Verfahrens: aufwändiger als COWAN-Verfahren \rightarrow genaue Informationen zum Gewässerquerschnitt notwendig \rightarrow setzt Gewässervermessung voraus

► *Anwendungsbeispiel: leicht mäandrierender Bach, Sohle: Erde, sehr geringer Bewuchs \rightarrow analog Beispiel 1 COWAN-Verfahren:*

- Fließprofil \rightarrow s. Bild 1.13 a, jedoch mit 2 verschiedenen Breiten: 1,3 m und 2,5 m
- Ergebnis nach Anwendung des Verfahrens nach COWAN: $n = 0,0288 \text{ m/s}^{1/3}$ bzw. $k_{St} = 35 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$
- Querschnitte, Bewuchs sowie angesetzte Rauigkeitsbeiwerte nach STRICKLER \rightarrow s. Bild 1.14

Profil 1 mit 1,3 m Breite:



Profil 1 mit 2,5 m Breite:

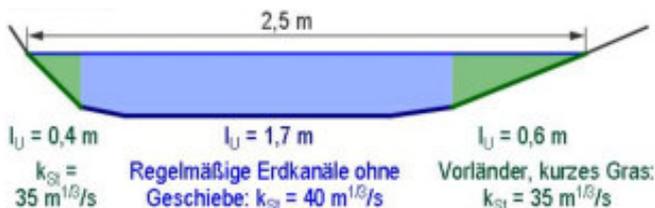


Bild 1.14:

Querschnitte, Bewuchs sowie angesetzte Rauigkeitsbeiwerte nach STRICKLER für das Anwendungsbeispiel

Berechnung von k_{St} nach Gleichung 1.28 für $b = 1,3 \text{ m}$:

$$k_{St} = \left[\frac{0,4 \text{ m} + 0,5 \text{ m} + 0,6 \text{ m}}{\frac{0,4 \text{ m}}{(35 \text{ m}^{1/3})^{3/2}} + \frac{0,5 \text{ m}}{(40 \text{ m}^{1/3})^{3/2}} + \frac{0,6 \text{ m}}{(35 \text{ m}^{1/3})^{3/2}}} \right]^{2/3} = 36,5 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$$

\rightarrow Ergebnis in etwa mit Verfahren nach COWAN vergleichbar

Berechnung von k_{St} nach Gleichung 1.28 für $b = 2,5 \text{ m}$:

$$k_{St} = \left[\frac{0,4 \text{ m} + 1,7 \text{ m} + 0,6 \text{ m}}{\frac{0,4 \text{ m}}{(35 \text{ m}^{1/3})^{3/2}} + \frac{1,7 \text{ m}}{(40 \text{ m}^{1/3})^{3/2}} + \frac{0,6 \text{ m}}{(35 \text{ m}^{1/3})^{3/2}}} \right]^{2/3} = 38,0 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$$

\rightarrow Ergebnis gegenüber Verfahren nach COWAN schon spürbar abweichend

- für eine unendliche Gewässerbreite würde sich ergeben: $k_{St} = 40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$
- $k_{St} = f(\text{Gewässerbreite, Gewässertiefe})$
- Vorteil gegenüber Verfahren nach COWAN

* **Wichtungsansatz nach SELLIN (praktische Anwendung → s. Übung 12):**

- Anwendung für gegliederte Fließgewässer mit sehr großen Unterschieden hinsichtlich der Fließgeschwindigkeiten (Hauptgewässer, Vorländer):
 - Wirbelbildung an den Grenzflächen
 - Umwandlung von kinetischer Energie in Wärme
 - verzögertes Fließen im tiefen Teil des Gewässers
 - beschleunigtes Fließen im Flachgewässer
- Methodik: Berücksichtigung der Höhe der Grenzfläche bei Berechnung von l_U und r_{hy} des Hauptgewässers
- Berechnung des benetzten Umfangs des Hauptgewässers l_U nach SELLIN (s. auch Bild 1.15):

$$l_{U, HG} = l_{U, S} + h_{G, li} + h_{G, re} \quad (1.29)$$

- mit:
- $l_{U, HG}$ – benetzter Umfang Hauptgewässer [m]
 - $l_{U, S}$ – benetzter Umfang Sohle Hauptgewässer [m]
 - $h_{G, li}$ – Höhe Grenzfläche linker Rand Hauptgewässer [m]
 - $h_{G, re}$ – Höhe Grenzfläche rechter Rand Hauptgewässer [m]

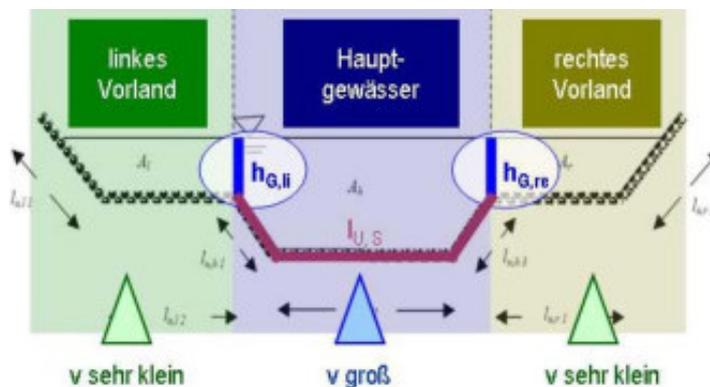


Bild 1.15:

Illustration zum Wichtungsansatz nach SELLIN (nach LfU, 2002)

- Berechnung des hydraulischen Radius r_{hy} des Hauptgewässers nach SELLIN:

$$r_{hy, HG} = \frac{A_{HG}}{l_{U, HG}} \quad (1.30)$$

- mit:
- $r_{hy, HG}$ – hydraulischer Radius Hauptgewässer [m]
 - A_{HG} – Fließquerschnitt Hauptgewässer [m²]
 - $l_{U, HG}$ – benetzter Umfang Hauptgewässer [m]

- Berücksichtigung von Bereichen mit unterschiedlichen k_{St} -Werten innerhalb eines Abschnittes (z.B. Vorländer) durch Anwendung des Verfahrens nach EINSTEIN / HORTON

- gegliederte Ermittlung der Fließgeschwindigkeiten und Durchflüsse:

→ abschnittsweise Berechnung der mittleren Fließgeschwindigkeit v mittels GMS-Formel:

$$v_i = k_{St,i} * r_{hy,i}^{2/3} * I_{So,i}^{1/2} \quad (1.31)$$

mit: v_i – mittlere Fließgeschwindigkeit des Abschnitts i [m/s]

$r_{hy,i}$ – hydraulischer Radius des Abschnitts i [m]

$I_{So,i}$ – Sohlgefälle des Abschnitts i [m/m]

→ abschnittsweise Berechnung des Durchflusses Q :

$$Q_i = v_i * A_i \quad (1.32)$$

mit: Q_i – Durchfluss des Abschnitts i [m³/s]

v_i – mittlere Fließgeschwindigkeit des Abschnitts i [m/s]

A_i – Fließquerschnitt der Abschnitts i [m²]

→ Gesamtdurchfluss ergibt sich aus der Summe der Einzeldurchflüsse: $Q_{ges} = \sum Q_i$ (1.33)

1.5.1.2. Ungegliederte Fließprofile

Beispiel 1: Ermittlung der maximalen Durchflussleistung eines Kanals mit einheitlicher hydraulischer Rauigkeit → Lösung in einem Schritt

* **gegebene Informationen** (→ s. Bild 1.16):

- Kanal, Trapezprofil
- Sohle und Böschungen aus Asphaltbeton
- Sohlbreite: 6,0 m



b_{Sp}	Wasserspiegelbreite in m
b_{So}	Sohlbreite in m
1:m	Steigung
h	Wassertiefe in m
A	durchflossene Querschnittsfläche in m ²
l_u	benetzter Umfang in m

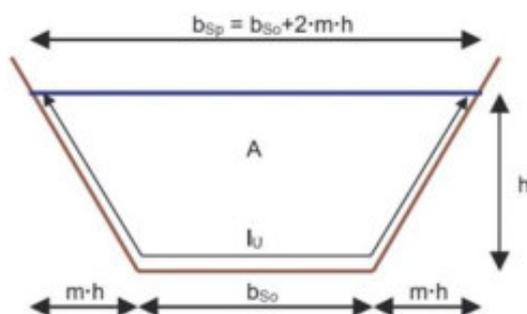


Bild 1.16:

Ungegliedertes Fließprofil mit einheitlicher hydraulischer Rauigkeit (Bilder: LfU, 2002)

- Böschungsneigungen rechts und links: 1:1
- Grabentiefe: 3,5 m:
 - davon Freibord: 0,5 m
 - max. Wassertiefe: 3,0 m
- Sohlgefälle: $0,5 \text{ ‰} = 0,0005 \text{ m/m}$

* **Berechnungsschritte:**

- durchflossene Querschnittsfläche:

$$A = b_{So} * h + m * h^2 \quad (1.34)$$

$$A = 6,0 \text{ m} * 3,0 \text{ m} + 1 * (3,0 \text{ m})^2 = 27 \text{ m}^2$$

Erklärung der Symbole → s. Bild 1.16

- benetzter Umfang:

$$l_U = b_{So} + 2 h (1 + m^2)^{1/2} \quad (1.35)$$

$$l_U = 6,0 \text{ m} + 2 * 3,0 \text{ m} * (1 + 1^2)^{1/2} = 14,5 \text{ m}$$

Erklärung der Symbole → s. Bild 1.16

- hydraulischer Radius nach Gleichung 1.16, 2. Glied → s. S. 11:

$$r_{hy} = 27 \text{ m}^2 / 14,5 \text{ m} = 1,86 \text{ m}$$

- Berechnung der Fließgeschwindigkeit mittels GMS-Formel 1.19:

$$\begin{aligned} &\rightarrow \text{STRICKLER-Beiwert } k_{st} \text{ aus Tabelle 1.3: } 72 - 77 \text{ m}^{1/3}/\text{s} \rightarrow \text{gewählt: } 75 \text{ m}^{1/3}/\text{s} \\ &\rightarrow v = 75 \text{ m}^{1/3}/\text{s} * 1,86 \text{ m}^{2/3} * (0,0005)^{1/2} = 2,5 \text{ m/s} \end{aligned}$$

- Berechnung des Durchflusses Q:

$$Q = v * A = 2,5 \text{ m/s} * 27 \text{ m}^2 = 68,5 \text{ m}^3/\text{s} \approx \mathbf{70 \text{ m}^3/\text{s}} \rightarrow \text{maximale Durchflussleistung}$$

- Prüfung der Fließbedingungen (Strömen oder Schießen) nach Gleichung 1.3 → GMS-Formel gilt ausschließlich für Strömen:

$$Fr = \frac{1,2 * 2,5 \text{ m/s}}{(9,81 \text{ m/s}^2 * 27 \text{ m}^2 / 12 \text{ m})^{1/2}} = \mathbf{0,64} \rightarrow \text{Strömen}$$

Beispiel 2: Ermittlung des Wasserstandes h bei einer vorgegebenen Durchflussmenge $Q_{Soll} = 40 \text{ m}^3/\text{s}$ für gleiche hydraulische Bedingungen (gleicher Kanal) wie eben

* **Methodik:** iterative Bestimmung entsprechend Bild 1.17

* **Iterationsschritt 1:**

- Wahl von h_0 : $h_0 = 2,0 \text{ m}$
- Berechnung von A, l_U und r_{hy} : $A = 16,0 \text{ m}^2$, $l_U = 11,7 \text{ m}$, $r_{hy} = 1,37 \text{ m}$

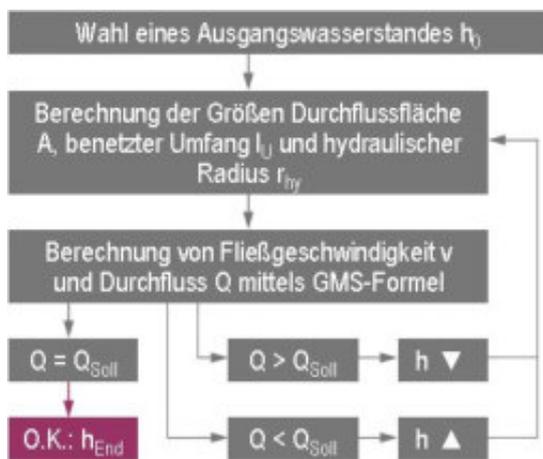


Bild 1.17:

Iterative Bestimmung eines Wasserstandes h bei vorgegebenen Durchflussmenge Q_{Soll}

- v- und Q-Berechnung: $v = 2,1$ m/s, $Q = 33,1$ m³/s
- Vergleich von Q mit Q_{Soll} : $Q < Q_{Soll}$
- Schlussfolgerung: h erhöhen \rightarrow z.B. auf 2,5 m

* **Iterationsschritt 2:**

- neues h_1 : $h_1 = 2,5$ m
- Berechnung von A, l_U und r_{hy} : $A = 21,3$ m², $l_U = 13,1$ m, $r_{hy} = 1,63$ m
- v- und Q-Berechnung: $v = 2,3$ m/s, $Q = 49,3$ m³/s
- Vergleich von Q mit Q_{Soll} : $Q > Q_{Soll}$
- Schlussfolgerung: h senken \rightarrow z.B. auf 2,25 m

* **Iterationsschritt 3:**

- neues h_2 : $h_2 = 2,25$ m
- Berechnung von A, l_U und r_{hy} : $A = 18,6$ m², $l_U = 12,4$ m, $r_{hy} = 1,50$ m
- v- und Q-Berechnung: $v = 2,2$ m/s, $Q = 40,9$ m³/s
- Vergleich von Q mit Q_{Soll} : $Q \approx Q_{Soll}$
- Schlussfolgerung: $h = h_{End} = 2,25$ m

Beispiel 3: Planung einer Fischaufstiegshilfe an einem vorhandenen Wehr für ein ungliedertes Fließprofil mit uneinheitlicher hydraulischer Rauigkeit

* **gegebene Informationen:**

- Kanal, Trapezprofil \rightarrow s. Bild 1.18
- ökologische Randbedingung: Fischaufstieg möglich für $v \leq 0,5$ m/s \rightarrow hier möglich?

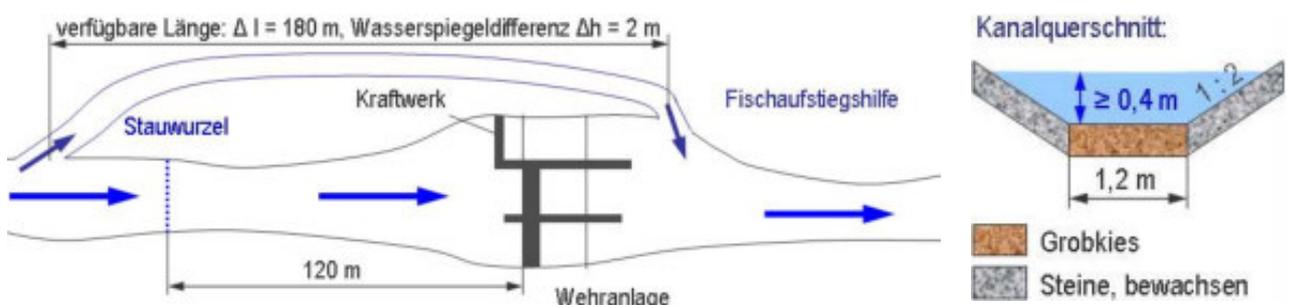


Bild 1.18: Randbedingungen für das Beispiel 3 (Fischaufstiegshilfe), nach LfU (2002)

* **Berechnungsschritte:**

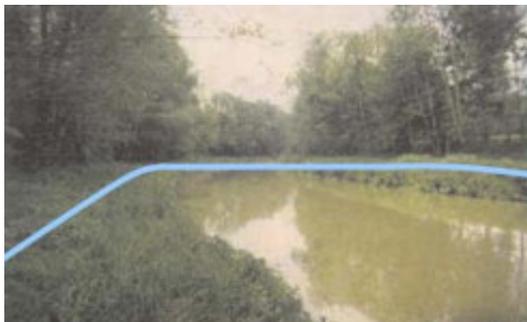
- benötigte Mindestdurchflussmenge: $Q = v * A = 0,5 \text{ m/s} * 0,8 \text{ m}^2 = 0,4 \text{ m}^3/\text{s} = 400 \text{ l/s}$
- benetzte Umfänge l_U : Böschungen: $l_{U, B\ddot{o}} = 2 * 0,9 \text{ m} = 1,8 \text{ m}$, Sohle: $l_{U, S_0} = 1,2 \text{ m}$
- STRICKLER-Beiwerte: Böschungen: $k_{St, B\ddot{o}} = 10 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, Sohle: $k_{St, S_0} = 22 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$
- äquivalente Rauzigkeit nach EINSTEIN / HORTON (\rightarrow vgl. Gleichung 1.28): $12 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$
- Ausgangspunkt: GMS-Fließformel \rightarrow vgl. Gleichung 1.19
 - \rightarrow Umstellen nach Sohlgefälle $I_{S_0} \rightarrow$ maximales Sohlgefälle, für das $v = 0,5 \text{ m/s}$
 - \rightarrow Berechnung des maximalen Sohlgefälles $\rightarrow I_{S_0} = 0,01$ (1 %)
 - \rightarrow min. Weglänge l_{\min} des Kanals für den Fischaufstieg: $l_{\min} = \Delta h / I_{S_0} = 2 \text{ m} / 0,01 = 200 \text{ m}$

* **Schlussfolgerungen:**

- verfügbare Länge (s. Bild 1.18): $\Delta l = 180 \text{ m}$
- minimal notwendige Weglänge $l_{\min} = 200 \text{ m}$
- \rightarrow Kanal mit Schlingen und Beruhigungsstrecken

1.5.1.3. Gegliedertes Fließprofil mit uneinheitlicher hydraulischer Rauzigkeit* **gegebene Informationen:**

- ausgebautetes Gewässer mit Vorländern \rightarrow s. Bild 1.19
- Sohle und Böschungen aus Geröll und Schlamm mit Unregelmäßigkeiten, Gefälle: $I_{S_0} = 0,0012$
- Vorländer grasbewachsen
- ermittelter HW-Wasserstand: 201,20 m NN
 - \rightarrow Überflutung der Vorländer
 - \rightarrow HW-Stand noch nicht im Bereich der Bäume



— Hochwasserstand bei Überflutung

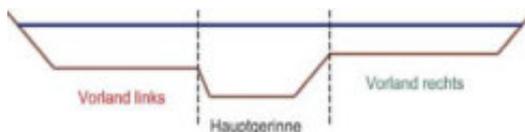


Bild 1.19:

Gegliedertes Fließprofil mit uneinheitlicher hydraulischer Rauzigkeit (Bilder: LfU, 2002)

* **Ziel:** Ermittlung des Hochwasserdurchflusses* **Berechnungsablauf:**

a) Berechnung der geometrischen Größen:

- Flächen Vorländer rechts und links sowie Fluss A_{Vl} , A_F , A_{Vr}
- benetzte Umfänge Vorländer rechts und links sowie Fluss $l_{U, Vr}$, $l_{U, F}$, $l_{U, Vl}$
- hydraulische Radien Vorländer rechts und links sowie Fluss $r_{hy, Vl}$, $r_{hy, F}$, $r_{hy, Vr}$
- Grenzflächen zwischen Fluss und rechtem bzw. linkem Vorland: $h_{G, li}$, $h_{G, re}$

- b) Bestimmung der gewichteten Rauheiten k_{St} (EINSTEIN & HORTON) getrennt für Hauptgewässer und Vorländer (falls notwendig) → Gleichung 1.28
- c) gegliederte Fließgeschwindigkeits- und Durchflussbestimmung: v_{VI} , v_F , v_{VR} , Q_{VI} , Q_F , Q_{VR}
- d) Ermittlung des Gesamtdurchfluss aus der Summe der Einzeldurchflüsse → Gleichung 1.33

* **Abarbeitung des Beispiels:**

- a) Berechnung der geometrischen Größen (s. auch Bild 1.20):

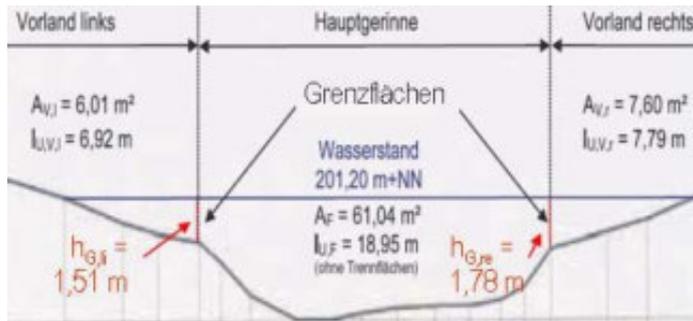


Bild 1.20:

Geometrische Größen für das Anwendungsbeispiel (aus LfU, 2002)

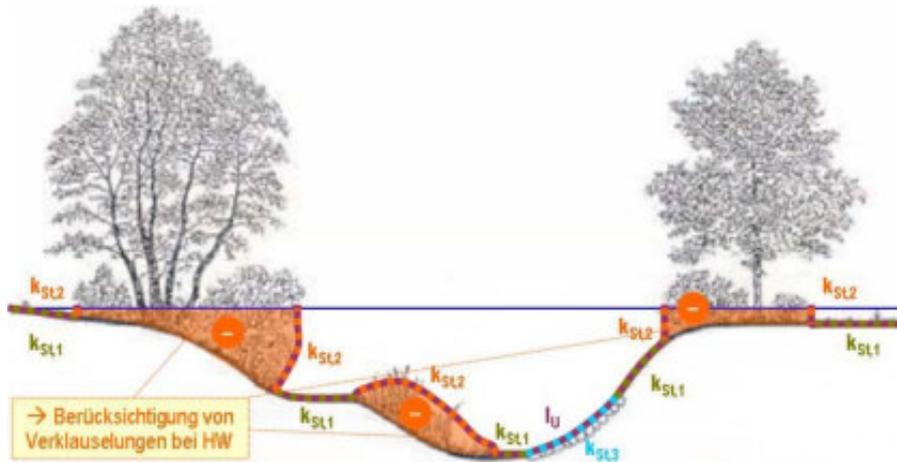
- benetzter Umfang des Flusses nach SELLIN (s. Gleichung 1.29):
→ $l_{U,HG} = 18,95 \text{ m} + 1,51 \text{ m} + 1,78 \text{ m} = 22,24 \text{ m}$
 - hydraulische Radien:
→ Vorländer: links: $r_{hy, VI} = 0,87$, rechts: $r_{hy, VR} = 0,98$
→ Fluss (nach SELLIN → Gleichung 1.30): $r_{hy, F} = 2,74$
 - Grenzflächen zwischen Fluss und rechtem bzw. linkem Vorland → s. Bild 1.20
- b) Bestimmung der hydraulischen Rauheiten k_{St} :
- linker Rand: Gras (einheitlich) → $k_{St, li} = 25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$
 - rechter Rand: Gras (einheitlich) → $k_{St, re} = 25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$
 - Fluss: Geröll, Schlamm mit Unregelmäßigkeiten (einheitlich) → $k_{St, F} = 30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$
- c) gegliederte Fließgeschwindigkeits- und Durchflussbestimmung:
- Fließgeschwindigkeiten nach GMS-Formel:
→ linker Rand: $v_{VI} = 25 \text{ m}^{1/3}/\text{s} * (0,87 \text{ m})^{2/3} * (0,0012)^{1/2} = 0,79 \text{ m/s}$
→ rechter Rand: $v_{VR} = 25 \text{ m}^{1/3}/\text{s} * (0,98 \text{ m})^{2/3} * (0,0012)^{1/2} = 0,86 \text{ m/s}$
→ Fluss: $v_F = 30 \text{ m}^{1/3}/\text{s} * (2,74 \text{ m})^{2/3} * (0,0012)^{1/2} = 2,03 \text{ m/s}$
 - Durchflussmengen:
→ linker Rand: $Q_{VI} = v_{VI} * A_{VI} = 0,79 \text{ m/s} * 6,01 \text{ m}^2 = 4,7 \text{ m}^3/\text{s}$
→ rechter Rand: $Q_{VR} = 6,5 \text{ m}^3/\text{s}$
→ Fluss: $Q_F = 124,2 \text{ m}^3/\text{s}$
- d) Ermittlung des Gesamtdurchfluss aus der Summe der Einzeldurchflüsse → Gleichung 1.33
- $$Q_{ges} = Q_{VI} + Q_F + Q_{VR} = (4,7 + 124,2 + 6,5) \text{ m}^3/\text{s} = \underline{135,4 \text{ m}^3/\text{s}}$$

1.5.1.4. Fließprofil mit differenzierten Rauigkeiten infolge starkem Bewuchs

* Methodik des Flächenabzugsverfahrens:

- Anwendung bei starkem Bewuchs am Gewässergrund u./o. an den Ufern → s. Bild 1.21

a) Bäume und Röhricht



b) einzeln stehende Bäume

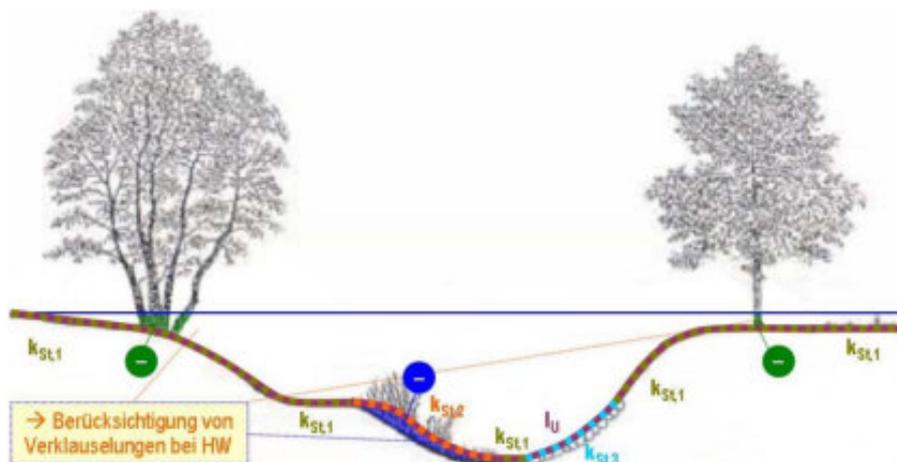


Bild 1.21:

Flächenabzugsverfahren
(Bildgrundlagen: LfU)

- Verfahren unabhängig von der Art des Fließgewässers (ungegliedert, gegliedert)
- Abzug der Querschnittsflächen mit sehr kleinen Fließgeschwindigkeiten vom Gesamtquerschnitt (orange Flächen im Bild 1.21 a)
- Ermittlung des benetzten Umfangs unter Berücksichtigung der abgezogenen Flächen
- Zuweisung von k_{St} -Werten entsprechend den hydraulischen Rauigkeiten → i.d.R. Ermittlung der äquivalenten Rauigkeit durch k_{St} -Wichtung nach EINSTEIN / HORTON (ungegliederte und gegliederte Gerinne)
- Berechnung von v bzw. Q in einem Zuge (ungegliederte Gerinne) bzw. gegliederte Berechnung nach SELLIN (für gegliederte Gerinne)

► Besonderheiten bezüglich Hart- und Weichholzarten:

- vollständiger Flächenabzug nur bei dichtem Hartholzbewuchs (z.B. Büsche, Bäume mit sehr geringem Stammabstand und Bäume, die in Fließrichtung stehen)

- kein Flächenabzug bei Gras und Jungröhricht (bei Hochwasser → Umlegen in Strömungsrichtung) → k_{St} -Beiwert von Jungröhricht analog Gras ($20 \dots 33 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$)
- nur 1/3 Flächenabzug bei ausgewachsenem Röhricht, Jungweiden und anderen biegsamen Weichholzarten → bei Hochwasser: Umlegen in Strömungsrichtung (im Bild 1.21 b blau dargestellt, gegenüber Bild 1.21 a um 2/3 verkleinert)

► **Besonderheiten bezüglich einzeln stehender Bäume** (→ s. Bild 1.21 b):

- vollständiger Flächenabzug, aber keine Berücksichtigung beim benetzten Umfang l_U und kein separater k_{St} -Beiwert → Umströmung einzelner Bäume ausreichend genau erfasst (kaum Verklauselungsgefahr)

* **Beispiel bezüglich der Anwendung des Flächenabzugsverfahrens:**

► **gegebene Informationen:**

- naturnah umgestaltetes Rechteck-Fließprofil → s. Bild 1.22



Bild 1.22:

*Naturnah umgestaltetes Rechteck-Fließprofil
(aus LfU, 2002)*

- maximaler Ausbauwasserstand: 2,0 m
- Sohlgefälle: $I_{S_0} = 0,005 \text{ m/m}$
- Ränder stark bewachsen (Gras, Röhricht, Weiden), Sohle aus Geröll und Schlamm

► **Ziel:** Ermittlung der Veränderung der Durchflussleistung bei Hochwasser (vor / nach Umgestaltung)

► **Methodik:**

- Ermittlung der Durchflussleistung vor Umgestaltung
- Ermittlung der Durchflussleistung nach Umgestaltung
- Vergleich der Durchflussleistungen

► **Ermittlung der Durchflussleistung vor Umgestaltung:**

- Fließprofil vor Umgestaltung → s. Bild 1.23
- STRICKLER-Beiwerte und benetzte Umfänge → s. ebenfalls Bild 1.23

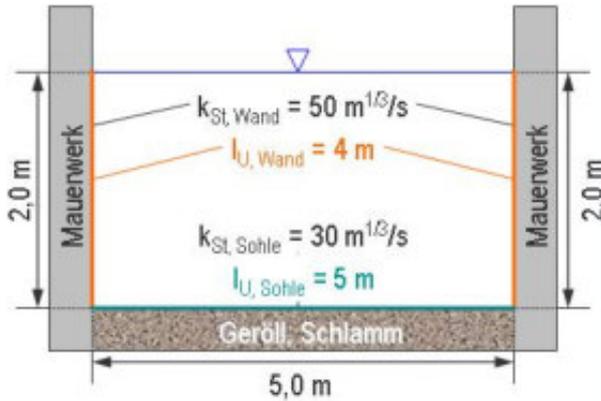


Bild 1.23:

Fließprofil vor der naturnahen Umgestaltung (nach LfU, 2002)

- äquivalente Rauigkeit nach EINSTEIN / HORTON → vgl. Gleichung 1.28:

$$k_{St} = \left[\frac{4 \text{ m} + 5 \text{ m}}{\frac{4 \text{ m}}{(50 \text{ m}^{1/3}/\text{s})^{3/2}} + \frac{5 \text{ m}}{(30 \text{ m}^{1/3}/\text{s})^{3/2}}} \right]^{2/3} = 36 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$$

- hydraulischer Radius r_{hy} : $r_{hy} = 10 \text{ m}^2 / 9 \text{ m} = 1,11 \text{ m}$
- Durchfluss Q: $Q = (k_{St} * r_{hy}^{2/3} * I_{So}^{1/2}) * A = 36 \text{ m}^{1/3}/\text{s} * (1,1 \text{ m})^{2/3} * (0,005 \text{ m/m})^{1/2} * 10 \text{ m}^2$
 $Q = 27,3 \text{ m}^3/\text{s}$

► **Ermittlung der Durchflussleistung nach Umgestaltung:**

- Fließprofil nach Umgestaltung → s. Bild 1.24
- STRICKLER-Beiwerte und benetzte Umfänge → s. ebenfalls Bild 1.24

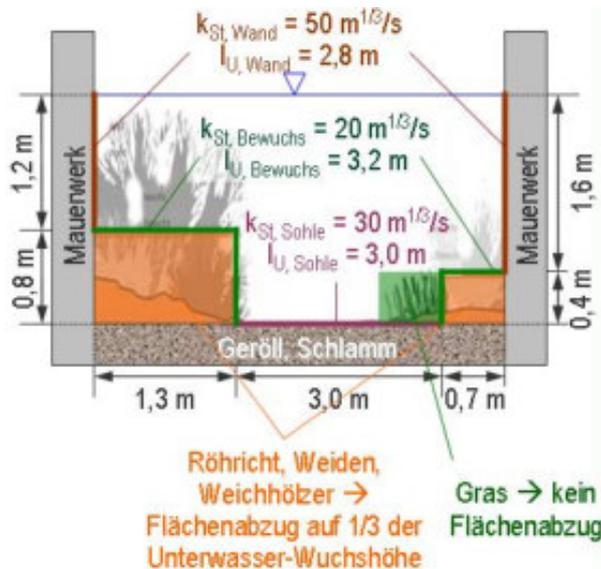


Bild 1.24:

Fließprofil nach der naturnahen Umgestaltung (nach LfU, 2002)

- abflusswirksamer Fließquerschnitt: $A = 10 \text{ m}^2 - (1,3 \text{ m} * 0,8 \text{ m}) - (0,7 \text{ m} * 0,4 \text{ m}) = 8,68 \text{ m}^2$
- benetzte Umfänge l_U und STRICKLER-Beiwerte k_{St} :
 - Mauerwerk links und rechts: $k_{St} = 50 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $l_U = 2,8 \text{ m}$
 - Bewuchs: $k_{St} = 20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $l_U = 3,2 \text{ m}$
 - Sohle: $k_{St} = 30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $l_U = 3,0 \text{ m}$
- äquivalente Rauigkeit nach EINSTEIN / HORTON → vgl. Gleichung 1.28:

$$k_{St} = \left[\frac{2,8 \text{ m} + 3,2 \text{ m} + 3,0}{\frac{2,8 \text{ m}}{(50 \text{ m}^{1/3}/\text{s})^{3/2}} + \frac{3,2 \text{ m}}{(20 \text{ m}^{1/3}/\text{s})^{3/2}} + \frac{3,0}{(30 \text{ m}^{1/3}/\text{s})^{3/2}}} \right]^{2/3} = 28 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$$

- hydraulischer Radius r_{hy} : $r_{hy} = 8,68 \text{ m}^2 / 9 \text{ m} = 0,96 \text{ m}$
- Durchfluss Q : $Q = (k_{St} * r_{hy}^{2/3} * I_{So}^{1/2}) * A = 28 \text{ m}^{1/3}/\text{s} * (0,96 \text{ m})^{2/3} * (0,005 \text{ m/m})^{1/2} * 8,68 \text{ m}^2$
 $Q = 16,8 \text{ m}^3/\text{s}$

► Vergleich der Durchflussleistungen:

- Durchflussleistung vor Umgestaltung: $27,3 \text{ m}^3/\text{s}$
- Durchflussleistung nach Umgestaltung: $16,8 \text{ m}^3/\text{s}$
- Rückgang der Durchflussleistung um fast 40 %

- praktische Anwendung der GAUCKLER-MANNIG-STRICKLER-Formel → s. Übung 13

1.5.2. Beispiel für eine hydraulische Berechnung mittels COLEBROOK-WHITE-Ansatz

* **zentrale Aufgabe:** Bestimmung des Widerstandsbeiwertes λ (analog k_{St} der GMS-Formel)

* **Schritte der λ -Bestimmung:**

- Zuordnung bezüglich Gewässergliederung → ungegliedert, gegliedert (vgl. Bild 1.9)
- Zuordnung bezüglich Querschnittsform → natürliche Gewässer prinzipiell zu nur 2 Querschnittsformen zuordenbar:
 - Rechteckgerinne (breite Ströme)
 - Trapezgerinne (alle übrigen Fließgewässer)
- Bestimmung der Oberflächenrauheit → Ermittlung der äquivalenten Sandrauigkeit k_S → vgl. Bild 1.7 und Abschnitt 1.4.3.2:
 - homogene Oberflächenrauheit → k_S einheitlich
 - inhomogene Oberflächenrauheit → k_S abschnittsweise
- Bestimmung des Formwiderstandes → z.B. eingelagerte Inseln bzw. Verkräutung am Gewässergrund bzw. an den Rändern (falls vorhanden)
- Charakterisierung der Linienführung → geradlinig, mäandrierend, Buchten und Altarme (falls vorhanden)

* **Anwendungsbeispiel: geradliniges breites Rechteckgerinne → Donau bei Binzwangen**

► **gegebene Informationen:**

- breites Rechteckgerinne
- Fließquerschnitt: Gewässerbreite b : 38 m, Wassertiefe h : 2,2 m → Einfluss der Ufer vernachlässigbar
- Sohlgefälle: 0,001 m/m (0,1 %)
- Sohle und Uferwände → Kies → vgl. Kornverteilungskurve im Bild 1.25

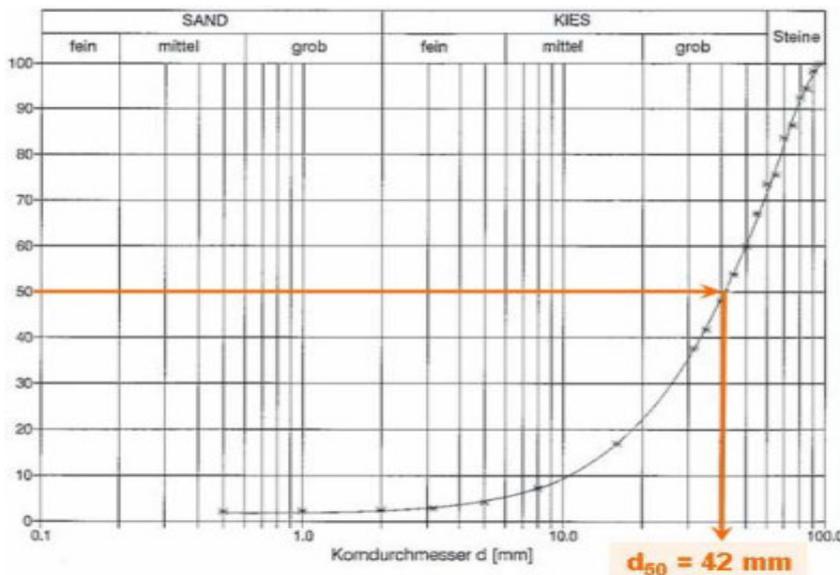


Bild 1.25:

Kornverteilungskurve des Sediments der Donau bei Binzwangen (nach LfU, 2002)

► **Ziel:** Ermittlung des Durchflusses für einen Wasserstand von 2,2 m

► **Lösungsschritte:**

- **Gewässergliederung** → kompakt
- **Querschnittsform** → Rechteck
- **Oberflächenrauheit** → k_S → λ :
 - Berechnungsansätze für k_S → s. Tabelle 1.5, Abschnitt 1.4.3.2
 - in Deutschland am gebräuchlichsten: Ansätze nach DVWK und MERTENS:
 - k_S nach DVWK: 151 mm
 - k_S nach MERTENS: 105 mm
 - Berechnung von λ für breite Rechteckgerinne:

$$\left[\frac{8}{\lambda} \right]^{0,5} = 2,5 \ln \left[\frac{h}{k_S} \right] + 6,02 \quad (1.36)$$

mit: λ – Widerstandsbeiwert []
 h – Wassertiefe [m]
 k_S – äquivalente Sandrauigkeit [m]

$$\left[\frac{8}{\lambda} \right]^{0,5} = 2,5 \ln \left[\frac{2,2 \text{ m}}{(0,105 \dots 0,151 \text{ m})} \right] + 6,02 = 12,72 \dots 13,63$$

- **Formwiderstand und Linienführung** → im vorliegenden Fall nicht notwendig (Verlauf geradlinig)
- **mittlere Fließgeschwindigkeit nach COLEBROOK-WHITE** → s. Gleichung 1.20
 → hydraulischer Radius $r_{hy} = 1,97 \text{ m}$
 → $v = (12,72 \dots 13,63) * (9,81 \text{ m/s}^2 * 1,97 \text{ m} * 0,001 \text{ m/m})^{0,5} = 1,76 \dots 1,89 \text{ m/s}$
- **Durchfluss Q:** $Q = v * A = (1,76 \dots 1,89 \text{ m/s}) * 83,6 \text{ m}^2 = 147 \dots 158 \text{ m}^3/\text{s}$
- **Überprüfung der Gültigkeitsgrenzen:**
 → strömende Wasserbewegung (kein Schießen) → FROUDE-Zahl: $Fr = 0,38 \dots 0,41 < 1$ → Strömen → O.K.
 → gegenüber der Gewässertiefe große Gewässerbite → $b / h = 38 \text{ m} / 2,2 \text{ m} = 17,3 > 10$ → O.K. (vgl. Abschnitt 1.3.2)
 → gegenüber der Sohlrauigkeit große Gewässertiefe → $h [\text{m}] > 3 * k_s [\text{m}]$ → $2,2 \text{ m} > 0,315 \dots 0,453 \text{ m}$ → O.K.

* **weitere Anwendungsbeispiele in Abhängigkeit von der Gewässerquer- und -längsstruktur:**

- s. Fachliteratur → Abschnitt 1.6
- Berechnung von vielen Faktoren abhängig → Vielzahl von Berechnungsfällen → Übersicht s. Bild 1.26

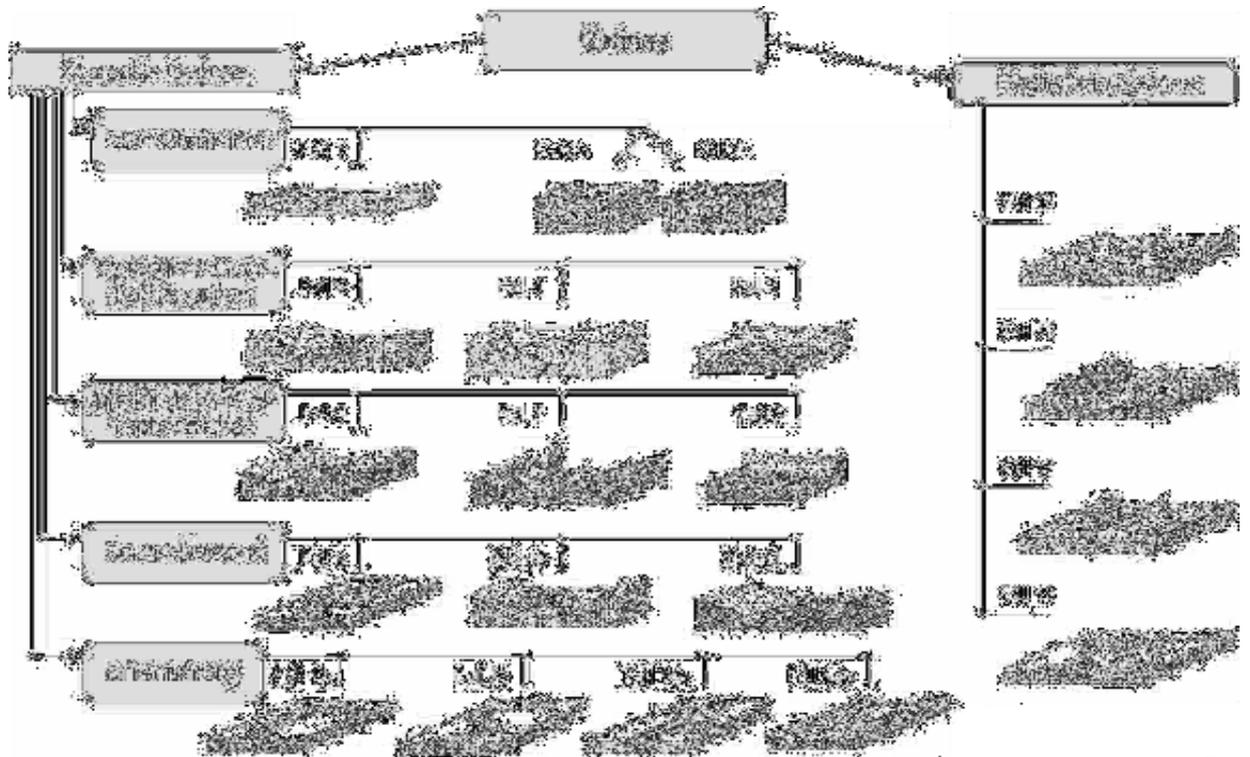


Bild 1.26: Übersicht über Berechnungsfälle mittels COLEBROOK-WHITE-Ansatz (nach LfU, 2002)

- **praktische Anwendung des Ansatzes nach COLEBROOK-WHITE** → s. Übung 14

1.6. Vertiefende Literatur zur Fließgewässerhydraulik

Bollrich, G. (2007):

Technische Hydromechanik 1: Grundlagen. Verlag für Bauwesen.

Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (1999):

Gewässergeomtrie. Oberirdische Gewässer, Gewässerökologie 46, Kraft Druck und Verlag GmbH Ettlingen.

Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (2002):

Hydraulische Berechnung von Fließgewässern. Arbeitsanleitung Pegel- und Datendienst Baden-Württemberg.

Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (2002, 2003):

Hydraulik naturnaher Fließgewässer.

Teil 1 – Grundlagen und empirische hydraulische Berechnungsverfahren (2002)

Teil 2 – Neue Berechnungsverfahren für naturnahe Gewässerstrukturen (2002)

Teil 3 – Rauheits- und Widerstandswerte für Fließgewässer in Baden-Württemberg (2003)

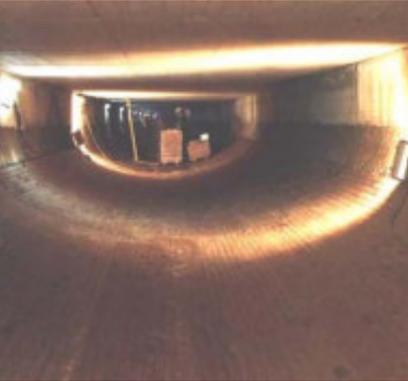
Teil 4 – Numerische Modelle zur Strömungssimulation (2003)

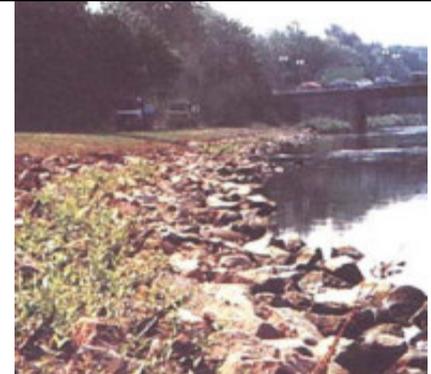
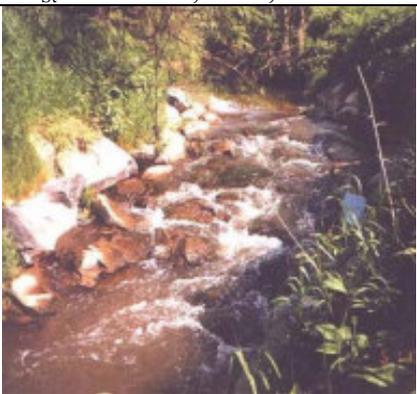
Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (2002):

Vermessungsarbeiten im Pegelwesen. Arbeitsanleitung Pegel- und Datendienst Baden-Württemberg.

1.7. Illustrationen zu Rauheitsbeiwerten

a) natürliche Fließgewässer:		
		
Untergrund: Feinsand, Schlamm $k_{St} = 60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $n = 0,017 \text{ s/m}^{1/3}$	Untergrund: Sand, Feinkies $k_{St} = 55 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $n = 0,018 \text{ s/m}^{1/3}$	Untergrund: Feinkies $k_{St} = 50 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $n = 0,020 \text{ s/m}^{1/3}$
		
Untergrund: mittlerer Kies $k_{St} = 40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $n = 0,025 \text{ s/m}^{1/3}$	Untergrund: Schotter, Grobkies $k_{St} = 35 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $n = 0,029 \text{ s/m}^{1/3}$	Untergrund: Lehm, Ufer: Stauden $k_{St} = 33 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $n = 0,030 \text{ s/m}^{1/3}$

		
<p>Untergrund: Lehm, Ufer: Kräuter $k_{St} = 30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $n = 0,033 \text{ s}/\text{m}^{1/3}$</p>	<p>Untergr. Kies, Ufer: Busch/Baum $k_{St} = 28 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $n = 0,036 \text{ s}/\text{m}^{1/3}$</p>	<p>Untergr.: Steine, Ufer: Busch/Baum $k_{St} = 25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $n = 0,040 \text{ s}/\text{m}^{1/3}$</p>
		
<p>Schmale unregelmäßige Erdkanäle, Ufer bewachsen $k_{St} = 23 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $n = 0,043 \text{ s}/\text{m}^{1/3}$</p>	<p>Gebirgsbach mit Fels und Geröll, Ufer bewachsen $k_{St} = 20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $n = 0,050 \text{ s}/\text{m}^{1/3}$</p>	<p>Wildbach mit Fels und Geröll, Ufer bewachsen $k_{St} = 15 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $n = 0,067 \text{ s}/\text{m}^{1/3}$</p>
		
<p>Felsenmeer, Ufer bewachsen $k_{St} = 10 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $n = 0,100 \text{ s}/\text{m}^{1/3}$</p>		
<p>b) künstliche Gerinne:</p>		
		
<p>Stahl, glatter Putz, Fliesen $k_{St} = 90 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $n = 0,011 \text{ s}/\text{m}^{1/3}$</p>	<p>glatter Beton $k_{St} = 70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $n = 0,014 \text{ s}/\text{m}^{1/3}$</p>	<p>Mauerwerk $k_{St} = 70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $n = 0,014 \text{ s}/\text{m}^{1/3}$</p>

		
<p>Beton, rau $k_{St} = 60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $n = 0,017 \text{ s}/\text{m}^{1/3}$</p>	<p>Pflaster, regelmäßig $k_{St} = 50 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $n = 0,020 \text{ s}/\text{m}^{1/3}$</p>	<p>Beton mit Fugen, z.T. bewachsen $k_{St} = 45 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $n = 0,022 \text{ s}/\text{m}^{1/3}$</p>
		
<p>schmaler Kanal mit Spundwänden $k_{St} = 35 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $n = 0,029 \text{ s}/\text{m}^{1/3}$</p>	<p>Rasengittersteine, Schotter, Steine $k_{St} = 33 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $n = 0,030 \text{ s}/\text{m}^{1/3}$</p>	<p>Steinschüttung, grob $k_{St} = 25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $n = 0,040 \text{ s}/\text{m}^{1/3}$</p>
		
<p>raue Sohlrampe $k_{St} = 15 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $n = 0,067 \text{ s}/\text{m}^{1/3}$</p>		
<p>c) Vorländer, bei Hochwasser überflutet:</p>		
		
<p>Gras, kurz gehalten $k_{St} = 40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $n = 0,025 \text{ s}/\text{m}^{1/3}$</p>	<p>Gras, üppiger Wuchs $k_{St} = 30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $n = 0,033 \text{ s}/\text{m}^{1/3}$</p>	<p>Waldboden $k_{St} = 28 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $n = 0,036 \text{ s}/\text{m}^{1/3}$</p>

		
<p>Wiese, Einzelbewuchs $k_{St} = 25 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $n = 0,040 \text{ s}/\text{m}^{1/3}$</p>	<p>Gras, Kraut mit Stauden $k_{St} = 22 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $n = 0,045 \text{ s}/\text{m}^{1/3}$</p>	<p>unregelmäßiges Vorland $k_{St} = 15 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $n = 0,067 \text{ s}/\text{m}^{1/3}$</p>
		
<p>Vorland mit Verbauungen $k_{St} = 12 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, $n = 0,083 \text{ s}/\text{m}^{1/3}$</p>		

Bildquellen: Darmstädter Echo, Döring, Keller, Knauf, Manuel, Stadtentwässerung München, vorrangig entnommen ANHÄUSER (1981), LFU (1996) und SCHRÖDER (2000)

2. Feststofftransport in Fließgewässern

2.1. Definition und Komponenten des Feststofftransports

* Definition Feststofftransport:

- Transport von Partikeln im Wasser, deren Dichte größer der des Wassers ist
- Teil des Feststoffhaushalts
- Bindeglied zwischen Partikelabtrag (Erosion) und -ablagerung (Auflandung)

* Notwendigkeit der Kenntnis der Mechanismen des Feststofftransports:

- im Zusammenhang mit der Verlandung von Staubecken und Seen
- Erkennen von möglichen Veränderungen im Flussbett (z.B. nach einer Renaturierungsmaßnahme)
- fortschreitende Verschlämmung der Gewässersohle → Reduzierung der Grundwasserspeisung
- Planung von Schutzmassnahmen für technische Anlagen
- Erkennen von Risiken → z.B. Einsturzgefahr bei Brücken bzw. die Gefahr von Uferabbrüchen
- Erkennen von Risikobereichen bezüglich Feststoffablagerungen infolge Hochwasser
- bewusste Initiierung eines Feststofftransports im Zusammenhang mit Maßnahmen ökologisch orientierter Baumaßnahmen am bzw. im Gewässer:
 - Ingangsetzen einer hohen Eigendynamik im Fließgewässer
 - Ausbildung unterschiedlicher Strömungsverhältnisse im Fließgewässer (Stromschnellen, Totbereiche, ...)
 - hohe ökologische Funktionalität des Fließgewässers → hohe Artendiversität
- Erkennen und Quantifizieren von Sedimentations- und Erosionsprozessen in Fließgewässern
 - z.B. im Zusammenhang mit dem Eingraben eines Flusses infolge fehlender natürlicher Geschiebefracht durch Abriegelungen (Talsperren, Staustufen)
 - infolge extremer Durchflüsse (Hoch-/Niedrigwasser)

* Feststoffhaushalt von Fließgewässern:

- Prozesse des Feststoffhaushalts in einem Einzugsgebiet → s. Bild 2.1

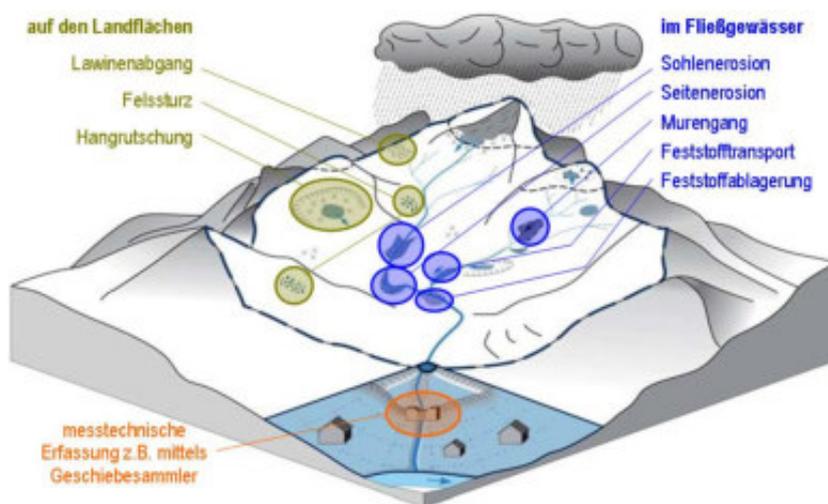


Bild 2.1:

Prozesse des Feststoffhaushalts
(nach GRASSE ET AL., 2010)

- Komponenten des Feststofftransports → s. Bild 2.2

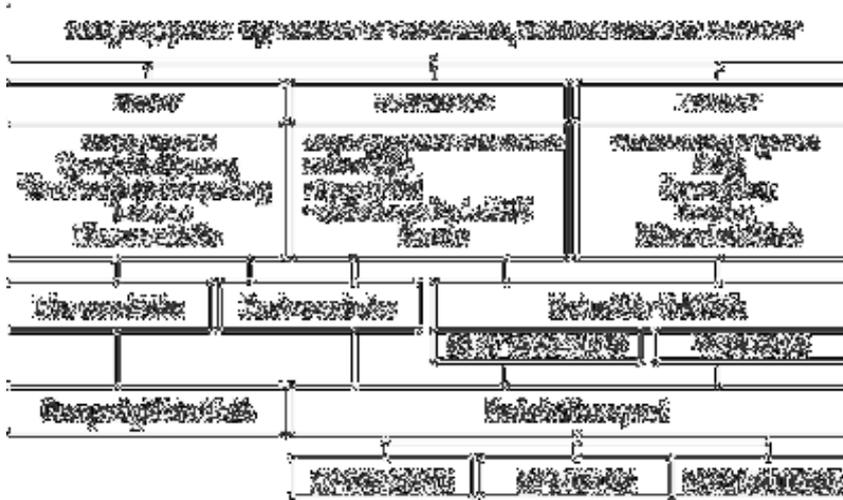


Bild 2.2:

Hauptkomponenten des Feststofftransports (nach LEHMANN U.A., 2005, verändert)

- Anmerkungen zu Bild 2.2:
 - Eis zählt nicht unter Schwimmstoffe.
 - Gesamtfeststofftransport = Schwebstoffe, Geschiebe und Schwimmstoffe (manchmal im engeren Sinne nur Schwebstoffe und Geschiebe, bei einigen Autoren werden auch die gelösten Stoffe dem Gesamtfeststofftransport zugerechnet)
 - Schwebstoffe i.d.R. Hauptanteil am Feststofftransport im Tiefland
 - Geschiebe i.d.R. Hauptanteil am Feststofftransport im Gebirge
- Definition Schwebstoffe: Feststoffe, die mit dem Wasser im statischen oder dynamischen Gleichgewicht stehen und durch Turbulenz in Schwebelage gehalten werden → auch als suspendierte Stoffe bezeichnet
- Definition Geschiebe: Feststoffe, die an der Gewässersohle bewegt (geschoben) werden → gleitend, rollend, bei hohem Gefälle hüpfend
- Schwebstoff/Geschiebegrenze:
 - abhängig von Korndurchmesser und Fließgeschwindigkeit → s. Bild 2.3

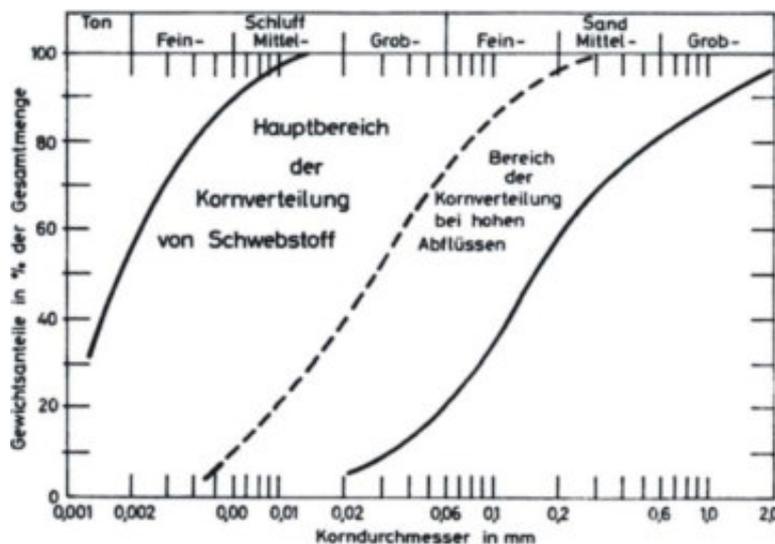


Bild 2.3:

Abhängigkeiten der Schwebstoff/Geschiebegrenze (MANIAK, 2005)

→ Berechnung der Schwebstoff-/Geschiebegrenze mittels FROUDE-Zahl:

$$Fr^2 = \frac{v_{gr}^2}{g * d_{gr}} = 360 \rightarrow d_{gr} = 2,832 * 10^{-4} v_{gr}^2 \quad (2.1)$$

mit: Fr – FROUDE-Zahl []
 v_{gr} – Grenzfließgeschwindigkeit [m/s]
 g – Gravitationskonstante [m/s²]
 d_{gr} – Grenzkorndurchmesser [m]

Berechnungsbeispiel: $v_{FLIEB} = 1,5 \text{ m/s} \rightarrow d_{gr} = 6,4 * 10^{-4} \text{ m} = 0,64 \text{ mm}$

- Anteile Geschiebe / Schwebstoffe zeitlich und räumlich dynamisch:
 - abhängig von der hydrologischen Situation (Niedrig-, Mittel-, Hochwasser)
 - tendenzielle Abnahme des Geschiebeanteils im Gewässerlängsschnitt → s. Bild 2.4

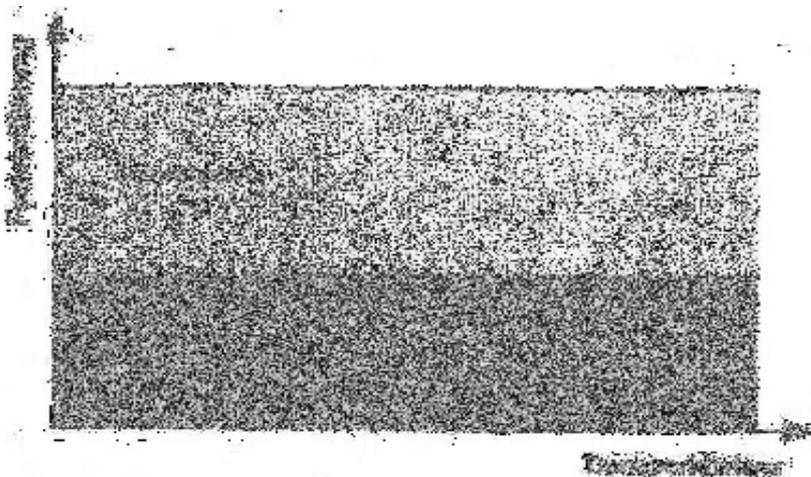


Bild 2.4:

Veränderung der Anteile von Schwebstoffen und Geschiebe im Gewässerlängsschnitt (BEZZOLA, 2004)

2.2. Methoden zur Messung des Feststofftransports

2.2.1. Messtechnische Erfassung des Schwebstofftransports

* Methodenüberblick: → s. Bild 2.5

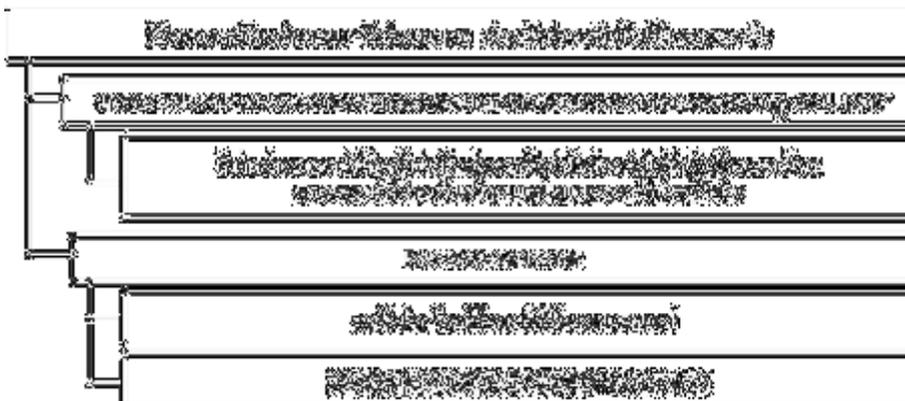


Bild 2.5:

Methodenüberblick zur Messbarkeit von Schwebstoffen

- Vor- und Nachteile direkter Messverfahren:
 - Vorteil: hohe Genauigkeit
 - Nachteile: i.d.R. aufwändig, diskontinuierliche Messung
- Vor- und Nachteile indirekter Messverfahren:
 - Vorteil: kontinuierliche Messungen möglich
 - Nachteil: viele Fehlermöglichkeiten
- Schlussfolgerung: kombinierte Messungen (gleichzeitige Anwendung von Direkt- und Indirektverfahren)

* **direkte Messverfahren:**

- **Problem:** Schwebstoffkonzentrationen im Fließgewässer zeitlich und räumlich sehr ungleichmäßig verteilt → analog der Fließgeschwindigkeit in einem Fließgewässer
- **Abhilfe:** Messung an repräsentativen Punkten im Querschnitt analog der Fließgeschwindigkeit und zu repräsentativen Zeitpunkten
- **Gewährleistung der Messung an repräsentativen Punkten im Fließquerschnitt (vgl. auch Bild 2.6):**

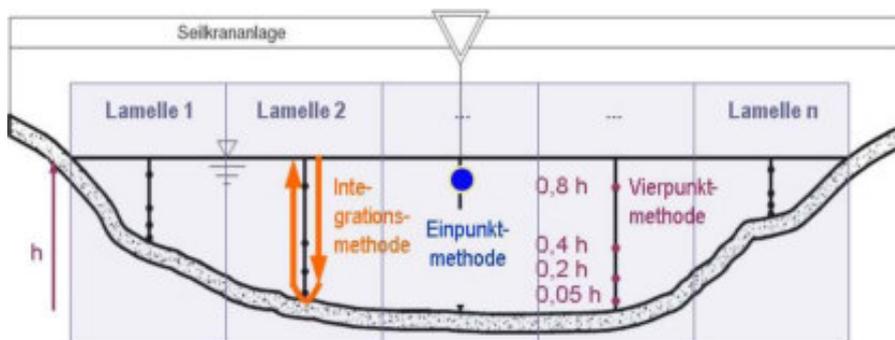


Bild 2.6:

Entnahme von Schwebstoffproben an repräsentativen Punkten im Fließquerschnitt

Einpunktmethode:

- Entnahme aus der Strommitte nahe der Gewässeroberfläche
- einfach, schnell durchführbar, aber keine hohe Genauigkeit

Vierpunktmethode:

- Unterteilung des Fließquerschnitts in mehrere Lamellen, Messung in der Mitte einer jeden Lamelle in mehreren Tiefen → Methodik analog Fließgeschwindigkeitsmessung mittels hydrometrischem Flügel (vgl. Skript Hydrologie I, Abschnitt 5.2.3)
- meist angewendet: Vierpunktmessung in 5 %, 20 %, 40 % und 80 % der Gewässertiefe (vom Gewässergrund aus gesehen)
- parallel dazu Messungen der Fließgeschwindigkeit und des Durchflusses
- sehr hohe Genauigkeit, aber zeitaufwändig

Integrationsmethode:

- kontinuierliches Absenken eines Beprobungsgerätes mit anschließendem Anheben (bei Beprobung mit Flaschen dürfen diese am Ende gerade so nicht vollständig gefüllt sein)
- akzeptable Genauigkeit, nicht so zeitaufwändig wie Vierpunktmessung, aber Vielzahl von Fehlermöglichkeiten → setzt Erfahrung des Probenehmers voraus
- Möglichkeiten bezüglich der Unterteilung der Lamellen: hinsichtlich identischen Breiten bzw. identischen Durchflüssen

- **Gewährleistung der Messung zu repräsentativen Zeitpunkten:**

- abhängig von der Art des Fließgewässers (Flachland, Gebirge)
- abhängig von der hydrologischen Situation (Niedrig-, Mittel-, Hochwasser)
- bei mittleren Durchflüssen: Schwebstoffentnahmen an Schwebstoffmessstellen ohne kontinuierliche Messwerterfassung mindestens einmal täglich, bei kontinuierlicher Messwerterfassung mindestens ein- bis zweimal wöchentlich
- bei Hochwasser: zeitliche Verdichtung des Probenahmezyklus
- bei Niedrigwasser: Reduzierung der Häufigkeit der Probenentnahme auf zwei- bis dreimal wöchentlich

- **Probenahmegeräte:**

Schöpfgeräte:

- Eimer: Gewinnung von Großproben für Korngrößenanalysen, ggf. Beeinflussung der Strömung und damit Schwebstoffmischung
- Schwebstoff-Schöpfer: i.d.R. Verwendung von Geräten mit Einlauf- und Entlüftungsrohr (s. Bild 2.7) → genaue Messung, integrierende Probenahme möglich



Bild 2.7:

Schwebstoffschöpfer mit Einlauf- und Entlüftungsrohr (Bild: BOKU, 2008)

Schwebstoffsammler:

- Geräte zur punktuellen bzw. integrativen Schwebstoffmessung
- punktuelles Sammeln von Schwebstoffen mittels Ventilsteuerung, die ein kontrolliertes Einströmen von Wasser in das Probengefäß ermöglicht
- Fülldauer für integrative Messungen ist i.d.R. vor der Messung durch Probieren zu ermitteln, um eine Aufkonzentration der Probe zu vermeiden
- derzeit genauestes Gerät: US-P61A (vgl. Bild 2.8) → weltweit anerkannt und verwendet, Referenzgerät nach ISO 4363



a) Nielsen-Sammler (Firma SEBA, Deutschland)



b) US-P61 Suspended-Sediment-Sampler (USA)

Bild 2,8: Beispiele für Schwebstoffsammler (Bilder: Stimpf, Seitz)

Pumpentnahme:

- Gewinnung von Schwebstoffproben durch Abpumpen von Wasser
- zeitlich variable Probenahme sowie integrierende Probenahme möglich
- beachte: begrenzte Saughöhe und keine Frostsicherheit!

Methodenvergleich → s. Tabelle 2.1

Tabelle 2.1: Vergleich der Methoden zur Schwebstoffprobenahme

	Schöpfgefäß	Schwebstoffsammler	Pumpentnahme
Zeitbedarf Probenahme	gering	hoch	gering
Wartungsaufwand	gering	mittel	gering
Einsatz bei hohen Fließgeschwindigkeiten	ja	US-P61: ja, sonst nein	ja
punktueller Probenahme	unmöglich	ja	ja
integrative Probenahme	je nach Bauart	ja	ja
isokinetische Probenahme ^{*)}	unmöglich	US-P61: ja, sonst nein	nur in engem Fließgeschwindigkeitsbereich

- ^{*)} isokinetische Probenahme: Einströmgeschwindigkeit in Sammler v_E = Fließgeschwindigkeit v
- falls $v_E > v$ → geringere Schwebstoffkonzentration der Probe im Vergleich zur tatsächlichen Konzentration
 - falls $v_E < v$ → Messung einer zu hoher Schwebstoffkonzentration

- laborative Untersuchungen der durch direkte Verfahren gewonnenen Schwebstoffproben:

Methodik: Filtration

- Druckfiltration (Hindurchpressen der Probenflüssigkeit durch einen Membranfilter)
- Vakuumfiltration (Hindurchsaugen der Probenflüssigkeit durch einen Membranfilter)
- Trocknen der Membranfilter bis zur Massekonstanz
- Schwebstoffkonzentration = Trockenmasse abfiltrierbarer Stoffe / Beprobungswasservolumen

*** indirekte Messverfahren:**

- Methodenübersicht → s. Bild 2.9



Bild 2.9:

Indirekte Verfahren zur Schwebstoffermittlung - Methodenübersicht

- derzeit am häufigsten angewendet: fotometrische Trübungsmessung
 - Messvariante 1: Aussenden von sichtbarem oder infrarotem Licht an einer Seite des Gewässers (Emitter) und Messung des Lichtdurchganges an der gegenüberliegenden Gewässerseite (Empfänger) → je höher die Schwebstoffkonzentration, desto größer die Lichtstreuung (geringerer Wert des Lichtdurchgangs am Empfänger)
 - Messvariante 2 (derzeit vorrangig verwendet): Aussenden von sichtbarem oder infrarotem Licht in das Fließgewässer (Emitter) und Messung des in Richtung des Emitters reflektierten Lichts → konzentrische Anordnung von Fotodioden um den Emitter, Messung der Lichtintensität des rückgestrahlten Lichts als Maß für die Schwebstoffkonzentration im Gewässer
 - regelmäßige Kalibrierung notwendig, weil:
 - geringere Genauigkeit gegenüber direkten Messverfahren
 - bei stationären Anlagen zusätzliche Herabsetzen der Lichtdurchlässigkeit an der Trübungsmesssonde infolge „Biofouling“ (Algenbewuchs am Sensor)

2.2.2. Messtechnische Erfassung des Geschiebetransports

* **Methodenüberblick:** → s. Bild 2.10



Bild 2.10:

Überblick bezüglich Methoden zur Messung des Geschiebetransports

* **Geschlebefänger:**

- konstruktiver Aufbau → s. Bild 2.11
- nach vorn offene Fangeinrichtung
- Ablassen über eine Seilverbindung in das Gewässer
- Einsatz bei sandiger bzw. kiesiger Gewässersohle
- Fängermaul flexibel verstellbar → an Gewässersohle exakt anpassbar → Kontrolle über angebaute Unterwasserkamera
- durch spezielle Form → Minimierung von Störungen bezüglich der Strömung → dennoch: wegen der trichterförmigen Aufweitung → Erhöhung der Einlaufgeschwindigkeit

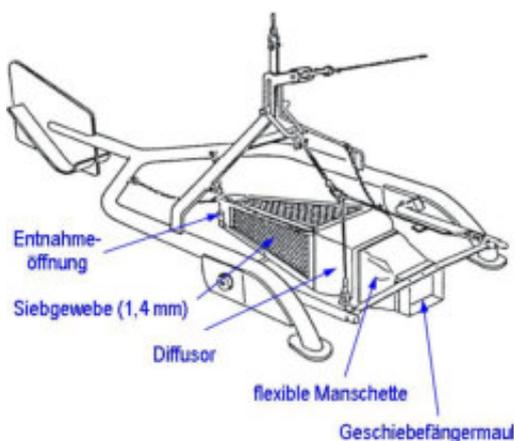


Bild 2.11:

Geschlebefänger der Bundesanstalt für Gewässerkunde BfG (nach DVWK, 1992)

* **Geschiebefallen:**

- Einlassen von Geschiebefallen in die Gewässersohle möglichst über die gesamte Gewässerbreite
- i.d.R stationäre Einbauten aus Beton, zuweilen auch mobile Einrichtungen aus Edelstahl
- Messungen der Geschiebemasse bzw. des Geschiebevolumens durch regelmäßige Beräumung bzw. durch Wägeplatten
- bei Verwendung von Wägeplatten → Beräumung in Sammelbehälter, bevor Wägezelle voll ist

* **Tracermethoden:**

- Verwendung von eingefärbten Steinen analog der Verteilung im Fließgewässer
- Verwendung von natürlichem Fremdgeschiebe gleicher Größe und Dichte, das sich farblich vom zu untersuchenden Geschiebe unterscheidet
- Präparieren von Steinen mit Eisen → Messung durch Induktionsspulen
- Präparieren von Steinen mit Minisendern → Transponder
- Querprofil-Farbmarkierungen

* **akustische Methode:**

- Verwendung von Unterwassermikrofonen (Hydrophonen)
- 2 Messmethoden:
 - Aufnahme der Geräusche, verursacht durch Geschiebebewegungen
 - Aufnahme von Geräuschen, die beim Anprall auf einen Metallkörper entstehen
- Eichung mittels Geschiebefängern bzw. Geschiebefallen notwendig

* **weitere indirekte Messverfahren:**

- Auswertung von Aufzeichnungen von entnommenen Baggermengen → setzt langjährige Reihen voraus
- Deltaaufmessungen im Mündungsbereich großer Flüsse:
 - Bestimmung des Volumens der Feststoffablagerungen
 - Ermittlung der Kornzusammensetzung durch Bohrungen, Sedimententnahmen und laborative Verfahren

* **Gegenüberstellung der Methoden:**

- Vor- und Nachteile der Methoden → s. Tabelle 2.2

Tabelle 2.2: Vergleich der Methoden zur Erfassung des Geschiebetransports

	direkte Messverfahren	indirekte Messverfahren
Vorteile	<ul style="list-style-type: none"> - genaue Bestimmung der Geschiebemengen - Möglichkeit der Analyse der Geschiebeproun (z.B. Korngrößenverteilung) 	<ul style="list-style-type: none"> - für Untersuchungen zum Beginn der Geschiebebewegung gut geeignet - akustische Methode auch für Fließgeschwindigkeiten > 2 m/s geeignet
Nachteile	<ul style="list-style-type: none"> - Geschiebefallen: hoher Aufwand hinsichtlich Bau, Wartung (Leerung) und Messung - Geschiebefänger: nur bedingt oder nicht geeignet für Korndurchmesser > 32 mm und für Fließgeschwindigkeiten > 2 m/s 	<ul style="list-style-type: none"> - Ermittlung von Geschiebemengen erst nach Eichung mit direkten Verfahren möglich

- Schlussfolgerung: Eine Universalmethode gibt es derzeit nicht!

2.3. Berechnungsansätze zur Bestimmung des Feststofftransports

2.3.1. Herausforderungen bei der Berechnung des Feststofftransports

* **Verknüpfung von Hydraulik und Feststofftransport:** → s. Bild 2.12



Bild 2.12:

Abhängigkeit des Feststofftransports von der Fließgewässerhydraulik

* **Parameter, die den Feststofftransport im Fließgewässer beschreiben:**

- **Form der Gewässersohle:** eben oder mit Transportkörpern (Riffel, Dünen, Bänke, Kolke)
- **physikalische Eigenschaften der Gewässersohle:** Feststoffdichte, Kornverteilung, Kornform, Sinkgeschwindigkeit
- **physikalische Eigenschaften des Wassers:** Dichte, kinematische Viskosität
- **Gewässerlängs- und -querschnitt:** Krümmungen, Querschnitts- und Gefälleänderungen
- **Gewässerhydraulik:** Sohlschubspannung, räumliche Verteilung der Fließgeschwindigkeit, Turbulenzverteilung über den Querschnitt

→ Vielzahl von Parametern, zum Teil schwer bestimmbar

* **Annahmen und Vereinfachungen für praxisorientierte Berechnungen:**

- **Strömung:** annähernd stationär, gleichförmig, strömend (nicht schießend)
- **Querschnitt:** kompaktes Gerinne, kaum Querschnittsveränderungen
- **Gewässersohle:** Material in etwa gleichförmig und locker (ohne kohäsive Kräfte), kein Bewuchs
- **Fließstrecke:** gestreckte Linienführung ohne starke Krümmungen
- **Feststoff:** keine organischen Anteile, locker (ohne kohäsive Kräfte), keine Berücksichtigung von Einträgen ins Gewässer durch Erosion (sog. Spülfracht)
- **lokale Effekte:** bleiben unberücksichtigt → z.B. Sekundärströmungen an Pfeilern, in Kolken, ...

2.3.2. Berechnung des Beginns des Feststofftransports

* **Theoretische Grundlagen:**

- Beginn einer Sedimentbewegung = $f(\text{Korngröße})$ → korngrößenabhängiger kritischer Zustand
- Bestimmung des kritischen Zustandes → eines der größten Probleme in der Sedimenthydraulik
- Kennzeichen des kritischen Zustandes:
 - Beginn der sohlennahen Bewegung
 - Beginn der Aufwirbelungen

- Parameter zur Quantifizierung des Transportbeginns:
 - kritische Fließgeschwindigkeit
 - kritische Sohlschubspannung
 - kritische Wassertiefe
 - kritisches Gefälle
 - kritischer Abfluss

*** Transportbeginn bei Erreichen der kritischen Fließgeschwindigkeit:**

- Anhaltswerte der kritischen Fließgeschwindigkeit für eine grobe Abschätzung → s. Tabelle 2.3

Tabelle 2.3: Anhaltswerte für die kritische Fließgeschwindigkeit nach DIN 19661/2

Sohlenbeschaffenheit		$v_{m,kr}$ [m/s]
Einzelkorngefüge vorherrschend	Feinsand, Korngröße 0,063 – 0,2 mm	0,20 ... 0,35
	Mittelsand, Korngröße 0,2 – 0,63 mm	0,35 ... 0,45
	Grobsand, Korngröße 0,63 – 2,0 mm	0,45 ... 0,60
	Feinkies, Korngröße 2,0 – 6,3 mm	0,60 ... 0,80
	Mittelkies, Korngröße 6,3 – 20,0 mm	0,80 ... 1,25
	Grobkies, Korngröße 20,0 – 63,0 mm	1,25 ... 1,60
	Steine, Korngröße 63,0 – 100,0 mm	1,60 ... 2,00
Boden kolloidal	lockerer Schlamm	0,10 ... 0,15
	lockerer Lehm	0,15 ... 0,20
	fest gelagerter sandiger Lehm	0,40 ... 0,60
	fest gelagerter Lehm	0,70 ... 1,00
	fester Klei	0,90 ... 1,30
Rasen verwachsen	Rasen, lang anhaltend überströmt	1,50
	Rasen, vorübergehend überströmt	2,00

- Quantifizierung des Zusammenhangs zwischen kritischer Fließgeschwindigkeit und Korndurchmesser → Diagramm nach HJULSRÖM (1935) → s. Bild 2.13 (auf empirischem Weg ermittelt)
- gilt nur für nahezu ebene Gewässersohle

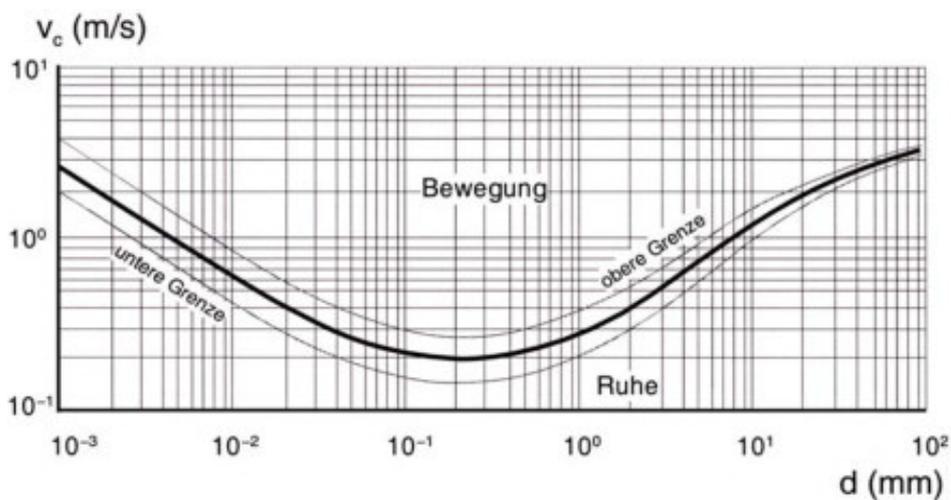


Bild 2.13: HJULSRÖM-Diagramm (DVWK, 1992)

- weitere Quantifizierungsmöglichkeit → empirische Gleichungen

Beispiel: Ansatz nach ZANKE (1982):

$$v_{m,kr} = 2,8 \sqrt{\rho' g d + 14,7} \frac{U}{d} c_a \quad \text{mit} \quad \rho' = \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \quad (2.2)$$

mit: $v_{m,kr}$ - kritische mittlere Fließgeschwindigkeit [m/s]
 ρ' - relative Feststoffdichte [-]
 g - Gravitationskonstante [m/s^2]
 d - mittlerer Korndurchmesser der Gewässersohle [m]
 U - Zähigkeit des Wassers [m^2/s]
 c_a - Adhäsion (für natürliche Sande $c_a = 1$)
 ρ_s - Feststoffdichte [kg/m^3], meist 2 600 – 2 700 kg/m^3
 ρ - Dichte des Wassers im Fließgewässer [kg/m^3], meist 1 000 kg/m^3

→ Formel 2.2 gilt für Wassertiefen zwischen 0,7 und 2 m (im Mittel ca. 1,4 m)

→ für größere Tiefen → Multiplikation mit Faktor f :

$$f = \left[\frac{h}{1,4} \right]^{1/6} \quad (2.3)$$

mit: h - Wassertiefe [m]

→ zunehmende kritische Fließgeschwindigkeit mit zunehmender Wassertiefe

* **Transportbeginn bei Erreichen der kritischen Sohlschubspannung:**

- Bremsung der Strömung durch Reibung an den Berandungen des Gewässerbetts (Ufer, Sohle)
- Wert der Reibungskraft pro Flächeneinheit wird als Sohlschubspannung bezeichnet → zur Illustration → s. Bild 2.14

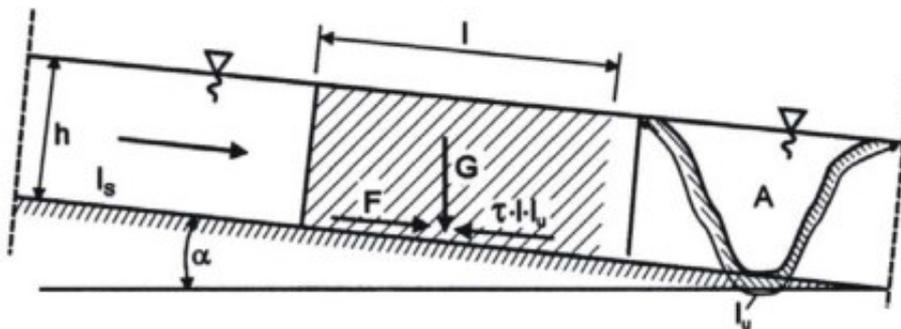


Bild 2.14:

Definition der Sohlschubspannung (PATT, 2009)

- weitere gebräuchliche Bezeichnungen: aktuelle Schubspannung, Schleppspannung
- Anhaltswerte der kritischen Sohlschubspannung für eine grobe Abschätzung → s. Tabelle 2.4

Tabelle 2.4: Anhaltswerte für die kritische Sohlschubspannung nach DIN 19661/2

Sohlenbeschaffenheit		τ_{kr} [N/m ²]
Einzelkorngefüge vorherrschend	Feinsand, Korngröße 0,063 – 0,2 mm	1,0
	Mittelsand, Korngröße 0,2 – 0,63 mm	2,0
	Grobsand, Korngröße 0,63 – 2,0 mm	3,0
	Feinkies, Korngröße 2,0 – 6,3 mm	3,0 – 6,0
	Kies-Sand-Gemisch, anhaltend überströmt	9,0
	Kies-Sand-Gemisch, vorübergehend überströmt	12,0
	Mittelkies, Korngröße 6,3 – 20,0 mm	15,0
	Grobkies, Korngröße 20,0 – 63,0 mm	45,0
	Steine, Korngröße 63,0 – 100,0 mm	50,0
Boden wenig kolloidal	lockerer Sand, lehmhaltige Ablagerungen, lockerer Schlamm	2,0 – 2,5
	lehmiger Kies, anhaltend / vorübergehend überströmt	15,0 – 20,0
Boden stark kolloidal	lockerer Lehm	3,5
	fest gelagerter Lehm bzw. Schlamm, Ton	12,0
Rasen verwachsen	Rasen, lang anhaltend überströmt	15,0
	Rasen, vorübergehend überströmt	30,0

- Methodik: Berechnung der realen Sohlschubspannung und Vergleich mit der kritischen Sohlschubspannung:
 - Ruhe (kein Feststofftransport): reale Sohlschubspannung $\tau <$ kritische Sohlschubspannung τ_{kr}
 - Beginn des Feststofftransports: $\tau \approx \tau_{kr}$
 - Feststofftransport: $\tau > \tau_{kr}$
- Ansatz zur Berechnung der realen Sohlschubspannung τ

$$F = G \cdot \sin \alpha \approx G \cdot I_S = l \cdot A \cdot \rho \cdot g \cdot I_S \quad (2.4)$$

- mit:
- F - Gewichtskraft in Fließrichtung [N]
 - G - Gewichtskraft des Wasserkörpers [N]
 - α - Sohlneigung [°] (für $\alpha \rightarrow 0$: $\alpha \approx I_S$)
 - ρ - Dichte des Wassers [kg/m³]
 - g - Erdbeschleunigung [m/s²]
 - I_S - Sohlgefälle [m/m]
 - A - Fließquerschnitt [m²]
 - l - Länge des Wasserkörpers [m]

Aus der Gleichgewichtsbedingung $F = \tau \cdot l \cdot l_u$ (vgl. Bild 2.14) ergibt sich (Formel nach DU BOYS, 1879):

$$\tau = \rho \cdot g \cdot r_{hy} \cdot I_S \quad (2.5)$$

- mit:
- τ - reale Sohlschubspannung [N/m²]
 - ρ - Dichte des Wassers [kg/m³]
 - g - Erdbeschleunigung [m/s²]
 - r_{hy} - hydraulischer Radius [m] = A / l_u (Definition → s. Abschnitt 1.3.1)
 - I_S - Sohlgefälle [m/m]

Verfeinerung Formel nach DU BOYS durch MEYER-PETER und MÜLLER (1949) → Reduzierung auf die transportwirksame Sohlschubspannung (transportwirksam: Berücksichtigung der Tatsache, dass bei schmalen Gewässern ein großer Teil der Schubspannung auf die Ufer und nicht auf die Sohle entfällt):

$$\tau = \rho \cdot g \cdot r_{hy} \cdot I \left(\frac{k_{St}}{k_r} \right)^{3/2} \tag{2.6}$$

mit: k_{St} - STRICKLER-Beiwert [$m^{1/3}/s$]
 k_r - Kornrauheit [m]
 (alle anderen Größen → s. Gleichung 2.5)

wobei:

$$k_r = \frac{26}{d_m^{1/6}}$$

mit: k_{St} - STRICKLER-Beiwert [$m^{1/3}/s$] (→ vgl. Abschnitt 1.3.2)
 d_m - mittlerer Korndurchmesser [m]

Richtwerte: $k_{St}/k_r = 1,0$ bei ebener Sohle
 $k_{St}/k_r = 0,5$ bei hohen Sohlenwellen (z. B. Dünen)

- Ansätze zur Ermittlung der kritischen Sohlschubspannung τ_{kr} :
 - a) tabellarische Ermittlung nach DIN 19661/2 (Werte → s. Tabelle 2.4) → für eine grobe Abschätzung
 - b) grafische Ermittlung nach DIN 19661/2 (s. Bild 2.15) → für bindige Sohlmaterialien

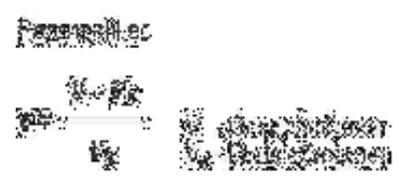
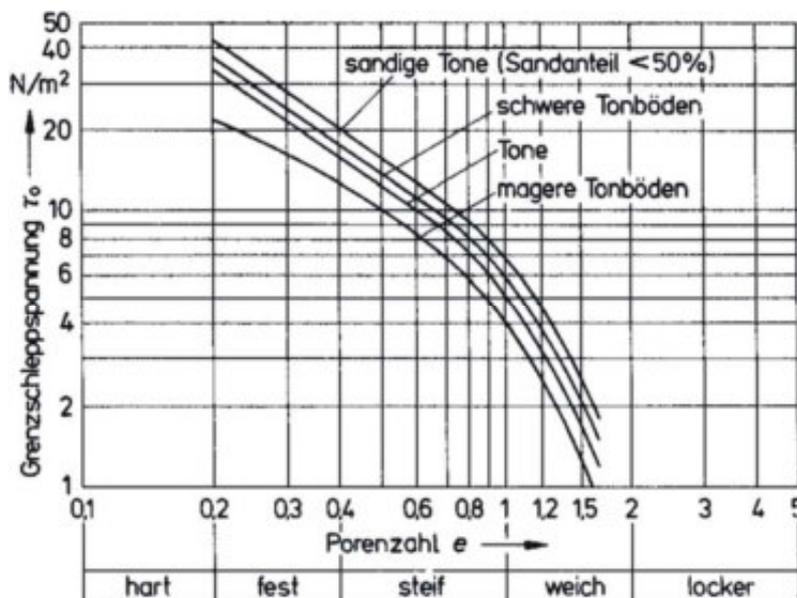


Bild 2.15: Kritische Sohlschubspannung in Abhängigkeit von der Porenzahl nach DIN 19661/2

- c) durch Berechnung (Modellierung) → Vielzahl von Verfahren in Abhängigkeit von den konkreten Randbedingungen

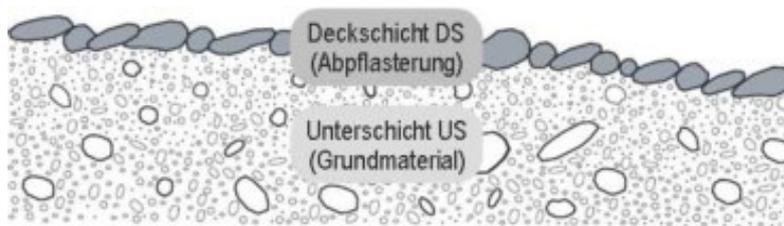
- Berechnungsansätze für die kritische Sohlschubspannung τ_{kr} :

Berechnungsansatz nach SCHIELDS (1936):

$$\tau_{kr} = 0,06 (\rho_S - \rho) \cdot g \cdot d_{50} \quad (2.7)$$

mit: τ_{kr} - kritische Sohlschubspannung [N/m^2]
 ρ_S - Dichte des Feststoffs [kg/m^3] (meist 2 600 – 2 700 kg/m^3)
 ρ - Dichte des Wassers [kg/m^3]
 g - Erdbeschleunigung [m/s^2]
 d_{50} - Korngröße bei 50 % Siebdurchgang [m]

- gilt für nicht bindige Sohlsedimente und gleichförmiges Material
- gilt für Gewässersohlen ohne Deckschicht (zur Deckschichtproblematik → s. Bild 2.16)



$$d_{mDS} \approx d_{90US}$$

Bild 2.16:

Deck- und Unterschicht im Bereich der Fließgewässersohle (nach BEZZOLA, 2004)

Berechnungsansatz nach MEYER-PETER und MÜLLER (1949) für nicht bindige ungleichförmige Sohlsedimente ohne Deckschicht:

$$\tau_{kr} = 0,047 (\rho_S - \rho) \cdot g \cdot d_m \quad (2.8)$$

mit: d_m - mittlerer Korndurchmesser [m]
 (alle anderen Größen → s. Gleichung 2.7)

Berechnungsansatz nach MEYER-PETER und MÜLLER (1949) für nicht bindige ungleichförmige Sohlsedimente mit Deckschicht:

$$\tau_{kr} = 0,045 (\rho_S - \rho) \cdot g \cdot d_{90} \quad (2.9)$$

mit: d_{90} - Korngröße bei 90 % Siebdurchgang [m]
 (alle anderen Größen → s. Gleichung 2.7)

Berechnungsansatz nach GRAF, SUSZKA (1991) für steiles Gefälle:

$$\tau_{kr} = 0,042 \cdot 10^{2,2I} (\rho_S - \rho) \cdot g \cdot d$$

mit: I - Sohlgefälle [m/m]
 (alle anderen Größen → s. Gleichung 2.7)

- Vergleich der ermittelten realen Sohlschubspannung τ mit der kritischen Sohlschubspannung τ_{kr} → Aussage dazu, ob Feststofftransport stattfindet oder nicht

2.3.3. Berechnung von Feststofftransportmengen

* Methodenübersicht:

- Anwendung von empirischen Transportformeln bzw. von Feststofftransportmodellen
- generelle Abhängigkeiten der Feststofftransportmengen:
 - Proportionalität zur Fließgeschwindigkeit
 - Proportionalität zur Sohlenschubspannung
 - Proportionalität zur Durchflussmenge

* empirische Transportformeln:

- Geschiebetransportformel nach MEYER-PETER und MÜLLER (1949):

Massebezogen:

$$m_T = \frac{\delta}{\rho^{1/2} (1 - \rho / \rho_S) \cdot g} (\tau - \tau_{kr})^{3/2} \quad (2.10)$$

- mit: m_T - Geschiebetrieb je Meter Gewässersohle (im Querschnitt) [kg/(m s)]
 τ - reale Sohlenschubspannung [N/m²]
 τ_{kr} - kritische Sohlenschubspannung [N/m²]
 ρ_S - Dichte des Feststoffs [kg/m³] (meist 2 600 – 2 700 kg/m³)
 ρ - Dichte des Wassers [kg/m³]
 g - Erdbeschleunigung [m/s²]

Volumenbezogen:

$$m_T = \frac{\delta}{(\rho_S - \rho) \cdot g} (\tau - \tau_{kr})^{3/2} \quad (2.11)$$

- mit: m_T - Geschiebetrieb je Meter Gewässersohle (im Querschnitt) [m³/(m s)]
 (alle anderen Größen → s. Gleichung 2.10)

- Anwendung für Sand- und Kiessohlen
- Geschiebetransportmenge m_G [kg/s bzw. m³/s] ergibt sich aus der Integration des Geschiebetriebs m_T über die Sohlbreite b_S :

$$m_G = \int_0^{b_S} m_T db \quad (2.12)$$

- mit: m_G - Geschiebetransportmenge [kg/s bzw. m³/s]
 m_T - Geschiebetrieb je Meter Gewässersohle (im Querschnitt) [kg/(m s) bzw. m³/(m s)]
 b_S - Sohlbreite [m]

- Geschiebetransportformel nach SMART und JÄGGI (1983):

$$m_G = \frac{4 \rho_s}{[(\rho_s / \rho) - 1]} \left[\frac{d_{90}}{d_{30}} \right]^{0,2} \cdot I^{1,6} \cdot r_{hy} \cdot v_m \cdot b \left[1 - \frac{\tau_{kr}}{\tau} \right] \quad (2.13)$$

- mit: m_G - Geschiebemenge [kg/s]
 τ - reale Sohlschubspannung [N/m²]
 τ_{kr} - kritische Sohlschubspannung [N/m²]
 ρ_s - Dichte des Feststoffs [kg/m³] (meist 2 600 – 2 700 kg/m³)
 ρ - Dichte des Wassers [kg/m³]
 d_{90} - Korndurchmesser bei 90 % Siebdurchgang [m] (d_{30} analog)
 I - Sohlgefälle [m/m]
 B - Gewässerbreite [m]
 r_{hy} - hydraulischer Radius [m^{1/3}/s]
 v_m - mittlere Fließgeschwindigkeit [m/s]

- Anwendung für Gebirgsbäche mit großem Gefälle ($I = 0,5 - 20 \%$)
- setzt Bestimmung von Fließgeschwindigkeit (und Durchfluss) voraus

* Feststofftransportmodelle:

- derzeit vorrangig angewendete Modelle: Modelle mit empirischen Berechnungsgleichungen, aber physikalisch determinierten Parametern
- Beispiele:
 - Mike 21C vom Danish Hydraulic Institute (DHI)
 - Delft2D von WL Delft Hydraulics (Modellgrobstruktur → s. Bild 2.17)
 - Delft3D von WL Delft Hydraulics
- nachzubildende Prozesse: Hydraulik, Feststofftransport, Gewässergeometrie

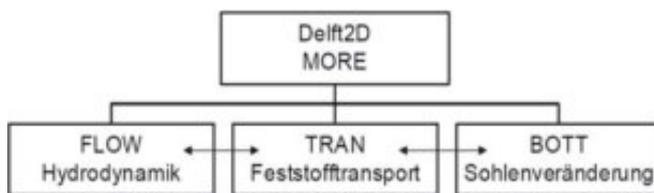


Bild 2.17:

Delft2D-Modellgrobstruktur (aus MOHN, 2001)

* wesentliche Annahmen der Berechnungsverfahren (betrifft empirische Transportformeln ebenso wie Feststofftransportmodelle):

- Gültigkeit für nicht bindige (nicht kohäsive) und relativ gleichförmige Sedimente ◊ Kiese, Sande
- strömende Fließbewegung (kein Schieben)
- annähernd stationär gleichförmige Strömungsverhältnisse
- kompakte Querschnittsform (bei gegliederten Querschnitten → Untergliederung in kompakte Teilquerschnitte → separate Betrachtung der Teilquerschnitte)
- keine Wasserpflanzen, kein biologischer Rasen an der Gewässersohle
- keine Verfestigung der Gewässersohle durch chemische Prozesse
- wesentliche Schlussfolgerungen:
 - Anwendungsbereich der Berechnungsverfahren gemessen an der Fließgewässervielfalt recht begrenzt
 - parallele Messungen der Feststoffmengen über einen längeren Zeitraum angeraten

2.3.4. Ermittlung von Feststofffrachten und Feststoffbilanzen

*** Definitionen:**

- **Feststofffracht** = in einer vorgegebenen Zeit (Monat, Jahr, Hochwasserereignis) transportierte Feststoffmenge → Beschreibung des Feststofftransportvermögens eines Fließgewässerabschnitts unter Berücksichtigung des Durchflusses
- **Feststoffbilanz** = Differenz von Feststoffantransport und Feststoffabtransport bezogen auf einen Betrachtungszeitraum

*** Methodik bezüglich der Ermittlung von Feststofffrachten:**

- kontinuierliche Bestimmung der durchflussabhängigen Feststofftransportmengen (mittels empirischer Gleichungen bzw. Feststofftransportmodellen, ggf. durch Messungen) → Feststofftransportganglinie (Beispiel: s. Bild 2.18)

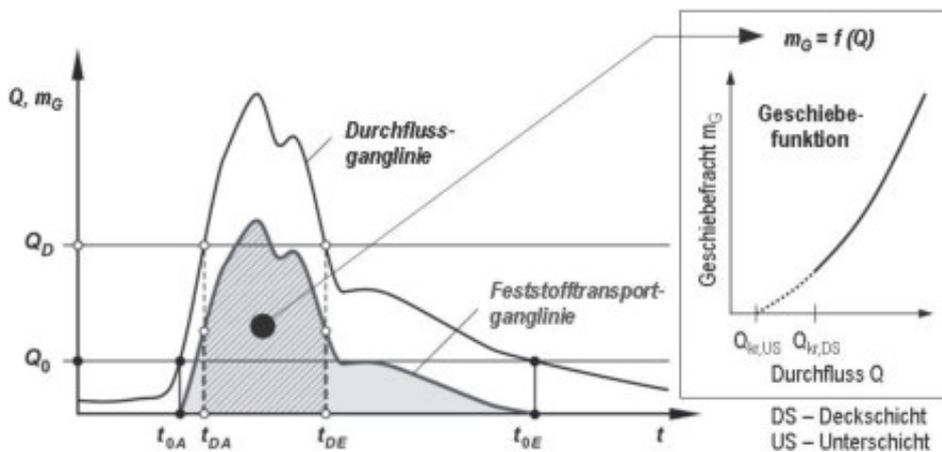


Bild 2.18:

Feststoffganglinie und Geschiebefunktion (erweitert nach BEZZOLA, 2004)

- Bestimmung der Feststofffracht aus den Verteilungen von Durchfluss und Feststoff über bestimmte Zeiträume (Beispiel → s. Bild 2.19)

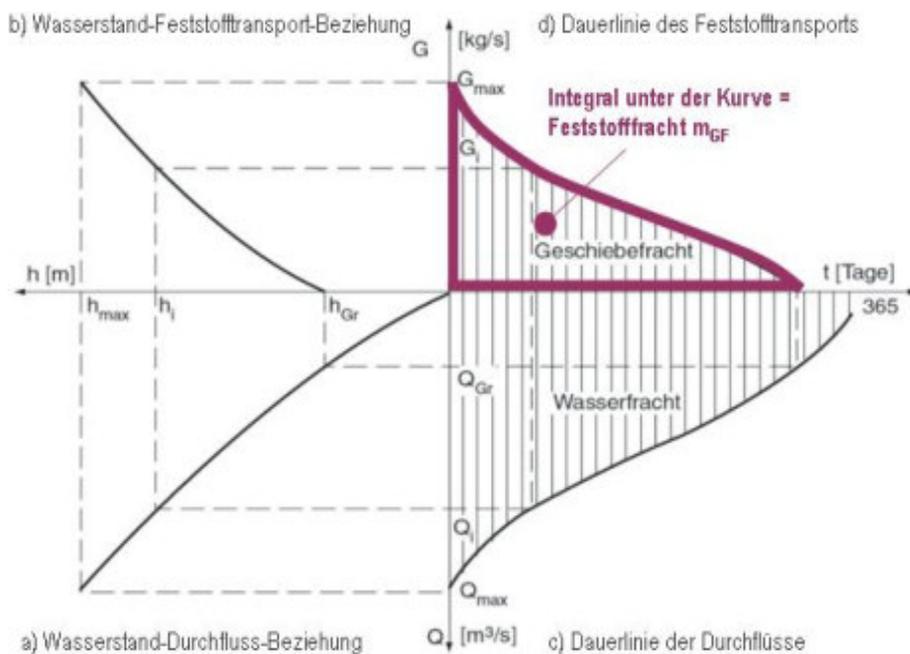


Bild 2.19:

Bestimmung der Feststofffracht aus den Verteilungen von Durchfluss und Feststoff (nach PATT, GONSOWSKI, 2011)

* **Feststofffrachten:**

- Rückschlüsse bezüglich Sohlerosion bzw. -auflandung im betrachteten Gewässerabschnitt → vgl. Bild 2.20
- Rückschlüsse bezüglich Längs- und Querschnittsveränderungen → vgl. Bild 2.21

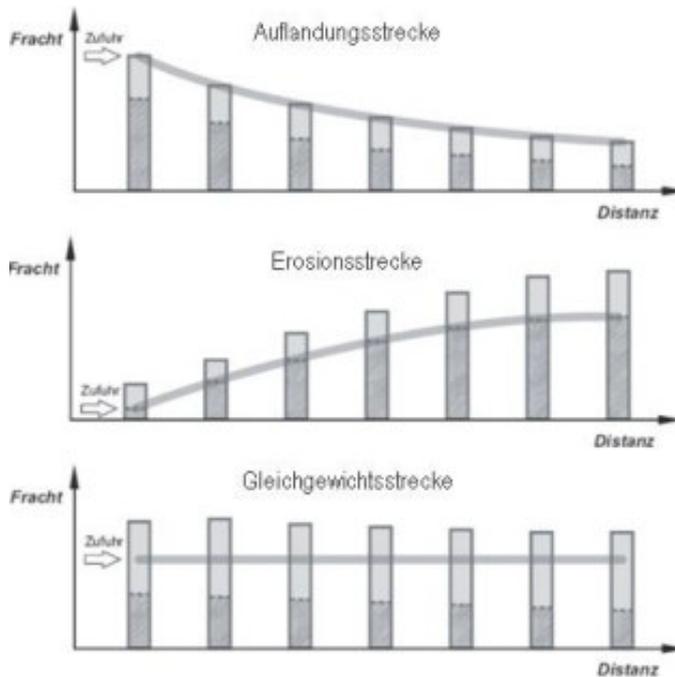


Bild 2.20:

Feststofffrachten im Falle von Auflandungs- und Erosionsprozessen (nach BEZZOLA, 2004)

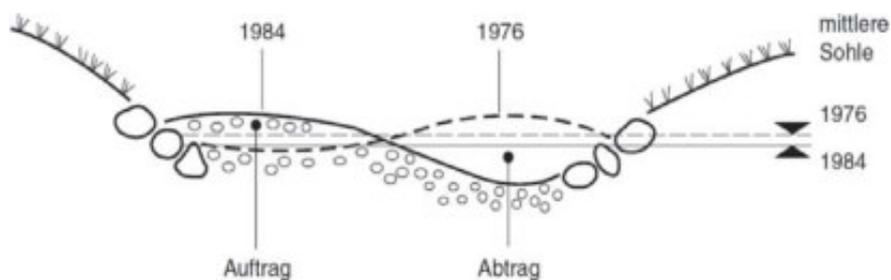


Bild 2.21:

Querschnittsveränderungen als Folge von Auflandungs- und Erosionsprozessen (aus PATT, GONSOWSKI, 2011)

2.4. Fließgewässertypologie

* **Definition und Merkmale:**

- **Fließgewässertypologie** = Typisierung von Fließgewässern hinsichtlich Gewässerstrukturen, die u.a. von der Feststoffführung abhängig sind
- Merkmale der Fließgewässertypologie → s. Bild 2.22

* **Charakterisierung abiotischer Merkmale:**

- Gewässerlängsschnitt, Feststoffbilanz und Linienführung → s. Bilder 2.23 – 2.25
- weitere morphologische Kennwerte → s. Skript Hydrologie I, Abschnitt 5.6.1

* **Charakterisierung biotischer Merkmale:**

- s. Lehrveranstaltung Limnologie

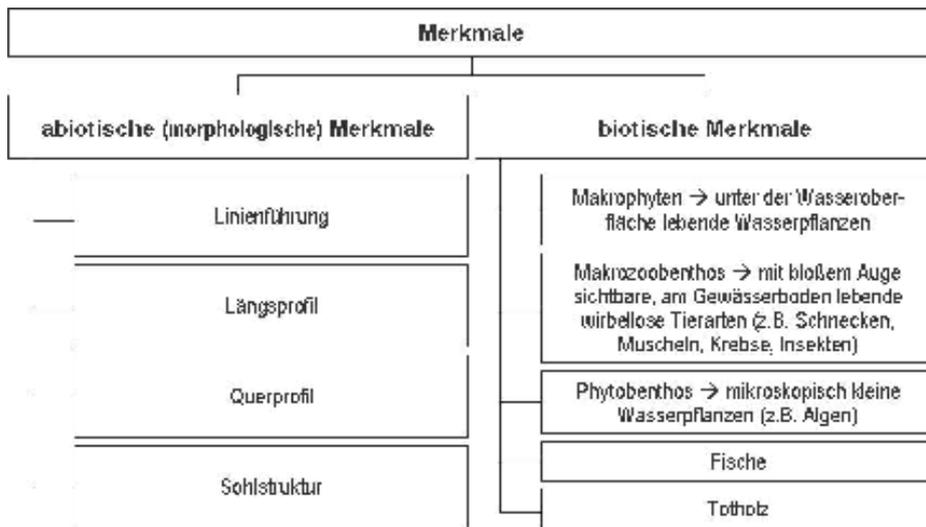


Bild 2.22: Merkmale der Fließgewässertypologie

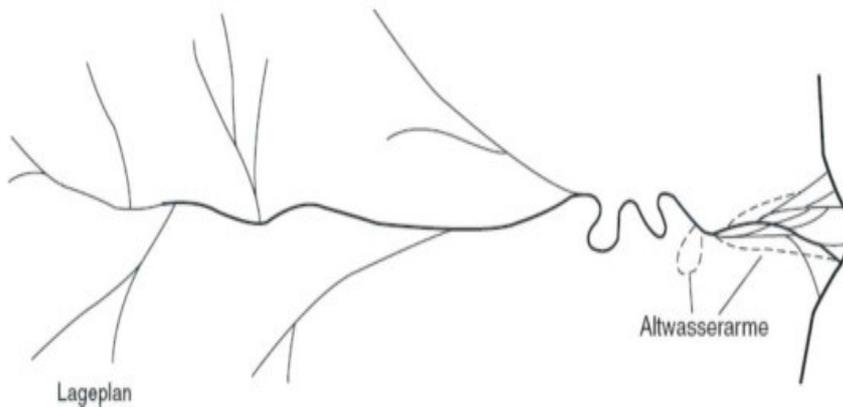
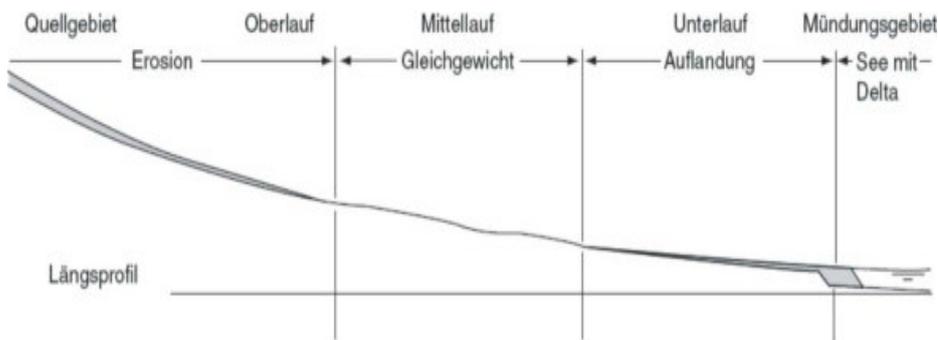


Bild 2.23: Auflandungs- und Erosion im Gewässerschnitt (aus PATT, GONSOWSKI, 2011)

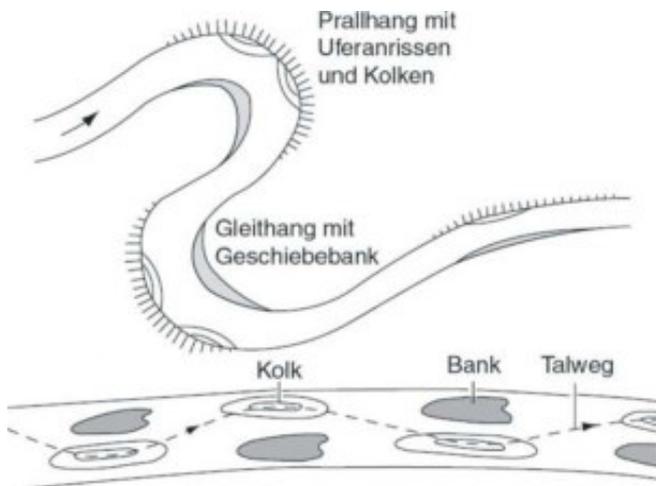


Bild 2.24: Feststoffverursachte Prozesse im Zusammenhang mit der Linienführung (aus PATT, GONSOWSKI, 2011)

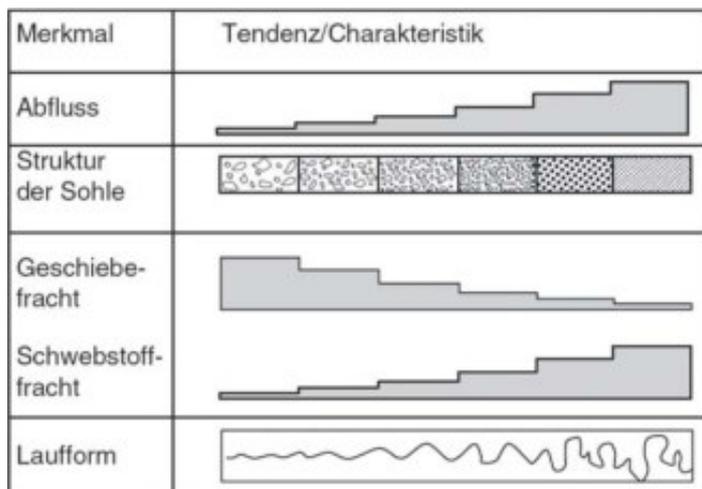


Bild 2.25:

Veränderungen abiotischer Merkmale im Gewässerlängsschnitt (PATT, GONSOWSKI, 2011)

2.5. Vertiefende Literatur zum Feststofftransport in Fließgewässern

Kraus, W., H. Patt und H. Jürging (2011):

Naturnaher Wasserbau. Entwicklung und Gestaltung von Fließgewässern. 4. aktualisierte Auflage, Springer-Verlag Berlin, Heidelberg.

Patt, H. und P. Gonsowski (2011):

Wasserbau. Grundlagen, Gestaltung von wasserbaulichen Bauwerken und Anlagen. 7. aktualisierte Auflage, Springer-Verlag Berlin, Heidelberg.

Lehmann, B., H.-H. Bernhart und F. Nestmann (2005):

Hydraulik naturnaher Fließgewässer. Forschungsbericht FZKA-BWPLUS, Universität Karlsruhe, Institut für Wasser und Gewässerentwicklung.

Bechteler, W. (2006):

ALPRESERV - Sustainable Sediment Management in Alpine Reservoirs considering ecological and economical aspects. Sedimentquellen und Transportprozesse. Print: Universität der Bundeswehr München (Germany).

Bezzola, G.R. (2004):

Gewässercharakter, Flussmorphologie und Geschiebetransport. Nachdiplomkurs in den angewandten Erdwissenschaften. Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich.

Habersack, H., M. Haimann, W. Kerschbaumsteiner und P.Lalk (2008):

Schwebstoffe im Fließgewässer - Leitfaden zur Erfassung des Schwebstofftransportes. Österreichisches Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft. Druck: AV+Astoria Druckzentrum GmbH Wien.

3. Eisbildung in Fließgewässern

3.1. Notwendigkeit von Untersuchungen zur Eisproblematik in Fließgewässern und Prozessbeschreibung

* Gefahren durch Eisbildung und -aufbruch:

- Gefährdung von wasserwirtschaftlichen Einrichtungen (Deiche, Wehre, Schleusen, Brücken, ...)
 - Druck
 - mechanische Kräfte → durch Wasserstandsschwankungen bei geschlossener Eisdecke
 - durch Eisschollen, die mit der Strömung transportiert werden
 - Einengung des Fließquerschnitts
 - verminderte Durchflussleistung
 - Erhöhung der Fließgeschwindigkeit im verbleibenden Fließprofil
 - sonstiges:
 - Behinderungen des Schiffsverkehrs
 - Gefahren beim Betreten von Eisflächen
- Notwendigkeit von Untersuchungen zur Eisproblematik

* Prozessbeschreibung der Eisbildung in Fließgewässern:

- Eisarten und Einflussfaktoren auf die Eisbildung in Fließgewässern → s. Bild 3.1

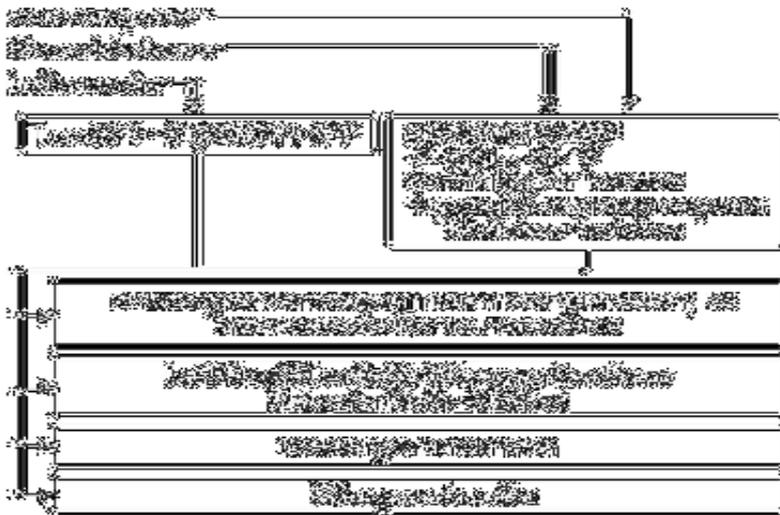


Bild 3.1:

Eisarten und Einflussfaktoren auf die Eisbildung in Fließgewässern

- Prozesse des Wachstums der Eisdecke in Fließgewässern → s. Bild 3.2



Bild 3.2:

Prozesse des Wachstums der Eisdecke in Fließgewässern

- problematische Zustände: Treibeis, Eisversatz und ggf. kompakte Eisdecke

- Folgen der Bildung einer geschlossenen (kompakten) Eisdecke:
 - Verringerung des Durchflussprofils → s. auch Bild 3.3
 - Verringerung der Durchflussleistung → Auswirkungen von Eisstand auf Wasserstand und Durchfluss beispielhaft für den Pegel Neu Darchau (Januar 1979) → s. Bild 3.4
 - entsprechend Kontinuitätsgleichung höhere Fließgeschwindigkeiten oder höhere Wasserstände (in der Praxis i.d.R. eher geringere Durchflüsse, dafür aber deutlich höhere Wasserstände)



a) Dickenwachstum einer geschlossenen Eisdecke b) Zusätzlich Abgleiten von Treibeis unter eine geschlossene Eisdecke

Bild 3.3: Möglichkeiten von Verringerungen des Durchflussprofils (verändert nach MAIDMENT, 1993)



Bild 3.4: Erreichen hoher Wasserspiegel und Durchflüsse am Beispiel des Pegels Neu Darchau im Januar 1979 (Bildgrundlage: WSV)

- Häufigkeit des Auftretens von Flussvereisungen in Deutschland:
 - Vereisungen in alle großen Flüsse in Deutschland möglich
 - Tendenz häufigerer Vereisungen Richtung Osten (höhere Kontinentalität → s. auch Skript Hydrologie II, Abschnitt 1) → betrifft insbesondere Oder und Elbe
 - Beispiel für die Häufigkeit des Auftretens von Eisstand → s. Tabelle 3.1

Tabelle 3.1: Eisstand-Häufigkeiten an der Elbe (ab 1960)

Winter	Eisstandreichweite von der Staustufe Geesthacht stromauf
1962 / 63	Elbkilometer 21,3 (CR, wenige km unterhalb von Vrchlabi)
1971 / 72	Elbkilometer 422 (Havelberg)
1978 / 79	Elbkilometer 528 (Tießau)
1983 / 84	Elbkilometer 553 (Heisterbusch)
1984 / 85	Elbkilometer 328,5 (Magdeburg)
1986 / 87	Elbkilometer 392 (Tangermünde)
1996 / 97	Elbkilometer 291,5 (Barby)
2005 / 06	Elbkilometer 555 (Radegast)
2008 / 09	Elbkilometer 548 (Bleckede)

* **Eisaufbruch in Fließgewässern:**

- Temperaturen $> 0\text{ °C}$ → Verminderung der Eisdicke → Eisaufbruch → Treibeis → ggf. Eisversatz möglich
- Hauptunterschied zum Treibeis bei Eisbildung: i.d.R. höhere Durchflüsse beim Eisaufbruch (s. auch Bild 3.4) → höhere Fließgeschwindigkeiten → höhere mechanische Kräfte beim Eistransport

3.2. Möglichkeiten der Quantifizierung von Eisbildung und -aufbruch

* **im Zusammenhang mit der Eisbildung und dem Eisaufbruch interessant:**

- Eisbildung:
 - Position im Fließgewässer, an der das Wasser eine Temperatur von 0 °C besitzt
 - Dicke der Eisdecke
 - Wasserspiegelanstieg infolge Vereisung
- Eisaufbruch:
 - Verminderung der Eisdicke
 - Zeitpunkt und Position des Eisaufbruchs
 - Transportgeschwindigkeit der Eisschollen

* **allgemeine Berechnungsgrundlage:** Wärmebilanzgleichung für Fließgewässer:

$$Q = Q_{KW} + Q_{LW} + Q_K + Q_L + Q_P + Q_{GW} + Q_{GB} + Q_F \quad (3.1)$$

- mit:
- Q - Wärmeumsatz bzw. Wärmeinhaltsänderung im Wasserkörper
 - Q_{KW} - kurzwellige Strahlung
 - Q_{LW} - langwellige Wärmestrahlung
 - Q_K - spürbare (konvektive) Wärmeströmung der Luft
 - Q_L - nicht spürbare (latente) Wärmeströmung infolge Evaporation
 - Q_P - Wärmeströmung des Niederschlags
 - Q_{GW} - Wärmeströmung des Grundwassers
 - Q_{GB} - kombinierte geothermale und Bodensediment-Wärmeströmung
 - Q_F - Wärme von Fluidreibung (positive Werte bedeuten Wärmestrom zum Wasser)

[alle Größen in $\text{J}/(\text{cm}^2/\text{d})$]

- Hauptgröße der Wärmezufuhr: kurzwellige Strahlung
- Hauptgrößen des Wärmeverlustes:
 - langwellige Wärmestrahlung
 - spürbare (konvektive) Wärmeströmung der Luft
 - nicht spürbare (latente) Wärmeströmung infolge Evaporation
- Wärmeströmung des Niederschlags und Wärmeströmung des Grundwassers können positiv bzw. negativ sein
- kombinierte geothermale und Bodensediment-Wärmeströmung nur bei kompakter Eisdecke bedeutsam
- Wärme von Fluidreibung insbesondere bedeutsam bei schnell fließendem Wasser

- hauptverantwortliche Größen für den Prozess der Eisbildung: langwellige Wärmestrahlung, konvektive Wärmeströmung der Luft, latente Wärmeströmung infolge Evaporation und Wärmeströmung des Niederschlags
- Schnee, der ins Wasser fällt, bewirkt großen Wärmeverlust:
 - Temperatur $< 0\text{ °C}$
 - Freisetzen latenter Wärme durch das Aufschmelzen des Schnees
- großes Verhältnis Oberflächengröße / Flussvolumen → schneller Wärmeaustausch Flusswasser / Atmosphäre
- **Problem:** notwendige Größen der Wärmebilanzgleichung nur mit hohem Aufwand bestimmbar
- **Lösung des Problems:** Verwendung von Näherungslösungen

* **Näherungslösungen zur Quantifizierung der Eisbildung:**

- **Berechnung der Position im Fließgewässer, an der das Wasser eine Temperatur von 0 °C erreicht** (zur Bedeutung der Größen → s. auch Bild 3.5):

$$L_0 - L_X = - \frac{\rho_w * C_w * v * h}{C_0} \ln \frac{-T_L}{T_X - T_L} \quad (3.2)$$

- mit: L_0 - flussabwärtige Position [m], an der das Wasser 0 °C erreicht
 L_X - flussaufwärtige Position [m], mit einer Temperatur von $T_X = X\text{ °C}$
 ρ_w - Dichte des Wassers [kg/m^3]
 C_w - spezifische Wärmekapazität von Wasser [$\text{J}/(\text{kg} * \text{K})$]
 v - mittlere Fließgeschwindigkeit [m/s]
 h - Tiefe des noch komplett ungefrorenen Wassers [m]
 T_L - Lufttemperatur [°C]
 C_0 - Wärmeaustauschkoeffizient [$\text{W}/(\text{m}^2 * \text{K})$]

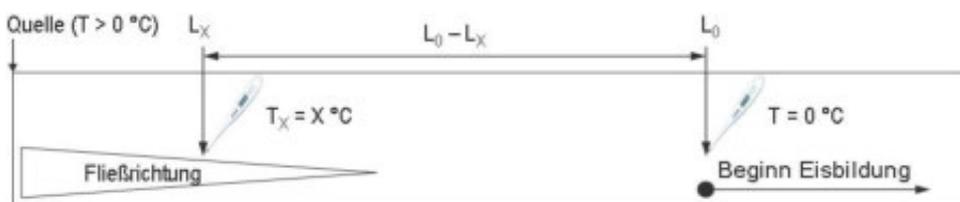


Bild 3.5:
Größen zur Berechnung der 0 °C -Position

- Gleichung 3.2 gilt für Fließgewässer, die flussabwärts abkühlen → ist Regelfall, da die Temperatur der grundwassergespeisten Quellaustritte $> 0\text{ °C}$

► **Berechnung der Dicke der Eisdecke:**

$$h(t) = 2 * \lambda * t \frac{T_w - T_L}{\rho * Q} + \frac{\lambda^2}{\alpha^2} - \frac{\lambda}{\alpha} \quad (3.3)$$

(Erklärung der Symbolik → s. Folgeseite)

- mit: $h(t)$ - Eisdicke [m]
 λ - Wärmeleitkoeffizient für Eis [$\text{W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$] \rightarrow guter Isolator, Wert näherungsweise $\lambda = 2,22 \text{ W}/(\text{m} \cdot \text{K})$
 t - Zeit [s]
 T_W - Wassertemperatur [$^\circ\text{C}$]
 T_L - Lufttemperatur [$^\circ\text{C}$]
 ρ - Eisdichte [kg/m^3] $\rightarrow 918 \text{ kg}/\text{m}^3$
 Q - Energiemenge für den Phasenübergang Wasser / Eis $\rightarrow 333 \text{ J}/\text{kg}$
 α - Wärmeleitkoeffizient [$\text{W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$] \rightarrow Maß dafür, wie gut die Wärme von Eis auf die Luft übergeht \rightarrow stark von der Windgeschwindigkeit abhängig (höherer Wärmetransport mit zunehmender Windgeschwindigkeit) \rightarrow Mittelwert: ca. $6 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$

- Randbedingungen für die Gültigkeit der Gleichung (vgl. auch Wärmehaushaltsgleichung 3.1):
 - \rightarrow gilt ausschließlich für sehr geringe Fließgeschwindigkeit \rightarrow Vernachlässigung der Fluidreibung
 - \rightarrow gilt nur für eine große Gewässertiefe \rightarrow Vernachlässigung des Bodensediment-Wärmestroms
 - \rightarrow gilt unter der Voraussetzung, dass Wärmeeinträge bzw. -verluste durch Niederschlag und Grundwasser zu vernachlässigen sind

► **Berechnung des Wasserspiegelanstiegs eines Fließgewässers infolge Vereisung:**

$$\frac{h_i}{h_0} = \left\{ 1 + \left[\frac{n_i}{n_b} \right]^{3/2} \right\}^{2/5} + 0,92 \frac{t_i}{h_0} \quad (3.4)$$

- mit: h_i - Wasserspiegel infolge Vereisung [m]
 h_0 - Wasserspiegel ohne Vereisung [m]
 n_i - hydraulische Rauigkeit der Eisdecke (MANNING-Beiwert) [$\text{s}/\text{m}^{1/3}$]
 n_b - hydraulische Rauigkeit des Gewässergrundes (MANNING -Beiwert) [$\text{s}/\text{m}^{1/3}$]
 t_i - Mächtigkeit der Eisdecke [m]

* **Näherungslösungen zur Quantifizierung des Eisbaufbruchs:**

► **Berechnung der Verminderung der Eisdicke in der Voraufbruchsphase:**

$$t_M = \beta * \sum D \quad (3.5)$$

- mit: t_M - Mächtigkeitsabnahme der Eisdecke [m]
 β - empirischer Koeffizient ($\beta \approx 0,004 \dots 0,01 \text{ m}/(^\circ\text{C})$)
 $\sum D$ - Summe der Tagesmittel der Lufttemperatur $> 0 \text{ }^\circ\text{C}$, bezogen auf eine Tauperiode

► **Berechnung von Zeitpunkt und Position des Eisaufruchs:** wegen der Vielzahl von Einflussfaktoren nicht möglich

- \rightarrow am ehesten an Stromschnellen, Wehren / Abstürzen
- \rightarrow Nutzung von Informationen aus vergangenen Aufbruchperioden

► ***Ermittlung der Transportgeschwindigkeit der Eisschollen:***

- Transportgeschwindigkeit \approx Fließgeschwindigkeit des Fließgewässers
- Methoden zur Bestimmung (Messung, Berechnung) der Fließgeschwindigkeit → Skript Hydrologie I bzw. Skript Hydropedologie, Abschnitt 1

3.3. Vertiefende Literatur zur Eisproblematik

Maidment, D. R. (1992):

Handbook of Hydrology. Chapter 7: Snow and floating ice. McGraw-Hill

Maniak, U. (2005):

Hydrologie und Wasserwirtschaft. Eine Einführung für Ingenieure. Springer-Verlag Berlin, Heidelberg, 5. Auflage

Landestalsperrenverwaltung Freistaat Sachsen:

Eisgefahren - Informationen – Maßnahmen – Zuständigkeiten. Druckfabrik Dresden, Februar 2007

4. Hochwasser

4.1. Entstehung von Hochwassern

* Definition:

Hochwasser (HW) = zeitlich begrenztes Anschwellen des Durchflusses über den Basisdurchfluss

- zeitliches Verhalten (Schnelligkeit des An- und Abschwellens des Durchflusses) → abhängig von den Eigenschaften im Einzugsgebiet → vgl. Vorlesung Hydrologie I
- Basisdurchfluss → oberirdisch abfließender Teil des Grundwasser- / (Basis)abflusses
- praktisch meist: Durchfluss überschreitet den Ausuferungsdurchfluss (bzw. Ausuferungswasserstand), selten auch: Durchfluss (manchmal Wasserstand) überschreitet einen festgelegten Schwellenwert
- Ausuferungswasserstand näherungsweise berechenbar:

$$HWU = MHW - 1/3 (MHW - MW) \quad (4.1)$$

mit: HWU - Ausuferungswasserstand
 MHW - mittlerer Hochwasserstand
 MW - mittlerer Wasserstand

* Hochwasserursachen, Hochwasserentstehung:

- Übersicht → s. Bild 4.1

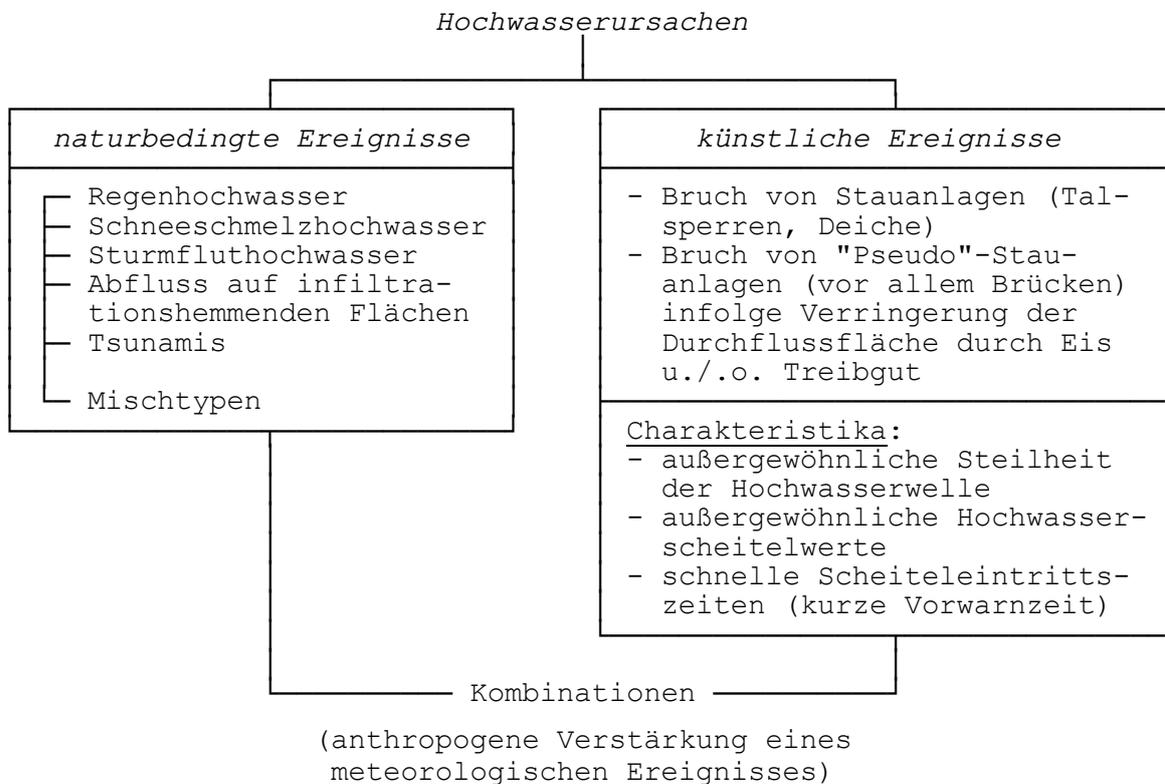


Bild 4.1: Schematische Übersicht zur Entstehung von Hochwassern

* **Charakteristik meteorologisch bedingter HW:**

a) **Regen-HW:**

- ▷ Starkregenereignisse (Schauer, Gewitter):
 - für kleine Einzugsgebiete (ca. $< 50 \text{ km}^2$) relevant
 - Niederschlagsintensität im Bereich einiger mm/min
 - Dauer $< 1 \text{ h}$
- ▷ Dauerregenereignisse:
 - für größere Einzugsgebiete relevant
 - lang anhaltende, großräumige, intensive Niederschläge (Fronten-, Aufgleit-, Stauniederschläge)
 - Niederschlagsintensität ca. 5 ... 20 mm/h (Spitzenwerte)
 - Dauer: mehrere Tage
 - typische Wetterlage für Dauerregenereignisse in Süd- und Ostdeutschland: V_b-Wetterlage

b) **Schneesmelz-HW:**

- schnelles Abtauen einer stark mächtigen Schneedecke im Gebirge
- Schneesmelze auf wassergesättigtem oder gefrorenem Boden im Flachland

c) **Sturmflut-HW:**

- meist verursacht durch Dreifachwirkung: starke auflandige Winde + Regen- bzw. Schneesmelz-HW + Flut (z.B. Sturmflutkatastrophe Hamburg 1962)

* **Entstehung bzw. Verstärkung von Hochwasser durch menschliche Aktivitäten:**

▷ **Deichbrüche:**

- Ursachen:
 - Überströmung → rückschreitende Erosion (luftseitig beginnend und fortschreitend)
 - Unterströmung → Aufsättigung des Untergrundes durch die Unterströmung und Bildung von Gleitflächen → Verschiebung des Bauwerkes durch den wasserseitigen Druck
 - hydraulischer Grundbruch → Deichunterströmung bei oberflächennaher wasserundurchlässiger Schicht → Wirkung des Auftriebs
 - Durchströmung → für den Fall, dass wasserdurchlässige Materialien zum Deichbau verwendet wurden (Böschungsbruch, innere Erosion)
 - Details → s. Vorlesungen Ingenieurgeologie und Dammbau
- Abhilfe: hydraulisch optimierter Deichaufbau → vgl. Bild 4.2

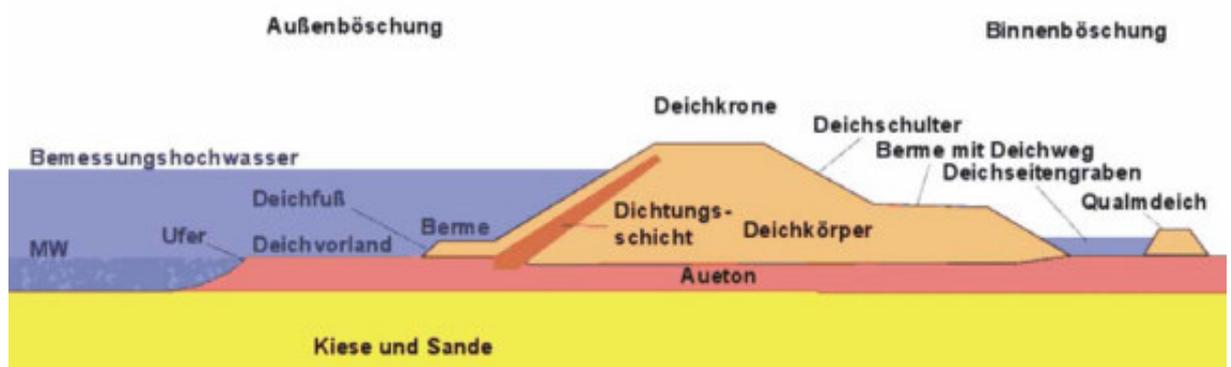


Bild 4.2: Querschnitt durch einen modernen Flussdeich (Bildquelle: O. Roehling)

► **Bruch von Stauanlagen:**

- Ursachen:
 - Vielzahl von Ursachen möglich (einzeln bzw. in Kombination)
 - Konstruktionsfehler, Materialfehler, Untergrundprobleme, Starkregen, Unwetter, Erdbeben, kriegerische Handlungen
- Beispiele für Stauanlagenbrüche:

Beispiel 1: Bruch des Teton-Dammes (USA):

- Zonenschüttdamm
- Stauinhalt: 356 Mio. m³ (zum Vergleich: Bleilochalsperre: 215 Mio. m³)
- Bauzeit: 1972 – 75, erster Vollstau im Frühjahr 1976
- Dammbereiche mit unterschiedlicher Verdichtung (unterer Teil → geringe Verdichtung, oberer Teil → 5 Mal höher verdichtet) → nach Flutung: höhere Setzungen im Bereich mit geringer Verdichtung → Spannungen, Risse, Hohlrumbildung (zusätzlich verstärkt dadurch, dass Deichmaterialien unterhalb des optimalen Wassergehalts eingebaut wurden)
- geologische Situation: Rhyolithe, überlagert durch alluviale Schichten, an den Talflanken z.T. Basalt → starke Klüftigkeiten → hohe Wasserwegsamkeiten
- technische Maßnahmen zur Untergrundverbesserung: Verpressen von Beton über Bohrungen in große Klüfte → mit nur mäßigem Erfolg → Dammunterströmung → seitliches Hineinströmen in den Damm → Katastrophe am 05.06.1976
- maximaler Durchfluss nach Dambruch: > 20 000 m³/s (zum Vergleich: Elbe, Pegel Dresden: MQ = 325 m³/s, HQ von 2002: 4 580 m³/s) während der 5-stündigen Entleerungszeit
- Schadensbilanz: 11 Todesopfer, Überflutungslänge: 120 km, Gesamtschaden: ca. 1 Mrd. \$
- Schlussfolgerungen: Überprüfung aller Talsperren unmittelbar nach der Katastrophe, Sicherheitsprogramme für Talsperrenneubauten, periodische Überwachung aller Talsperren in den USA nach 1976 gesetzlich vorgeschrieben

Beispiel 2: Berggrutsch von Vajont (Italien):

- Lage: Italienische Alpen, ca. 90 km nördlich von Venedig
- Bauart: Beton-Bogenstaumauer, Bauzeit: 1956 – 1961, Höhe: 261 m (Kölner Dom: 157 m), bis dahin weltweit höchste Staumauer, Zweck der Anlage: Energiegewinnung, Hochwasserschutz, Stauinhalt: 150 Mio. m³
- erdbebengefährdetes Gebiet → Tonschicht über Kalkstein → Gleitschicht
- Oktober 1960 (Stauhöhe: > 170 m): Erdbeben mit 3,5 cm/d Rutschungsgeschwindigkeit und einer Risslänge von ca. 2 km
- 04.11.1960 (Stauhöhe: 180 m): Hangrutschung (700 000 m³), Dauer: ca. 10 min (langsam)
- danach Absenkung des Wasserspiegels auf 135 m → Rückgang Rutschungsgeschwindigkeit: 1 mm/d
- hieraus abgeleitete falsche Schlussfolgerung: Rutschungsgeschwindigkeit = f (Stauwasserspiegel) → Weiterbetrieb der Anlage (Stauspiegel-/Rutschungsgesteuert)
- 09.10.1963: plötzliche rasante Zunahme der Rutschungsgeschwindigkeit auf ca. 20 cm/d → schnelles Ablassen von Talsperrenwasser → Verminderung des hydraulischen Gegendrucks und Auftriebsreduktion der Gesteinsmassen → verminderte Wasserstände = Entlastung infolge Porenwasserdrucks der Tonschicht → Minderung der inneren Reibung → Rutschung
- Scholle von ca. 2 000 m Länge, 1 500 m Breite und 100 m Mächtigkeit geht ab
- ca. 30 Mio. m³ Wasser und Schlamm schwappen tsunamiartig über die Talsperrenkrone
- Staumauer hält trotz 8-facher Überbelastung
- Flutwelle: ca. 140 – 250 m hoch, knapp 100 km/h schnell
- 5 Ortschaften z.T. stark zerstört (am stärksten Longarone), ca. 2 000 Tote

Beispiel 3: Talsperrenbruch von Malpasset (Frankreich):

- Bauzeit: 1952 – 1954
- Stahlbeton-Bogenstaumauer, Höhe: 59 m, Kronenlänge: 222 m, Speicherraum: 48 Mio. m³
- Zweck der Talsperre: Wasserversorgung, Bewässerung
- plötzlicher Bruch am 02.12.1959
- Ursachen: Druck des Bauwerks schloss Klüfte im Untergrund (Gneis) → Kluftwasserdruck drückt Widerlager der Talsperre nach oben, zusätzlich hoher Stauspiegel
- Wirkung: 40 m hohe Flutwelle, $v = 70 \text{ km/h}$, 421 Tote, Schadenssumme: 68 Mio \$

Beispiel 4: Banqiao-Dammbruch und 61 andere (China):

- größte Flutkatastrophe weltweit → 62 Dammbrüche infolge Dominoeffekt (08.08.1975)
- Auslöser: Taifun „Nina“ ($P_{\text{MAX}} = 160 \text{ mm/h}$ bzw. $1\ 630 \text{ mm/d}$, mehrere Tage andauernd, $T \approx 2\ 000 \text{ a}$) → $Q_{\text{MAX}} \approx 78\ 000 \text{ m}^3/\text{s}$
- 86 000 direkte Flutopfer, 145 000 Opfer durch Seuchen, ca. 6 Mio. zerstörte Gebäude, ca. 11 Mio. Obdachlose
- Unglücksursachen: Pfusch bei Planung und Bauausführung (z.T. Verwendung ungeeigneter Baumaterialien)

Beispiel 5: Stauanlagenbrüche in Deutschland:

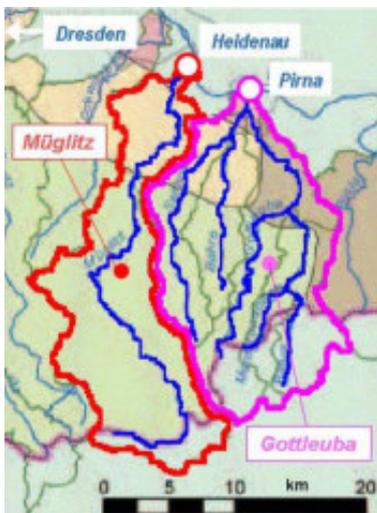
- Kriege → z.B. 2. Weltkrieg: Möhne-Talsperre (1 600 Tote), Eder-Talsperre (fast 100 Tote)
- im Zusammenhang mit außergewöhnlichen Hochwasserereignissen (Dammbrüche Königheim-Gissigheim (Baden-Württemberg) am 21.06.1984 bzw. Glashütte (Sachsen) am 12.08.2002)

▷ **Bruch von „Pseudo“-Stauanlagen:**

- „Pseudo“-Stauanlagen = Bauwerke, die nicht als Staubauwerke bemessen sind, vor allem Brücken
- Prozesskette: Versatz von Treibgut oder Eis → Verringerung der Durchflussfläche → Wasseranstau → Druckbelastung, möglicherweise Überströmen → Überbelastung, ggf. Unterspülung Widerlager → Bauwerksbruch

* **Beispiele für hochwassergefährdete Gebiete: Einzugsgebiete der Gottleuba und der Müglitz (Ost- erzgebirge):**▷ **Gebietscharakteristik:**

- Lage der Einzugsgebiete → s. Bild 4.3

**Bild 4.3:**

Übersichtskarte der Einzugsgebiete der Müglitz und der Gottleuba

- regelmäßiges Wiederkehren von katastrophalen Hochwasserereignissen:

- 13. Dez. 1480: keine Angabe über Schäden
- 1552: ca. 100 Tote trotz geringer Besiedlungsdichte
- 30. Juli 1897: wahrscheinlich mehr als 8 Tote, 7,5 Mio. Goldmark Gesamtschaden
- 8./9. Juli 1927: 152 Tote, 70 Mio. Reichsmark Gesamtschaden
- 22. Juli 1957: ca. 100 Mio. DDR-Mark Gesamtschaden
- 1958: ca. 50 Mio. DDR-Mark Gesamtschaden
- 12. Aug. 2002: 12 Tote im Osterzgebirge, ca. 290 Mio. EUR Gesamtschaden

- Ursachen für die Hochwasserentstehung:

- seit der Jahrhundertwende 19./20.Jh. erkannt
- Abholzung und Trockenlegung von Waldflächen im Osterzgebirge
 - Beginn mit der Besiedlung im 11. Jh. (Zinnerzbergbau)
 - Abholzung in großem Maße mit der 3. Besiedlungswelle um 1480 (im Zusammenhang mit der Ausdehnung des Bergbaus)
 - Abnahme des Waldanteils auf ca. 30 % in den HW-Bildungsgebieten
- hochwasserbildende Morphologie
 - ausgedehnte Gneishochflächen an den Einzugsgebietsgrenzen:
 - Sohlental, flach wellig, großflächiges Quellgebiet, hohe Flussdichte, Bachläufe mäandrierend
 - tief eingeschnittene Täler mit hohem Gefälle im Mittel- und Unterlauf der Bäche:
 - Mittellauf: Thurmalingranit, V-Tal, geringe Flussdichte, Flusslauf kaum mäandrierend
 - Unterlauf: Kreideschichten, U-Tal, geringe Flussdichte, Flusslauf kaum mäandrierend
 - Hochwasser begünstigende Abflusskonzentrationsverhältnisse
- meteorologisch hochwasserbegünstigt
 - Auftreten von ausgeprägten V_b -Wetterlagen ca. aller 10 Jahre
 - häufiges Auftreten von Südostlagen → Schauer und Gewitter

- Ursachen für die hohen Hochwasserschäden:

- hohe Besiedlungsdichte
- Bebauung und Nutzung (Landwirtschaft, Holzindustrie, Mühlen) bis in die Hochwasserschutzräume hinein (direkt an den Bächen)
- bis 1957 keine Hochwasserschutzmaßnahmen

▷ *Charakteristik des Hochwasserereignisses von 1897:*

- lang anhaltende Regenfälle infolge V_b -Wetterlage Ende Juli
- Höhepunkt: 30. Juli 1897
 - Tagesniederschlagsmenge: ca. 110 mm/d, wassergesättigte Böden → hohe Abflussbildung
 - Anschwellen des Durchflusses der Gottleuba auf ca. 100 m³/s, der Müglitz auf ca. 240 m³/s (zum Vergleich: MQ der Elbe bei Dresden: 325 m³/s)
- Schäden:
 - zerstörte Ortschaften sowie Schäden an Brücken, Eisenbahnstrecken, Telefonnetz in den Tälern der Müglitz und Gottleuba
 - mindestens 8 Tote
 - am stärksten betroffener Ort: Weesenstein

▷ *Charakteristik des Hochwasserereignisses von 1927:*

Meteorologische Situation:

- Tief über Mitteleuropa (V_b-Zugbahn, Niederschlagscharakteristik eher einer Südostlage entsprechend)
- Niederschlagsmenge: ca. 200 mm in wenigen Stunden, Spitzenwert: 113 mm in 25 min (lokal begrenzt)
- nahezu ortstationäre Luftmassengrenze (kalt/warm) über dem Erzgebirge → Wetterkarte vom 8. Juli 1927 → s. Bild 4.4

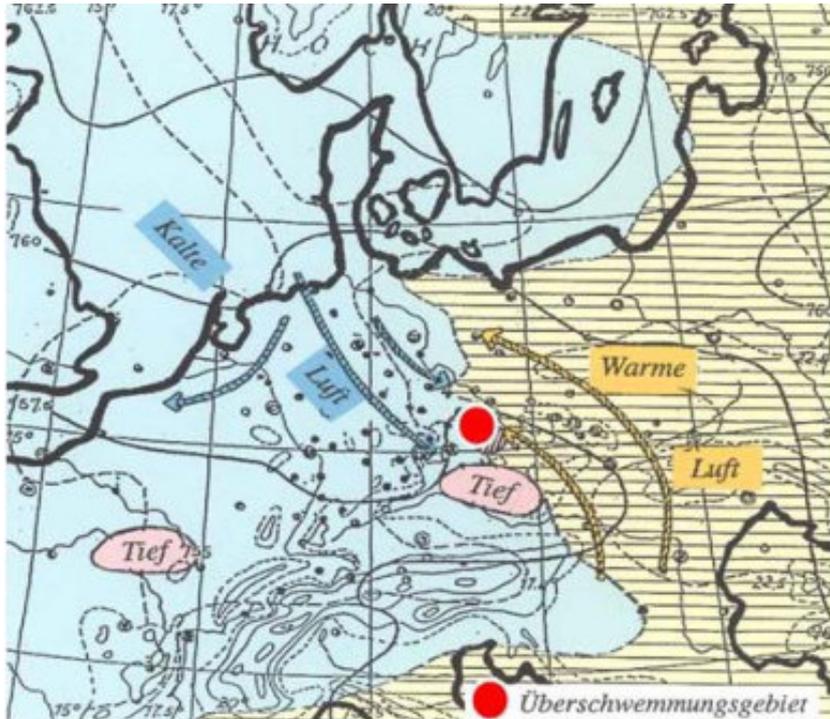


Bild 4.4:

**Wetterkarte vom 8.7.1927
(nach WEICKMANN, 1927)**

- Witterungs- und Hochwasserverlauf:
 - 15:45 – 19:00 Uhr:
 - mehrere Gewitter → Hochwasser ohne größere Schäden
 - Durchflussrückgang nach 19:00 Uhr
 - ca. 21:00 Uhr: wiedereinsetzende Gewitter
 - 22:30 Uhr: Höhepunkt
 - starke Erosionsprozesse → Transport von entwurzeltten Bäumen, Treibgut, ... im Wasser
 - Stau der Bäume an mehreren Brücken oberhalb von Gottleuba und Berggießhübel
 - "Pseudostauwerke" brechen → außergewöhnlich steile HW-Welle überrascht die Bevölkerung
 - Maximaldurchflüsse: Gottleuba (Pegel Neundorf): 433 m³/s, Müglitz (Pegel Dohna): 330 m³/s
 - Schadensbilanz: 152 Tote, 110 zerstörte und 160 beschädigte und Brücken, 188 zerstörte Gebäude, 70 Mio. RM Schaden
 - erste Hilfe kommt nach 4 Tagen

▷ *Charakteristik des Hochwasserereignisses von 1957:*

- lang anhaltende Regenfälle infolge V_b-Wetterlage, schauerartig verstärkt
- Hochwasserscheiteldurchfluss: vergleichbar mit denen von 1897
- im Vergleich zu 1927 langsames Anschwellen des Durchflusses → keine Menschenopfer

▷ *Charakteristik des Hochwasserereignisses von 2002:*

- hohe Vorfeuchte des Gebietes durch Niederschläge Ende Juli / Anfang August
- 11. – 13.08.2002: klassische V_b -Wetterlage mit lang anhaltenden Niederschlägen
→ Gebietsniederschläge: Gottleuba: 225 mm, Müglitz: 296 mm ($T \gg 100$ a)
- Abflussbeiwerte: 50 – 90 %
- Maximaldurchflüsse: Gottleuba: $135 \text{ m}^3/\text{s}$ (wirksamer HW-Schutz)
Müglitz: $400 \text{ m}^3/\text{s} = \text{HHQ}$ (vergleichsweise geringerer HW-Schutz)
- Wiederkehrintervalle: Gottleuba: ca. 100 a, Müglitz: > 200 a
- Schäden: 12 Tote im Osterzgebirge, ca. 290 Mio. EUR Gesamtschaden in beiden Einzugsgebieten

▷ *Chronik des Hochwasserschutzes:*

● vor dem Ereignis von 1897:

- Projektvorschlag von Baumeister Otto Horn (1890):
→ Bruchsteinmauer, 24 m hoch, 230 m lang, Staufläche: 23 ha
→ Speichervolumen: $2,3 \text{ Mio. m}^3 = 2,3 \text{ hm}^3$
→ Kosten: 0,9 Mio. Goldmark

● zwischen 1897 und 1927:

- Forderung nach Durchsetzung des Horn'schen Projektvorschlages durch den Bürgermeister von Gottleuba an Landes- und Reichsbehörden
- Bau von Talsperren lediglich in den Tälern der Roten und Wilden Weißeritz → höhere Industrialisierung → Priorität bezüglich Hochwasserschutz
- keine Hochwasserschutzmaßnahmen im Osterzgebirge

● zwischen 1927 und 1957:

- erneutes Aufgreifen des Horn'schen Projekts, Projektkosten belaufen sich inzwischen auf ca. 10 Mio. Reichsmark
- gefordertes Speichervolumen: > 4 Mio. m^3
- Beispiel für eine Speicherberechnung basierend auf dem HW-Ereignis von 1927 → s. Bild 4.5
- Ende der 1920-er Jahre: Planungsarbeiten zu 3 Talsperren (2 im Müglitztal, 1 im Gottleubatal) für insgesamt 30 Mio. Reichsmark, geplanter Ausführungszeitraum: im Jahrzehnt 1930 - 39
- schon Ende der 1920-er Jahre erkannt und gefordert: keine Beschränkung allein auf technische Hochwasserschutzmaßnahmen
- aber: keine Realisierung von Hochwasserschutzmaßnahmen infolge Arbeitslosenkosten, Reparationen, Aufrüstung, Krieg und Nachkriegsjahre

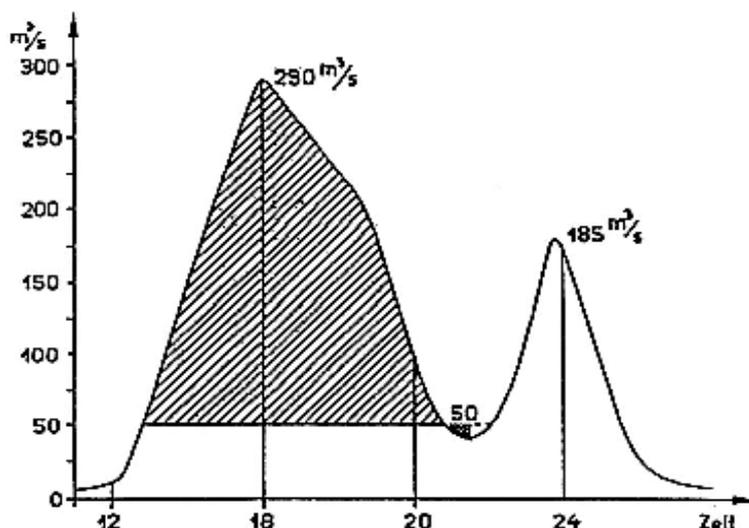


Bild 4.5:

Speicherberechnung, basierend auf einer modifizierten Durchflussganglinie des Hochwasserereignisses vom 8./9. Juli 1927 (aus DREHER, 1927)

● nach dem Ereignis von 1957:

- 1958: Beginn der Errichtung des HW-Schutzsystems Osterzgebirge
- Mitte der 70-er Jahre: Abschluss der HW-Schutzbauten mit Fertigstellung der Talsperre Oelsengrund (Gottleubatal):
 - Speicherinhalt: 13,2 Mio. m³ (Mehrzweckspeicher), Speicherfläche: 70 ha
 - Kosten: ca. 180 Mio. DDR-Mark
- heute: Priorisierung landeskultureller in Kombination mit technischen Maßnahmen

● Bilanz der Kosten (Hochwasserschutz/Hochwasserschäden) → s. Tabelle 4.1

Tabelle 4.1: Kosten für den Hochwasserschutz im Vergleich zum Hochwassergesamtschaden

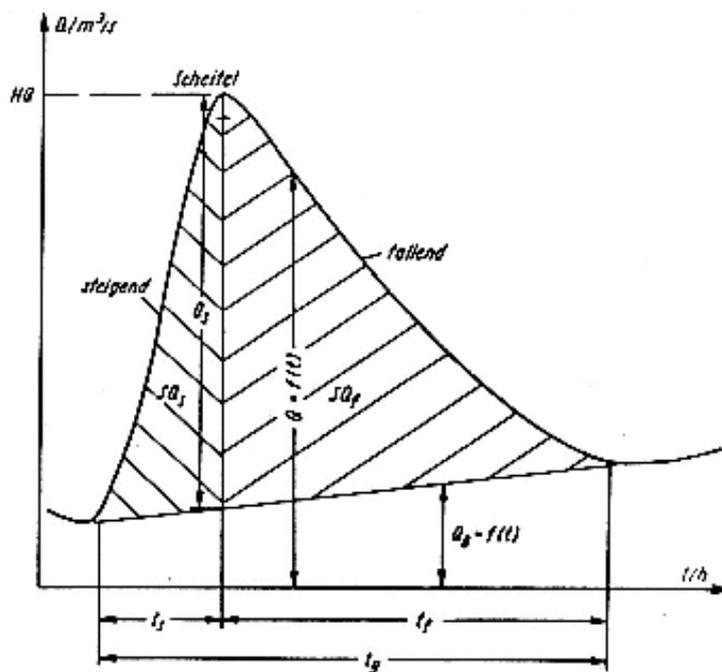
Zeitraum	Projekt- bzw. Baukosten	Gesamtschaden
vor 1897	ca. 0,9 Mio. Goldmark	
HW-Ereignis von 1897		ca. 7,5 Mio. Goldmark
nach 1897	? (Inflation)	
HW-Ereignis von 1927		ca. 30 Mio. Reichsmark
nach 1927	ca. 10 – 30 Mio. Reichsmark	
HW-Ereignis von 1957		ca. 67 Mio. DDR-Mark
HW-Ereignis von 2002		ca. 290 Mio. EUR

4.2. Kennwerte einer Hochwasserganglinie

* **HW-Scheiteldurchfluss HQ** (→ vgl. Bild 4.6):

▷ **entscheidende Größe für:**

- Flussregelung (HW-Ausbau: Deichhöhen, Überflutungsflächen)
- Bemessung von HW-Überfällen kleinerer Stauwerke
- Bemessung von HW-Entlastungsanlagen (z.B. Umfluter)



- Q - Durchfluss
- QB - Basisdurchfluss
- HQ - Scheiteldurchfluss
- QS - Scheiteldurchfluss nach Abtrennung des Basisdurchflusses
- ts - Anstiegszeit
- tf - Abstiegszeit
- tg - Hochwasserdauer
- SQS - Durchflusssumme des HW-Anstiegs
- SQf - Durchflusssumme des HW-Abstiegs
- SQg - Gesamtdurchflusssumme

Bild 4.6:

Charakteristische Kennwerte einer Hochwasserwelle (aus DYCK, U.A., 1976)

* **Gesamtdauer des Hochwasserereignisses t_g :**

- *entscheidende Größe für:* Standsicherheit von Deichen (Über-, Unter-, Durchströmung, hydraulischer Grundbruch → s. Abschnitt 4.1)

* **Scheiteleintrittszeit t_s :**

- *entscheidende Größe für die Vorwarnzeit:*
 - wenige Minuten (z.B. bei Damnbrüchen)
 - wenige Stunden (in kleinen Einzugsgebieten)
 - mehrere Tage ... Wochen (in großen Einzugsgebieten)

* **HW-Durchflusssumme S_Q :**

- *entscheidende Größe für:*
 - Bemessung (Volumen) von Speichern (Talsperren und Rückhaltebecken)
 - Bemessung von HW-Überfällen größerer Stauwerke
 - HW-Durchflusssumme ergibt sich aus der Durchflussganglinie
 - Durchflusssumme eines HW kann bis zu 20 % der Jahresdurchflussmenge betragen

* **weitere Kennwerte:**

- Wiederkehrintervall T (Maß für die Häufigkeit des Auftretens)
- Kennwerte des zeitlich-räumlichen Verlaufes (vgl. auch Skript Hydrologie I, Abschnitt 5.7, insbesondere Bild 5.46):
 - zeitliche Verzögerung der HW-Welle stromab
 - Abflachung des HW-Scheitels (Ursache: Retention)
 - Zunahme der Durchflusssumme (Ursache: Nebenflüsse)

4.3. Berechnung von Hochwassern

4.3.1. Ziele der Hochwasserberechnung

* **allgemeine Ziele:**

- Untersuchung der Gesetzmäßigkeiten der Hochwasserentstehung
- Hochwasservorhersage
- Bemessung von Anlagen in Gewässernähe
- Bewirtschaftung des Gewässers hinsichtlich Durchfluss
- Steuerung von Anlagen
- Ableitung von Maßnahmen zum Hochwasserschutz

* **spezielle Ziele im Rahmen der Vorlesung:**

- Beantwortung der Fragen: Welches Wiederkehrintervall hat ein Hochwasserereignis?
- oder im Umkehrschluss: Welchen Wert hat ein Hochwasser mit einem bestimmten Wiederkehrintervall T hinsichtlich Hochwasserstand, Hochwasserscheiteldurchfluss bzw. Durchflusssumme?
- Es wird nicht die Frage beantwortet, wann ein Hochwasser mit einem bestimmten Wiederkehrintervall auftritt → fällt in den Bereich der Hochwasservorhersage

4.3.2. Übersicht über Berechnungskonzeptionen

- Berechnungskonzeption richtet sich nach der Verfügbarkeit langjähriger Durchflussdaten
- im Falle des Vorhandenseins von hoch aufgelösten Durchflusswerten (mindestens Tageswerte) über einen langjährigen (mindestens 20 jährigen) Zeitraum → extremwertstatistische Untersuchungen → stochastische Konzeption
- falls keine solchen Daten vorliegen: Hochwasserberechnung auf Grundlage von Gebietsinformationen → deterministische Konzeption
- Übersicht über Inhalte der beiden Konzeptionen → s. Bild 4.7



Bild 4.7:

Hochwassermodellkonzepte

4.3.3. Stochastische Konzeption

* Erläuterung der Methodik am Beispiel einer Hochwasserreihe der Flöha, Pegel Borstendorf:

a) Auswahl des Beobachtungszeitraumes:

- Länge der Beobachtungsreihe: > 20 ... 30 a
- Bezugsquelle: Gewässerkundliche Jahrbücher
- Beobachtungszeitraum für das Beispiel: 1931-1967 (→ s. Tabelle 4.2)

b) Auswahl des größten jährlichen Durchflusses $HQ(a)$:

- Bezugsquelle: Gewässerkundliches Jahrbuch, Hauptzahlen
- Vorteile im Falle der Verwendung des jeweils größten Jahres-HQ-Wertes:
 - Kriterium der Unabhängigkeit der HW (gegenseitige Nichtbeeinflussung) erfüllt
 - Extrapolation vereinfacht, Wiederkehrintervall: Jahre
- Vorteile weisen andere Auswahlkriterien (z.B. alle HQ über einem Grenzwert) nicht in dem Maße auf

- Werte für das Beispiel → s. Tabelle 4.2
- Datenprüfung auf Konsistenz und Homogenität → vgl. Skript Hydrologie I, Abschnitt 5.5.1

Tabelle 4.2: Jahreshöchstwerte des Durchflusses $HQ(a)$ des Pegels Borstendorf, Flöha, 1931 – 1967

Jahr	$HQ(a)$ [m ³ /s]						
1931	36,6	1941	82,8	1951	28,4	1961	50,0
1932	235	1942	89,9	1952	50,0	1962	39,7
1933	77,3	1943	24,4	1953	89,2	1963	22,8
1934	44,6	1944	122	1954	147	1964	32,5
1935	81,2	1945	74,3	1955	104	1965	143
1936	52,9	1946	137	1956	54,4	1966	75,0
1937	192	1947	93,9	1957	158	1967	73,8
1938	62,0	1948	112	1958	208		
1939	99,8	1949	89,2	1959	46,5		
1940	106	1950	33,0	1960	80,9		

c) Ordnen der $HQ(a)$:

- beginnend mit dem kleinsten $HQ(a)$ → s. Tabelle 4.3
- Ordnungszahl $m = 1 \dots n$ (hier: $n = 37$), 1 - kleinster Wert, n - größter Wert

Tabelle 4.3: Hochwasserberechnungstabelle zur Ermittlung der Parameter für den Pegel Borstendorf, Gewässer Flöha, Hochwasser-Datenreihe: 1931 - 1967

m	$HQ(a)$ [m ³ /s]	P_U [%]	m	$HQ(a)$ [m ³ /s]	P_U [%]
1	22,8	2,63	20	80,9	52,63
2	24,4	5,26	21	81,2	55,26
3	28,4	7,90	22	89,2	57,90
4	32,5	10,53	23	89,2	60,53
5	33,0	13,16	24	92,8	63,16
6	36,6	15,79	25	93,9	65,79
7	39,7	18,42	26	99,8	68,42
8	44,6	21,05	27	104	71,05
9	46,5	23,68	28	106	73,68
10	50,0	26,32	29	112	76,32
11	50,0	28,95	30	122	78,95
12	52,9	31,58	31	137	81,58
13	54,4	34,21	32	143	84,21
14	62,0	36,84	33	147	86,84
15	73,8	39,47	34	158	89,47
16	74,3	42,11	35	192	92,11
17	75,0	44,74	36	208	94,74
18	77,8	47,37	37	235	97,37
19	79,9	50,00			

$\bar{HQ} = 87,80 \text{ m}^3/\text{s}$
 $s(HQ) = 51,75 \text{ m}^3/\text{s}$

m – Ordnungszahl $HQ(a)$ – Jahreshöchstwerte des Durchflusses P_U – Unterschreitungswahrscheinlichkeit

\bar{HQ} – Mittelwert der Jahreshöchstwerte des Durchflusses

$s(HQ)$ – Streuung der Jahreshöchstwerte des Durchflusses

d) Berechnung der Unterschreitungswahrscheinlichkeiten P_u für jedes HQ(a):

$$P_u = m / (n + 1) * 100 \% \quad (4.2)$$

mit P_u - Unterschreitungswahrscheinlichkeit [%]
 m - Ordnungszahl
 n - Anzahl der HQ(a) insgesamt

- Verwendung von $n + 1$ (und nicht von n Werten), weil angenommen werden kann, dass das HQ der Reihe nicht das größtmögliche HQ ist, sondern es noch mindestens ein größeres gibt
- Eintragen der Unterschreitungswahrscheinlichkeiten P_u in die Tabelle 4.3
- direkte Verbindung von Unterschreitungswahrscheinlichkeit P_u und dem Wiederkehrintervall T (sog. Jährlichkeit) eines Hochwasserereignisses:

$$T = 1 / [1 - (P_u / 100 \%)] \quad (4.3)$$

mit T - Wiederkehrintervall [a]
 P_u - Unterschreitungswahrscheinlichkeit [%]

e) Wahl der Verteilungsfunktion, die an die HQ(a)-Werte angepasst werden soll:

- hydrologisch relevante Verteilungsfunktionen in Bezug auf die HW-Problematik:

{

- Extremwertverteilung Typ I (EI)
- Pearson-Verteilung Typ III
- logarithmische Pearson-Verteilung Typ III
- logarithmische Normalverteilung

 in der Hochwasserstatistik häufig verwendet

- zu jeder Verteilungsfunktion gibt es einen speziellen Netzdruck (für die EI \rightarrow s. Bild 4.8)
- Wenn eine Verteilungsfunktion an die Beobachtungsreihe angepasst werden kann, so strecken sich die Werte im Netzdruck zu einer Geraden.

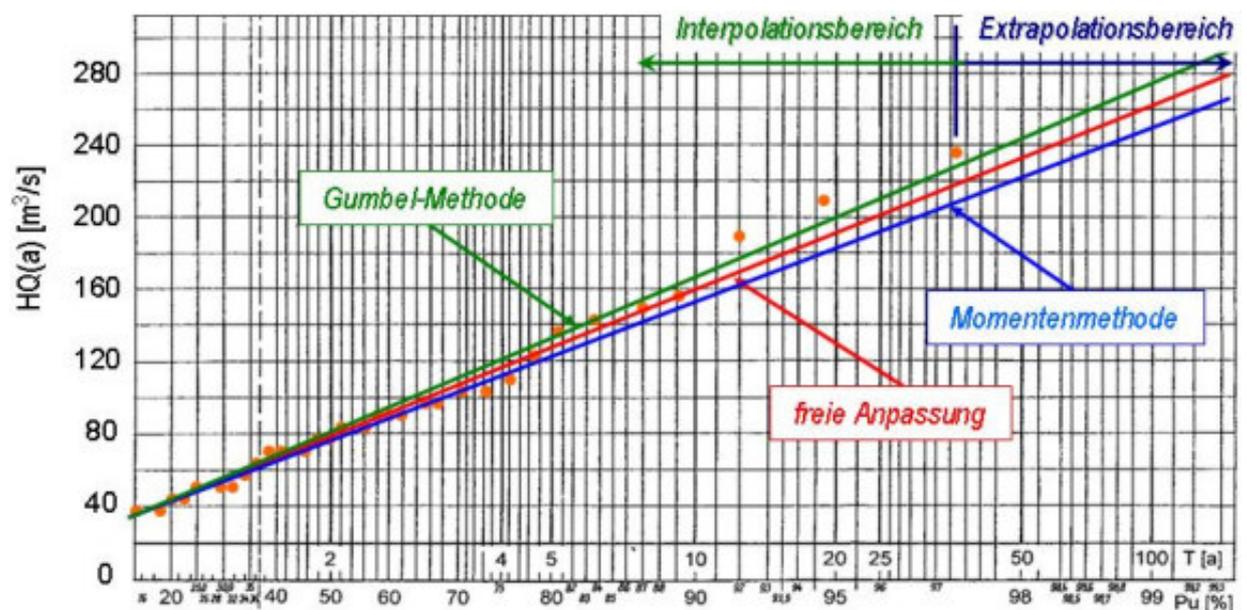


Bild 4.8: Wahrscheinlichkeiten der Jahres-HQ des Pegels Borstendorf, Flöha, Reihe 1931 bis 1967 und angepasste Wahrscheinlichkeitsverteilungen im Netzdruck der EI (hier unter Berücksichtigung historischer Hochwasser), nach DYCK, U.A. (1976)

f) Übertragen der HQ mit den dazugehörigen Pu in den Netzdruck (hier am Beispiel der EI):

- y-Achse: beobachtete HQ(a) (aus Tabelle 4.3)
- x-Achse: Unterschreitungswahrscheinlichkeiten P_u (aus Tabelle 4.3) mit dazugehörigen Wiederkehrintervallen T [a]

g) Ermittlung der Ausgleichsgeraden:

- Überblick über Verfahren zur Ermittlung der Ausgleichsgeraden → s. Bild 4.9

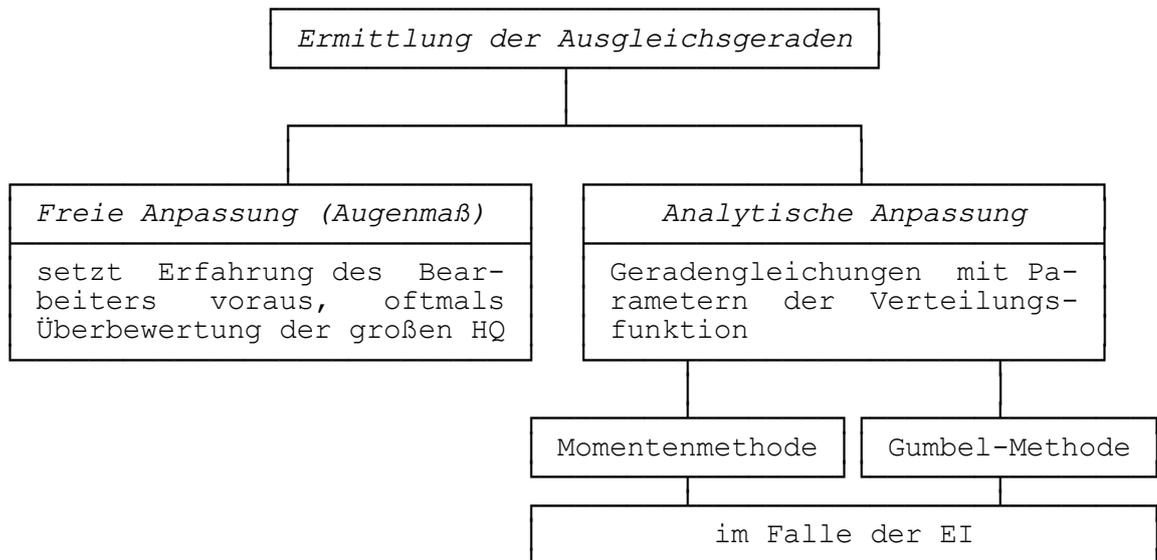


Bild 4.9: Methoden zur Ermittlung der Geradengleichungen

h) Schätzung der für die Geradengleichungen notwendigen Parameter:► **Momentenmethode:**

- Geradengleichung der Momentenmethode:

$$HQ(T) = \overline{HQ} + s(HQ) * k(T) \quad (4.4)$$

mit $HQ(T)$ - Scheiteldurchflusswert [m^3/s] des HW-Eignisses mit dem Wiederkehrintervall T [a]

\overline{HQ} - Mittelwert aller $HQ(a)$ [m^3/s]

$s(HQ)$ - Standardabweichung aller $HQ(a)$ [m^3/s]

$k(T)$ - $k(T)$ -Beziehung

- Ermittlung der $k(T)$ -Beziehung durch Gleichung 4.5:

$$k(T) = - \frac{6^{0,5}}{\pi} \left[\gamma + \ln \ln \frac{T}{T-1} \right] \quad (4.5)$$

mit $k(T)$ - $k(T)$ -Beziehung

T - Wiederkehrintervall [a]

γ - EULER'sche Konstante ($\gamma = 0,5772$)

- für das Beispiel erhält man:

$$\overline{HQ} = 87,8 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$s(HQ) = 51,75 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$k(T) = -0,7797 \{0,5772 + \ln \ln [T / (T - 1)]\}$$

► **Gumbel-Methode:**

- Geradengleichung der Gumbel-Methode:

$$HQ(T) = \text{mod}(HQ) + 1/a * y(T) \tag{4.6}$$

$$\text{mit } \text{mod}(HQ) = \overline{HQ} - \overline{y_n} * s(HQ) / \sigma_n \tag{4.7}$$

$$\text{und } y(T) = -\ln \ln (T / (T - 1)) \tag{4.8}$$

$$\text{und } 1/a = s(HQ) / \sigma_n \tag{4.9}$$

- mit HQ(T) - Scheiteldurchflusswert [m³/s] des HW-Ereignisses mit dem Wiederkehrintervall T [a]
- mod HQ - Modalwert aller HQ(a) [m³/s]
- \overline{HQ} - Mittelwert aller HQ(a) [m³/s]
- s(HQ) - Standardabweichung aller HQ(a) [m³/s]
- y(T) - y(T)-Beziehung
- T - Wiederkehrintervall [a]
- $\overline{y_n}$ - arithmetisches Mittel des reduzierten Ordnungsmerkmals → statistische Tafeln, lediglich abhängig von der Anzahl der Werte insgesamt → s. Tabelle 4.4)
- σ_n - Streuung des reduzierten Ordnungsmerkmals → statistische Tafeln, lediglich abhängig von der Anzahl der Werte insgesamt → s. Tabelle 4.4)

Tabelle 4.4: Arithmetisches Mittel $\overline{y_n}$ und Streuung σ_n des reduzierten Ordnungsmerkmals in Abhängigkeit vom Probenumfang n

n	$\overline{y_n}$	σ_n	n	$\overline{y_n}$	σ_n
15	0,5128	1,0206	44	0,5458	1,1499
20	0,5236	1,0628	46	0,5468	1,1538
22	0,5268	1,0755	48	0,5477	1,1574
24	0,5296	1,0865	50	0,5485	1,1607
26	0,5320	1,0961	55	0,5504	1,1681
28	0,5343	1,1047	60	0,5521	1,1747
30	0,5362	1,1124	70	0,5548	1,1854
32	0,5380	1,1193	80	0,5569	1,1938
34	0,5396	1,1255	90	0,5586	1,2007
36	0,5410	1,1313	100	0,5600	1,2065
38	0,5424	1,1363	500	0,5724	1,2588
40	0,5436	1,1413	1000	0,5745	1,2685
42	0,5448	1,1458			

- für das Beispiel erhält man:

$$\text{mod HQ} = 87,8 - 0,5416 (51,75 / 1,1338) = 61,3 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$1/a = 51,75 / 1,1338 = 45,64 \text{ m}^3/\text{s}$$

i) Aufstellen der Geradengleichung:

- für das Beispiel erhält man:

Momentenmethode: $HQ(T) = 87,8 + 51,75 k(T)$ (4.10)

Gumbel-Methode: $HQ(T) = 61,3 + 45,64 y(T)$ (4.11)

j) Einzeichnen der Geraden in den Netzdruck der EI:

- Einsetzen mindestens zweier verschiedener Wiederkehrintervalle T in die Geradengleichungen für die Momentenmethode (Gleichung 4.10) bzw. für die Gumbel-Methode (Gleichung 4.11)
- für das Beispiel gewählt: T = 50 a, 100 a und 500 a (→ s. Tabelle 4.5)
- Einzeichnen der berechneten Geraden in den Netzdruck der EI (→ s. Bild 4.8)

Tabelle 4.5: Hochwasserscheiteldurchflüsse des Pegels Borstendorf, Flöha für unterschiedliche Wiederkehrintervalle T nach verschiedenen Schätzverfahren

Anpassungsmethode		T = 50 a	T = 100 a	T = 500 a
Momentenmethode	k(T)	2,59	3,14	4,38
	HQ(T) [m ³ /s]	222	250	315
Gumbel-Methode	y(T)	3,90	4,60	6,21
	HQ(T) [m ³ /s]	241	273	346
freie Anpassung	HQ(T) [m ³ /s]	232	262	330

k) Extrapolation und Interpretation:

- Grundlagen: Bild 4.8 und Tabelle 4.5
- Die 3 größten HQ-Werte liegen im behandelten Beispiel über den Ausgleichsgeraden.

mögliche Ursachen:

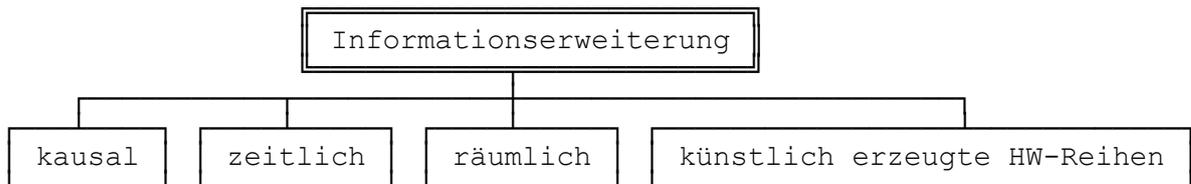
- verwendete Verteilungsfunktion ist "unwahr" → andere Verteilungsfunktionen testen
- HQ haben sehr wahrscheinlich höheres Wiederkehrintervall T:
 - Gefahr der Überbewertung der HW im Extrapolationsbereich (besonders bei freier Anpassung)
 - bei Entscheidungsfindung (z.B. in Bezug auf den Hochwasserschutz → vgl. Abschnitt 4.4) ist man zwar auf der "sicheren Seite" - gleichzeitig aber nicht optimal (→ hohe Kosten)

- Extrapolationsbereich für n = 37 (37-jährige Beobachtungsreihe):

- Extrapolation ohne Kenntnis der "wahren" Verteilungsfunktion streng genommen nicht statthaft (ausschließlich Interpolation)
- Fehler steigen mit Extrapolationsbereich (Datenprüfung!)
- Faustwert für Festlegung des Extrapolationsbereiches:
 - $T \leq 3 n$ (falls keine Zusatzinformationen)
 - $T = x n$ (falls Zusatzinformationen, z.B. historische HW-Marken) mit $x = f$ (Art, Anzahl der Zusatzinformationen)
- Extrapolation ohne Zusatzinformation im betrachteten Beispiel (n = 37 a) bis etwa 100 Jahre möglich

* **Informationserweiterung (Nutzung von Zusatzinformationen):**

▶ **Überblick über mögliche Informationserweiterungen:**



▶ **kausale Informationserweiterung:**

- Niederschlags-Gebietsrückhalts-Abfluss-Statistik unter Einbeziehung von Informationen zum Niederschlag, zur Vorfeuchte, zum Gebietsrückhalt (Gebietsspeicherfähigkeit), ...
- interne Aufgliederung der HW in genetisch homogene Kollektive (z.B. in Sommer-HW, Winter-HW, Schneeschmelz-HW ...), Nachteil: Reduzierung der Datenreihe

▶ **zeitliche Informationserweiterung:**

- Nutzung historischer Quellen:
 - schriftliche Quellen: Hand- und Druckschriften (alte Chroniken, Bücher, Zeitschriften, ...) → Vorsicht: Der Mensch neigt zur Übertreibung! Kritische Informationsprüfung! → quantitativ häufig nicht belastbar
 - bildliche, grafische Darstellungen: Landkarten, Bilder, Fotos, Zeichnungen, alte Baupläne, Karten von Überschwemmungsgebieten → i.d.R. quantitativ bzw. halbquantitativ belastbar
 - gegenständliche Quellen: Hochwassermarkierungen, Inschriften, Sedimentablagerungen, Fundorte weggespülter Gegenstände, ... → i.d.R. quantitativ bzw. halbquantitativ belastbar
- bei größeren Flüssen meist historische Quellen vorhanden, bei kleineren Flüssen oder Bächen dagegen meist nicht
- Problem: i.d.R. nur Informationen zum Wasserstand ableitbar, nicht hingegen zum Durchfluss
- Methodik der Ermittlung historischer Durchflüsse aus historischen Wasserständen:
 - Rekonstruktion des historischen Fließquerschnitts (meist gänzlich anders als heute)
 - Bestimmung des historischen Fließgefälles
 - Annahmen bezüglich der hydraulischen Rauigkeit an den Ufern und am Gewässergrund
 - Anwendung hydraulischer Modelle zur Durchflussberechnung
 - setzt Erfahrung des Bearbeiters voraus
- Schwellenwertstatistik: Einbeziehung aller HQ über einem Schwellenwert (oft $HQ \geq 3 - 5 MQ$) → beachte Unabhängigkeit der HQ!

▶ **räumliche Informationserweiterung:**

- Anwendung regionaler Analogien → Übertragung von Daten eines beobachteten Einzugsgebietes (mit Messpegel) auf ein unbeobachtetes Einzugsgebiet bzw. Teileinzugsgebiet
- Voraussetzung: ähnliche hydrologische Eigenschaften der Gebiete → Übertragungsfunktion = f (Morphologie, Pedologie, Nutzung) → Methode nur selten problemlos anwendbar

► **künstlich erzeugte Reihen:**

- Simulation von zeitlich langen Durchflussreihen (mittels Niederschlag-Abfluss-Modellen)
- Herausfiltern der Hochwasserdurchflüsse
- Anwendung der Extremwertstatistik auf die so erzeugten Durchflussreihen
- Verbindung von deterministischer und stochastischer Konzeption

► **Anwendung für das Beispiel (→ s. Bild 4.8):**

- Extrapolationsbereich bei Vorhandensein von historischen HW-Informationen, die z.B. ca. 200 Jahre zurück reichen, auf ca. 600 a erweiterbar (3 * 200 a)
- Trend der Überschätzung von HQ-Werten für große Wiederkehrintervalle häufig dennoch vorhanden

- **Anwendung der stochastischen Konzeption → Übung 15**

4.3.4. Deterministische Konzeption

4.3.4.1. Überblick

* **Charakteristik der deterministischen Konzeption (→ vgl. auch Bild 4.7):**

- Modellierung der Hochwasserganglinie (Scheiteldurchfluss, Dauer des Hochwasserereignisses, Durchflusssumme ...) für den Fall, dass keine oder unzureichende Durchflussdaten vorhanden sind
- oft angewendet in kleinen Einzugsgebieten insbesondere für Bemessungsaufgaben
- Transformation des Niederschlages in Abfluss mittels Systemoperator (i.d.R. mathematische Modelle) unter Berücksichtigung von Gebietsparametern → Niederschlag-Abfluss-Modelle
- **praktische Ermittlung von pedologisch relevanten Gebietsparametern → s. Übungen 16 und 17**
- **Starkniederschlagsermittlung → s. Hydrologie I sowie Übung 20**

* **mögliche Herangehensweisen:**

- Anwendung von Regionalisierungsverfahren (Ähnlichkeitsbetrachtungen)
- Verwendung hydrologischer Modelle (Niederschlag-Abfluss-Transformation unter Berücksichtigung der Eigenschaften des Einzugsgebietes)

4.3.4.2. Regionalisierungsverfahren

* **Ziel:** Übertragung von Hochwasserwerten (HW-Wasserstand, HW-Durchfluss, HW-Durchflusssumme) beobachteter Gebiete (kann global bzw. regional sein) auf unbeobachtete Gebiete

* **Methodik:**

- Verwendung von langjährigen Durchflussmesswerten eines beobachteten Einzugsgebietes
- Ableitung statistischer Kennwerte bzw. empirischer Parameter
- Übertragung dieser Kennwerte bzw. Parameter auf das unbeobachtete Gebiet (Ähnlichkeitsbetrachtungen)
- Berechnung der Hochwasserwerte für das unbeobachtete Gebiet → empirische Methode

* **Hüllkurven nach WUNDT:**

- ▶ **Ausgangspunkt:** empirische Hochwasserformeln unter Berücksichtigung der Einzugsgebietsfläche
- ▶ **Herangehensweise:**
 - Darstellung der weltweit gemessenen Durchflusshöchstwerte HHQ und der dazugehörigen Einzugsgebietsflächen im doppel-logarithmierten Papier → vgl. Bild 4.10
 - Ableitung der Beziehung: $HHQ = a * A_E^b$ (4.12)

mit: HHQ – maximal möglicher Durchfluss [m^3/s]
 A_E – Einzugsgebietsfläche [km^2]
 a und b – empirische Koeffizienten

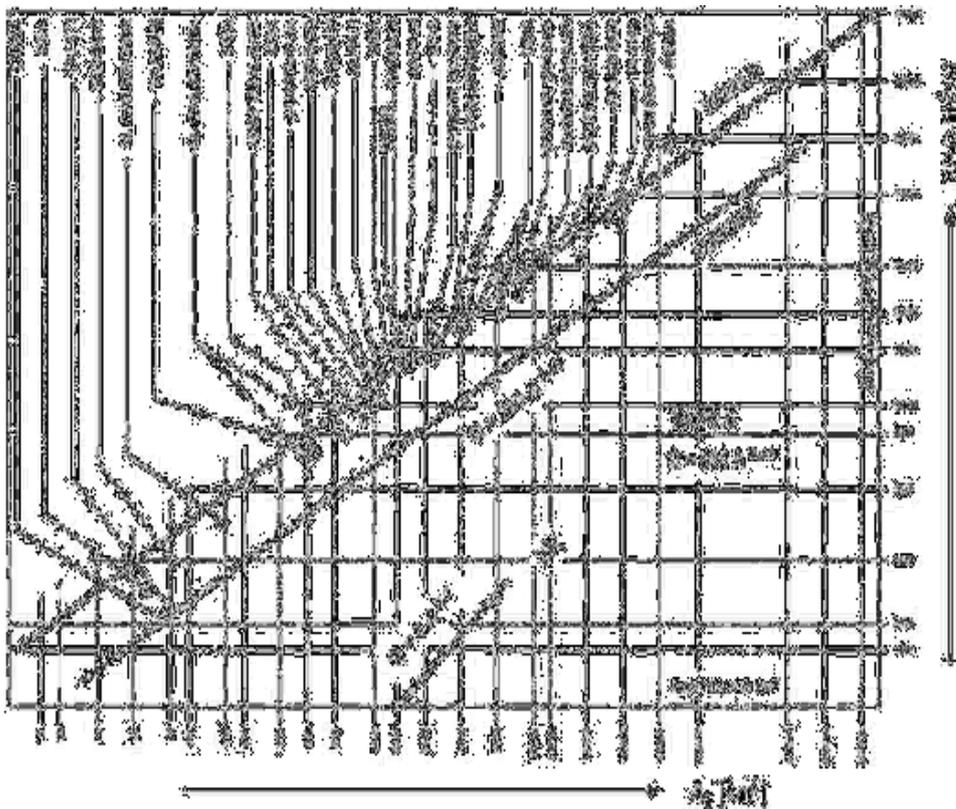


Bild 4.10:

Hüllkurven der weltweit, in Europa sowie in Großbritannien beobachteten maximalen Durchflüsse HHQ (aus **HERSCHY, 2002**)

- beachte: sehr unterschiedliche Bedingungen (vor allem hinsichtlich der Niederschläge) weltweit → keine Übertragung auf beliebige Regionen (z.B. Einzugsgebiete in Deutschland) möglich
- zusätzlich zur Umhüllungskurve für die höchsten Durchflüsse → zweite Umhüllungskurve, die das obere Zehntel der Spitzenwerte nicht mehr einschließt → 90 % aller Spitzendurchflüsse liegen unterhalb der Kurve → 90 %-Kurve → zuweilen HQ(100) gleichgesetzt:

$$HQ_{90\%} \approx HQ(100) = 13,8 * A_E^{0,6} \quad (4.13)$$

(alle Symbole → vgl. Gleichung 4.12)

- beachte: häufig Tendenz der Überschätzung von HQ(100)-Werten bei Anwendung der Formel 4.13

► **Beispiele für die Anwendung der 90%-Hüllkurve nach WUNDT zur Abschätzung von HQ(100)-Werten:**

- Beispiel 1: beobachtetes Einzugsgebiet bis zum Pegel Borstendorf (Flöha):
 - 641 km² groß
 - zum Vergleich: HQ(100a) = 250 – 273 m³/s (nach stochastischer Konzeption) → vgl. Bild 4.8, nach neueren Untersuchungen (nach 2002): HQ(100a) = 372 m³/s
 - $HQ_{90\%} \approx HQ(100) = 13,8 * A_E^{0,6} = 13,8 * (641 \text{ km}^2)^{0,6} = 667 \text{ m}^3/\text{s}$
 - starke HQ(100)-Überschätzung
- Beispiel 2: unbeobachtetes Münzbach-Einzugsgebiet (Mündung bei Halsbrücke):
 - 150 km² groß
 - $HQ_{90\%} \approx HQ(100) = 13,8 * A_E^{0,6} = 13,8 * (150 \text{ km}^2)^{0,6} = 279 \text{ m}^3/\text{s}$
 - wegen fehlendem Pegel keine Wertung möglich

► **Vorteile der Hüllkurven nach WUNDT:**

- schnelle, komplikationslose Anwendung
- nur ein Parameter (Einzugsgebietsgröße) zur Berechnung notwendig

► **Nachteile der Hüllkurven nach WUNDT:**

- Vernachlässigung vieler Einflussfaktoren bezüglich Hochwasserscheitel
- i.d.R. Überschätzung der HQ-Werte → lediglich grobe Abschätzung von HQ-Werten im Falle von hydrologischen Voruntersuchungen
- Vorsicht insbesondere bei der Anwendung für Einzugsgebiete < 100 km²

* **„Rational Formula“ – rationale Methode:**

► **Ausgangspunkt:** empirische Hochwasserformeln unter Berücksichtigung abflussbeeinflussender Größen (meist Niederschlag, Abflussbeiwert und Einzugsgebietsfläche)

► **„Urformel“:** entwickelt 1889 in den USA (gültig für sehr kleine Einzugsgebiete < 0,8 km²):

$$HQ = 0,278 \Psi * PI * A_E \quad (4.14)$$

mit: HQ – Hochwasserscheiteldurchfluss [m³/s]
 Ψ – Abflussbeiwert []
 PI – Niederschlagsintensität [mm/h]
 A_E – Einzugsgebietsfläche [km²]

- ursprünglich angewendet zur Berechnung von Spitzenabflüssen in Stadtgebieten zur Kanalnetz-bemessung → wegen des i. allg. engmaschigen Kanalnetzes gültig für sehr kleine Einzugsgebiete (< 0,8 km²)
- mannigfaltige Modifizierungen weltweit → auch zur Berechnung von Spitzenabflüssen in kleinen (ggf. mittleren Einzugsgebieten)

► **für Bayern modifizierte rationale Formel:**

- anwendbar auch für Einzugsgebiete > 0,8 km²

$$HQ(T) = \frac{\Psi * P * A_E}{0,5 (t_{An} + t_{Ab}) * 0,06} \tag{4.15}$$

- mit: HQ(T) – Hochwasserscheiteldurchfluss mit T Jahren Wiederkehrintervall [m³/s]
 Ψ – Abflussbeiwert [] → für Gebiete südlich der Donau: 0,4 – 0,6, nördlich: 0,5 – 0,7
 P – Niederschlagsmenge für die maßgebende (hochwasserscheitelmaximierende) Regendauer [mm] → gleiches Wiederkehrintervall wie HQ
 A_E – Einzugsgebietsfläche [km²]
 t_{An} – Anstiegszeit der Hochwasserwelle bis zum Hochwasserscheitel [min]
 t_{Ab} – Abstiegszeit (Rückgangszeit) der Hochwasserwelle [min]

- Berechnung der maßgebenden Regendauer (Voraussetzung für die Ermittlung der Niederschlagsmenge in Gleichung 4.15):

$$P_D = t_{An} = 227 \left(\frac{L^3}{\Delta h} \right)^{0,385} \tag{4.16}$$

- mit: P_D – maßgebende Regendauer [min]
 L – Fließlänge von der Wasserscheide bis zum Berechnungspunkt [km]
 Δh – Höhenunterschied [m]

- Ermittlung der Abstiegszeit (Rückgangszeit) der Hochwasserwelle (Voraussetzung für die Gleichungen 4.14 und 4.15) → abhängig von den Retentionseigenschaften:

$$t_{Ab} = F * t_{An} \tag{4.17}$$

- mit: F – Faktor, abhängig vom Retentionsvermögen, Werte → s. Tabelle 4.6

Tabelle 4.6: Retentionsfaktor F in Abhängigkeit von der Landnutzung

Landnutzung	Hydraulische Charakteristik	F []
Siedlungsgebiet	Überwiegend befestigte, hydraulisch glatte Flächen	1
Aufgelockerte Bebauung mit Gärten, landwirtschaftliche Nutzflächen	Nur teilweise befestigte Flächen	1,25
Mischung von Waldanteilen sowie Acker-, und Wiesenflächen, Bebauung untergeordnet	Normalfall	1,5
Hohe Anteile von Wald, Moorflächen, vielfach anmoorige Böden	Hohe Retention, raue Verhältnisse	2

► **Anwendung der für Bayern modifizierten rationalen Formel zur Abschätzung von HQ(100)-Werten der Flöha und des Münzbaches:**

- Beispiel 1: beobachtetes Einzugsgebiet bis zum Pegel Borstendorf (Charakteristik → s.o.):
 → Abflussbeiwert Ψ = 0,55 (Ableitung aus Gebietsinformationen)
 → L = 47 km, Δh = 450 m

- $P_D = t_{An} = 227 (47^3 / 450)^{0,385} = 1\ 844\ \text{min} = 31\ \text{h}$
- P für $P_D = 31\ \text{h}$ mittels KOSTRA-Atlas des DWD: $P = 140\ \text{mm}$
- $t_{Ab} = 1,5\ t_{An} = 1,5 * 1\ 844\ \text{min} = 2\ 766\ \text{min}$ (Faktor $F = 1,5$ aus Tabelle 4.6)
- $HQ(100) = 357\ \text{m}^3/\text{s}$
- gute Vergleichbarkeit mit stochastisch ermittelten Werten (s.o.)

- Beispiel 2: unbeobachtetes Münzbach-Einzugsgebiet (Mündung bei Halsbrücke, Charakteristik s.o.):
 - Abflussbeiwert $\Psi = 0,55$ (Ableitung aus Gebietsinformationen)
 - $L = 13\ \text{km}$, $\Delta h = 240\ \text{m}$
 - $P_D = t_{An} = 227 (24^3 / 240)^{0,385} = 1\ 081\ \text{min} = 18\ \text{h}$
 - P für $P_D = 18\ \text{h}$ mittels KOSTRA-Atlas des DWD: $P = 113\ \text{mm}$
 - $t_{Ab} = 1,5\ t_{An} = 1,5 * 1\ 081\ \text{min} = 1\ 622\ \text{min}$ (Faktor $F = 1,5$ aus Tabelle 4.6)
 - $HQ(100) = 115\ \text{m}^3/\text{s}$
 - wegen fehlendem Pegel keine Wertung möglich

* Bezugs-HQ-Verfahren:

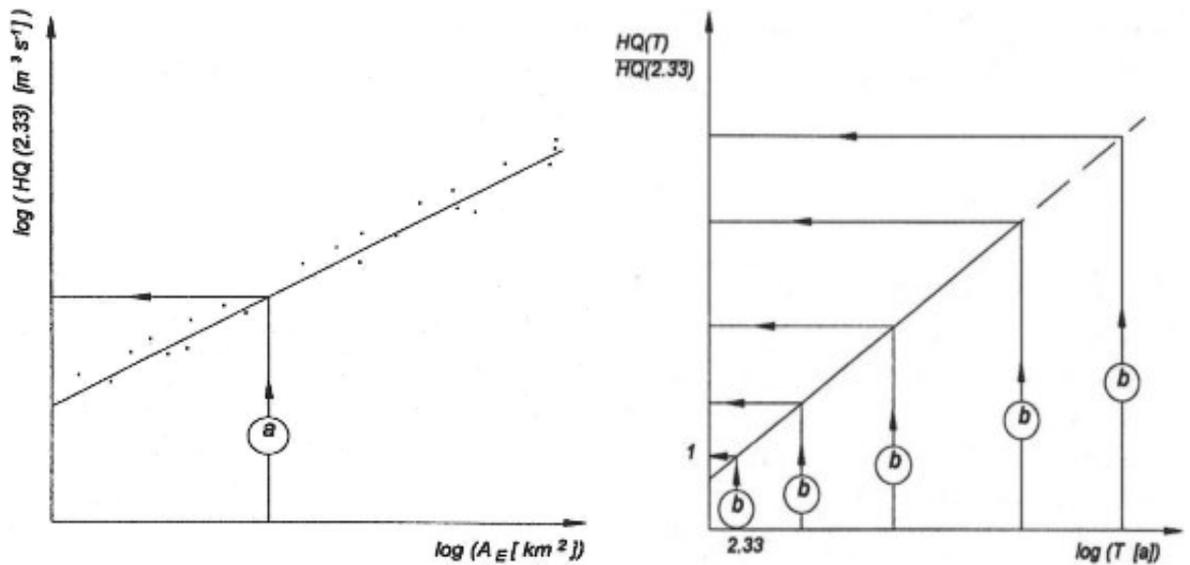
- ▶ **Ziel:** Übertragung von Informationen eines beobachteten (i.d.R. großen) Einzugsgebietes auf unbeobachtete (i.d.R. kleinere) Gebiete durch Korrelation (Voraussetzung: hochwasser-homogene Region)

▶ Methodik:

- Ausgangsüberlegung: HW-Wahrscheinlichkeitsverteilungen von Teilgebieten haben in einer hochwasserhomogenen Region eine ähnliche Form
- Nutzung von Merkmalen der HW-Wahrscheinlichkeitsverteilung für die Übertragung
- Beispiel: Extremwertverteilung Typ I (EI):
 - ausschlaggebendes Merkmal: HQ mit einem Wiederkehrintervall $T = 2,33\ \text{a}$
 - $HQ(2,33)$ entspricht dem Erwartungswert $E(Y) = \gamma = 0,577$ → Euler'sche Konstante
 - für $HQ(2,33)$ gilt in vielen Fällen: $HQ(2,33) = f(\text{Einzugsgebietsfläche } A_E)$
 - $HQ(2,33) \rightarrow$ Bezugswert
 - Umrechnung des $HQ(2,33)$ -Wertes auf verschiedene $HQ(T)$

▶ Umsetzung der Methodik:

- a) Ermittlung des Bezugswertes $HQ(2,33)$:
 - Recherche möglichst vieler Pegel mit möglichst langen Messreihen
 - Anwendung der stochastischen Konzeption
 - Ermittlung des $HQ(2,33)$ für jeden Pegel (aus Netzdruck der EI)
 - Darstellen der $HQ(2,33)$ als Funktion der Einzugsgebietsgröße A_E im doppel-logarithmischen Papier → vgl. Bild 4.11 a
- b) Umrechnung von $HQ(2,33)$ in $HQ(T)$:
 - Berechnung des Quotienten $HQ(T) / HQ(2,33)$ für alle Messpegel
 - grafische Darstellung → vgl. Bild 4.11 b
 - Grundlage für die Ermittlung von $HQ(T)$ in unbeobachteten Teilgebieten



a) Abhängigkeit des HQ(2,33)-Wertes von der Einzugsgebietsgröße A_E b) Umrechnung des HQ(2,33)-Wertes für andere Wiederkehrintervalle

Bild 4.11: Methodik der Bestimmung von Hochwasserscheitelwerten verschiedener Wiederkehrintervalle mittels Bezugs-HQ-Verfahren (aus DYCK, PESCHKE, 1995)

► **Anwendung des Bezugs-HQ-Verfahrens zur Bestimmung von HQ(100)-Werten der Flöha und des Münzbaches:**

- Beispiel 1: beobachtetes Einzugsgebiet bis zum Pegel Borstendorf (Charakteristik → s.o.):
- Bestimmung von HQ(2,33) → s. Bild 4.12
- $HQ(2,33) \approx 85 \text{ m}^3/\text{s}$

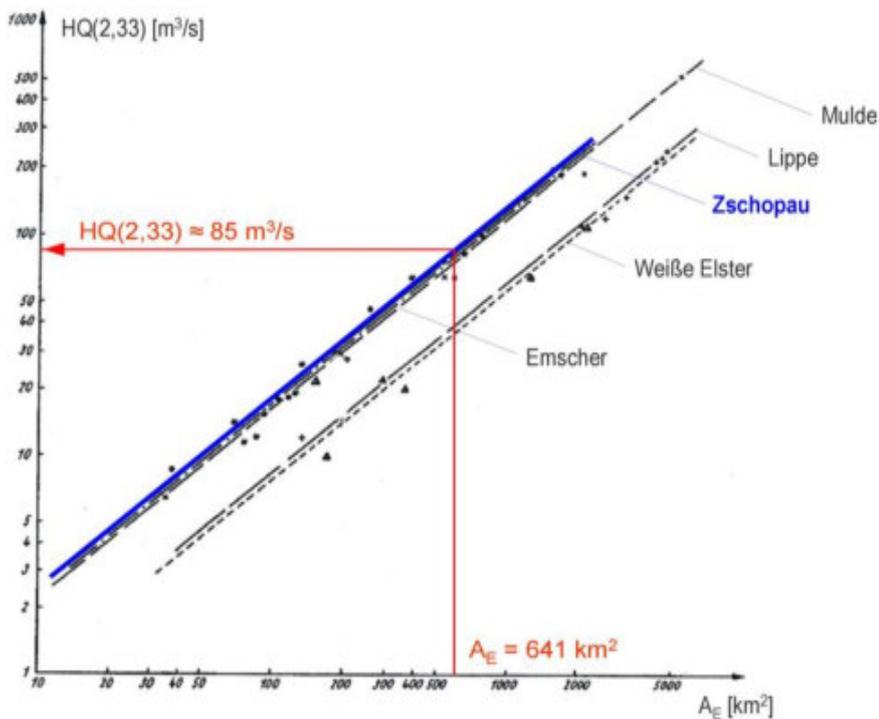


Bild 4.12: Bestimmung des Bezugswertes $HQ(2,33)$ für das Einzugsgebiet der Flöha bis zum Pegel Borstendorf (Teileinzugsgebiet der Zschopau), Bildgrundlage: DYCK, PESCHKE (1995)

→ Bestimmung des HQ(100)-Wertes auf Basis des Bezugswertes HQ(2,33) → s. Bild 4.13

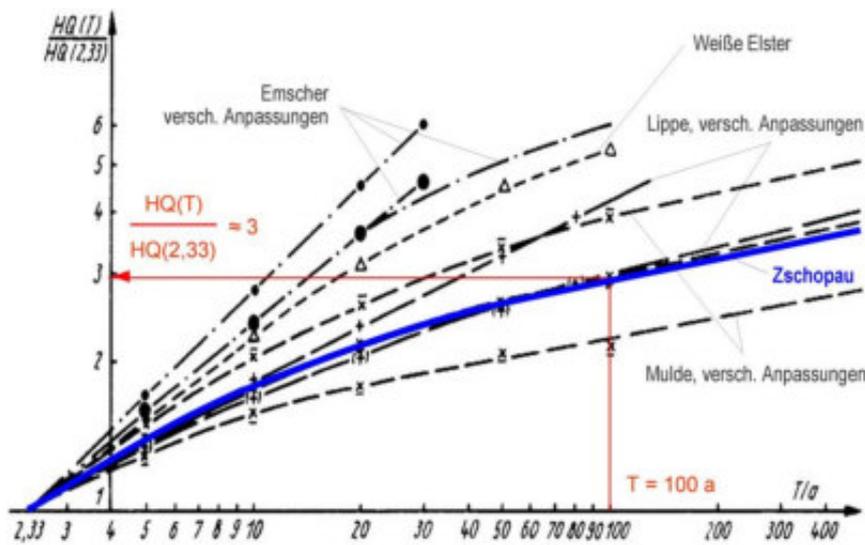


Bild 4.13:

Bestimmung des Quotienten $HQ(T) / HQ(2,33)$ für das Einzugsgebiet der Flöha bis zum Pegel Borstendorf (Teileinzugsgebiet der Zschopau), Bildgrundlage: DYCK, PESCHKE (1995)

- $HQ(100) \approx 3 HQ(2,33) \approx 3 * 85 \text{ m}^3/\text{s} \approx 255 \text{ m}^3/\text{s}$
- gute Vergleichbarkeit mit stochastisch ermittelten Werten (s.o.)

- Beispiel 2: unbeobachtetes Münzbach-Einzugsgebiet (Mündung bei Halsbrücke, Charakteristik s.o.):
 - $A_E = 150 \text{ km}^2 \rightarrow HQ(2,33) \approx 22 \text{ m}^3/\text{s}$ (nach Bild 4.12)
 - $HQ(T) / HQ(2,33) \approx 3$ (für $T = 100 \text{ a}$ nach Bild 4.13)
 - $HQ(100) \approx 3 HQ(2,33) \approx 3 * 22 \text{ m}^3/\text{s} \approx 66 \text{ m}^3/\text{s}$
 - wegen fehlendem Pegel keine Wertung möglich

* **erweitertes Bezugs-HQ-Verfahren nach LAUTERBACH/GLOS:**

► **Ausgangspunkt:**

- an 179 Pegeln gemessene Monatshöchstwerte des Durchflusses $HQ(m)$
- neben der Einzugsgebietsgröße A_E werden weitere Kenngrößen zur HQ-Berechnung verwendet
- Verwendung von Monatshöchstwerten des Durchflusses $HQ(m)$ und nicht von Jahreshöchstwerten $HQ(a)$, weil für viele der 179 Pegel keine langjährigen Durchflussmessreihen vorlagen (teilweise nur 7 Jahre) → Vergrößerung des Datenumfangs um den Faktor 12 im Falle der Verwendung von Monats-HQ-Werten
- Zusammenhang zwischen $HQ(m)$ und $HQ(a)$:

$$T(a) \approx \frac{1}{12} T(m) \quad (4.18)$$

mit: $T(a)$ – Wiederkehrintervall [a]
 $T(m)$ – Wiederkehrintervall [mon]

► **Arbeitsschritte:**

- Anpassung einer Wahrscheinlichkeitsverteilungsfunktion → hier: nicht EI sondern logarithmische Normalverteilung (Monats-HQ-Werte strecken sich im log-NV-Netzdruck zur Gerade) → s. Bild 4.14

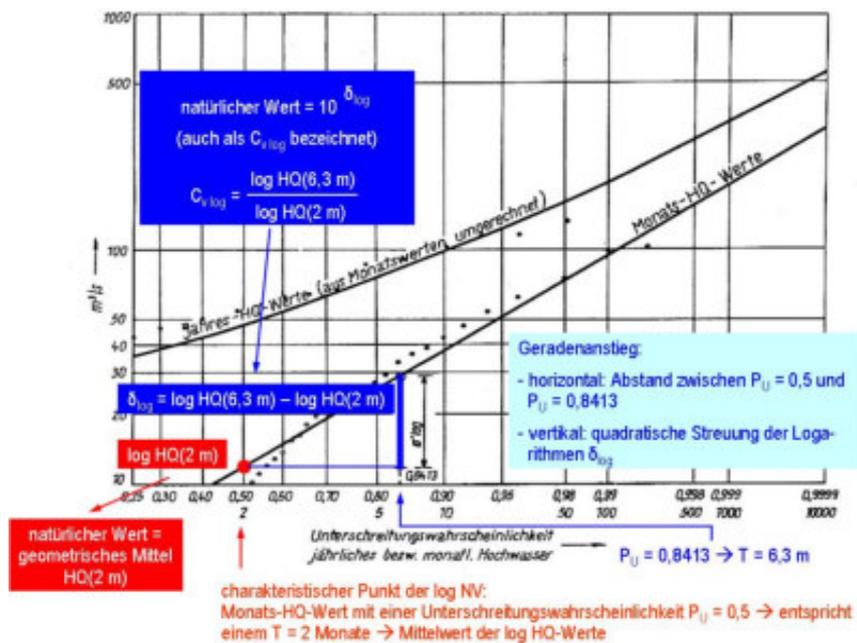


Bild 4.14:

Monats-HQ-Werte im Netzdruck der logarithmischen Normalverteilung log NV (nach LAUTERBACH, GLOS (1965))

- Ermittlung der Parameter der logarithmischen Normalverteilung \rightarrow hier: Punkt HQ(2m) und Steigung der Geraden ($C_{v,\log}$) im Netzdruck der log NV \rightarrow vgl. Bild 4.14
- Ermittlung beliebiger HQ(m) bzw. HQ(a)
- Übertragung der Ergebnisse auf unbeobachtete Gebiete

► **Methodik:**

- Ersetzen von HQ(2m) und $C_{v,\log}$ durch einfach bestimmbare Einzugsgebietsparameter \rightarrow Anwendung empirisch gewonnener Gleichungen für HQ(2 m) und $C_{v,\log}$
- empirische Gleichung zur Berechnung des geometrischen Mittels der Monats-HQ-Werte HQ(2m):

$$HQ(2m) = \frac{10^\alpha * I^{0,20} * A_E^{0,86}}{(L^2 / A_E)^{0,10} * 10^{\Delta C_3} * 10^3} \tag{4.19}$$

- mit: HQ(2m) - geometrisches Mittel der Monats-HQ-Werte [m³/s]
 α - Ortsfaktor \rightarrow s. Gleichung 4.21
 I - Gebietsgefälle [m/m]
 A_E - Einzugsgebietsfläche [km²]
 L - Länge des Flusslaufes [km]
 ΔC_3 - Korrekturglied für Retentionsflächen \rightarrow s. Gleichung 4.20

wobei:

$$\Delta C_3 = 0,31 * \frac{A_R}{A_E} - 0,031 \tag{4.20}$$

- mit: A_R - retentionsbeeinflusste Flächen \rightarrow Einzugsgebiete oberhalb von Seen, Talsperren und Teichen [km²]
 (alle anderen Größen \rightarrow s. Gleichung 4.19)

- Ortsfaktor α → Berücksichtigung der geografischen Region (Flachland ... Mittelgebirge) sowie der pedologischen und geologischen Eigenschaften im Einzugsgebiet
- Ermittlung von α an Hand von Pegelmessungen:

$$\alpha = \log HQ(2m) + 0,14 \log A_E - 0,2 \log I + 0,1 \log (L^2/A_E) + \Delta C_3 \quad (4.21)$$

(alle Größen → s. Gleichung 4.19)

→ Ortsfaktor $\alpha = f(HQ(2m), \text{morphometrische Parameter})$

- empirische Gleichung zur Berechnung des Anstiegs der Geraden im Netzdruck der log NV:

$$C_{v \log} = \beta - 5,9 \alpha - 0,22 \log A_E \quad (4.22)$$

mit: $C_{v \log}$ - Anstieg der Geraden im Netzdruck der log NV
 α - Ortsfaktor
 β - Ortsfaktor
 A_E - Einzugsgebietsfläche [km²]

- Ermittlung von β analog Ortsfaktor α an Hand von Pegelmessungen:

$$\beta = HQ(2m) / HQ(6,3m) + 0,22 \log A_E + 5,9 \alpha \quad (4.23)$$

(alle Größen → s. Gleichung 4.19)

→ Ortsfaktor $\beta = f(HQ(2m, 6,3m), \text{morphometrische Parameter})$

- kartografische Darstellung der Ortsfaktoren α und β → Isolinien von α und β → für Ostdeutschland flächendeckend vorliegend, Beispiel → s. Bild 4.15
- Ermittlung beliebiger HQ(m) bzw. HQ(a):

$$HQ(m) \text{ oder } HQ(a) = HQ(2m) * (C_{v \log})^u \quad (4.24)$$

mit: $HQ(m)$ - Hochwasserscheiteldurchfluss mit einem Wiederkehrintervall in Monaten [m³/s]
 $HQ(a)$ - Hochwasserscheiteldurchfluss mit einem Wiederkehrintervall in Jahren [m³/s]
 $HQ(2m)$ - geometrisches Mittel der Monats-HQ-Werte [m³/s]
 $C_{v \log}$ - Anstieg der Geraden im Netzdruck der log NV
 u - Argument des Gauß'schen Fehlerintegrals → für verschiedene Wiederkehrintervalle Tafelwerken entnehmbar → u verschieden für die Berechnung von HQ(m) oder HQ(a) → beispielhaft für jährliche Wiederkehrintervalle vgl. Tabelle 4.7

Tabelle 4.7: Argument des Gauß'schen Fehlerintegrals u für verschiedene Wiederkehrintervalle T [a]

Wiederkehrintervall T [a]	2	5	10	20	25	50	100
Argument des Gauß'schen Fehlerintegrals []	1,732	2,128	2,394	2,638	2,713	2,935	3,144

► **Anwendung des LAUERBACH-GLOS-Verfahrens zur Abschätzung von HQ(100)-Werten der Flöha und des Münzbaches:**

- Beispiel 1: beobachtetes Einzugsgebiet bis zum Pegel Borstendorf (Charakteristik → s.o.):
 - Einzugsgebietsfläche: $A_E = 641 \text{ km}^2$, davon retentionsbeeinflusst: $A_R = 109 \text{ km}^2$
 - Länge des Flusslaufes $L = 46 \text{ km}$
 - Gebietsgefälle $I = 0,12 \text{ m/m}$
 - Korrekturglied für Retentionsflächen $\Delta C_3 = 0,022$ (nach Gleichung 4.20)
 - Ortsfaktor $\alpha = 2,15$ (nach Gleichung 4.21 bzw. Bild 4.15 a)
 - geometrisches Mittel der Monats-HQ-Werte $HQ(2m) = 20,2 \text{ m}^3/\text{s}$ (nach Gleichung 4.19)
 - Ortsfaktor $\beta = 15,70$ (nach Gleichung 4.23 bzw. Bild 4.15 b)
 - Anstieg der Geraden im Netzdruck der log NV: $C_{V, \log} = 2,40$ (nach Gleichung 4.22)
 - HQ(100) nach Gleichung 4.24: $HQ(100) = 316 \text{ m}^3/\text{s}$
 - gute Vergleichbarkeit mit stochastisch ermittelten Werten (s.o.)

- Beispiel 2: unbeobachtetes Münzbach-Einzugsgebiet (Charakteristik s.o.):
 - Einzugsgebietsfläche: $A_E = 150 \text{ km}^2$, davon retentionsbeeinflusst: $A_R = 40 \text{ km}^2$
 - Länge des Flusslaufes $L = 22 \text{ km}$
 - Gebietsgefälle $I = 0,14 \text{ m/m}$
 - Korrekturglied für Retentionsflächen $\Delta C_3 = 0,052$ (nach Gleichung 4.20)
 - Ortsfaktor $\alpha = 1,96$ (nach Bild 4.15 a)
 - geometrisches Mittel der Monats-HQ-Werte $HQ(2m) = 3,8 \text{ m}^3/\text{s}$ (nach Gleichung 4.19)
 - Ortsfaktor $\beta = 14,55$ (nach Gleichung 4.23)
 - Anstieg der Geraden im Netzdruck der log NV: $C_{V, \log} = 2,51$ (nach Gleichung 4.22)
 - HQ(100) nach Gleichung 4.24: $HQ(100) = 68 \text{ m}^3/\text{s}$
 - wegen fehlendem Pegel keine Wertung möglich

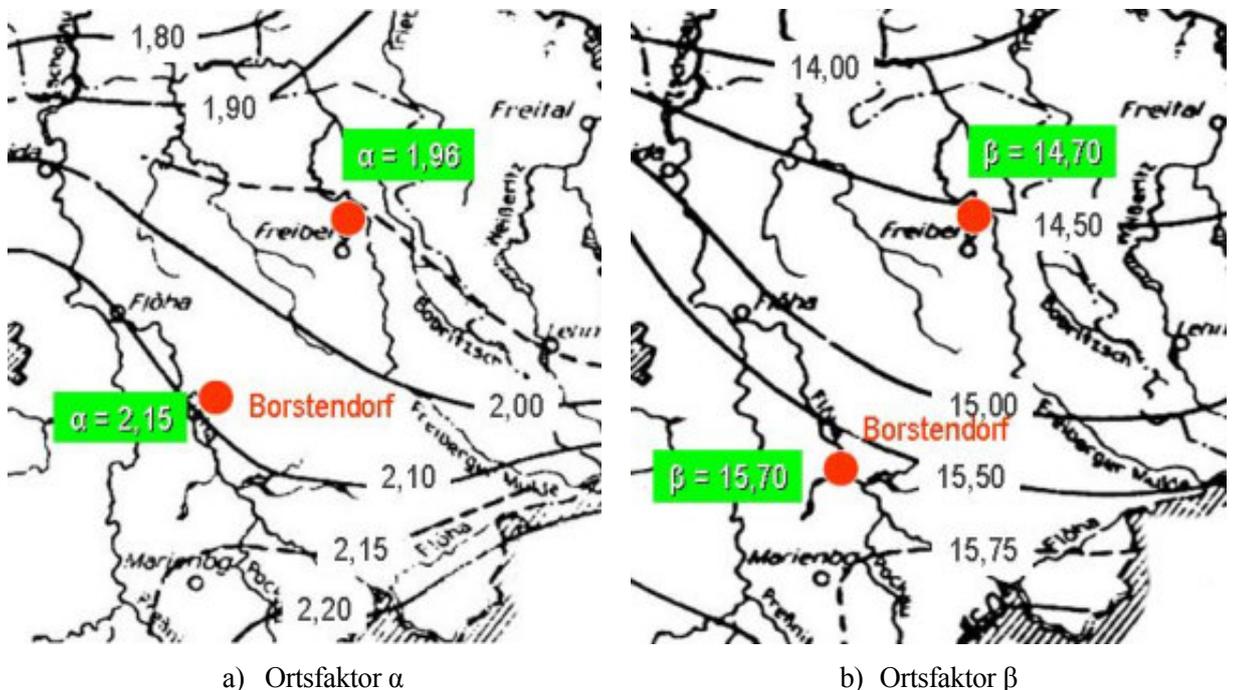


Bild 4.15: Ortsfaktoren des LAUERBACH-GLOS-Verfahrens für die beiden Beispielsgebiete (Bildgrundlage: LAUERBACH, GLOS, 1965)

- praktische Anwendung von Regionalisierungsverfahren → s. Übungen 18 und 19

4.3.4.3. Niederschlag-Abfluss-Modelle

*** Ziel:**

- Erfassung/Quantifizierung der hydrologischen Prozesse Abflussbildung, -konzentration und -verlauf durch mathematische Ansätze
- Hauptzweck: Transformation der Haupteingangsgröße Niederschlag in die Ausgabegrößen Abfluss und Durchfluss → Bezeichnung dieser Modelle deshalb: Niederschlag-Abfluss-Modelle
- prinzipielles Ablaufschema → s. Bild 4.16

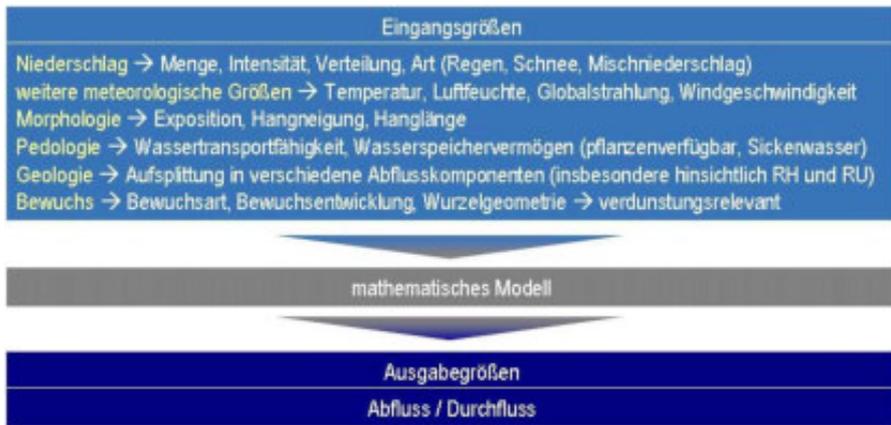


Bild 4.16:

Wesentliche Ein- und Ausgabegrößen eines Niederschlag-Abfluss-Modells

*** Methodik:**

- derzeit zwei Möglichkeiten der Niederschlag-Abfluss-Transformation (vgl. auch Bild 4.17):
 - kontinuierliche Modellierung des Niederschlag-Abflussprozesses über einen längeren (i.d.R. mehrmonatigen bzw. mehrjährigen) Zeitraum → ereignis- und flächendifferenziertes Niederschlag-Abfluss-Modell
 - Modellierung einzelner Starkregenereignisse (ereignisbezogen) z.B. für Bemessungszwecke → konzeptionelles Niederschlag-Abfluss-Modell

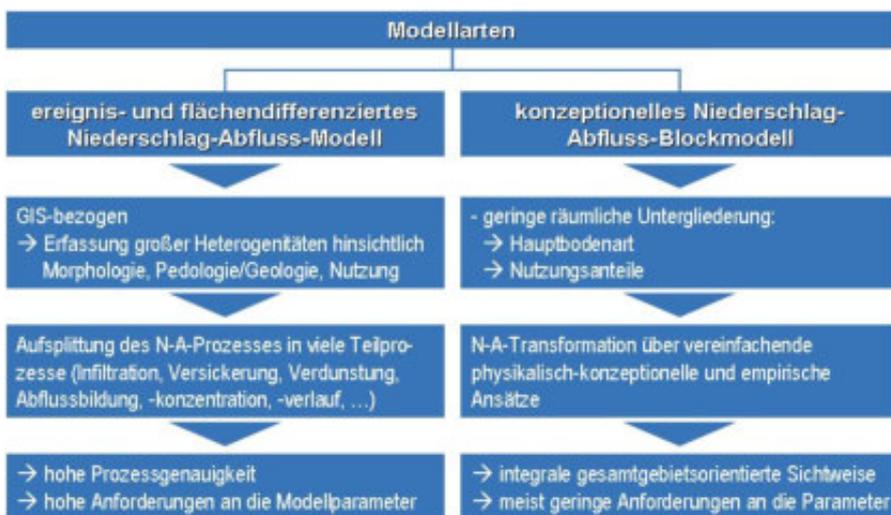


Bild 4.17:

Arten von Niederschlag-Abfluss-Modellen

→ In Abhängigkeit von der Aufgabestellung und von der Datenlage haben beide Ansätze ihre Daseinsberechtigung.

- Herangehensweise bei der Transformation von Niederschlag in Abfluss/Durchfluss:
 - Berücksichtigung der für den Abfluss notwendigen hydrologischen Prozesse (Niederschlag, Verdunstung, Speicheränderungen)
 - Modellierung der Abflussbildung (Effektivniederschlag, direkter Abfluss)
 - Simulation der Hochwasserganglinie (zeitlicher Verlauf des Hochwasserereignisses)
 - Überlagerung von Hochwasserwellen aus verschiedenen Teileinzugsgebieten (insbesondere bei großem Einzugsgebiet bzw. weit verzweigtem Gewässernetz von Bedeutung) → sog. routing

* **Beispiel für ein ereignis- und flächendifferenziertes Niederschlag-Abfluss-Modell – WaSiM-ETH:**

► **Modellinhalt:**

- entwickelt an der ETH Zürich,
- in Deutschland, Österreich und der Schweiz weit verbreitet
- geeignet für Untersuchungen zum Abflussverhalten in der Vergangenheit, im Zusammenhang mit Planungsaufgaben und für die Quantifizierung von Auswirkungen von Landnutzungs- und Klimaveränderungen in der Zukunft
- Struktur des Modells → s. Bild 4.18
- Modellein- und -ausgabegrößen → s. Tabelle 4.8

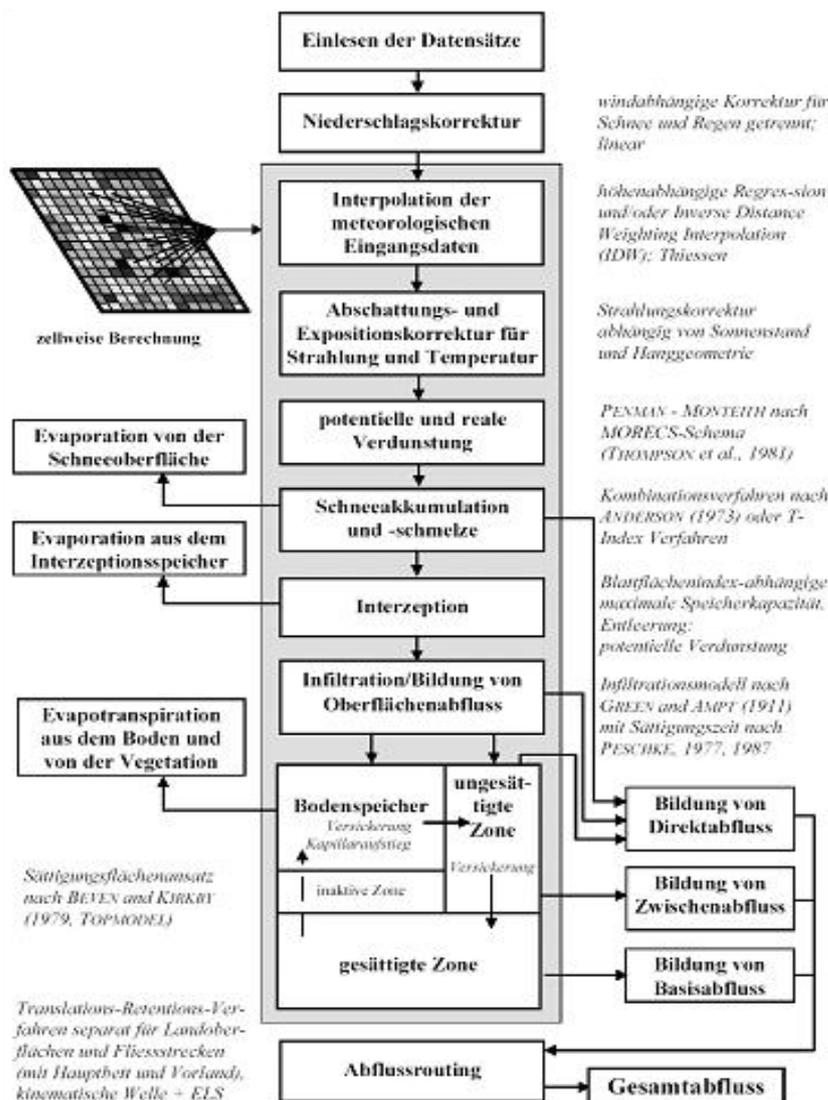


Bild 4.18:
Modellstruktur des Niederschlag – Abfluss – Modells WaSiM-ETH (aus SCHULLA, 1997)

Tabelle 4.8: Ein- und -ausgabewerte des Niederschlag-Abfluss-Modells WaSiM- ETH

Modelleingabewerte		
Morphologisch-morphometrische Parameter	Nutzungs- und Bodenparameter	Meteorologische Daten
<ul style="list-style-type: none"> - Einzugsgebietsfläche - Fließwege - Geländegefälle - Expositionen <p>→ aus DGM</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Nutzungsformen (Wiese, Landwirtschaft, Wald, Ortschaft, ...) - Bodenparameter zum Wassertransport (k_f-Werte) und zur Wasserspeicherung (Sättigung, Feldkapazität, Welkepunkt) <p>→ aus digitalen Boden- und Landnutzungskarten</p>	<ul style="list-style-type: none"> Zeitdiskretisierung: 1 min - 1 d - Niederschlag Zeitdiskretisierung: 1 d - Lufttemperatur - Luftfeuchte - Globalstrahlung - Sonnenscheindauer - Windgeschwindigkeit
Modellausgabewerte		
<ul style="list-style-type: none"> - Wasserhaushaltsgrößen (Niederschlag, Verdunstung, Abfluss, ...) - Durchflussganglinie → Durchflussmaxima während Hochwasserereignissen → Hochwasseranstiegszeit → Durchflusssumme 		

► **Beispiel einer Modellanwendung – Untersuchungen im Einzugsgebiet der Wilden Weißeritz:**

Zielstellung:

- Quantifizierung von Auswirkungen von Landnutzungs- und Klimaänderungen auf das Abflussverhalten im Untersuchungsgebiet
- Lage des Untersuchungsgebiets → Bild 4.19



Bild 4.19:

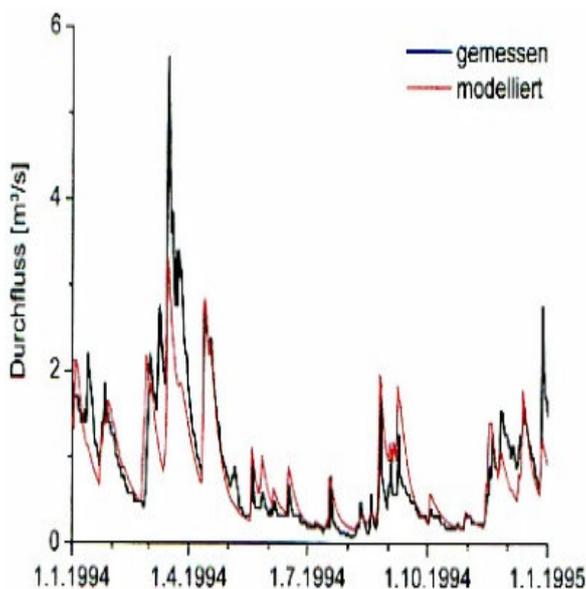
Einzugsgebiet der Wilden Weißeritz (nach PÖHLER, 2006)

Modellparametrisierung (Pre-Processing):

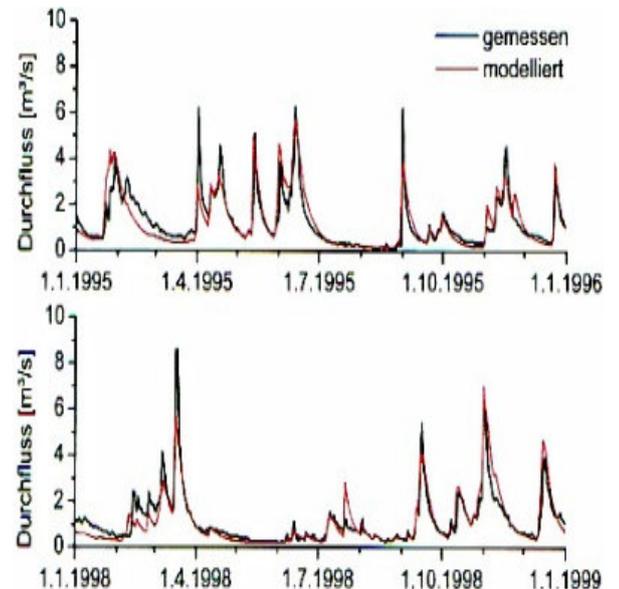
- Aufbereitung von Informationen zur Morphologie, Pedologie, Nutzung und Meteorologie:
 - digitales Höhenmodell DGM
 - Landnutzungskarte
 - Bodenkarte
 - Lage der Klimastationen
- Klimadaten (vieljährige Reihen der Vergangenheit sowie Klimaszenarien für die Zukunft)

Modellkalibrierung Istzustand:

- beispielhaft für den Pegel Ammeldorf (Lage → s. Bild 4.19)
- Auswahl eines Kalibrierungszeitraumes
- Auswahlkriterien:
 - Zeiträume mit hydrologisch verschiedenen Bedingungen, z.B. Schneeschmelze, Trockenperiode(n), Starkregenereignis(se), ...
 - hier: Auswahl des Jahres 1994
- Kalibrierungsmodelllauf mit Ausgangsparametern
- Prüfung der Modellergebnisse (hier: Durchflüsse) an Hand gemessener Durchflüsse
- Veränderung unsicherer Modellparameter in plausiblen Grenzen, bis Abweichungen modellierte Durchflüsse / gemessene Durchflüsse → Minimum
- Kalibrierungsergebnisse für den Pegel Ammeldorf (Jahr 1994) → s. Bild 4.20 a
- Bestimmtheitsmaß $R^2 = 0,71$
- insgesamt gesehen gelungene Modellkalibrierung (nur Schneeschmelzperiode Ende März / Anfang April ist im Modell nicht optimal nachbildbar)



a) Modellkalibrierung



b) Modellvalidierung

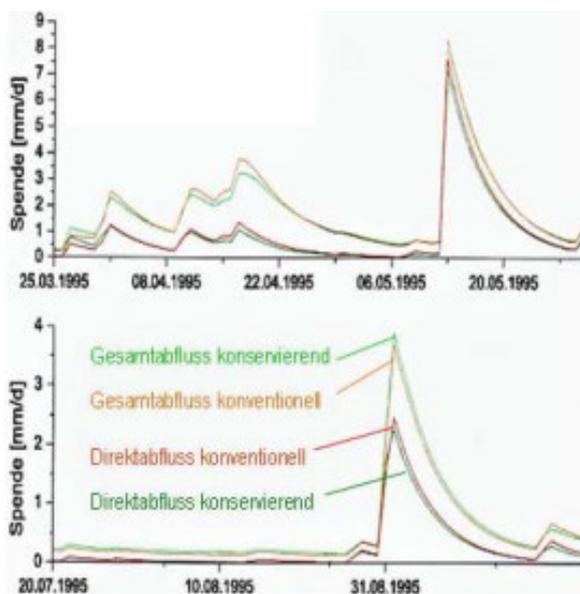
Bild 4.20: Ergebnisse der Modellkalibrierung und –validierung (Modell WaSim-ETH) für den Pegel Ammeldorf (Wilde Weißeritz), aus PÖHLER (2006)

Modellvalidierung Istzustand:

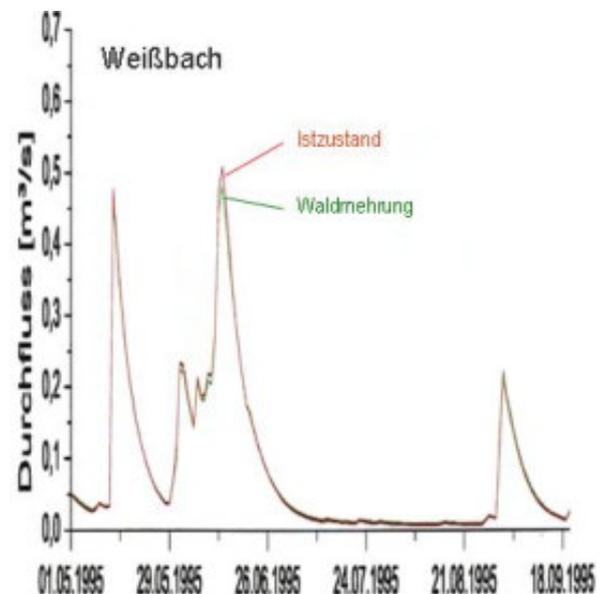
- Validierung = Prüfung des Wahrheitsgehaltes → hier: Wie hoch ist der Wahrheitsgehalt des für 1994 kalibrierten Modells außerhalb des Kalibrierungszeitraumes, ohne weitere Parameter zu ändern?
- Auswahl des Validierungszeitraumes → hier Zeitraum 1991 – 2000 (außer 1994)
- Ergebnisse beispielhaft für das Nassjahr 1995 und das Trockenjahr 1998 → s. Bild 4.20 b
- Validierungsergebnisse:
 - R^2 für 1995: 0,69, für 1998: 0,78
 - R^2 für den Validierungszeitraum insgesamt: 0,64
- validiertes Modell für den Istzustand → Voraussetzung für Szenarienuntersuchungen zu Landnutzungs- und Klimaänderungen

Auswirkungen von Landnutzungsänderungen:

- Modellergebnisse konventionelle / konservierende Bodenbearbeitung → s. Bild 4.21 a



a) Art der landwirtschaftlichen Bodenbearbeitung



b) Waldmehrung

Bild 4.21: Ergebnisse der Modellrechnungen zum Einfluss von Landnutzungsänderungen (aus PÖHLER, 2006)

- geringer Einfluss der Bodenbearbeitung auf Abfluss
- etwas kleinerer Direktabfluss bei konservierender Bodenbearbeitung
- Gesamtabfluss im Verhalten differenziert:
 - höhere Infiltrationsmengen im Falle konservierender Bodenbearbeitung → höherer Gesamtabfluss
 - andererseits aber auch höhere Verdunstung, je höher die Infiltrationsmengen
- Waldmehrungseinfluss marginal → Grund: nur wenige Waldmehrungsflächen im Untersuchungsgebiet vorhanden

Auswirkungen von Klimaänderungen:

- Randbedingungen:
 - gewähltes Klimamodell: WEREX (sog. Enke-Modell)
 - Modellzeitraum: 2021 – 2050
 - Nutzung: analog Istzustand
 - insgesamt 10 WEREX-Realisierungen

- Ergebnisse des N-A-Modells:
 - modellierte Gesamtabflusssummen für die Vereinigte Weißeritz auf Grundlage von 10 WEREX-Realisierungen → s. Bild 4.22
 - tendenzieller Abflussrückgang (im Frühjahr besonders ausgeprägt, weil Frühjahr = Zeitraum mit den größten zukünftigen klimatischen Veränderungen)

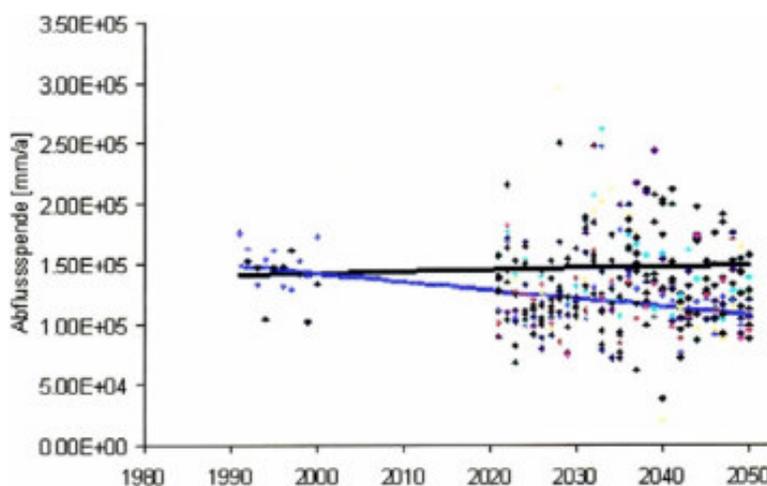


Bild 4.22:

Modellierte Gesamtabflusssummen für die Vereinigte Weißeritz auf Grundlage von 10 WEREX-Realisierungen (aus PÖHLER, 2006)

Fazit:

Zielstellung (Quantifizierung von Auswirkungen von Landnutzungs- und Klimaänderungen auf das Abflussverhalten) nur mit ereignis- und flächendifferenziertem Niederschlag-Abfluss-Modell erfüllbar

* **weitere in Deutschland gebräuchliche ereignis- und flächendifferenziertes Niederschlag-Abfluss-Modelle:**

- NASIM (Fa. Hydrotec Aachen)
- ArcEGMO (Gemeinschaftsentwicklung des Büros für Angewandte Hydrologie Berlin und des Potsdam-Instituts für Klimafolgenforschung e.V. (PIK))

* **Beispiel für ein konzeptionelles, einzelereignisbezogenes Modell – Bemessungsganglinienmodell QBEMESS:**

▸ **Zielsetzung, Modellstruktur und wesentliche Modellansätze:**

- Zielsetzung: Modellierung der Durchflussganglinie auf Basis des Bemessungsregens und Gebietsparameter
- Modellstruktur und wesentliche Modellansätze → s. Bild 4.23

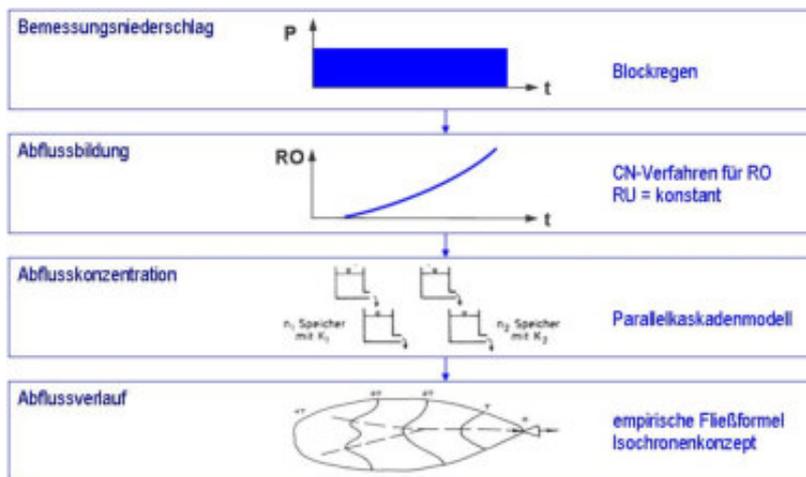


Bild 4.23:

Modell HQBEMESS – Modellstruktur und wesentliche Modellansätze

► **Modellergebnisse:**

- wesentliche Modellergebnisse eines konzeptionellen, einzelereignisbezogenen Modells (hier HQBEMESS) im Vergleich zu einem ereignis- und flächendifferenzierten Niederschlag-Abfluss-Modell (hier WaSiM-ETH) → s. Bild 4.24

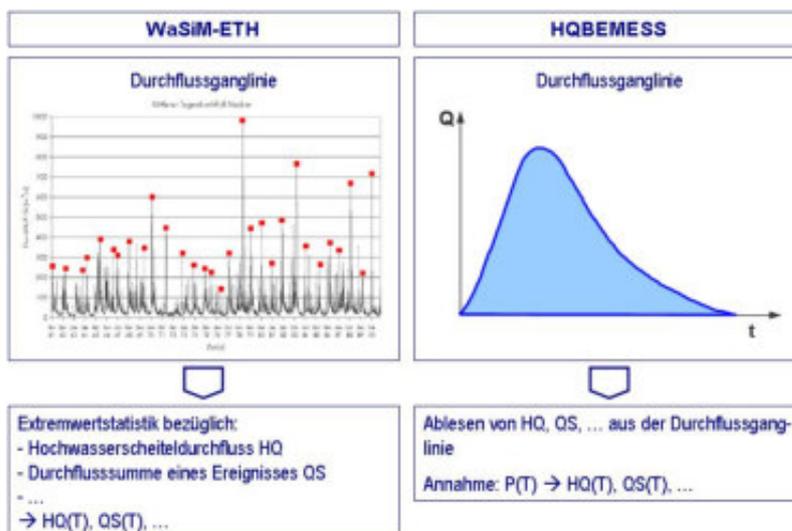


Bild 4.24:

Modellergebnisse eines konzeptionellen, einzelereignisbezogenen Modells (hier HQBEMESS) im Vergleich zu einem ereignis- und flächendifferenzierten Niederschlag-Abfluss-Modell (hier WaSiM-ETH)

► **Anwendungsbeispiel 1: fiktives Beispiel → Änderung der Hochwasserdurchflüsse infolge Bebauung:**

- Ermittlung des Bemessungshochwassers mit einem Wiederkehrintervall von 5 Jahren für ein unbeobachtetes, unbeeinflusstes Einzugsgebiet in Sachsen (Bemessungsregenspende: 106 l/s ha)
- Abschätzung der Veränderungen bezüglich Hochwassergefährdung infolge einer geplanten Bebauung (Gewerbegebiet)
- Bemessung eines Hochwasserrückhaltebeckens (RHB) zur Kompensation der Veränderungen bezüglich Hochwassergefährdung infolge Bebauung

Gebietscharakteristik:

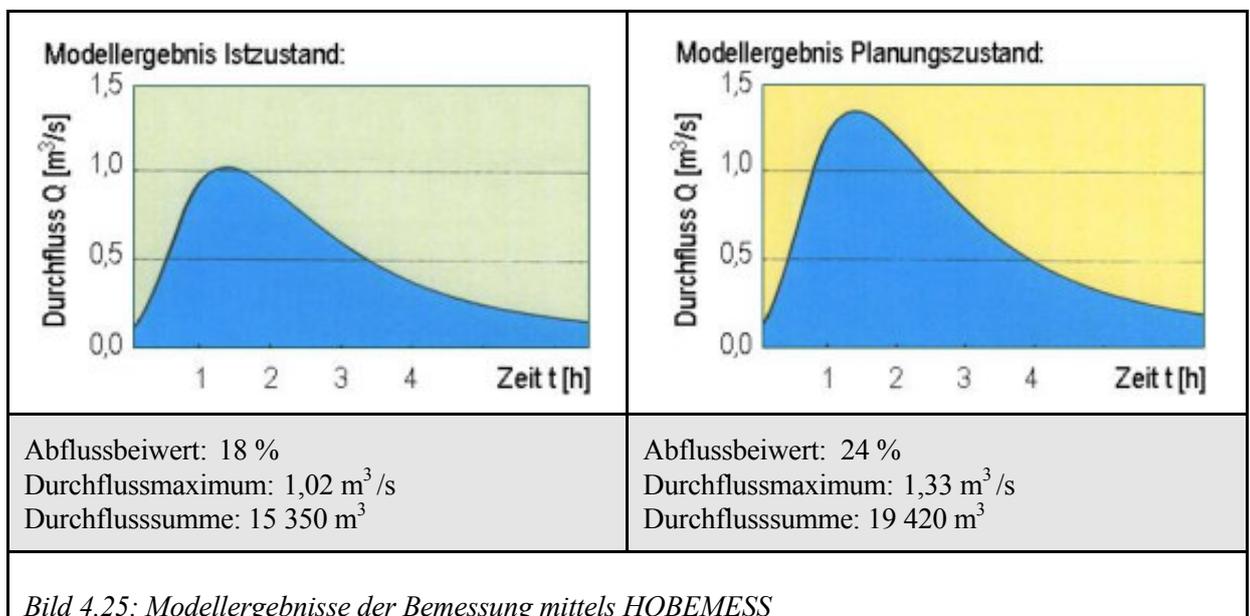
- Kurzcharakteristik → s. Tabelle 4.9

Tabelle 4.9: Gebietscharakteristik vor und nach einer geplanten teilweisen Bebauung

Charakteristik, Parameter	Istzustand (vor Bebauung)	Planungszustand (nach Bebauung)
Landschaftscharakter	Hügelland	
Einzugsgebietsfläche	2,8 km ²	
längster Fließweg Wasserscheide-Bemessungsstelle	1,6 km	
mittleres Geländegefälle	3,0 %	
vorherrschender Bodentyp	Sand (mit gutem Infiltrationsvermögen)	
Gesamtlänge aller Vorfluter	2,6 km	2,2 km
Nutzungsanteile:		
- Dauerwiese	15 %	0 %
- Wald	83 %	83 %
- Feld- und Waldwege	2 %	2 %
- bebaute Flächen	0 %	15 %

Modellergebnisse:

- HQBEMESS-Modellergebnisse für den Ist- bzw. Planungszustand → s. Bild 4.25



- HW-Scheitelerhöhung durch Nutzungsänderung um ca. 30 % (Durchflusssumme: um ca. 27 %)
- Suche nach Ausgleichsmaßnahmen:
 - Ausgleichsmaßnahmen in vielerlei Hinsicht vorstellbar:
 - Bau von dezentralen Versickerungsanlagen
 - Reduzierung der Abflüsse der bebauten Flächen (z.B. Rasengittersteine, Dachbegrünung)
 - Rückhalt von Regenwasser (Regenwassernutzung)
 - Rückhalt von Oberflächenabfluss durch HW-Rückhaltebecken → s. Abschnitt 6.5.4
 - hier: Bemessung eines Rückhaltebeckens (RHB) im Falle der Bebauung
 - hydrologische Auswirkungen dieser Maßnahme → s. Bild 4.26

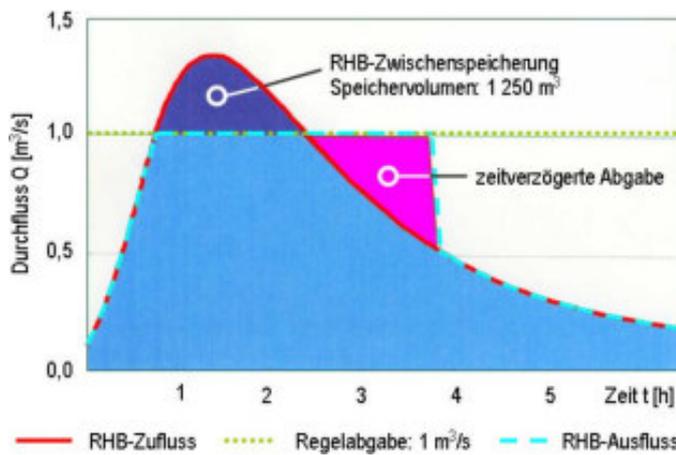


Bild 4.26:

Bemessung eines Rückhaltebeckens zum Ausgleich der Erhöhung des Hochwasserscheitels

► **Anwendungsbeispiel 2: Angabe von Hochwasserscheiteldurchflüssen zur Bemessung einer Brücke in der Nähe von Frießnitz (Thüringen):**

Bearbeitungsschritt 1: Erfassung des Entwässerungssystems

- Entwässerungssystem = Erfassung der Bachläufe, Ermittlung der Einzugsgebietsgrenzen, Aushalten von Knotenpunkten (Zusammenflüsse zweier oder mehrere Bäche) → Basis für eine weitere Untergliederung in Teileinzugsgebiete sowie Ermittlung der Fließrichtungen → s. Bild 4.27
- hier in Summe 2 Teilgebiete

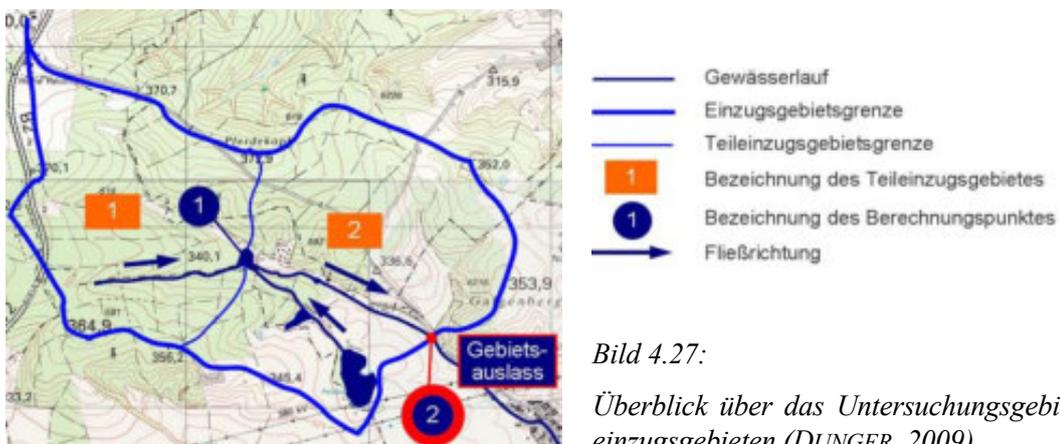


Bild 4.27:

Überblick über das Untersuchungsgebiet mit 2 Teileinzugsgebieten (DUNGER, 2009)

Bearbeitungsschritt 2: Ermittlung morphologischer Parameter für jedes Teileinzugsgebiet

- morphologische Parameter → Beeinflussung von Abflussbildung und -konzentration
- Flächengrößen, Fließlängen, Gefällewerte
- Werte für die beiden Teilgebiete → s. Tabelle 4.10

Tabelle 4.10: Morphometrische Parameter der beiden Teileinzugsgebiete

Teileinzugsgebiet	1	2
Teileinzugsgebietsfläche [km ²]	1,38	1,89
Max. Fließweg höchster/tiefster Punkt [km]	2,0	1,8
Länge aller nichtperiodischer Vorfluter [km]	0,9	1,9
Höhendifferenz höchster/tiefster Punkt [m]	64	68

Bearbeitungsschritt 3: hydrologische Charakterisierung der Hauptnutzungs- und -bodenarten

- Hauptnutzungs- und -bodenarten → wesentlich für den Abflussbildungsprozess (Beeinflussung des Infiltrationsprozesses)
- Hauptnutzungs- und -bodenarten für die beiden Teileinzugsgebiete → s. Bild 4.28, Präzisierung → s. Tabellen 4.11 und 4.12

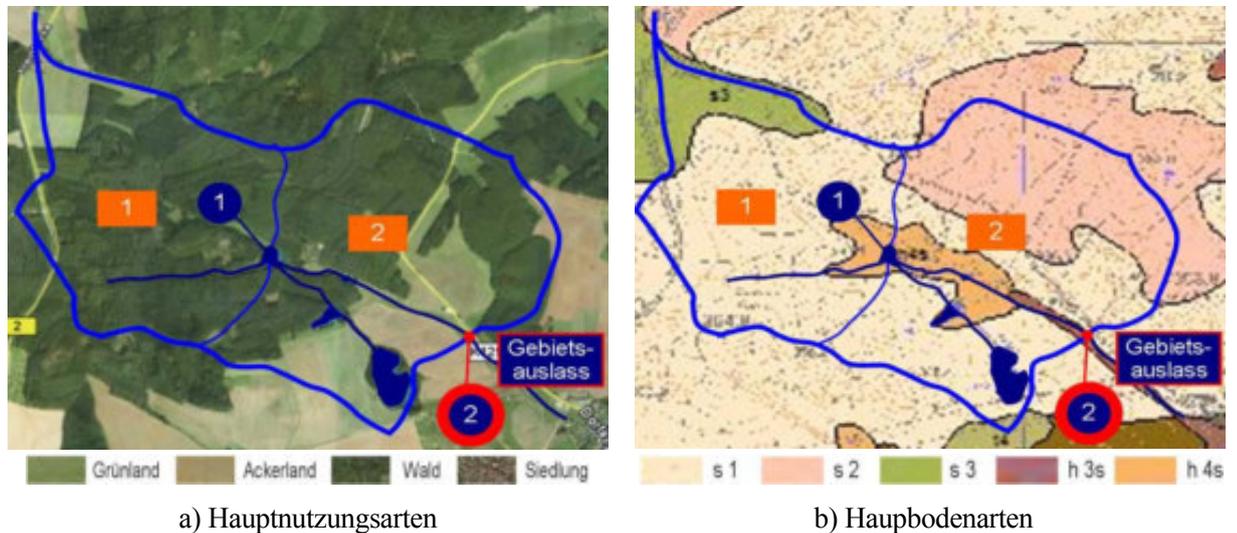


Bild 4.28: Hauptnutzungs- und -bodenarten im Untersuchungsgebiet (DUNGER, 2009)

Tabelle 4.11: Nutzungsanteile in den beiden Teileinzugsgebieten

Nutzungsanteile	Teileinzugsgebiet	1	2
- Hackfrüchte, Wein		0	2
- Getreide, Futterpflanzen		0	7
- Dauerwiese		17	19
- Wald (stark aufgelockert)		5	4
- Wald (mitteldicht)		76	65
- Feldwege (befestigt)		1	1
- versiegelte Flächen		1	2

Tabelle 4.12: Charakterisierung der Böden in den beiden Teileinzugsgebieten

Bezeichnung	Charakteristik	Bodentyp nach US-SCS
s 1	Sandiger Lehm (Sedimente des Unteren Buntsandsteins)	2
s 2	Lehmiger Sand (Sedimente des Mittleren Buntsandsteins)	2
s 3	Sand, lehmig - Staugley (Sed. des Unt./Mittl. Buntsandst.)	3
h 3s	Sand bis sandiger Lehm - Vega (Nebentäler)	3
h 4s	Sand, lehmig - Anmoorgley (Zersatz Unt./Mittl. Buntsandst.)	4

Bearbeitungsschritt 4: Ermittlung des Bemessungsregens

- Grundlage: hier KOSTRA-Atlas
- Bemessungswiederkehrintervalle: 5 und 25 a (behördliche Vorgabe)
- Regenmengen nach KOSTRA: hier: 42,2 mm für T = 5 a bzw. 54,6 mm für T = 25 a

Bearbeitungsschritt 5: Ermittlung der Abflussbildung

- in HQBEMESS verwendetes Verfahren zur Ermittlung des Oberflächenabflusses: Curve-Number-Verfahren
- modellierte Oberflächenabflüsse RO:
 - Teileinzugsgebiet 1: RO = 6,5 mm für T = 5 a, RO = 10,6 mm für T = 25 a
 - Teileinzugsgebiet 2: RO = 5,6 mm für T = 5 a, RO = 10,1 mm für T = 25 a

Bearbeitungsschritt 6: Ermittlung der Abflusskonzentration

- mögliche Verfahren: US-SCS-Dreieckshydrograph, Speicherkaskadenmodell, ...
- Transformation des gebildeten Oberflächenabflusses in eine Durchflussschwelle → Ermittlung der relevanten Parameter Scheitelwert HQ, Scheitelintrittszeit t_s , Dauer des Ereignisses, ...
- in HQBEMESS verwendet: Speicherkaskadenmodell
- modellierte Scheiteldurchflussmengen HQ (separat für jedes Teileinzugsgebiet, d.h. für Teileinzugsgebiet 2 ohne Überlagerung mit der Durchflussschwelle aus Teileinzugsgebiet 1):
 - Teileinzugsgebiet 1: HQ = 258 l/s für T = 5 a, HQ = 475 l/s für T = 25 a
 - Teileinzugsgebiet 2: HQ = 360 l/s für T = 5 a, HQ = 667 l/s für T = 25 a

Bearbeitungsschritt 7: Ermittlung des Abflussverlaufs

- Überlagerung von Wellen, die in verschiedenen Teileinzugsgebieten gebildet worden sind → nicht additiv, sondern unter Berücksichtigung von Laufzeitverzögerungen
- hier: Überlagerung der Durchflusssganglinien (Wellen) der Teileinzugsgebiete 1 und 2:
 - Gesamtdurchflusssganglinie am Punkt 2 = Durchflusssganglinie des Teileinzugsgebietes 2 + laufzeitkorrigierte Durchflusssganglinie des Teileinzugsgebietes 1
 - Laufzeitkorrektur durch Anwendung des Weg-Zeit-Gesetzes: $\Delta t = s / v$
 - s → vorgegeben (Bachlänge zwischen den Punkte 1 und 2), hier: 1,1 km
 - v → Ermittlung z.B. durch Anwendung der Fließformel nach MANNING & STRICKLER (vgl. Abschnitt 5.3, Skript Hydrologie I bzw. Abschnitt 1, Skript Hydrologie III) für vorgegebene Maße des Baches und ein vorgegebenes Bachgefälle
- hier: $v = 2,0 \text{ m/s}$ → $\Delta t = 1100 \text{ m} / 2,0 \text{ m/s} = 550 \text{ s}$ → Durchflussschwelle von Punkt 1 benötigt 550 s (d.h. ca. 9 min) bis zum Punkt 2
- Ergebnisse der laufzeitkorrigierten Wellenüberlagerung am Punkt 2:
 - HQ = 617 l/s für T = 5 a
 - HQ = 1139 l/s für T = 25 a
- Ganglinien für die beiden Wiederkehrintervalle am Gebietsauslass → s. Bild 4.29

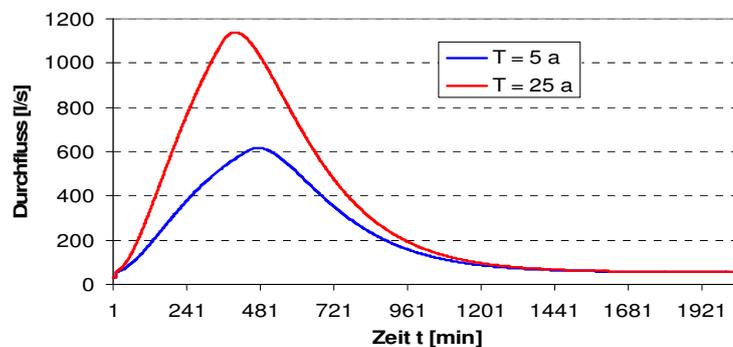


Bild 4.29:

Ganglinien für die beiden Wiederkehrintervalle am Gebietsauslass (DUNGER, 2009)

- praktische Anwendung des N-A-Modells HQBEMESS → s. Übungen 21 bis 26 sowie 30

4.3.5. Möglichkeiten und Grenzen der Verfahren zur Hochwasserberechnung

- zusammenfassender Überblick über Vor- und Nachteile sowie Möglichkeiten und Grenzen der in den Abschnitten 4.3.2 bis 4.3.4 behandelten Verfahren → s. Tabelle 4.13

Tabelle 4.13: Möglichkeiten und Grenzen verschiedener Methoden zur Hochwasserberechnung (nach **BARBEN U.A., 2001**)

Empirische und regional gültige Formeln	Statistische Verfahren	Deterministische Modelle
<ul style="list-style-type: none"> - schlechte Vergleichbarkeit der Datenherleitung - Probleme bei der länderübergreifenden Datenbereitstellung - Eingangsdaten müssen aus nicht vervielfältigbaren, i. d. R. nur in Fachbehörden vorhandenen, relativ alten Karten und Originalliteratur bestimmt werden. Damit besteht keine Allgemeinverfügbarkeit der Eingangsdaten und Berechnungsformeln. - Fragen der Plausibilität, die aus der unterschiedlichen Beobachtungsdauer an den Messreihen resultiert - Datenerfassung (Probleme bei den Messungen) 	<ul style="list-style-type: none"> - Instationarität der Serien → zu kurze Zeitreihen → zu lange Zeitreihen - Nachbereitung der Serien, Prüfung von Einzelwerten - Die Beeinflussung historischer Werte ist schwer zu schätzen. - Datenerfassung (Probleme bei den Messungen): → fehlende Zuverlässigkeit der Wasserstands-Durchfluss-Beziehungen und Messwerte → Ungenauigkeiten der Messungen → Geräteausfall bei hohen Durchflüssen → gelegentliche Ausfallzeiten und Ergänzung durch benachbarte Pegel 	<ul style="list-style-type: none"> - Abschätzung von Gewässerprofilen und Rauheiten - erschwerte Plausibilitätskontrolle bei Gebieten ohne Pegel - Probleme bei der Regionalisierung von Modellparametern - Datenverfügbarkeit (Probleme bei der Bereitstellung): → zu geringe Stationsdichte für die Messungen der Niederschläge und anderer meteorologischer Merkmale → mangelnde Verfügbarkeit stündlicher Daten (Niederschläge, Durchflüsse) → fehlerhafte Daten

- Schlussfolgerungen:
 - Es gibt kein universell einsetzbares Verfahren.
 - Je nach Aufgabenstellung (und damit Genauigkeitsanspruch) und Datenverfügbarkeit können ganz verschiedene Verfahren zum Erfolg führen.
 - nach wie vor große Unsicherheiten im Fall unbeobachteter Einzugsgebiete

4.4. Hochwasserschutz

4.4.1. Definition und Komponenten des Hochwasserschutzes

* **Begriffsbestimmung:**

- Hochwasserschutz = Summe aller Maßnahmen zum Schutz der Bevölkerung bzw. von Sachgütern vor Hochwasser

* **Komponenten des Hochwasserschutzes (sog. Drei-Säulen-Konzept):**

- natürlicher Rückhalt
 - technische Maßnahmen
 - Hochwasservorsorge
- Schwerpunkt: Nutzung des natürlichen Rückhalts → natürliche Speicherfähigkeit im Einzugsgebiet

4.4.2. Natürlicher Rückhalt

* Inhalt:

- landeskulturelle Maßnahmen zur Nutzung des natürlichen Wasserrückhaltevermögens der Einzugsgebiete vor allem durch:
 - a) Abflussminderung:
 - Flächenentsiegelung
 - dezentrale Versickerung
 - Erosionsschutzstreifen
 - Waldmehrung
 - ganzjähriger Bewuchs
 - konservierende Bodenbearbeitung
 - b) Überschwemmungsflächen (Auen-, Grünlandflächen)
 - c) bergbauliche Maßnahmen (vor allem Nutzung von Restlöchern)
- Schwerpunkt des HW-Schutzes

* Beispiele:

▶ *Erosionsschutzstreifen:*

- kleine Strukturen
- aus Sicht des Erosionsschutzes keine hangparallele Hecken, sondern an die Geländemorphologie angepasster Heckenverlauf (+/- in Längsrichtung des Hanges) → Minimierung der Erosion
- in Kombination mit Gewässerschutzstreifen

▶ *Waldmehrung:*

- Wald → Vergleichmäßigung des Abflussverhaltens
- in Sachsen in Reaktion auf das 2002-er HW-Ereignis geplant: Erhöhung des Waldanteils von 28 auf 30 %
- wirksam in den HW-Entstehungsgebieten für kleine und mittlere HW
- nicht oder kaum wirksam bei sehr großen HW-Ereignissen

▶ *ganzjähriger Bewuchs:*

- Zwischenfruchtanbau → derzeit vor allem Klee, Krautpflanzen, Senf und Ölpflanzen
- extensive Grünlandwirtschaft → Vorteile gegenüber Intensivbewirtschaftung aus hydrologischer Sicht:
 - kaum Befahrung (Mahd einmal jährlich, keine Düngung)
 - kaum Beweidung
 - geringere Bodenverdichtung
 - verminderte Oberflächenabflussbildung

▶ *konservierende Bodenbearbeitung:*

- Verbleib von Ernterückständen auf dem Acker
- ganzjährig hohe Bodenbedeckung
- Verminderung von Oberflächenabflussbildung und Erosion

► *Nutzung von Überschwemmungsflächen:*

- i.d.R. Auen- und Grünlandflächen
- größerer Fließquerschnitt im Vergleich zu eingedeichten Flüssen
- Bremsung der HW-Verlagerungsgeschwindigkeit durch erhöhte hydraulische Rauigkeit

► *bergbauliche Maßnahmen:*

- Nutzung von Restlöchern als Wasserspeicher im HW-Fall (z.B. Tagebaurestlöcher, Rückhalte-räume historischer Bergbauanlagen)
- Nutzung untertägiger Anlagen

4.4.3. Technischer Hochwasserschutz

* **Inhalt:**

- Technische Maßnahmen = Baumaßnahmen
- Oberlauf → Rückhaltebecken, Talsperren
- Mittellauf → Gewässerausbau, HW-Entlastungen (z.B. Umfluter)
- Unterlauf → Deiche, Polder
- vorrangig als Erweiterung des HW-Schutz vor allem an Engstellen und in urbanen Räumen

* **Beispiele:**

► *Rückhaltebecken:*

- Einzweckspeicher → dienen allein dem HW-Schutz
- im Hochwasserfall gefüllt
- ansonsten leer bzw. teilgefüllt (Feuchtbiotop)

► *Talsperren:*

- Mehrzweckspeicher → dienen nicht allein dem HW-Schutz
- weitere Funktionen: Wasserversorgung, NW-Aufhöhung, Fischerei, Erholung, ...
- Details → s. Speicherwirtschaft (Abschnitt 6)

► *Gewässerausbau:*

- Eindeichung → klassischer ingenieurtechnischer Ausbau → beachte zahlreiche (Neben-) Wirkungen
- Gewässerrenaturierung → ökologischer Gewässerrückbau
- Wiedernutzbarmachung von Altarmen
- Vergrößerung der Fließquerschnitts
- naturnahe Uferbefestigung
- bei notwendigen Baumaßnahmen am Gewässerufer: nach Möglichkeit nur Baumaßnahmen an einer Uferseite (zweite Uferseite mit zeitlichem Abstand von mehreren Jahren)
- Erweiterung bzw. Rückbau von Durchflussengstellen
- Umfluter → vor allem im Bereich von Großstädten praktiziert

► *Deiche:*

- Hochwasserschutz an Engstellen
- beachte Schäden im Fall von Hochwässern > Ausbau-HW
- Deichschlitzung: operative HW-Schutzmaßnahme → Erhöhung des Retentionsraumes
- Deichrückverlegung → Gewinnung von HW-Schutzraum → i.d.R. Überflutung ehem. Poldergebiete (Polder = nach Eindeichung gewonnenes Land)

4.4.4. Hochwasservorsorge

* **Inhalt:**

- Ziel: Minimierung der Schäden infolge Hochwasser durch Risiko- und Schadensanalyse
- Flächenvorsorge → Überschwemmungsgebiete, Bebauungspläne
- Bauvorsorge (Art, Material)
- Verhaltensvorsorge → Aufklärung der Bevölkerung, HW-Vorhersage, HW-Nachrichtendienst, Katastrophenschutz
- Risikovorsorge → Versicherung, Wirtschaftlichkeitsanalyse

* **Beispiele:**

► *Flächenvorsorge:*

- Ausweisung von Überschwemmungsgebieten → Nutzung von Informationen vergangener HW
- Karten mit Überschwemmungsgebieten bei verschiedenen HW-Wahrscheinlichkeiten bzw. HW-Wiederkehrintervallen
- HW-Gefährdungskarten → keine ... hohe Gefährdung
- Berücksichtigung in Bebauungsplänen → keine Bebauung in hochwassergefährdeten Gebieten

► *Bauvorsorge:*

- speziell angewendet in potenziellen HW-Gebieten
- Strategien:
 - Ausweichen: erhöhte Anordnung und/oder Abschirmung der Gebäude
 - Widerstehen: Abdichtung und/oder Verstärkung der Keller und des Fundaments → beachte ggf. Auftrieb
 - Nachgeben: angepasste Nutzung und/oder Ausstattung der hochwassergefährdeten Stockwerke
 - Sichern: Schutz vor Kontaminationen der Gebäude und der Umwelt durch Schadstoffe

► *Aufklärung der Bevölkerung:*

- Verdeutlichen realer Risiken und Gefährdungen
- Klarmachen, dass alle Maßnahmen keinen 100%-igen Schutz bieten
- Nach dem Hochwasser ist vor dem Hochwasser!

► *Hochwasservorhersage, HW-Nachrichtendienst, Katastrophenschutz:*

- Schritte einer HW-Vorhersage → s. Bild 4.30
- straffe Organisation des HW-Nachrichtendienstes
- klare Abgrenzung von Kompetenzen

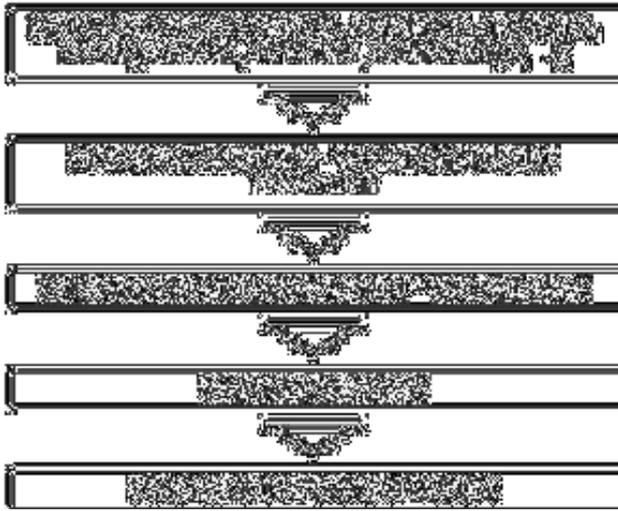


Bild 4.30:

Hochwasservorhersage

- Alarmstufen im HW-Nachrichtendienst:
 - Auslösen von Alarmstufen: wenn der Wasserstand am Hochwasserpegel einen festgelegten Alarmpegel erreicht und ein weiterer Anstieg erwartet wird
 - Alarmstufe 1 – Meldedienst: bei Beginn der Ausuferung
 - ständige Analyse der meteo-hydrologischen Lage
 - Beurteilung von Entwicklungstendenzen
 - Überprüfung von HW-Abwehrplänen, Ausrüstung/Technik und Material
 - Alarmstufe 2 – Kontrolldienst: bei eingedeichten Wasserläufen Ausuferung bis an den Deichfuß bzw. bei Abflussbehinderung durch Vereisung
 - tägliche periodische Kontrollen der Wasserläufe, Deiche, wasserwirtschaftlichen Anlagen, ...
 - Beseitigung von Abflusshindernissen
 - Überprüfung der Einsatzbereitschaft der Einsatzkräfte
 - Alarmierung der örtlichen Wasserwehren
 - Alarmstufe 3 – Wachdienst: bei eingedeichten Wasserläufen erreicht der Wasserstand die halbe Deichhöhe, auch bei gefährlichem Zusammenschieben von Eis bzw. Treibgut oder anderweitige Gefährdungen
 - ständiger Wachdienst
 - vorbeugende Maßnahmen an erkannten Gefahrenstellen
 - Schaffung separater Nachrichtenverbindungen
 - Antransport von Material und Ausrüstung
 - Vorbereitung operativer HW-Schutzmaßnahmen
 - Alarmstufe 4 – HW-Abwehr: bei Befürchtung bzw. Eintritt von schweren Schäden → Deichbrüche, Deichüberströmung, massiver Versatz von Eis bzw. Treibgut, flächenhafter Abfluss infolge Starkregen
 - operative Bekämpfung bestehender Gefahren
 - Evakuierung der Bevölkerung
 - Auslagerung von materiellen Werten
 - Schadenseingrenzung (z.B. durch Errichtung einer zweiten Verteidigungslinie)
 - Bei Veranlassung kann sofort die höchste Alarmstufe ausgelöst werden.

► *Versicherung:*

- Versicherung gegen Schäden durch dynamische Prozesse (durch die Kraft des fließenden Wassers) und durch statische Prozesse (infolge des hohen Wasserstandes)
- Wichtigkeit privater Vorsorge

► *Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen bei HW-Schutzmaßnahmen:*

- effektiver Einsatz der Mittel
- Hilfe bezüglich der Entscheidungsfindung zu priorisierender HW-Schutzmaßnahmen
- Details → s. Abschnitt 4.4.5

4.4.5. Wirtschaftliche Ausbaugröße von Hochwasserschutzanlagen

a) Ziel:

- Optimierung der Größen Schaden, Kosten, Nutzen
- Zusammenarbeit von Hydrologen mit Planungsbüros, Versicherungen, Territorialorganen und Ökologen
- ökonomische Bewertung (Schaden, Kosten, Nutzen) bezieht sich stets auf einen vorgegebenen Zeitraum (Funktionszeitraum) einer HW-Schutzanlage

b) Grundlagen:

- HW-Wiederkehrswahrscheinlichkeit und Zeitraum einer HW-Schutzmaßnahme
- spezifischer (mittlerer) Schaden ohne HW-Schutz
- Kosten der HW-Schutzanlage
- Nutzen (Mehrerlös) infolge HW-Schutzanlage
- Methodik ist unabhängig davon, ob die Ausbaugröße auf der Grundlage von Wasserstands-, Scheiteldurchflüssen (Deiche) oder Durchflusssummen (Speicherbecken) durchgeführt wird

c) Ermittlung der wirtschaftlichen Ausbaugröße (hier am Beispiel des technischen HW-Schutzes durch einen Deich → HW-Stand als Ausbaugröße):

* **Ermittlung des spezifischen Schadens $ss(x)$:**

- spezifischer Schaden $ss(x)$ ist abhängig vom HW-Stand sowie von der HW-Dauer und vom HW-Zeitpunkt (z.B. vor bzw. nach der Ernte, in der Woche bzw. am Wochenende ...) → Es ist der spezifische Schaden zu ermitteln, den ein HW mit definiertem HW-Stand im Mittel bewirkt.
- Schadensgruppen:
 - Mensch, Tier
 - Siedlungen
 - Industrie, Land- und Forstwirtschaft
 - Verkehrs- und wasserwirtschaftliche Anlagen
 - Folgeschäden (Produktionsausfall ...)
 - operative HW-Bekämpfung
 - ökologische Schäden
- Informationsquellen: u.a. Versicherungen, Wirtschaftswissenschaftler, Bauingenieure, Ökologen

- Ergebnis:
 - Schadenskurve $ss(x)$ → Beispiel, vgl. Bild 4.31
 - beachte: Schadenskurve unterliegt Dynamik (Kostenentwicklung innerhalb des Bemessungszeitraumes, Territorialentwicklung)

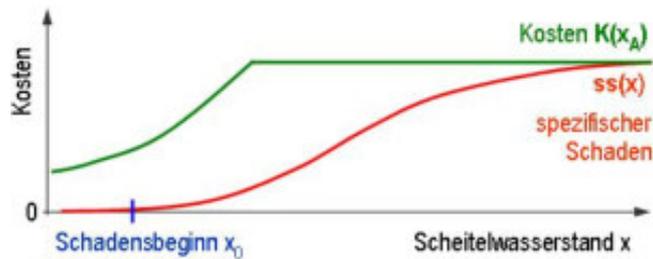


Bild 4.31:

Kurven des spezifischen Schadens, der Kosten und des Mehrerlöses von HW-Schutzanlagen (nach DYCK, U.A., 1976)

* Ermittlung des Gesamtschadens S_G :

- S_G = Summe der spezifischen Schäden für den Bemessungszeitraum n_B ohne HW-Schutz
- $S_G = f(P_{\bar{u}}, ss(x), n_B)$

$$S_G = n_B \int_{x_0}^{\infty} ss(x_i) * P_{\bar{u}}(x_i) \approx n_B \sum_{x_0}^{\infty} ss(x_i) * P_{\bar{u}}(x_i) \quad (4.25)$$

$\infty \leftarrow$ in der Praxis oft bis x für $T(x_B) = 10\,000$ a

- mit
- S_G - Gesamtschaden
 - $P_{\bar{u}}(x_i)$ - Überschreitungswahrscheinlichkeit eines bestimmten Wasserstandes x_i
 - $ss(x_i)$ - spezifischer Schaden bei einem bestimmten Wasserstand x_i
 - n_B - Bemessungszeitraum
 - x_0 - Wasserstand bei Schadensbeginn
 - $T(x_B)$ - Wiederkehrintervall für den Bemessungswasserstand

- sehr große HW liefern nur einen geringen Beitrag zum Gesamtschaden (da $P_{\bar{u}}$ sehr klein)

* Berechnung der Kosten des HW-Schutzes:

- Kosten beinhalten:
 - Baukosten der HW-Schutzanlage
 - Folge- und Instandhaltungskosten bei normalem Betrieb während des Nutzungszeitraumes n_B
 - Instandhaltungskosten nach Beschädigung der Anlage infolge HW
- Ergebnis: Kostenkurve $K(x_A)$ für den Ausbauwasserstand x_A → vgl. Bild 4.31
- Kosten steigen mit zunehmendem Ausbauwasserstand x_A kaum noch an, da die Baukosten, die den größten Einfluss auf die Kosten haben, fast unabhängig von x_A generell hoch sind.

* Berechnung des Nutzens des HW-Schutzes:

- Nutzen $N(x_A) =$ Schadensminderung S_M + Mehrerlös R infolge HW-Schutz:

$$N(x_A) = S_M(x_A) + R(x_A) \quad (4.26)$$

- Schadensminderung $S_M =$ Gesamtschaden S_G - Restschaden S_R → Da es einen 100 %-igen HW-Schutz nicht gibt, treten auch nach dem HW-Ausbau noch Schäden durch seltene HW mit dem Wasserstand $x > x_A$ (Ausbauwasserstand) auf (Restschaden).

- Mehrerlös: durch den HW-Schutz erzielter Gewinn infolge veränderter Nutzbarkeit bisher oft überfluteter Gebiete (Industrie, Landwirtschaft, Gebäude ...)
- Mehrerlös oft schwer einschätzbar:
 - langfristige Territorientwicklung über die gesamte Nutzungsdauer nicht möglich
 - oftmals sprunghafte Zunahme von $ss(x)$ für $x > x_A$ (infolge veränderter Nutzung)

* **Ermittlung des Gesamtvorteils und der optimalen Ausbaugröße x_{opt} :**

- Vorteil $V = \text{Nutzen } N - \text{Kosten } K$ (für verschiedene x_A ermittelbar → s. Bild 4.32):

$$V(x_A) = N(x_A) - K(x_A) \quad (4.27)$$

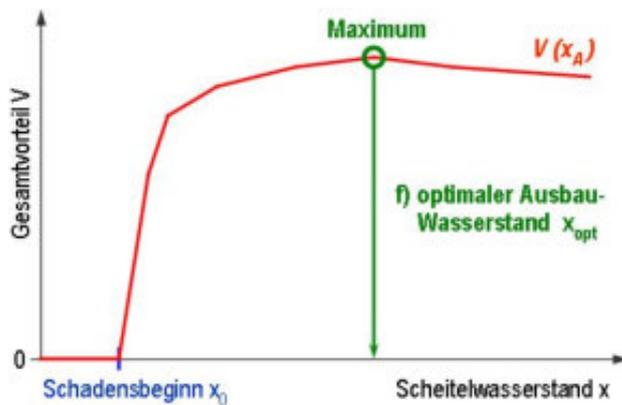


Bild 4.32:

Gesamtvorteil und optimaler Ausbauwasserstand
(nach DYCK, U.A., 1976)

* **Aussagen zur HW-Schutzwürdigkeit W_{HW} :**

- Ermittlung des Kosten/Nutzen-Verhältnis für verschiedene HW-Schutzmaßnahmen:

$$W_{HW} = N(x_{opt}) / K(x_{opt}) \quad (4.28)$$

- Vergleiche verschiedener HW-Schutzmaßnahmen an einem Standort
- Entscheidungshilfe bezüglich Rangfolge von HW-Schutzmaßnahmen an verschiedenen Standorten

4.4.6. Zusammenfassende Wertung bezüglich Erfolgchancen von Hochwasserschutzmaßnahmen

- natürlicher Rückhalt: wirkungsvoll im Falle kleinerer, d.h. häufig auftretender HW (bis zu etwa 10 Jahren Wiederkehrintervall)
- technische Maßnahmen: i.d.R. nicht notwendig bei kleinen HW, wirkungsvoll im Falle mittlerer HW (Wiederkehrintervalle zwischen etwa 10 und 100 Jahren)
- Hochwasservorsorge: oft einzige Möglichkeit in hochwassergefährdeten Gebieten bei extremen HW (Wiederkehrintervalle > 100 Jahre)

→ Leben mit dem Hochwasser!

4.5. Vertiefende Literatur zur Problematik Hochwasser

Dyck, S. u.a. (1976):

Angewandte Hydrologie, Teil 1: Berechnung und Regelung des Durchflusses der Flüsse. VEB Verlag für Bauwesen Berlin.

Hagedorn, H. und C. Deigele (2002):

Katastrophe oder Chance? – Hochwasser und Ökologie. Verlag Dr. Friedrich Pfeil München

Hagemeier-Klose, M. (2007):

Hochwasser – Risikowahrnehmung und Risikohandeln. Eine empirische Studie zur „Großen Flut 2002“ in Ostdeutschland. VDM Verlag Dr. Müller Saarbrücken

Lauterbach, D. und E. Glos (1965):

Empirische Ansätze zur Berechnung von Hochwässern. I. Ein Beitrag zur Berechnung von Hochwasserscheitelwerten unter Berücksichtigung der Häufigkeit des Auftretens. Besondere Mitteilungen zum Gewässerkundlichen Jahrbuch der Deutschen Demokratischen Republik. VEB Verlag für Bauwesen, Berlin

LfUG Sächsisches Landesamt für Umwelt und Geologie (2004):

Hochwasser August 2002 in den Osterzgebirgsflüssen – Ereignisanalyse. Saxoprint Dresden

Marschner, G. (1927):

Mitteilungen des Landesvereins Sächsischer Heimatschutz, Heft 9/12, Band XVI. Lehmann'sche Buchdruckerei Dresden

Patt, H. (2001):

Hochwasser-Handbuch – Auswirkungen und Schutz. Springer-Verlag, Berlin

Pöhler, H. (2006):

Anpassung von WaSiM-ETH und die Erstellung und Berechnung von Landnutzungs- und Klimaszenarien für die Niederschlag-Abfluss-Modellierung am Beispiel des Osterzgebirges. Dissertationsschrift an der Fakultät für Geowissenschaften, Geotechnik und Bergbau der TU Bergakademie Freiberg.

5. Niedrigwasser

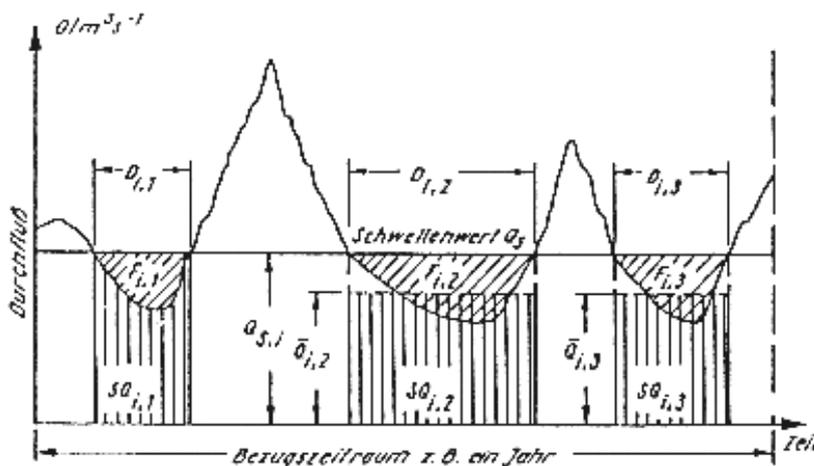
5.1. Bedeutung der Niedrigwasseranalyse

* Notwendigkeit der NW-Analyse:

- maßgebende Belastungsperiode für die Wasserversorgung (Kommune, Industrie, Landwirtschaft)
- etwa 25 % der öffentliche Wasserversorgung werden in Deutschland durch Oberflächenwasser (OW) abgedeckt (Uferfiltrat, angereichertes GW, Fluss- und Seewasser, Talsperrenwasser)
- wichtige Größe für die Schifffahrt (Wasserstand)
- kritisch für die Wasserbeschaffenheit (verminderter Verdünnungseffekt, Störung der Selbstreinigung)

* NW-Kenngrößen (→ s. auch Bild 5.1):

- - NW-Durchfluss NQ in m^3/s
 - - Dauer D des NW-Ereignisses in Tagen bzw. Monaten
 - - Häufigkeit (Wiederkehrintervall) eines NW-Ereignisses
 - - Fehlmenge F (Defizit) bezogen auf einen Bedarfswert
 - - zeitlicher Abstand der NW-Ereignisse (Defizitauffüllung)
 - - weitere: Eintrittszeit (Vegetationsperiode, Winter ...), räumliche Ausdehnung, NW-Stand
- Hauptkenngrößen



- D - Niedrigwasserdauer
- F - Fehlmenge während einer NW-Periode
- Q - durchschnittlicher Niedrigwasserdurchfluss NQ
- SQ - Summe des Durchflusses während einer NW-Periode

Bild 5.1:

Charakteristische Größen bei Anwendung der Schwellenwertstatistik auf eine NW-Durchflussganglinie (aus DYCK, PESCHKE, 1995)

* Unterscheidung zwischen Trocken-, Dürre- und NW-Periode:

► Trockenperiode:

- meteorologische Ursachen: Zeitraum geringer P und großer ETP
- Ausschöpfung der Wasservorräte → OW-Dargebot < Wasserbedarf → Wassermangel
- Definition der Trockenperiode ist abhängig von der Klimazone, z.B. Bali (tropische Regenwaldzone): $t > 6 \text{ d}$, Libyen (Wüstenklima): $t > 2 \text{ a}$

► Dürreperiode:

- meteorologische Ursachen
- Für Mitteleuropa gilt, dass an 4 aufeinanderfolgenden Tagen das Temperaturmaximum über dem langjährigen Mittel liegt und die relative Luftfeuchte um 14.00 Uhr maximal 40 % erreicht.

► NW-Periode:

- Ursachen:
 - meteorologische Ursachen
 - Gebietsnutzungs- und -speichereigenschaften (Pflanzen, Boden, Geologie)

- Charakterisierung:
 - Unterschreitung des Durchflusses unter einen Grenzwert (Schwellenwert), der sich aus der Art und Intensität der Oberflächenwassernutzung (Mengenaspekt) sowie aus der stofflichen Belastung (Beschaffenheitsaspekt) ergibt
- Beispiel: Niedrigwasserdurchflüsse der Elbe → s. Tabelle 5.1

Tabelle 5.1: Niedrigwasserdurchflüsse der Elbe, Pegel Dresden (seit 1874)

Jahr	Zeitraum	NQ [m^3/s]	Wasserstand [cm]	Bemerkungen
1874	12.07. - 31.10.	50,8		Gegenwärtig wird durch die Talsperren auf dem Gebiet der Tschechischen Republik eine Mindestabgabe von $70 \text{ m}^3/\text{s}$ gewährleistet.
1904	28.07. - 08.09.	57,2		
1911	25.07. - 20.09.	54,3	65	
1934	27.05. - 27.06.	45,9	38	
	27.06. - 30.08.	53,9		
1947	29.07. - 31.10.	35,8	21	
1950	14.08. - 14.09.	51,2		
1952	23.07. - 04.09.	35,8	21	
1954	25.12. - 15.01.	22,5	5	

- NW-Verläufe (Rückgangsverlauf) bei vergleichbaren meteorologischen Bedingungen infolge der unterschiedlichen hydrologischen, hydrogeologischen und Nutzungsbedingungen sehr unterschiedlich (Ursache: Retentionsvermögen) → z.B. bei Speisung aus mächtigen GW-Leitern Durchflussrückgänge in Trockenperioden geringer als in Gebieten mit schlechten Speichereigenschaften → vgl. Vorlesung Hydrogeologie

5.2. Ermittlung von Niedrigwasser-Wahrscheinlichkeiten

* **Hauptkenngrößen** (→ vgl. auch Abschnitt 5.1):

- Durchfluss NQ, Dauer D, Fehlmenge F
 - theoretisch: Anwendung von dreidimensionalen Wahrscheinlichkeitsverteilungen
 - aber: zu kompliziert, unpraktikabel
 - Vereinfachung: Reduktion des dreidimensionalen Problems auf ein zweidimensionales:
 - Konstanthalten von NQ oder von D bei Variation der jeweils anderen Größe (oft wird D konstant gehalten, z.B. D = 7 d, 15 d, 1 Monat ... → s. Bilder 5.2 und 5.3)
 - Ermittlung von F mit Hilfe der Verteilungsfunktionen von NQ und D

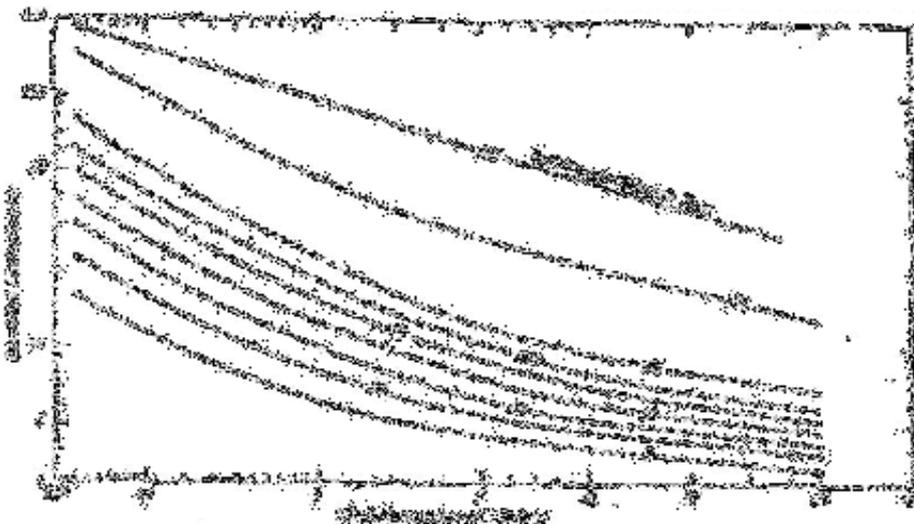


Bild 5.2:

Niedrigwasser-Wahrscheinlichkeiten eines Baches im Tharandter Wald (1921-59), aus DYCK, PESCHKE, 1995)

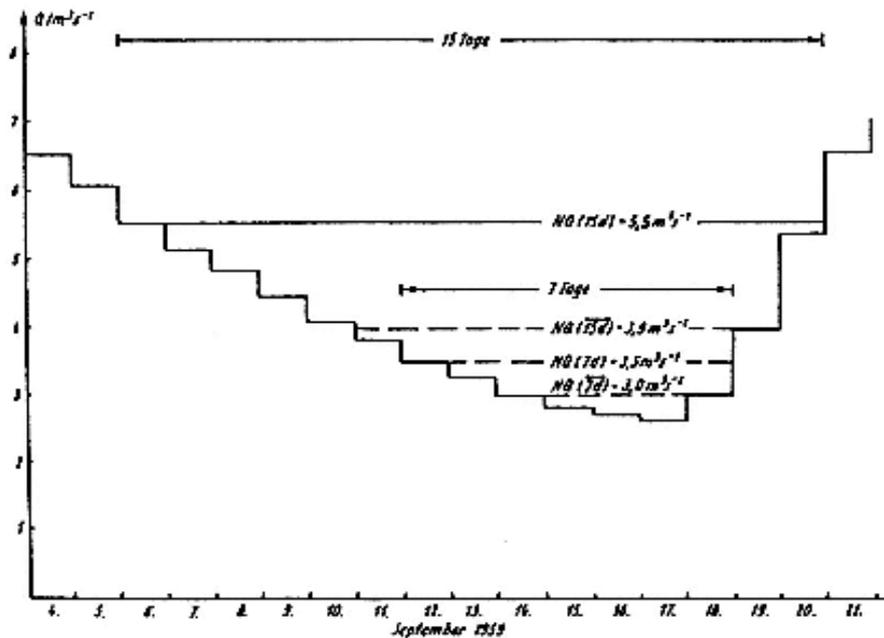


Bild 5.3:

Niedrigwasserperiode mit mittleren und unterschrittenen NQ von 7 und 15 Tagen Dauer (aus DYCK, PESCHKE, 1995)

* **Methodik der NW-Analyse** am Beispiel der minimalen Monatsmittel $NQ(1m)$ für den Pegel Lichtenwalde, Zschopau, Jahresreihe 1921-1970:

a) Auswahl des Beobachtungszeitraumes:

- Länge der Beobachtungsreihe: möglichst > 10 a, hier: 1921-1970
- Bezugsquelle: Gewässerkundliche Jahrbücher

b) Datenprüfung (Prüfen des NW-Kollektivs auf Konsistenz und Homogenität):

- hat für NW-Analysen besonders große Bedeutung, weil Fehlermöglichkeiten im NW-Bereich am größten sind → s. Skript Hydrologie I, Abschnitt 5.4.2)
 - Ausweg: Pegel mit NW-Rinne (kleiner Fließquerschnitt → vgl. Skript Hydrologie I, Abschnitt 5.4.2, insbesondere Bild 5.24), in Deutschland seit etwa 1920 gebräuchlich → Daten vor 1920 oftmals ungenau)
- Ermittlung von Trends, zyklischem Verhalten ...
- Prüfung der Daten auf statistische Unabhängigkeit (Gefahr der statistischen Abhängigkeit wächst mit steigendem D und mit dem Vorhandensein ausgedehnter, gut miteinander kommunizierender GW-Leiter mit hohem Speichervermögen)

c) Ordnen der $NQ(1m)$:

- beginnend mit dem größten Wert → vgl. Tabelle 5.2)
- Ordnungszahl $m = 1 \dots n$ (hier $n = 50$)

d) Berechnung der Überschreitungswahrscheinlichkeit $P_{\bar{u}}$:

$$P_{\bar{u}} = m / (n+1) * 100 \% \quad (5.1)$$

- mit $P_{\bar{u}}$ - Überschreitungswahrscheinlichkeit [%]
 m - lfd. Nr. des NW-Ereignisses ($m = 1 \rightarrow$ größtes NQ , $m = n \rightarrow$ kleinstes NQ)
 n - Gesamtanzahl der NW-Ereignisse

Tabelle 5.2: Zusammenstellung (auszugsweise) des NW-Kollektivs $\overline{NQ(1m)}$ des Pegels Lichtenwalde, Zschopau, 1921 - 1970 und der empirischen Überschreitungswahrscheinlichkeiten

Lfd. Nr.	$\overline{NQ(1m)}$ [m ³ /s]	$P_{\bar{u}}$ [%]	Lfd. Nr.	$\overline{NQ(1m)}$ [m ³ /s]	$P_{\bar{u}}$ [%]
1	19,4	1,96	44	3,40	86,27
2	14,7	3,92	45	2,90	88,24
3	12,1	5,88	46	2,80	90,20
4	12,1	7,84	47	2,60	92,16
...	48	2,45	94,12
42	3,62	82,35	49	2,44	96,08
43	3,62	84,31	50	1,68	98,04

e) **Wahl der Verteilungsfunktion, Eintragen der NQ mit den dazugehörigen $P_{\bar{u}}$ in den Netzdruck:**

- Verhalten von NW-Kollektiven ist mittels Extremwertverteilung Typ III (E III) mit unterem Grenzwert gut beschreibbar → s. Bild 5.4
- wird in der Hydrologie für NW-Untersuchungen oft angewendet

f) **Anpassung der Verteilungsfunktion:**

- freie Anpassung 
- analytische Anpassung:
 - Parameterermittlung
 - iterative Verbesserung der Schätzung möglich
- Anpassung erfolgt im Netzdruck der E III → s. Bild 5.4)

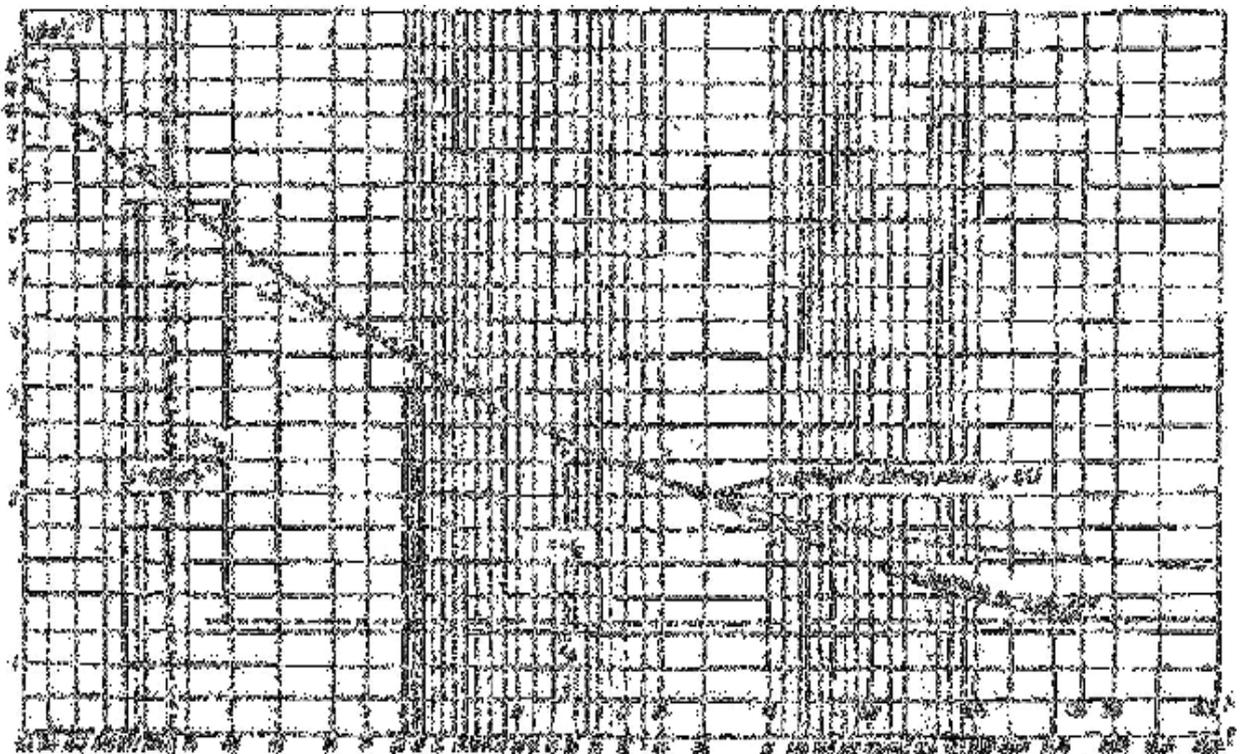


Bild 5.4: Verteilungsfunktion des NW-Kollektivs der minimalen Monatsmittel $\overline{NQ(1m)}$ des Pegels Lichtenwalde, Zschopau, 1921 - 1970 (aus DYCK, U.A., 1978)

g) Interpretation:▷ *Extrapolationsbereich:*

- für die allermeisten praktischen Aufgabenstellungen auf max. 50 Jahre begrenzt, weil die dynamische Entwicklung der wasserwirtschaftlichen Bedingungen sich stärker auswirken als im HW-Bereich (z.B. Entwicklung der Wasserentnahmen und -einleitungen oder die Entwicklung der Schadstoffeinleitung)
- NW-Extrapolationsbereich spielt i. allg. keine so entscheidende Rolle wie im HW-Bereich

▷ *Ermittlung des Sicherheitsgrades für die Abdeckung des Wasserbedarfes* → s. Abschnitt 5.3**5.3. Sicherheit der Wasserversorgung im Niedrigwasserbereich**

- $P_{\bar{u}}$ kann als **Sicherheitsgrad** für die Abdeckung eines bestimmten Wasserbedarfs interpretiert werden (Beispiel: $NQ(1m) = 3,7 \text{ m}^3/\text{s}$ kann mit 80 %-iger Sicherheit bereitgestellt werden, → vgl. Bild 5.4)
→ beachte hierbei jedoch den landschaftlich notwendigen Mindestabfluss Q_{\min} (ökologischer Aspekt):
z.B. verringert sich der o.g. Wert bei $Q_{\min} = 0,5 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $3,2 \text{ m}^3/\text{s}$
- Die NW-Wahrscheinlichkeiten lassen sich für verschiedene NW-Dauern nach der im Abschnitt 5.2 dargestellten Methodik bestimmen → Kurvenschar (→ s. z.B. Bild 5.2)
- Für bestimmte Bereiche ist vorgeschrieben, wie hoch die **Versorgungssicherheit** mindestens sein muss (Versorgungssicherheit Trinkwasser > Industrie-Brauchwasser > Beregnungswasser)
→ Ablesen des entsprechenden NQ-Wertes aus der WK-Verteilung (aus Bild 5.4)
- NW-Wahrscheinlichkeit auch separat für jeden Monat ermittelbar
→ Sicherheitsgrad ebenfalls für Einzelmonate (Jahreszeit) ermittelbar (→ s. Bild 5.5)
→ wichtig für Produktionszweige, deren Wasserbedarf jahreszeitlich bedingt schwankt (z.B. Bewässerung) bzw. für solche, die mit hoher Versorgungssicherheit arbeiten müssen

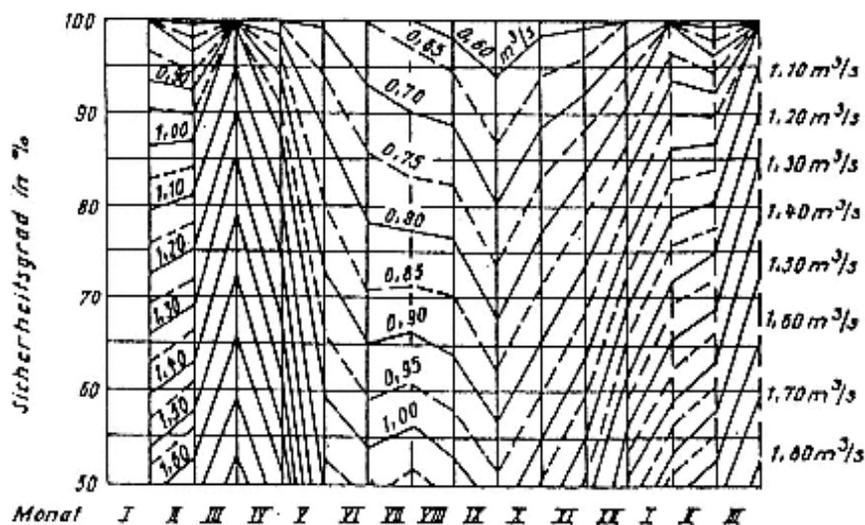


Bild 5.5:

Sicherheitsgrad der Wasserbedarfsdeckung in den einzelnen Kalendermonaten für den Pegel Bad Schandau, Kirnitzsch, 1912 bis 1961 (aus DYCK, U.A., 1978)

Anwendung der Niedrigwasseranalyse → Übung 27

5.4. Vertiefende Literatur zur Niedrigwasserproblematik

Glos, E. und D. Lauterbach (1977):

Regionale Verallgemeinerung von Niedrigwasserdurchflüssen mit Wahrscheinlichkeitsaussage.
Mitteilungen des Institutes für Wasserwirtschaft, Heft 37, VEB Verlag für Bauwesen, Berlin

Müller, H.-W. (2002):

Niedrigwasser. Literarion. Utz-Verlag München.

6. Speicherwirtschaft

6.1. Ziel und Bedeutung der Speicherwirtschaft

* **Hauptaufgabe:**

- Dargebot und Bedarf in Übereinstimmung bringen, d.h.:
 - Speicherung des Wassers in Überschusszeiten (HQ)
 - Abgabe des Wassers in Mangelzeiten (NQ)
 - optimale Bemessung und Bewirtschaftung von Speicheranlagen
- Flächen und Speichervolumina ausgewählter Stauseen → s. Tabelle 6.1

Tabelle 6.1: Flächen und Speichervolumina ausgewählter Stauseen und Binnengewässer

Stausee/Binnengewässer	Fläche [km ²]	Volumen [km ³]
Stauseen weltweit:		
Akosombo (Volta/Ghana, Obervolta)	8 480	153
Samara (ehem. Kuibishev, Wolga, Russland)	6 450	58
Kariba (Sambesi, Sambia/Simbabwe)	5 580	181
Bratsk (Angara, Russland)	5 470	169
Assuan (Nil, Ägypten/Sudan)	5 250	165
größter Stausee Ostdeutschlands:		
Bleiloch (Saale)	9	0,215
ausgewählte Binnenseen:		
Kaspisee (GUS, Iran), marin	371 800 *	23 000
Totes Meer (Jordanien, Palästina), hyperhalin	183 *	
Baikalsee (Russland)	31 500	
Viktoriasee (Kenia, Tansania, Uganda)	68 800	
Titicacasee (Bolivien)	6 900	
Oberer See (USA, Kanada)	82 414	
Huronsee (USA, Kanada)	59 586	
Balaton (Ungarn)	596	
Genfer See (Schweiz, Frankreich)	581	
Bodensee (BRD)	539	
Schweriner See (BRD)	63	0,354
zum Vergleich:		
GW-Ressourcen Ostdeutschlands insgesamt		9
Tagebaurestlöcher Ostdeutschlands insgesamt		0,36

* historische Ausdehnung, in den letzten Jahrzehnten schrumpfend

* **Speichertypen aus hydrologischer Sicht** (Übersicht → s. Bild 6.1):

- Einzweckspeicher (heute mit Ausnahme von HW-Rückhaltebecken kaum noch zu finden)
- Mehrzweckspeicher:
 - Bereitstellung von Trink- und Brauchwasser (einschließlich Bewässerungswasser)
 - HW-Schutz und NW-Aufhöhung (Schifffahrt, landschaftlich notwendiger Mindestabfluss)
 - sonstige Nutzungen: Wasserkraftnutzung, Erholung, Fischerei ...
- verschiedene Nutzungen können einander ausschließen → mögliche Interessenkonflikte

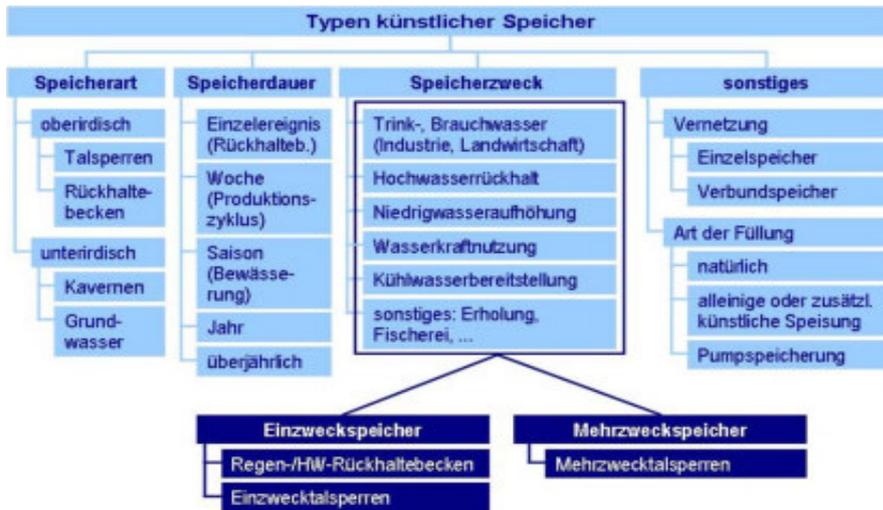


Bild 6.1:

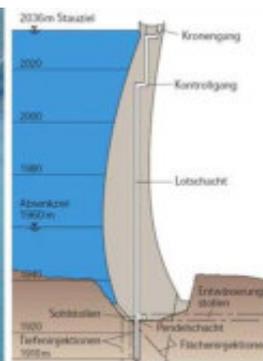
Speichertypen aus hydrologischer Sicht

- Situation weltweit bezüglich Ein- und Mehrzweckspeichern: 43 % Einzweckspeicher, 57 % Mehrzweckspeicher
- gut 50 % der Einzweckspeicher → für Bewässerungszwecke, jeweils ca. 20 % für Energieerzeugung und Wasserversorgung, der Rest: Hochwasserschutz und Erholung

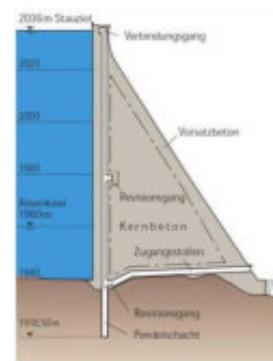
* **Übersicht bezüglich Speichertypen aus wasserbaulicher Sicht:** → s. Bild 6.2



a) Bogenstaumauer



b) Gewichtstaumauer



c) Pfeilerstaumauer



Bild 6.2:

Speichertypen aus nichthydrologischer Sicht (Bilder: Wikipedia, Swissdams)

6.2. Stauraumkennwerte

* **wesentliche Stauraumkennwerte** (→ vgl. auch Bild 6.3):

▷ **Totraum ST:**

- nicht ablassbar → nicht regulierbar
- dient der Feststoffablagerung (ST von Feststoffführung des Zuflusses abhängig) und der Erhaltung der Phyto- und Zoobesiedlung (Fische, Kleinlebewesen)

▷ **außergewöhnlicher Stauraum SA:**

- Nutzung (Bewirtschaftung) nur in außergewöhnlichen Fällen (z.B. in extremen Trockenperioden)

▷ **Betriebsstauraum SB:**

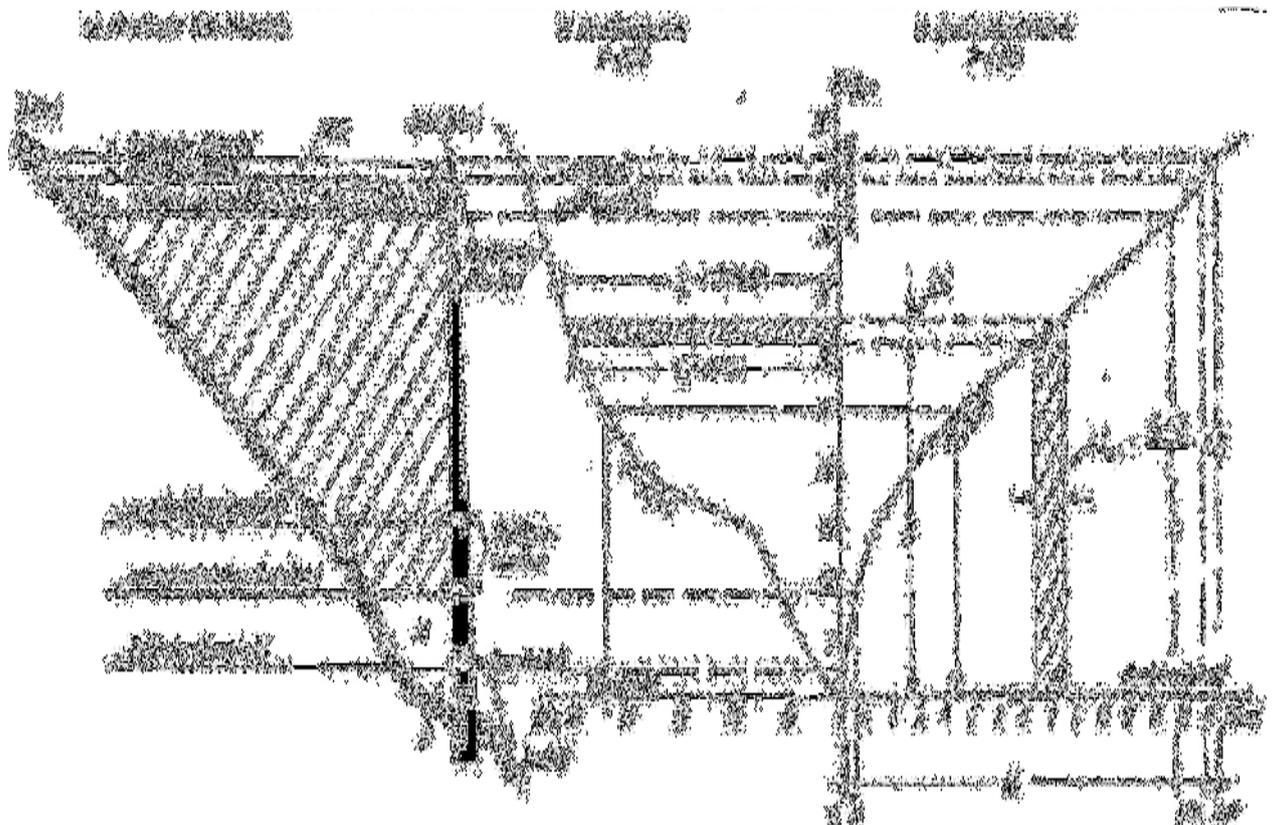
- unter normalen Bedingungen bewirtschafteter Stauraum → ständige Nutzung angestrebt

▷ **Hochwasserschutzraum SH:**

- Summe aus beherrschbarem (steuerbarem) HW-Schutzraum SHB (Vollstau) und nicht beherrschbarem HW-Schutzraum SHN (Oberkante des HW-Überlaufs)

▷ **Speichernutzraum SN:**

- häufig: $SN = SA + SB$
- zuweilen: $SN = SB$



ST - Totraum

SA - außergewöhnlicher Stauraum

SB - Betriebsstauraum

SHB - beherrschbarer HW-Schutzraum

SHN - nicht beherrschbarer HW-Schutzraum

Bild 6.3: Stauraumkennwerte und Zusammenhang zwischen Stauhöhe H , Staufläche F und Speichereinhalt S (aus DYCK, U.A., 1976)

6.3. Grundgleichung der Speicherwirtschaft

Es gilt die Kontinuitätsgleichung (Bilanzgleichung, s. auch Bild 6.4):

$$dS(t)/dt = Q_o(t) + Q_u(t) + P(t) - Q_i(t) - EP(t) - Q_s(t) - Q_{min}(t) - Q_{\ddot{u}}(t) \quad (6.1)$$

- mit:
- $Q_o(t)$ - oberirdischer Zufluss
 - $Q_u(t)$ - unterirdischer Zufluss
 - $P(t)$ - Niederschlag auf die Seeoberfläche
 - $Q_i(t)$ - Versickerung in den Untergrund
 - $EP(t)$ - Seeverdunstung (potenzielle Evaporation)
 - $Q_s(t)$ - Sollabgabe
 - $Q_{min}(t)$ - Minimalabgabe (landschaftlich notwendiger Mindestabfluss)
 - $Q_{\ddot{u}}(t)$ - Überlauf
 - $dS(t)/dt$ - Speicherinhaltsänderung = f (Stauhöhe, Verlandung)

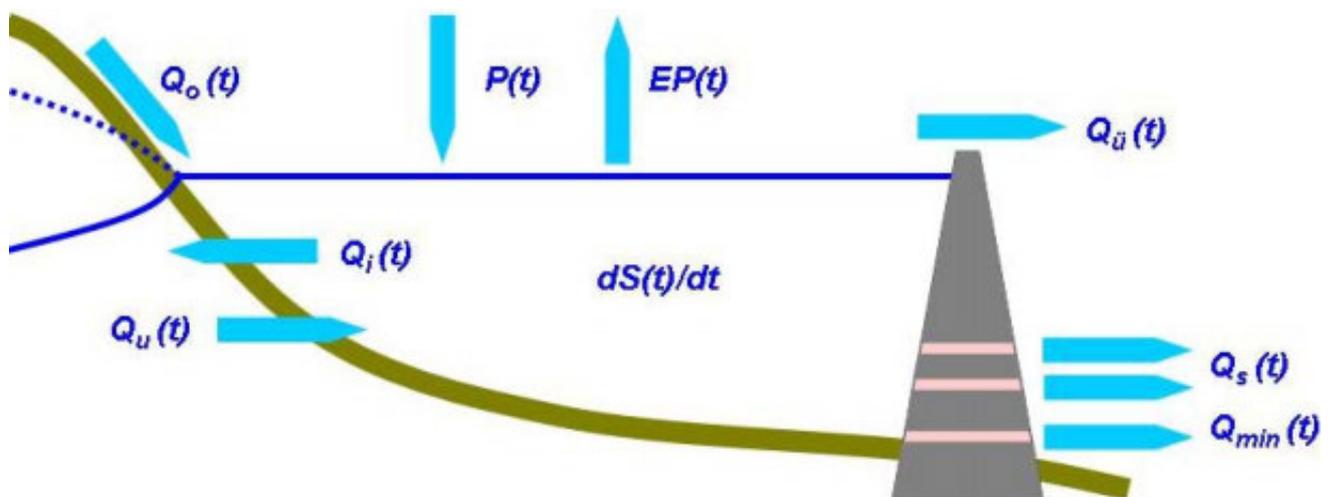


Bild 6.4: Wasserbilanz eines Speichers

6.4. Regelung der Abgabe aus dem Speicher

Die Abgabe aus dem Speicher ergibt sich entsprechend dem Speicherbetriebsplan i. Abh. vom Hauptzweck des Speichers, von den Bedingungen im Einzugsgebiet, von den vorhandenen Regeleinrichtungen des Speichers und vom Entwicklungsstand der Hydrologie:

a) konstante Abgabe:

- einfachste, aber i. allg. nicht rationelle Abgaberegulung (berücksichtigt weder Dargebots- noch Bedarfsschwankungen)
- Sollabgabe wird nur bei leerem Speicher unterschritten und bei vollem Speicher überschritten
- Beispiel: Assuan-Staudamm (Nil/Ägypten)
 - Ausgleich auf MQ
 - maximal möglicher Ausgleich durch sehr großes Speichervolumen

b) saisonbedingte Abgabe:

- Festlegung von monatlich veränderlicher Sollabgabe (in Abhängigkeit von saisonbedingten Wasserbedarfsschwankungen der Nutzer, z.B. landwirtschaftliche Bewässerung)

c) füllungsbedingte Abgabe:

- Abgabe in Abhängigkeit von der Speicherfüllung
 - Verhinderung von Leerlauf und Überlauf des Speichers
 - stabile Speicherabgabe unter Berücksichtigung von Anpassungsmöglichkeiten der Nutzer (in bestimmten Grenzen)

d) nutzerbedingte Abgabe:

- Abgabe nach der Wertigkeit der Nutzer (bei Wassermangel werden die Nutzer mit der geringsten Versorgungssicherheit zuerst "trockengelegt")

e) zuflussbedingte Abgabe:

- Regelung der Abgabe in Abhängigkeit von zu erwartendem Zufluss
- für längere Zeiträume nahezu unmöglich, für kürzere Zeiträume (z.B. vor zu erwartenden HW-Wellen) oft praktiziert

→ Speicherbetriebspläne berücksichtigen i.d.R. mehrere der angegebenen Möglichkeiten.

6.5. Bemessung von Speichieranlagen

6.5.1. Methodik

- **Ziel:** Ermittlung des für konkrete Zufluss- und Abgabemengen optimalen (kleinsten) Speicherraumes

- **Berechnungsgrundlage:** meist Monatsmittelwerte des Durchflusses

* **Hauptmethoden:**

- Methodenübersicht → s. Bild 6.5

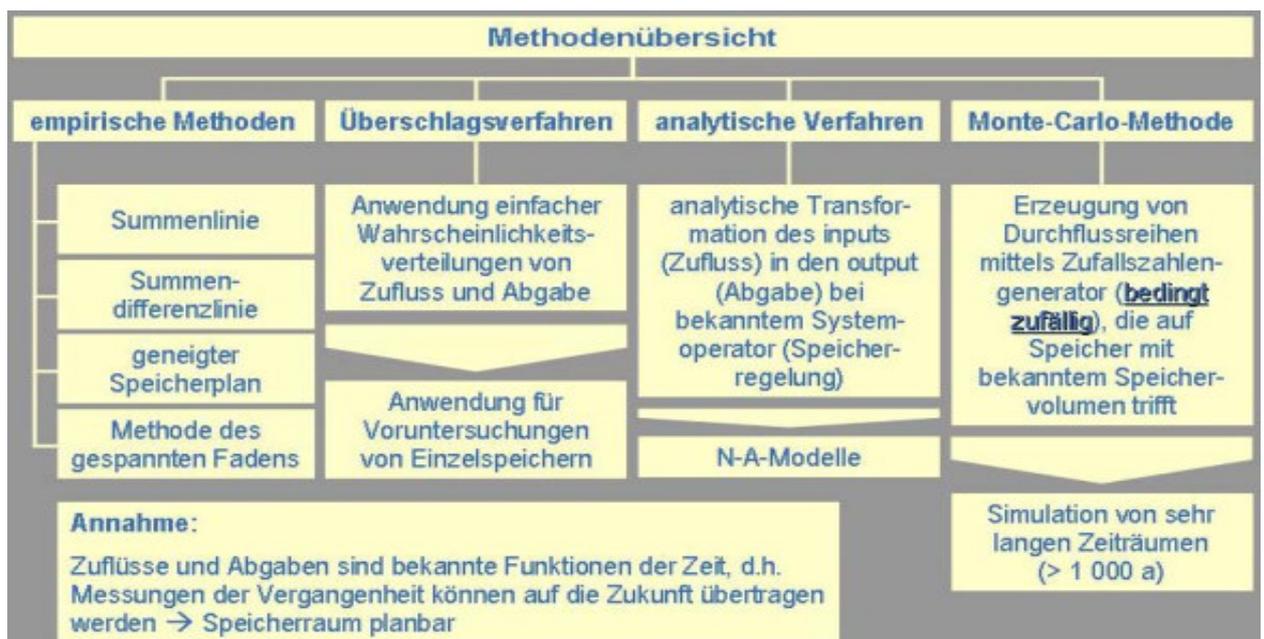


Bild 6.5: Methodenübersicht bezüglich der hydrologischen Bemessung von Speichieranlagen

6.5.2. Empirische Methoden

*** Methodik:**

► **Überblick über die wichtigsten Verfahren:**

- Summenlinie, Summendifferenzlinie, Methode des gespannten Fadens
→ rechnerische bzw. graphische Ermittlung des optimalen Speicherraumes

► **Erläuterung der Methoden am Beispiel Durchflüsse am Pegel Lichtenwalde, Zschopau (1958-65):**

- für allgemeine Erläuterung der Methodik ausreichend
- Zeitreihe für praktische Speicherberechnungen jedoch zu kurz

a) Zuflüsse zum geplanten Speicher:

- hier: Monatsmittelwert des Durchflusses
- entsprechende Werte aus Gewässerkundlichen Jahrbüchern → s. Spalte 2 in Tabelle 6.2

Tabelle 6.2: Rechnerische Ermittlung der Summenlinie SL, Summendifferenzlinie SDL und des geneigten Speicherplanes für den Pegel Lichtenwalde, Zschopau, 1958 – 1965 (Auszug), v = voll, l = leer

Jahr/ Monat	Zufluss	Σ Zufluss Monat	Σ Zufluss gesamt	Mittlere Zufluss- summe	Summen diffe- renzen	Abgabe- summen	Diffe- renz	Spei- cher- inhalt	Über- lauf
	Q_z [m³/s]	$Z=Q_z \cdot t$ [hm³]	ΣZ [hm³]	$\Sigma (MQ \cdot t)$ [hm³]	(4) - (5) [hm³]	$\Sigma (Q_A \cdot t)$ [hm³]	(4) - (7) [hm³]	S [hm³]	$Q_{\bar{u}}$ [hm³]
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
1958:									
Januar	16,2	42,6	42,6	49,7	- 7,1	39,7	2,9	2,9	
Februar	43,7	115,0	157,6	99,4	+ 58,2	79,4	78,2	78,2	
März	28,5	74,9	232,5	149,1	+ 83,4	119,1	113,4	113,4	
April	57,3	150,9	383,4	198,8	+184,6	158,8	224,6	224,6	
Mai	33,2	87,3	470,7	243,5	+222,2	198,5	272,2	272,2	
Juni	11,8	31,0	501,7	298,2	+203,5	238,2	263,5	263,5	
Juli	69,7	183,5	685,2	347,9	+337,3	277,9	407,3	406,8 v	0,5
August	11,6	30,5	715,7	397,6	+318,1	317,6	398,1	397,6	
Sept.	7,9	20,8	735,5	447,3	+288,2	357,3	378,2	377,5	
Oktober	27,9	73,4	808,9	497,0	+311,9	397,0	411,9	406,8 v	5,1
Nov.	19,0	49,9	858,8	546,7	+312,1	436,7	422,1	406,8 v	15,3
Dez.	18,3	48,1	906,9	596,4	+310,5	476,4	430,5	406,8 v	23,7
1959:									
Januar	27,6	72,6	979,5	646,1	+333,4	516,1	463,4	406,8 v	56,6
Februar	17,1	44,9	1024,4	695,8	+328,6	555,8	468,6	406,8 v	61,8
März	34,8	91,5	1115,9	745,5	+370,4	595,5	564,4	406,8 v	157,6
April	22,8	59,9	1175,8	795,2	+380,6	635,2	540,6	406,8 v	133,8
Mai	29,2	76,7	1252,5	844,9	+407,6	674,9	577,6	406,8 v	170,8
Juni	9,4	24,7	1277,2	894,6	+382,6	714,6	562,6	391,8	
Juli	7,3	19,2	1296,4	944,3	+352,1	754,3	542,1	371,3	
...	
1962:									
April	49,3	129,6	2955,2	2582,8	+372,4	2064,4	890,8	395,5	
Mai	25,2	66,2	3021,4	2632,5	+388,9	2104,1	917,3	406,8 v	50,2
Juni	21,1	31,8	3053,2	2682,1	+371,1	2143,8	909,4	389,9	
Juli	10,5	27,6	3080,8	2731,8	+349,0	2183,5	897,3	386,8	
August	6,7	17,6	3098,4	2781,5	+316,9	2223,2	875,2	364,7	
Sept.	5,6	14,7	3113,4	2831,1	+282,0	2262,2	850,2	339,7	
...	
1965:									
Januar	16,2	42,6	3895,2	4224,2	- 329,0	3374,5	520,7	12,1	
Februar	10,5	27,6	3922,8	4274,2	- 351,4	3414,2	508,6	0,0 l	
März	58,3	153,2	4076,0	4324,1	- 248,1	3453,9	622,1	113,5	
April	72,1	189,5	4265,5	4374,0	- 108,5	3493,6	771,9	263,3	
Mai	80,9	212,6	4478,1	4426,6	+ 51,5	3533,3	977,8	406,8 v	29,4
Juni	36,9	97,0	4575,1	4473,9	+101,2	3574,0	1002,1	406,8 v	86,7
Juli	18,1	47,6	4622,7	4523,8	+ 98,9	3612,7	1010,0	406,8 v	94,6
August	9,3	24,4	4647,1	4573,8	+ 73,3	3652,4	994,7	391,5	
Sept.	7,9	20,8	4667,9	4623,7	+ 44,2	3692,1	975,8	372,6	
Oktober	6,2	16,3	4684,1	4673,6	+ 10,5	3731,8	952,3	349,1	
Nov.	5,7	15,0	4699,1	4718,3	- 19,2	3771,5	927,6	324,4	
Dez.	28,3	74,4	4773,5	4773,5	± 0,0	3811,2	962,3	359,1	

d) Ermittlung des optimalen (kleinsten) Stauraumes SN in Abhängigkeit von der Abgabemenge:▷ Beispiel 1:

Wie groß muss der Stauraum SM eines Speichers mindestens sein, um die Q-Schwankungen (1958-1965) auf MQ auszugleichen? → konstante Abgabe $Q_s = MQ$:

- Ermittlung der maßgebenden NW-Periode (hier: vom Zeitpunkt a bis b) → maßgebende Ausschöpfung aller Wasserspeicher (Oberfläche, Boden, Grundwasser)
- Zeichnen zweier paralleler Linien (voll - leer) mit dem Anstieg von MQ
- Ablesen der Stauraumgröße → $SM = 855 \text{ hm}^3$

Dabei wird vorausgesetzt, dass zu Beginn eine Speicherfüllung von ca. 400 hm^3 vorhanden ist (sonst wäre der Speicher bereits eher leer, ca. Oktober 1963, Schnittpunkt mit MQ-Linie).

▷ Beispiel 2:

Wie groß muss der Stauraum SN mindestens sein, um eine konstante Sollabgabe von $Q_s = 0,8 \text{ MQ} = 15,1 \text{ m}^3/\text{s}$ zu garantieren?:

- Ermittlung der Steigung im Tangentenmaßstab (→ s. Bild 6.6)
- Anlegen der Abgabesummenlinie mit dem Anstieg von $0,8 \text{ MQ}$ an die Maxima der Zuflusssummenlinie
- Ermittlung des Stauraumes $SN =$ größte Differenz zwischen der Abgabe- und der Zuflusssummenlinie → $SN = 406,8 \text{ hm}^3$

→ maßgebende NW-Periode von c bis b

Summenlinie zeichnerisch schlecht geeignet (Q-Schwankungen zu schwach wiedergegeben) → Übergang zur Summendifferenzlinie

Summendifferenzlinie:

- wird aus der Summenlinie durch Kippen der MQ-Linie in die Horizontale erhalten
- graphische Ermittlung → s. Bild 6.7
- rechnerische Ermittlung → s. Tabelle 6.2, Spalte 6 (Differenz aus Spalten 4 und 5)

Geneigter Speicherplan (→ s. Bild 6.8):

- ▷ Ausgangspunkt: Summendifferenzlinie (→ vgl. Bild 6.7)
- ▷ Prozess der Füllung und Entleerung des Stauraumes sowie Überlaufwassermengen für beliebige Sollabgaben und Stauraumgrößen ermittelbar:
 - Zeichnen zweier Geraden mit dem Anstieg der Sollabgabe Q_s und dem Abstand des Stauraumes SN, wobei ein Start mit leerem (→ s. Bild 6.8), teilgefülltem bzw. vollem Speicher möglich ist
 - Projektion der Summendifferenzlinie in den geneigten Speicherplan, wobei bei Überlauf die Linie solange weiter gezeichnet wird, solange der Zufluss $Q_z > \text{Sollabgabe } Q_s$ ist
 - für $Q_z < Q_s$ → Weiterzeichnen der parallel verschobenen Summendifferenzlinie von der Vollstau-
linie ausgehend
 - Gesamtüberlaufmengen ergeben sich aus der Summe der Einzelüberläufe
 - rechnerische Lösung → s. Tabelle 6.2 (Spalten 7 bis 10)
- geneigter Speicherplan bietet anschauliche Darstellungsmöglichkeit

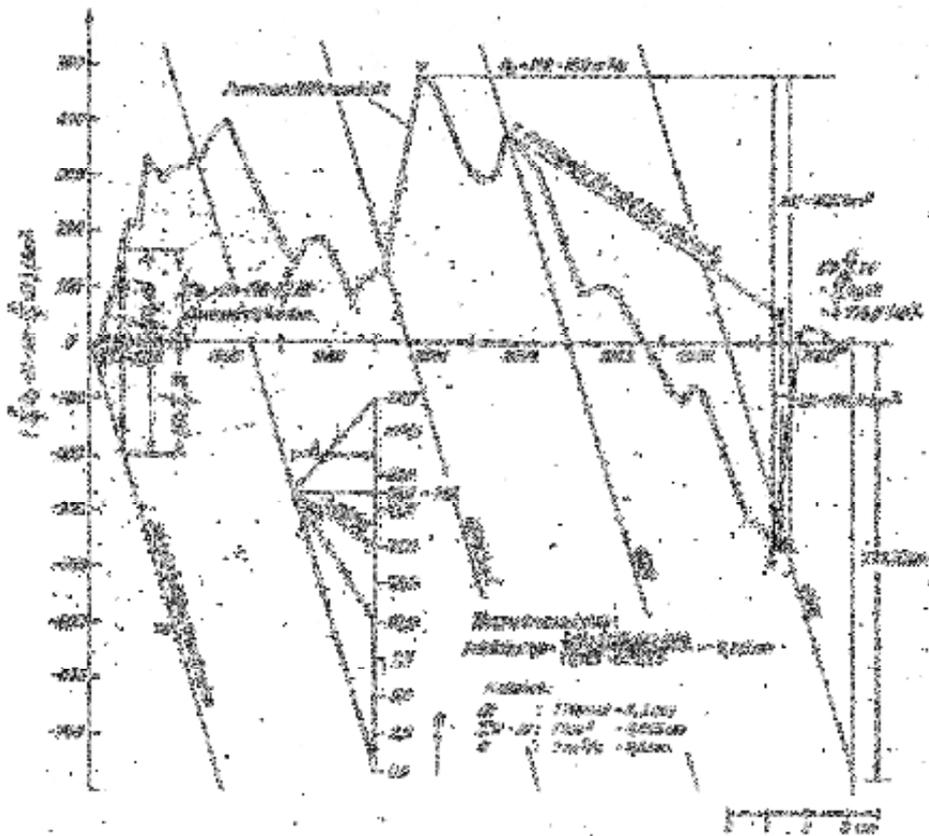


Bild 6.7:

Summendifferenzlinie für den Pegel Lichtenwalde, Zschopau, 1958 – 1965 (aus DYCK, U.A., 1976)

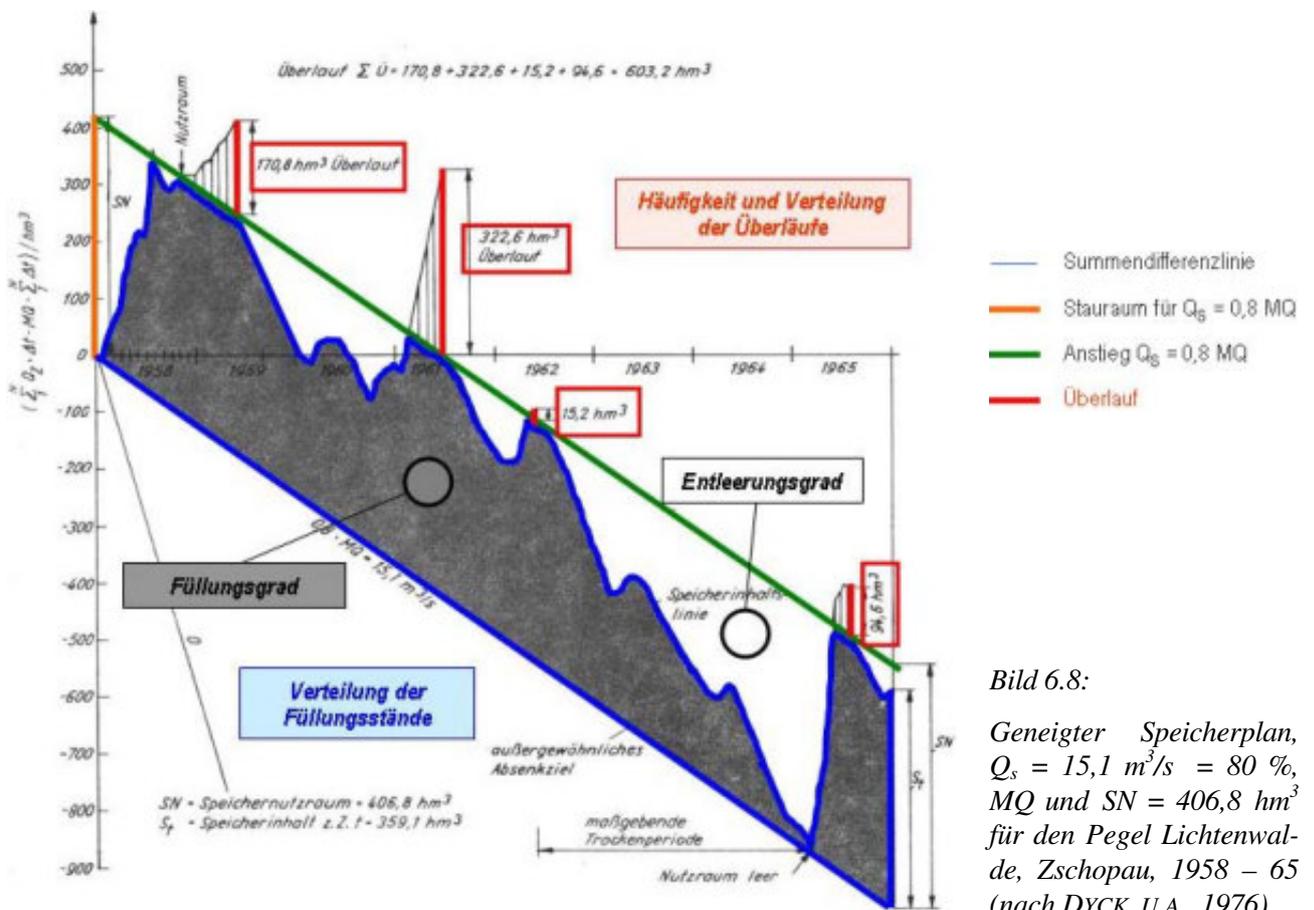


Bild 6.8:

Geneigter Speicherplan, $Q_s = 15,1 \text{ m}^3/\text{s} = 80 \%$, MQ und $SN = 406,8 \text{ hm}^3$ für den Pegel Lichtenwalde, Zschopau, 1958 – 65 (nach DYCK, U.A., 1976)

Methode des gespannten Fadens:

- Ausgangspunkt: Summendifferenzlinie und Stauraumgröße SN
- Darstellung zur Methode des gespannten Fadens → s. Bild 6.9
- gespannter Faden = kürzester Weg durch den "Korridor":
 - abschnittsweise konstante Abgabe Q_S aus dem Speicher
 - Zeitdauer der konstanten Abgabe ist abhängig von der Stauraumgröße ("Korridorbreite")
 - Optimierung durch entsprechende Graphikprogramme möglich
 - Häufigkeitsverteilung von Q_S ermittelbar (Voraussetzung: lange Beobachtungsreihe)

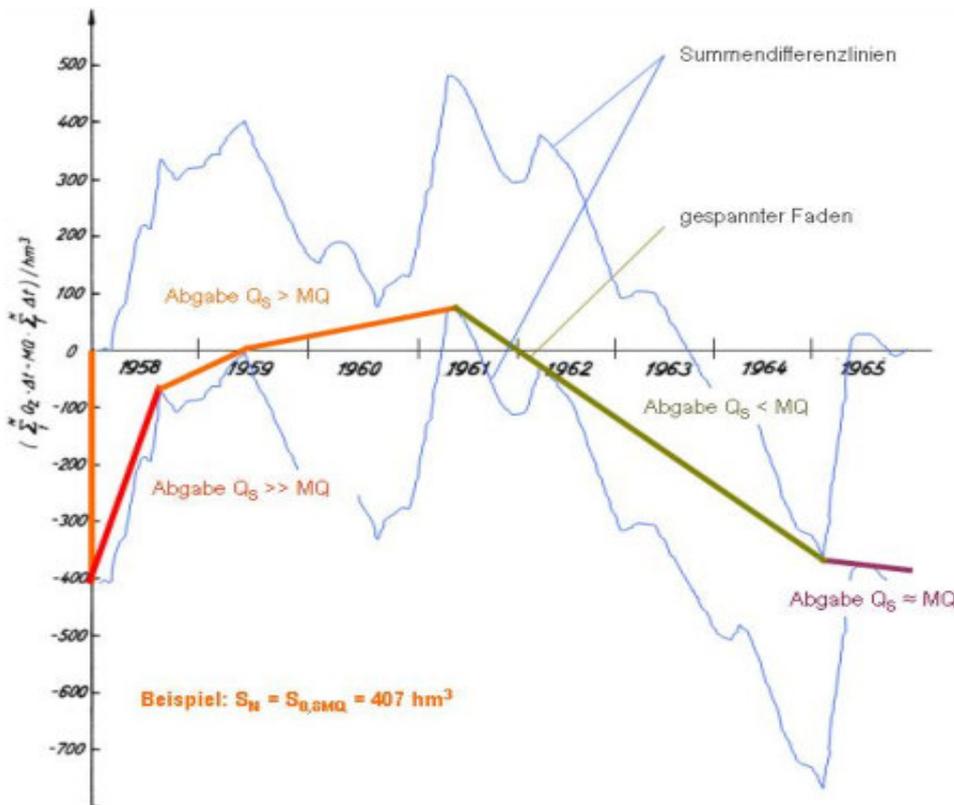


Bild 6.9:

Methode des gespannten Fadens für den Pegel Lichtenwalde, Zschopau, 1958 – 65 (nach DYCK, U.A., 1976)

* Schlussfolgerungen für die Speicherbewirtschaftung:

- optimale Speicherregelung nicht möglich, da der zukünftige Verlauf der Zuflussganglinie nicht bekannt ist
- langfristige Vorhersagen (insbesondere Territorientwicklungsplan) notwendig → z.B. Abschätzung des Abflussverhaltens infolge anthropogener Beeinflussung

- Anwendung empirischer Methoden zur Speicherbemessung → s. Übung 28

6.5.3. Monte-Carlo-Methode

Monte-Carlo-Methode (MCM) = Methode der statistischen Versuche

* Beispiel zur Veranschaulichung der Methode:

▷ Aufgabenstellung:

- Berechnung eines bestimmten Integrals bei fehlender geschlossener analytischer Lösung

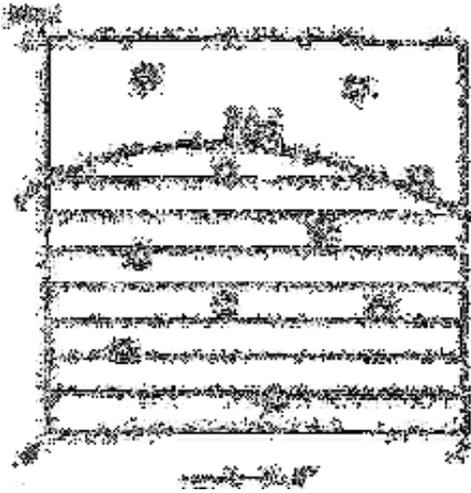


Bild 6.10: Beispiel zur MCM (aus DYCK, U.A., 1976)

▷ **Lösung** (→ vgl. Bild 6.10):

- Lösung des Integrals = schraffierte Fläche
- Lösung mittels MCM:
 - Erzeugung von Zufallspaaren $x, f(x)$
 - Registrierung der Anzahl der Wertepaare innerhalb und außerhalb der schraffierten Fläche
 - Lösung: Verhältnis der Wertepaare innerhalb der schraffierten Fläche zur Gesamtzahl der Werte
- Genauigkeit der Lösung steigt mit zunehmender Versuchszahl

* **Anwendung der MCM in der Speicherwirtschaft:**

- Erzeugung von kontinuierlichen Durchflussreihen
- erzeugte Durchflussreihe trifft auf fiktiven Speicher (mit verschiedene Speicherräumen)
- Anwendung der Grundgleichung der Speicherwirtschaft (→ vgl. Abschnitt 6.3)
- Registrieren der Zuflüsse, Abgaben, Speicherinhalte, Überläufe → Häufigkeitsverteilung

6.5.4. Hochwasserrückhaltebecken

- prinzipielle Eignung der in den Abschnitten 6.5.1 bis 6.5.3 genannten Methoden für die Bemessung von HW-Rückhaltebecken (RHB)
- Besonderheit: nicht alle Zuflüsse zum Speicher werden betrachtet, sondern nur die HW

* **Steuermöglichkeiten:**

a) **Steuerung bei ausreichendem Stauraum** (→ s. Bild 6.11):

- HW-Welle kann vollständig bis zur Regelabgabe Q_R gekappt werden
- Becken nach HW-Welle schnell entleeren (Stauraum für nachfolgende HW-Welle!)



Bild 6.11:

Steuerung der Abgabe bei ausreichendem Stauraum (nach DYCK, U.A., 1976)

b) Steuerung bei nicht ausreichendem Stauraum (→ s. Bild 6.12):

- ungünstigster Fall (→ s. Bild 6.12 a) → Effekt des RHB "verpufft", denn $Q_{\max} = HQ$
- praktikabler Fall (→ s. Bild 6.12 b):
→ Kappen der HW-Welle durch schrittweises Erhöhen der Abgabe über die Regelabgabe Q_R
→ $Q_{\max} < HQ$
- idealer Fall (→ s. Bild 6.12 c):
→ maximal mögliches Kappen der HW-Welle
→ $Q_{\max} \rightarrow \text{Min.}$

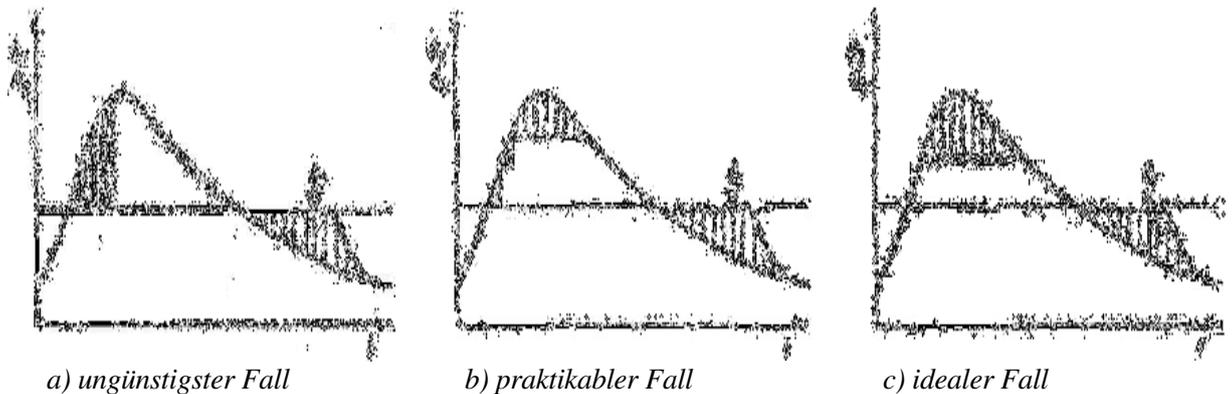


Bild 6.12: Steuerung der Abgabe bei nicht ausreichendem Stauraum (aus DYCK, U.A., 1976)

*** Bemessung von HW-Rückhalteräumen für den Fall einer konstanten Regelabgabe:**

- Ziel: Ermittlung des für das Bemessungshochwasser notwendigen Speichervolumens eines RHB
- Bemessung eines RHB bei vorgegebener konstanter Regelabgabe basiert auf der Anwendung der vereinfachten Kontinuitätsgleichung (→ vgl. Abschnitt 6.3, Voraussetzung: $Q_Z > Q_A$):

$$dS(t) / dt = Q_Z(t) - Q_A(t) \quad (6.3)$$

mit $dS(t)$ - Änderung des Speicherinhaltes [$l/\Delta t$ bzw. $m^3/(s \Delta t)$]

$Q_Z(t)$ - Zuflussganglinie [$l/\Delta t$ bzw. $m^3/(s \Delta t)$]

$Q_A(t)$ - Ausflussganglinie [$l/\Delta t$ bzw. $m^3/(s \Delta t)$] ($Q_A = Q_R = \text{Regelabgabe} = \text{konstant}$)

- Für 2 aufeinanderfolgende Zeitschritte sieht die Lösung der Kontinuitätsgleichung in Differenzenform folgendermaßen aus (Näherungslösung):

$$S(t_j) = S(t_{j-1}) + \Delta t [Q_Z(t_j) - Q_A(t_j)] \quad (6.4)$$

mit $S(t_j)$ - Speicherinhalt zum Zeitpunkt t_j [l bzw. m^3 , in Abhängigkeit der Maßeinheit der Durchflüsse]

$S(t_{j-1})$ - Speicherinhalt zum Zeitpunkt t_{j-1} [l bzw. m^3 , in Abhängigkeit der Maßeinheit der Durchflüsse]

$Q_Z(t_j)$ - Zuflussmenge zum Speicher zum Zeitpunkt t_j [l/s bzw. m^3/s]

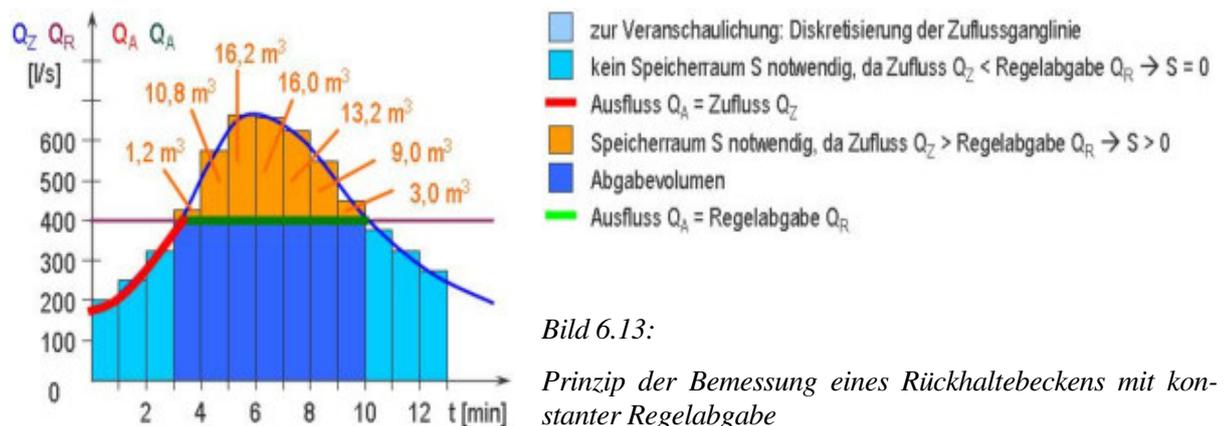
$Q_A(t_j)$ - Ausflussmenge aus dem Speicher zum Zeitpunkt t_j [l/s bzw. m^3/s]

Δt - Zeitdifferenz zwischen t_{j-1} und t_j [s]

- Gleichung 6.4 wird beginnend ab dem Zeitpunkt angewendet, ab dem der Zufluss zum RHB größer als die vorgegebene Regelabgabe aus dem RHB wird ($Q_Z > Q_A$).

- Berechnung endet mit dem Zeitpunkt, ab dem $Q_Z < Q_A$ wird

→ Umsetzung der Kontinuitätsgleichung → s. Bild 6.13



- Beispiel für die Berechnung des Speichervolumens → 1. Zeitintervall für $Q_Z > Q_A$ ($t = 3 \dots 4$ min):
 → $Q_Z = 420 \text{ l/s}$, $Q_A = Q_R = 400 \text{ l/s}$, $\Delta t = 1 \text{ min} = 60 \text{ s}$
 → $\Delta S = Q_Z - Q_A = 420 \text{ l/s} - 400 \text{ l/s} = 20 \text{ l/s}$
 → für $\Delta t = 1 \text{ min} = 60 \text{ s}$: $1 \cdot 200 \text{ l} = 1,2 \text{ m}^3$

- Bemessung eines Regenrückhaltebeckens → Übung 29 und 30

6.6. Vertiefende Literatur zur Speicherwirtschaft aus hydrologischer Sicht

Dyck, S. u.a. (1976):

Angewandte Hydrologie, Teil 1: Berechnung und Regelung des Durchflusses der Flüsse. VEB Verlag für Bauwesen Berlin.

Eslamian, S. (2014):

Handbook of Engineering Hydrology. CRC Press, Taylor Fracis Group, Boca Raton, London, New York.

Jain, S. K. and V. P. Singh (2003):

Water Resources Systems Planning and Management. Developments in Water Sciences. Chapter 10: Reservoir Sizing, Chapter 11: Reservoir Operation. Elsevier.

Jansen, R. B. (1998):

Advanced Dam Engineering for Design, Construction, and Rehabilitation. VNR Van Nostrand Reinhold, New York.

Maniak, U. (2005):

Hydrologie und Wasserwirtschaft. Eine Einführung für Ingenieure. Kapitel 7: Bemessung und Betrieb von Talsperren und Rückhaltebecken. Springer-Verlag Berlin, Heidelberg, 5. Auflage.

DIN 19 700 (2004): Stauanlagen, Teil 11: Talsperren. Beuth-Verlag Berlin, Wien, Zürich.

Anhang 1

Übungen zur Lehrveranstaltung Hydrologie III

- Übung 1: Fließgewässerhydraulik 1 – praktische Durchflussmessung mittels Messwehr und ggf. mittels Gefäßmessung
- Übung 2: Fließgewässerhydraulik 2 – praktische Durchflussmessung mittels Messflügel
- Übung 3: Fließgewässerhydraulik 3 – praktische Durchflussmessung mittels Tracerverfahren
- Übung 4: Fließgewässerhydraulik 4 – Gewässerlängs- und Querschnittsvermessung
- Übung 5: Fließgewässerhydraulik 5 – Ermittlung von Querschnittsdaten aus Vermessungen
- Übung 6: Fließgewässerhydraulik 6 – Strömen und Schießen
- Übung 7: Fließgewässerhydraulik 7 – Bewuchskartierung und Erstellen von Fotodokumentationen im Gelände
- Übung 8: Fließgewässerhydraulik 8 – Kartierung von hydraulisch kritischen Stellen im Gelände
- Übung 9: Fließgewässerhydraulik 9 – Ableitung hydraulischer Parameter auf Basis von Geländeuntersuchungen
- Übung 10: Fließgewässerhydraulik 10 – Eichung von Rauigkeitsbeiwerten auf der Grundlage von Durchflussmessungen
- Übung 11: Fließgewässerhydraulik 11 – Ermittlung der äquivalenten Sandrauigkeit durch Siebanalysen
- Übung 12: Fließgewässerhydraulik 12 – Ermittlung hydraulischer Rauigkeiten durch empirische Ansätze (COWAN, EINSTEIN / HORTON, SELLIN)
- Übung 13: Fließgewässerhydraulik 13 – Berechnung von Fließgeschwindigkeiten und Durchflussmengen für verschiedene Randbedingungen nach der GMS-Formel
- Übung 14: Fließgewässerhydraulik 14 – Berechnung von Fließgeschwindigkeiten und Durchflussmengen nach COLEBROOK – WHITE
- Übung 15: Hochwasseranalyse 1 – Anwendung der stochastischen Konzeption
- Übung 16: Hochwasseranalyse 2 – deterministische Konzeption: Ermittlung der Infiltrationsfähigkeit der Bodenoberfläche (in-situ- und laborative Methoden)

- Übung 17: Hochwasseranalyse 3 – deterministische Konzeption: Ermittlung von entwässerbarer und Gesamtporosität
- Übung 18: Hochwasseranalyse 4 – deterministische Konzeption: Regionalisierungsverfahren I
- Übung 19: Hochwasseranalyse 5 – deterministische Konzeption: Regionalisierungsverfahren II
- Übung 20: Hochwasseranalyse 6 – deterministische Konzeption: Ermittlung von Bemessungsregen mittels KOSTRA-Atlas
- Übung 21: Hochwasseranalyse 7 – deterministische Konzeption: Aufbau eines konzeptionellen Niederschlags-Abfluss-Modells
- Übung 22: Hochwasseranalyse 8 – deterministische Konzeption: Abflussmodellierung für verschiedene Regenverteilungen, Regentoleranzbereiche und Wiederkehrintervalle
- Übung 23: Hochwasseranalyse 9 – deterministische Konzeption: Abflussmodellierung für unterschiedliche Regendauern
- Übung 24: Hochwasseranalyse 10 – deterministische Konzeption: Abflussmodellierung unter Berücksichtigung von Laufzeiteffekten (Isochronenmethode)
- Übung 25: Hochwasseranalyse 11 – deterministische Konzeption: Abflussmodellierung in Abhängigkeit von den Vorfeuchtebedingungen
- Übung 26: Hochwasseranalyse 12 – deterministische Konzeption: quantitative Abschätzung des Einflusses von Nutzungsänderungen im Einzugsgebiet mittels N-A-Modell
- Übung 27: Niedrigwasseranalyse
- Übung 28: Speicherwirtschaft 1 – Anwendung empirischer Methoden
- Übung 29: Speicherwirtschaft 2 – Bemessung eines Regenrückhaltebeckens durch Anwendung der vereinfachten Kontinuitätsgleichung
- Übung 30: Speicherwirtschaft 3 – Bemessung von Regenrückhalteräumen mittels Niederschlag-Abfluss-Modell

Hydrologische Übung 1:

Fließgewässerhydraulik 1 – praktische Durchflussmessung mittels Messwehr und ggf. mittels Gefäßmessung

Aufgabenstellung:

Messung des Durchflusses des Kleinwaltersdorfer Baches im Bereich des Brückendurchlasses am Waldcafe mittels Dreiecksmesswehr und ggf. mittels Gefäßmessung

Methodik: → s. Skript Hydrologie I, Abschnitt 5.2.2

Zur Messung notwendige Ausrüstung:

- Kunststoff-Dreieckswehr
- mineralisches Dichtmaterial
- kleiner Spaten
- Lineal, Gliedermaßstab bzw. Bandmaß (max. 5 m lang)
- Wasserwaage
- Steine o. ä. zur Herstellung von Pegel-Null
- skaliertes Messeimer
- Stoppuhr
- Wathosen, Gummistiefel

Vorbereitung und Ablauf der Messungen:

- Aufnahme des Fließquerschnitts (nicht für Übung 1, aber für die Übungen 4 und 10 benötigt)
- Messstelle: Rohrdurchlass im Anstrombereich der Brücke über den Kleinwaltersdorfer Bach
- Vorbereitung der Messstelle: ggf. Beräumung von Geröll, Ästen, ...
- Einbau und ufer- bzw. grundseitige Abdichtung des Messwehres
- Einrichten von Pegel-Null → Horizontallinie des tiefsten Punktes des Wehreinschnitts → Pegel-Null mindestens um den vierfachen Betrag des Wehreinschnitts stromauf einrichten → Pegel-Null muss so stabil sein, dass Veränderungen während der Messungen ausgeschlossen sind
- Beginn der Messung, nachdem sich stationäre Verhältnisse (konstanter oberstromiger Wasserstand) eingestellt haben
- Messung der Überfallhöhe h am eingerichteten Pegel → mindestens zweimalige Messung
- so möglich: Durchführung einer Gefäßmessung (Wasservolumen je Zeiteinheit) → mindestens zweimalige Messung

Aufgaben:

1. Dokumentieren Sie die Vorbereitung der Messungen (Messpunkt im Gelände, Skizzen zum Messaufbau, Schritte der Einrichtung der Messeinrichtungen, ...)
2. Dokumentieren Sie die Messwerte! Bewerten Sie mögliche Fehlerquellen sowie deren Auswirkungen auf die Genauigkeit der Messungen!
3. Berechnen Sie die Durchflussmengen, die sich bei Anwendung der verschiedenen Methoden ergeben!
4. Stellen Sie die Werte gegenüber und diskutieren Sie diese!

Hydrologische Übung 2:

Fließgewässerhydraulik 2 – praktische Durchflussmessung mittels Messflügel

Aufgabenstellung:

Messung des Durchflusses des Kleinwaltersdorfer Baches im Bereich des Brückendurchlasses an der Ortsverbindungsstraße zur Bundesstraße B 101 mittels hydrometrischem Messflügel

Methodik → s. Skript Hydrologie I, Abschnitt 5.2.3

Zur Messung notwendige Ausrüstung:

- hydrometrischer Messflügel inklusive Zubehör (div. Flügelschrauben, Befestigungen, Ersatzbatterien)
- Maßband (Mindestlänge: 10 m)
- kleiner Spaten
- Lineal bzw. Gliedermaßstab
- Fäustel und Heringe zur Fixierung des Maßbandes
- Stoppuhr
- Wathosen, Gummistiefel

Vorbereitung und Ablauf der Messungen:

- Messstelle: Kleinwaltersdorfer Bach, Brückendurchlass (abstromseitig) an der Ortsverbindungsstraße zur Bundesstraße B 101
- Festlegung des Querschnittsbereiches der Messungen
- Vorbereitung der Messstelle: ggf. Beräumung von Geröll, Ästen, ...
- Vermessung des Querschnitts hinsichtlich Gesamtbreite
- Festlegung der Anzahl der Messlamellen
- Festlegung der Lamellenbreiten sowie der Lamellenmitten
- Messung der Tiefen jeweils an den Lamellenrändern und den Lamellenmitten
- Festlegung der Anzahl und der Lage der Messpunkte in den Lotrechten der Lamellenmitten (Ein- bzw. Mehrpunktmessungen)
- Auswahl der Flügelschraube und Aufnahme der Flügelnummer (eingestanzt in der Flügelschraube)
- Einbau des Messflügels an den gewählten Messpunkten und Messung der Umdrehungsimpulse (mindestens zweimalige Messung je Messpunkt, Messzeit: ca. 1 Minute)

Aufgaben:

1. Dokumentieren Sie die Vorbereitung der Messungen (Messpunkt im Gelände, Skizzen zum Messaufbau, Schritte der Einrichtung der Messeinrichtungen, ...)
2. Übernehmen Sie die Angaben zum verwendeten Messflügel und zu den Parametern der Flügelgleichung und tragen Sie diese in die Tabelle Ü 2.1 ein!
3. Dokumentieren Sie die Messwerte (Lamellenanzahl, Lamellenbreiten, Anzahl und der Lage der Messpunkte in den Lotrechten der Lamellenmitten, Umdrehungsimpulse) und tragen Sie diese in die Tabelle Ü 2.2 ein!

Tabelle Ü 2.1: Angaben zum Messflügel

Hersteller:			
Messflügelart (Stangen-/Schwimmflügel):			
Schaufel-Nr.: Schaufel-Ø: cm			
Flügelgleichung(en): $v = a + b * n$			
$n \leq$	$v [.....] =$	+	$* n [s^{-1}]$
$< n <$	$v [.....] =$	+	$* n [s^{-1}]$
$n \geq$	$v [.....] =$	+	$* n [s^{-1}]$
Schaufel-Nr.: Schaufel-Ø: cm			
Flügelgleichung(en): $v = a + b * n$			
$n \leq$	$v [.....] =$	+	$* n [s^{-1}]$
$< n <$	$v [.....] =$	+	$* n [s^{-1}]$
$n \geq$	$v [.....] =$	+	$* n [s^{-1}]$

3. Berechnen Sie die Fließgeschwindigkeiten (punktuell, Lamellenmittel, Gesamtmittel), Lamellenquerschnittsflächen und Durchflussmengen (Lamellen- und Gesamtwerte)!
4. Stellen Sie die Werte gegenüber und diskutieren Sie diese!
5. Ist der zur Messung gewählte Gewässerabschnitt optimal? Ist die verwendete Methodik (hydro-metrischer Messflügel) im vorliegenden Fall optimal?

Tabelle Ü 2.2: Protokoll zur Durchflussmessung mittels hydrometrischem Messflügel

Lamelle Nr.	Abstand vom Nullpunkt	Lamellenbreite	Lamellentiefe linker Lamellenrand	Lamellentiefe Lamellenmitte	Lamellentiefe rechter Lamellenrand	Durchfluss- fläche		Vertikaler Messpunkt über Gewässergrund	Anzahl Impulse	Messzeit	Punktuelle Fließgeschwin- digkeit	Mittlere Lamellenfließ- geschwindigkeit	Lamellen- durchfluss	
						[cm ²]	[m ²]						[cm]	[]
1														
2														
3														
4														
5														
Gesamt	Gesamtdurchflussfläche [cm ² bzw. m ²] ►							Gesamtdurchfluss [m ³ /s bzw. l/s] ►						

Hydrologische Übung 3:

Fließgewässerhydraulik 3 – praktische Durchflussmessung mittels Tracerverfahren

Aufgabenstellung:

Messung des Durchflusses des Kleinwaltersdorfer Baches im Bereich des Brückendurchlasses am Waldcafe mittels Tracerverfahren

Methodik:

→ s. Skript Hydrologie I, Abschnitt 5.2.4

Zur Messung notwendige Ausrüstung:

Laborteil:

- 160 g Kochsalz
- Waage
- 4 PVC-Flaschen je 0,5 l Fassungsvermögen
- Zubehör: Löffel, Pinsel, ...

Feldversuche:

- 4 PVC-Flaschen je 0,5 l Salztracerflüssigkeit
- Messeimer
- wenige mg Farbtracer Uranin (in Pulverform)
- Leitfähigkeitsmesssonde mit Eichflüssigkeit
- Maßband (Mindestlänge: 50 m)
- Stoppuhr
- Wathosen, Gummistiefel

Vorbereitungen im Labor:

- Auflösen von genau 4 * 40 g Kochsalz in genau 4 * 400 ml destilliertem Wasser
- Befüllen und Beschriften der 4 PVC-Flaschen je 0,5 l Fassungsvermögen

Vorbereitung und Ablauf der Messungen:

- Messstelle: im Bereich des Brückendurchlasses am Waldcafe (analog Übung 1)
- Vorschläge bezüglich Injektions- und Messpunkten
- Realisierung eines Farbtracer-Vorversuches → endgültige Festlegung von Injektions- und Messpunkten
- Aufnahme des Fließquerschnitts am Messpunkt (nicht für Übung 3, aber für Übungen 4 und 10 benötigt)
- Vermessen der Entfernung zwischen Injektions- und Messpunkt (Gewässermitte)
- Eichung der Leitfähigkeitsmesssonde
- Umfüllen von 0,4 l Tracerflüssigkeit in den Messeimer und Eingabe der Tracerflüssigkeit an der Injektionsstelle in den Bach als Momentanimpuls
- Messung der elektrischen Leitfähigkeit am Messpunkt und Aufnahme der Messwerte (Ziel: alle 5 s)
- bei genügend Zeitreserve: einmalige Wiederholung des Versuchs

Aufgaben:

1. Dokumentieren Sie die Arbeiten im Labor und im Gelände!
2. Begründen Sie die Festlegung der Messstrecke! Welche Kriterien müssen im Zusammenhang mit der Festlegung der Messstrecke unbedingt beachtet werden, um repräsentative Fließgeschwindigkeits- und Durchflusswerte zu erhalten?
3. Nehmen Sie die Tracerdurchgangskurven für die beiden Messungen auf! Tragen Sie die Messwerte in die Tabellen Ü 3.1 und Ü 3.2 ein!

Tabelle Ü 3.1: Gemessene elektrische Leitfähigkeiten am Registrierungspunkt, Versuch 1

t [s]	LF [μ S/cm]						
5		135		265		395	
10		140		270		400	
15		145		275		405	
20		150		280		410	
25		155		285		415	
30		160		290		420	
35		165		295		425	
40		170		300		430	
45		175		305		435	
50		180		310		440	
55		185		315		445	
60		190		320		450	
65		195		325		455	
70		200		330		460	
75		205		335		465	
80		210		340		470	
85		215		345		475	
90		220		350		480	
95		225		355		485	
100		230		360		490	
105		235		365		495	
110		240		370		500	
115		245		375		505	
120		250		380		510	
125		255		385		515	
130		260		390		520	

Tabelle Ü 3.2: Gemessene elektrische Leitfähigkeiten am Registrierungspunkt, Versuch 2 (optional)

t [s]	LF [μ S/cm]						
5		135		265		395	
10		140		270		400	
15		145		275		405	
20		150		280		410	
25		155		285		415	
30		160		290		420	
35		165		295		425	
40		170		300		430	
45		175		305		435	
50		180		310		440	
55		185		315		445	
60		190		320		450	
65		195		325		455	
70		200		330		460	
75		205		335		465	
80		210		340		470	
85		215		345		475	
90		220		350		480	
95		225		355		485	
100		230		360		490	
105		235		365		495	
110		240		370		500	
115		245		375		505	
120		250		380		510	
125		255		385		515	
130		260		390		520	

4. Rechnen Sie die elektrischen Leitfähigkeiten am Messpunkt in Chloridkonzentrationen um! Sie können hierfür die Formeln Ü 3.1 und Ü 3.2 nutzen:

- für Cl-Konzentrationen ≤ 1 g/l: $C_{Cl} = 486,85 * LF + 10,51 * LF^2 - 1,516$ (Ü 3.1)

mit: C_{Cl} - Chloridkonzentration [mg/l]
 LF - elektrische Leitfähigkeit [mS/cm]

- für Cl-Konzentrationen $> 1 \dots 20$ g/l: $C_{Cl} = 0,5449 * LF + 0,0006184 * LF^2 - 0,04343$ (Ü 3.2)

mit: C_{Cl} - Chloridkonzentration [g/l]
 LF - elektrische Leitfähigkeit [mS/cm]

5. Stellen Sie die Tracerdurchgangskurven grafisch dar! Ermitteln Sie analog zur Übung 11, Hydrologie I den Zeitpunkt, zu dem 50 % der Tracermenge am Registrierungspunkt angekommen sind!
6. Berechnen Sie die mittlere Fließgeschwindigkeit (Abstandsgeschwindigkeit) nach Gleichung 5.16, Skript Hydrologie I!
7. Ermitteln Sie den mittleren Durchfluss für die Messstelle nach Gleichung 5.18, Skript Hydrologie I!
8. Werten Sie die Ergebnisse unter folgenden Gesichtspunkten:
 - Anwendbarkeit der Tracermethode unter den gegebenen Bedingungen
 - Fehlermöglichkeiten
 - Abweichungen zwischen den beiden Messungen (falls Versuch wiederholt wurde)

Hydrologische Übung 4:

Fließgewässerhydraulik 4 – Gewässerlängs- und Querschnittsvermessung

Aufnahme von Längs- und Querschnitten für den Kleinwaltersdorfer Bach im Bereich des Waldcafes (Untersuchungsstelle analog Übungen 1 und 3)

Methodik:

→ s. Skript Hydrologie III, Abschnitte 1.3.2 und 1.4.1

Zur Messung notwendige Ausrüstung:

- Nivelliergerät Ni 040 A mit Zubehör (Dreifuß, Nivellierlatte, ...)
- Maßband (Mindestlänge: 50 m)
- Wathosen, Gummistiefel

Vorbereitung und Ablauf der Messungen:

- Messstelle: im Bereich des Brückendurchlasses am Waldcafé (analog Übungen 1 und 3)
- Suchen eines Aufstellstandortes für das Nivelliergerät → von diesem Punkt aus sollte das gesamte Querprofil sowie das Längsprofil auf ca. 50 m Länge einsehbar sein
- Aufstellen und waagrechtes Einjustieren des Nivelliergerätes mittels der Libellen
- Definieren eines projektbezogenen Referenzpunktes → sollte ein klar definierter Punkt sein, dessen geodätische Höhe im Verlauf der Arbeiten konstant bleibt (z.B. Brückenteil, Brückengeländer, ...)
- Aufsetzen der Nivellierlatte auf dem projektbezogenen Referenzpunkt und Ablesen der Höhenlage → Referenz-Festpunkt
- Vermessung des Querprofils für den Zustand bis ca. 0,5 Höhenmeter über die bordvolle Abflusshöhe hinaus → Ausuferungsbereich bei Hochwasser (der Wert von einem Höhenmeter ist willkürlich festgelegt und hat mit dem real zu beobachtenden Hochwasserstand nichts zu tun)
- Vermessung des Längsprofils ober- und unterstromseitig des Brückendurchlasses sowie bis ungefähr 50 m stromauf aller ca. 10 m

Aufgaben:

1. Dokumentieren Sie die Arbeiten im Gelände!
2. Legen Sie die Lage des Querprofils fest! Fertigen Sie eine Lageskizze an → Bild Ü 4.1
3. Legen Sie den projektbezogenen Festpunkt in horizontaler und vertikaler Richtung fest und messen Sie diesen mit dem Maßband bzw. dem Nivelliergerät längen- und höhenmäßig ein! Tragen Sie die Messwerte in die Tabellen Ü 4.1 und Ü 4.2 ein und vervollständigen Sie den Lageplan (Bild Ü 4.1)!
4. Legen Sie die Messpunkte in horizontaler Richtung entlang des Querprofils fest und messen Sie diese vom Nullpunkt aus mit dem Maßband längenmäßig ein! Die Messpunkte sollte so festgelegt werden, dass alle gewässerrelevanten Dinge (Gewässergrund, Wasserstand, Uferböschungen, Beginn des Ausuferungsbereiches) einbezogen werden. Tragen Sie die Messwerte in die Tabelle Ü 4.1 ein! Das Profil sollte möglichst bis ca. 0,5 Höhenmeter über das bordvolle Durchflussniveau hinausgehen.

5. Stellen Sie das Querprofil grafisch dar! Sie sollten diesen Teil der Übung individuell am PC unter Verwendung geeigneter Tabellenkalkulations- und Grafikprogramme durchführen.
6. Nehmen Sie das Längsprofil im Bereich des Messpunktes auf! Das Längsprofil erstreckt sich von der Oberstromseite der Brücke bis ca. 50 m nach stromauf. Messen Sie jeweils den tiefsten Punkt der Gewässersohle höhenmäßig und längenmäßig ein! Führen Sie die Messungen stromauf für etwa 5 Punkte (ca. alle 10 m sowie an hydraulisch markanten Punkten) durch und tragen Sie die Messergebnisse in die Tabelle Ü 4.2 ein! Vervollständigen Sie die Lageskizze (Bild Ü 4.1)!

Tabelle Ü 4.2: Geodätische Messwerte für das Längsprofil des Kleinwaltersdorfer Baches im Bereich des Brückendurchlasses am Waldcafé

Messpunkt Nr.	Kurzcharakteristik	Entfernung Festpunkt [m]	Höhenablesung Nivelliergerät [m]	Höhendifferenz zum Festpunkt [m]

7. Nehmen Sie eine hydraulische Bewertung des Innenbereichs des Brückendurchlasses unter rein optischen Gesichtspunkten (Querschnitt, hydraulischen Rauigkeit) vor!

Hydrologische Übung 5:

Fließgewässerhydraulik 5 – Ermittlung von Querschnittsdaten aus Vermessungen

Ermittlung geometrischer Kenngrößen auf Basis der Quer- und Längsschnittsvermessungen (Übung 4) für den Kleinwaltersdorfer Bach im Bereich des Waldcafes sowie Ableitung von Aussagen zur Gerinnegliederung

Methodik:

→ s. Skript Hydrologie III, Abschnitte 1.3.2 und 1.4.1

Notwendige Informationen:

- Quer- und Längsprofile → aus Übung 4
- ggf. Fließquerschnitte → aus Übungen 1 und 3

Aufgaben:

1. Approximieren Sie die den unregelmäßigen Fließquerschnitt durch regelmäßige Flächen! Ermitteln Sie den Fließquerschnitt sowie den Querschnitt bis zum bordvollen Durchflussniveau!
2. Berechnen Sie die benetzten Umfänge für den Fließquerschnitt! Geben Sie die benetzten Umfänge für die in den Übungen 3 und 4 gemessenen Wasserstände sowie für den bordvollen Zustand an!
3. Ermitteln Sie die mittleren Wassertiefen für den Fließquerschnitt ebenfalls für die in den Übungen 3 und 4 gemessenen Wasserstände sowie für den bordvollen Zustand!
4. Berechnen Sie die hydraulischen Radien im Bereich der Messstelle!
5. Ermitteln Sie die Sohlgefälle im Bereich der Messstelle!
6. Leiten Sie an Hand der Daten aus der Querschnittsvermessung Aussagen zur Gerinnegliederung ab, wenn Sie davon ausgehen, dass bei einem Hochwasser mit großem Wiederkehrintervall der Wasserspiegel ca. 0,5 m über dem bordvollen Durchflussniveau liegt! Was bedeutet dies generell (rein qualitativ) für hydraulische Berechnungen?
7. Welchen Wert haben Ergebnisse aus Fernerkundungsuntersuchungen bezüglich Aussagen zur Gewässergeometrie und zur Gewässergliederung? Was können Sie aus solchen Fernerkundungsdaten ableiten?

Hydrologische Übung 6:

Fließgewässerhydraulik 6 – Strömen und Schießen

Aufgabenstellung:

Ermittlung der Art der Wasserbewegung (Strömen oder Schießen) im Bereich der Messstelle des Kleinwaltersdorfer Baches am Waldcafe

Methodik:

→ s. Skript Hydrologie III, Abschnitt 1.1

Notwendige Informationen:

- mittlere Fließgeschwindigkeit, Fließquerschnitt und Wasserspiegelbreite → aus den Übungen 3 und 4
- Geschwindigkeitshöhenbeiwert → aus Tabelle 1.1

Aufgaben:

1. Ermitteln Sie, ob zum Zeitpunkt der Durchflussmessung (Übung 3) strömende oder schießende Strömungsbedingungen vorlagen!
2. Wie hoch müsste die mittlere Fließgeschwindigkeit in etwa sein, damit es am Messpunkt unter den gegebenen Bedingungen (Fließquerschnitt und Wasserspiegelbreite zum Messzeitpunkt) zu schießenden Strömungsbedingungen kommt?
3. Wie hoch müsste das Fließgefälle in etwa ausfallen, um eine Fließgeschwindigkeit entsprechend Aufgabe 2 zu erhalten, die zu schießenden Strömungsbedingungen führen würde? Verwenden Sie hierfür die GMS-Formel (Gleichung 1.19)! Schätzen Sie den zur Abarbeitung der GMS-Formel notwendigen STRICKLER-Beiwert unter Verwendung der Tabelle 1.2 und der Bilder im Abschnitt 1.7!
4. Wären schießende Strömungsbedingungen im Bereich der Messstelle möglich, wenn das Bachbett einen Ausbau aus Zementglattstrich bzw. geblättem Beton erhalten würde?

Hydrologische Übung 7:

Fließgewässerhydraulik 7 – Bewuchskartierung und Erstellen von Fotodokumentationen im Gelände

Aufgabenstellung:

Aufnahme und fotografische Dokumentation des Bewuchses des Kleinwaltersdorfer Baches im Bereich des Waldcafes entlang des Querprofils aus Übung 4

Methodik → s. Skript Hydrologie III, Abschnitt 1.4.4

Zur Messung notwendige Ausrüstung:

- digitaler Fotoapparat mit Bildnummerierung
- Maßband (Mindestlänge: 30 m)
- Gliedermaßstab
- Nivellierlatte
- Wathosen, Gummistiefel

Vorbereitung und Ablauf der Messungen:

- Aufnehmen des Bewuchses
- Bezeichnen und Eintragen der Kartierungspunkte in eine kleinmaßstäbliche Karte
- Kategorisierung des Bewuchses (Bewuchsgruppen und -fälle entsprechend Abschnitt 1.4.4)
- Vermessung des Bewuchses
- Erstellen einer Fotodokumentation → Einzeichnen der Fotopunkte in eine kleinmaßstäbliche Karte
- Verallgemeinerung in Bewuchsabschnitte

Aufgaben:

1. Zeichnen Sie die Kartierungspunkte im Sinne einer Übersicht in die Karte Bild Ü 7.1 ein! Tun Sie gleiches für die Punkte der Fotodokumentation! Zeichnen Sie die Punkte und die Richtung der Fotografie in das Bild Ü 7.2 ein! Dokumentieren Sie Ihre Beobachtungen so detailliert, als ob Sie nicht noch einmal an diese Punkte kommen würden! Vermerken Sie Datum und Uhrzeit! Für eine detaillierte Darstellung der Bewuchsverhältnisse nutzen Sie bitte den Querschnitt aus Übung 4.
2. Kategorisieren Sie den Bewuchs hinsichtlich Bewuchsgruppen und Bewuchsfälle aus hydraulischer Sicht entsprechend Abschnitt 1.4.4!
3. Vermessen Sie den Bewuchs hinsichtlich horizontaler Ausdehnung und Wuchshöhe (letzteres bei hohem Bewuchs höhenabhängig nach Stamm, dicken Ästen, Blattwerk maximal bis zu einer Höhe, die als hochwasserrelevant angesehen wird, hier: 0,5 m über dem bordvollen Zustand)! Tragen Sie die Ergebnisse in die Tabelle Ü 7.1 ein! Nehmen Sie hydraulisch besonders interessierende Details in die Fotodokumentation auf!
4. Benennen Sie aus Sicht des Bewuchses hydraulisch besonders kritische Bereiche!

Hydrologische Übung 8:

Fließgewässerhydraulik 8 – Kartierung von hydraulisch kritischen Stellen im Gelände

Aufgabenstellung:

Aufnahme und fotografische Dokumentation von hydraulischen Engstellen im Kleinwaltersdorfer Bach im Bereich des Waldcafes bis maximal 50 m stromaufwärts

Methodik:

- s. Skript Hydrologie III, Abschnitt 1.4.1 und 1.4.2

Zur Messung notwendige Ausrüstung:

- digitaler Fotoapparat mit Bildnummerierung
- Maßband (Mindestlänge: 30 m)
- Gliedermaßstab
- Nivellierlatte
- Wathosen, Gummistiefel

Vorbereitung und Ablauf der Messungen:

- Abgehen des Bachlaufes (muss nicht im Bachbett erfolgen)
- Sichten von hydraulischen Engstellen
- Bezeichnen und Eintragen der Engstellen in eine kleinmaßstäbliche Karte
- Vermessung der Engstellen
- Erstellen einer Fotodokumentation

Aufgaben:

1. Zeichnen Sie die Engstellen-Kartierungspunkte in die Karte Bild Ü 8.1 ein! Vermerken Sie das Kartierungsdatum!



Bild Ü 8.1: Engstellen-Kartierungspunkte

Hydrologische Übung 9:

Fließgewässerhydraulik 9 – Ableitung hydraulischer Parameter auf Basis von Geländeuntersuchungen

Aufgabenstellung:

Fotografische Aufnahme und Dokumentation der hydraulischen Rauigkeiten im Kleinwaltersdorfer Bach beginnend an der Brücke am Waldcafe maximal 50 m stromaufwärts

Methodik:

- s. Skript Hydrologie III, Abschnitte 1.4.3 und 1.7

Zur Messung notwendige Ausrüstung:

- digitaler Fotoapparat mit Bildnummerierung
- Gliedermaßstab
- Wathosen, Gummistiefel

Vorbereitung und Ablauf der Messungen:

- Abgehen des Bachlaufes (muss nicht im Bachbett erfolgen)
- Aufnahme der hydraulischen Rauigkeiten getrennt nach Gewässergrund, Böschungen und Vorländern
- Bezeichnen und Eintragen von Gewässerabschnitten mit vergleichbaren hydraulischen Rauigkeiten in eine kleinmaßstäbliche Karte
- Erstellen einer Fotodokumentation
- Zuordnung von STRICKLER-Beiwerten

Aufgaben:

1. Zeichnen Sie die Kartierungsabschnitte mit in etwa vergleichbarer hydraulischer Rauigkeit in die Karte Bild Ü 9.1 ein! Vermerken Sie das Kartierungsdatum!

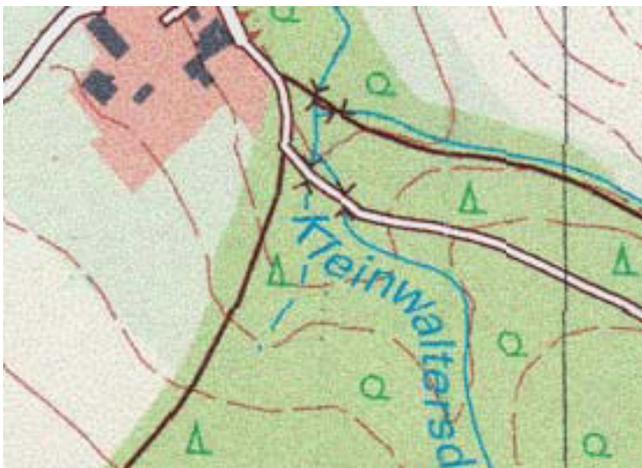


Bild Ü 9.1:

Kartierungspunkte zu den hydraulischen Rauigkeiten

Hydrologische Übung 10:

Fließgewässerhydraulik 10 – Eichung von Rauigkeitsbeiwerten auf der Grundlage von Durchflussmessungen

Aufgabenstellung:

Eichung von Rauigkeitsbeiwerten nach STRICKLER k_{St} unter Verwendung von Durchflussmess- und Vermessungsergebnissen für die Messstelle am Waldcafe

Methodik:

→ s. Skript Hydrologie III, Abschnitte 1.4.3.1 sowie 1.5.1.1

Notwendige Informationen:

- mittlere Fließgeschwindigkeiten bzw. Durchflussmengen → aus den Übungen 1 – 3
- hydraulische Radien → aus Übung 5
- Sohlgefälle → aus Übung 5

Aufgaben:

1. Ermitteln Sie die STRICKLER-Beiwerte für den Messpunkt unter Zugrundelegung der in den Übungen 1 bis 5 erarbeiteten Informationen!
2. Stellen Sie die im Ergebnis der Kalibrierung gewonnenen Wert dem Wert gegenüber, den Sie für den bordvollen Zustand ermittelt haben! Wodurch sind die beachtlichen Unterschiede zu erklären?

Fließgewässerhydraulik 11 – Ermittlung der äquivalenten Sandrauigkeit durch Siebanalysen

Aufgabenstellung:

Bestimmung der äquivalenten Sandrauigkeit k_S einer gegebenen Sedimentprobe mittels charakteristischer Werte aus der Kornverteilungskurve

Methodik:

→ s. Skript Hydrologie III, Abschnitt 1.4.3.2

Arbeitsschritte:

- Zusammenstellen des Siebsatzes (unter Beachtung der rein optisch feststellbaren Kornabstufung), Eintragen der Siebgrößen in die Tabelle Ü 11.1 (Spalte 1)

Tabelle 11.1: Übersicht über die experimentell ermittelten Werte der Siebanalyse

Siebgröße [mm] (1)	Masse der Siebe bzw. Schale [g] (2)	Masse Sieb + Sediment [g] (3)	Siebrückstand [g] (4) = (3) – (2)	Siebrückstand [%] (5)	Siebdurchgang [% der Gesamtmasse] (6)
Auffangschale					
Gesamtmasse des zu untersuchenden Sediments:			g	=	100 %

- Wägen der Siebe und der Auffangschale (unterste Schale), Eintragen der Ergebnisse in die Tabelle Ü 11.1 (Spalte 2)
- Ermittlung der Gesamtmasse des Sediments, Eintragen der Ergebnisse in die Tabelle Ü 11.1
- Aufgabe der Sedimentprobe auf das oberste Sieb und Durchführung des Siebversuches, Zeitdauer: je nach verfügbarer Zeit, max. 30 min
- Wägen der Siebrückstände (Spalten 3 und 4), Berechnen der Siebrückstände in % der Gesamtmasse (Spalte 5), Berechnen der Siebdurchgänge in % der Gesamtmasse (Spalte 6)
- Zeichnen der Kornverteilungskurve (→ s. Bild Ü 11.1) und Ablesen der für die Berechnung notwendigen Werte

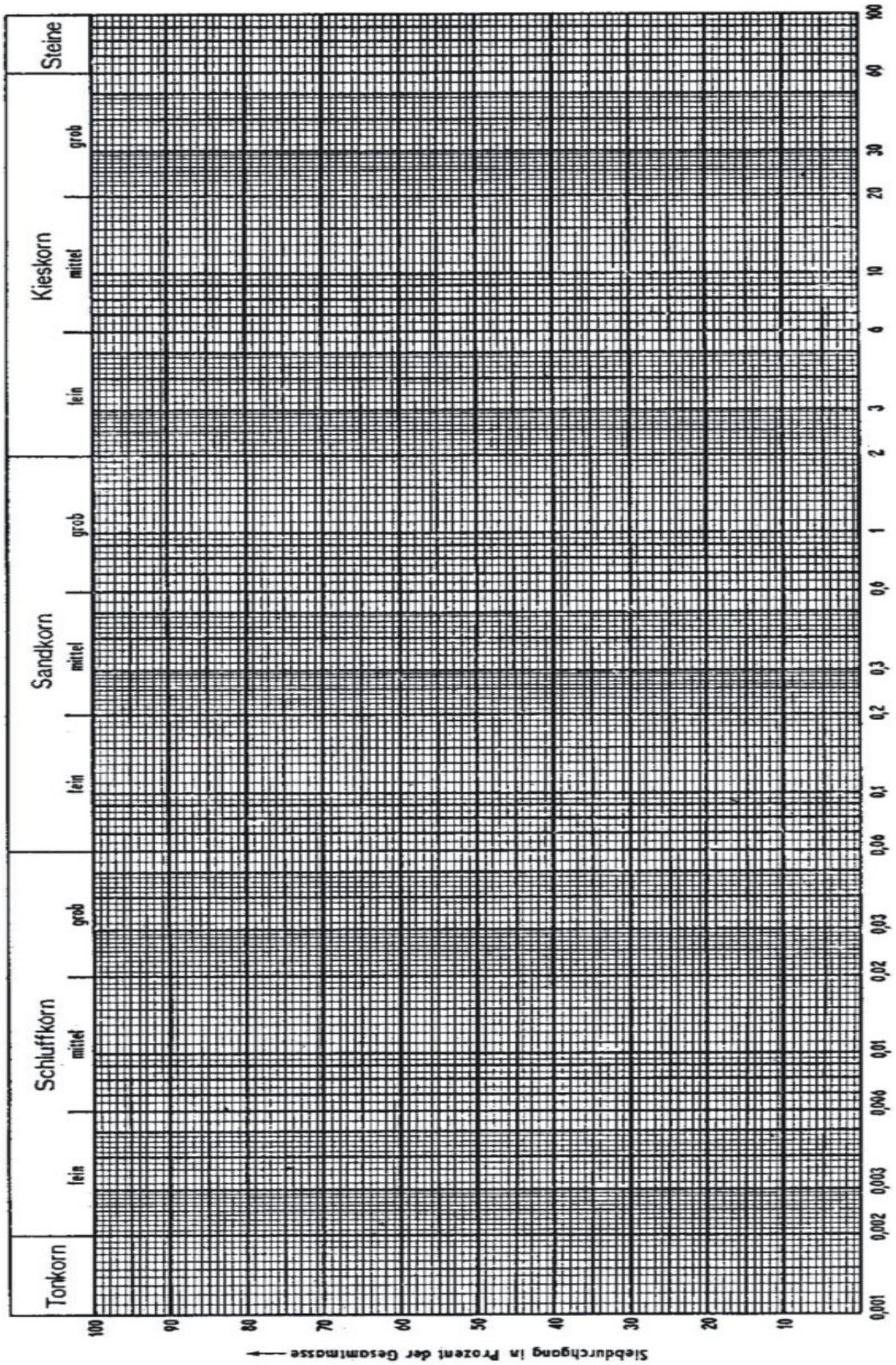


Bild Ü 11.1: Kornverteilungskurve

Aufgaben:

1. Dokumentieren Sie alle Arbeitsschritte der Erarbeitung bezüglich der Kornverteilungskurve für das vorgegebene Sediment!
2. Berechnen Sie die äquivalente Sandrauigkeit nach allen in der Tabelle 1.5 Skript Hydrologie III angegebenen Verfahren!

Hydrologische Übung 12:

Fließgewässerhydraulik 12 – Ermittlung hydraulischer Rauigkeiten durch empirische Ansätze (COWAN, EINSTEIN / HORTON, SELLIN)

Aufgabenstellung:

Ermittlung von hydraulischen Rauigkeitsbeiwerten nach STRICKLER k_{St} für den Messpunkt am Waldcafe aus den Übungen 1 bis 5 für den bordvollen Zustand sowie für den Zustand ca. 0,5 Höhenmeter über dem bordvollen Zustand durch die Anwendung der empirischen Ansätze nach COWAN, EINSTEIN / HORTON, und SELLIN

Methodik:

→ s. Skript Hydrologie III, Abschnitt 1.5.1.1

Notwendige Informationen:

- Ergebnisse der Vermessungsarbeiten → s. Übungen 4 und 5
- Ergebnisse der Bewuchskartierungsarbeiten → s. Übungen 7 und ggf. 8
- benetzte Umfänge und hydraulische Radien → aus Übungen 5 und 9
- Angaben zur Gerinnegliederung → s. Übung 5
- Bilder der Fotodokumentationen → aus Übungen 7 – 9

Aufgaben:

1. Ermitteln Sie für das Querprofil am Waldcafe den STRICKLER-Rauigkeitsbeiwert nach dem Wichtungsansatz nach COWAN! Dokumentieren Sie die im Zusammenhang mit der Anwendung des Verfahrens getroffenen Annahmen bezüglich der COWAN-Faktoren! Wenden Sie das Verfahren sowohl für den bordvollen Wasserstand als auch für den Zustand 0,5 Höhenmeter über dem bordvollen Wasserstand an!
2. Berechnen Sie die Durchflusswerte für die das Querprofil und den gemessenen Wasserstand nach der GMS-Formel unter Verwendung der in Übung 9 ermittelten STRICKLER-Rauigkeitsbeiwerte!
3. Welches oder welche Verfahren sind aus Ihrer Sicht unter den gegebenen Bedingungen am besten geeignet, um zu verlässlichen Fließgeschwindigkeiten und Durchflüssen zu gelangen?

Hydrologische Übung 13:

Fließgewässerhydraulik 13 – Berechnung von Fließgeschwindigkeiten und Durchflussmengen für verschiedene Randbedingungen nach der GMS-Formel

Aufgabenstellung:

Berechnung von Fließgeschwindigkeiten und Durchflussmengen nach der GMS-Formel für unterschiedliche Zielstellungen und Randbedingungen

Methodik:

→ s. Skript Hydrologie III, Abschnitt 1.5.1

Gegebene Informationen:

- Fließquerschnitt des zu untersuchenden Gewässers → s. Bild Ü 13.1
- Untergrund:
 - Gewässersohle: Grobkies, vereinzelt kleine Steine
 - Gewässerböschungen und Ausuferungsbereiche: Auenlehm
- Bewuchs:
 - Gewässersohle: kein Bewuchs
 - Gewässerböschungen: Röhricht (mehrjährig, Höhe im Mittel 1,5 m)
 - linker Ausuferungsbereich: Baumgruppen, Sträucher (Höhe im Mittel 3 m)
 - rechter Ausuferungsbereich: einzeln stehende Bäume, Stammdurchmesser ca. 0,5 m, Grasbewuchs
- Sohlgefälle: 0,2 %
- maximaler Ausbauwasserstand: 11 m über Gewässersohle (vgl. Bild Ü 13.1)

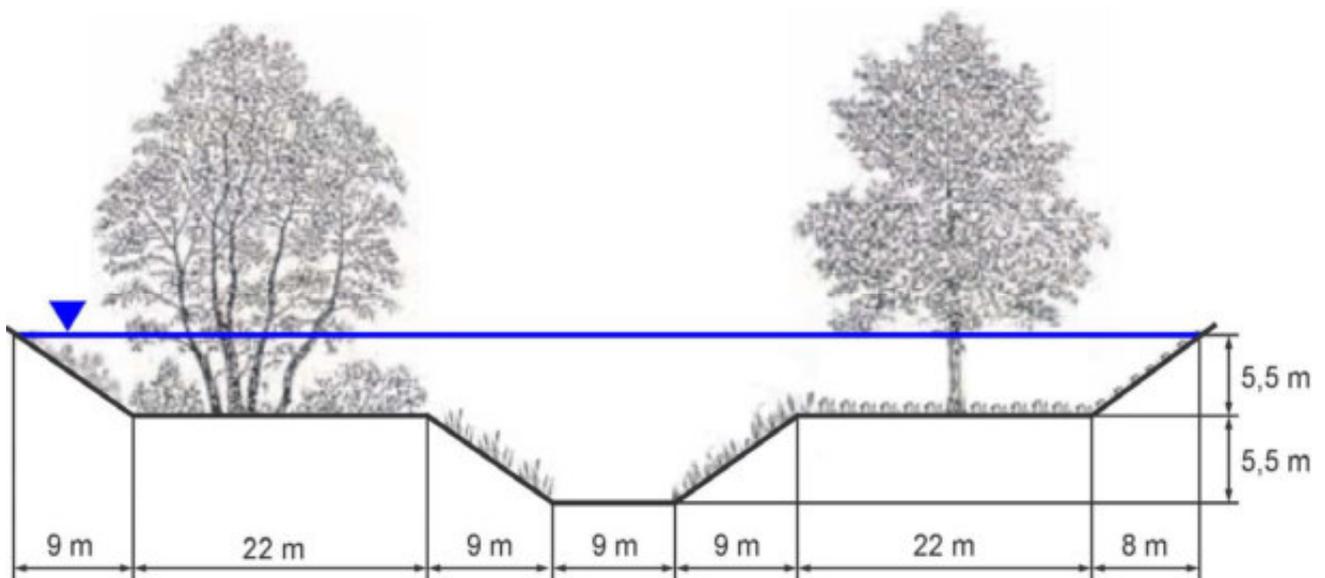


Bild Ü 13.1: Fließquerschnitt

Aufgaben:

1. Ermitteln Sie folgende Durchflussmengen:

- im Fluss maximal abführbare Wassermenge
- im gesamten Fließquerschnitt einschließlich Ausuferung maximal abführbare Wassermenge

Dokumentieren Sie alle Annahmen, Ansätze und Berechnungsschritte! Besteht im Bereich der Ausuferung eine Erosionsgefährdung? Ist die Anwendung der GMS-Formel unter den gegebenen Bedingungen statthaft? Begründen Sie Ihre Aussage!

2. Berechnen Sie den Wasserstand, bei dem die Hälfte der in Aufgabe 1 ermittelten im gesamten Fließquerschnitt einschließlich Ausuferung maximal abführbare Wassermenge abgeführt werden kann!

Dokumentieren Sie alle Annahmen, Ansätze und Berechnungsschritte!

Hydrologische Übung 14:

Fließgewässerhydraulik 14 – Berechnung von Fließgeschwindigkeiten und Durchflussmengen nach COLEBROOK – WHITE

Aufgabenstellung:

Berechnung von Fließgeschwindigkeiten und Durchflussmengen nach COLEBROOK – WHITE für ein Rechteckgerinne unter Verwendung der äquivalenten Sandrauigkeit k_s aus Übung 11

Methodik:

→ s. Skript Hydrologie III, Abschnitte 1.3.2 und 1.5.2

Gegebene Informationen:

- kompakter Fließquerschnitt, 24 m breit
- maximaler Wasserstand bis zur Ausuferung: 1,7 m
- äquivalente Sandrauigkeit → s. Ergebnis aus Übung 11
- Sohlgefälle: 0,15 %
- kein nennenswerter Bewuchs
- geradliniger Flussverlauf, kaum Mäander

Aufgaben:

1. Ermitteln Sie die im Fluss maximal abführbare Wassermenge (inklusive der Variationen, die sich aus den verschiedenen Ansätzen zur Berechnung der äquivalenten Sandrauigkeit ergeben)! Dokumentieren Sie alle Annahmen, Ansätze und Berechnungsschritte!
2. Berechnen Sie den Wasserstand, bei dem die Hälfte der in Aufgabe 1 ermittelten Wassermenge abgeführt werden kann!
Dokumentieren Sie alle Annahmen, Ansätze und Berechnungsschritte!
3. Ist die Anwendung des Ansatzes nach COLEBROOK – WHITE unter den gegebenen Bedingungen statthaft? Begründen Sie Ihre Aussage!

Hochwasseranalyse 1 – Anwendung der stochastischen Konzeption

Aufgabenstellung:

Bestimmung der Hochwasserscheiteldurchflüsse mit Wiederkehrintervallen von 10, 50 und 100 Jahren mittels statistischer Auswertung von gemessenen Jahreshöchst durchflüssen

Methodik:

→ s. Skript Hydrologie III, Abschnitt 4.3.3

Gegebene Informationen:

- Jahreshöchstwerte der Scheiteldurchflüsse $HQ(a)$ für eine Beobachtungsreihe von 1951 – 1990 → s. Tabelle Ü 15.1

Tabelle Ü 15.1: Jahreshöchstwerte der Scheiteldurchflüsse $HQ(a)$

Jahr	$HQ(a)$ [m ³ /s]						
1951	298	1961	980	1971	174	1981	453
1952	1020	1962	529	1972	227	1982	218
1953	417	1963	118	1973	436	1983	595
1954	241	1964	593	1974	1190	1984	336
1955	288	1965	219	1975	577	1985	632
1956	143	1966	868	1976	647	1986	445
1957	774	1967	768	1977	480	1987	354
1958	652	1968	693	1978	932	1988	623
1959	266	1969	392	1979	436	1989	319
1960	506	1970	227	1980	615	1990	477

Aufgaben:

1. Berechnen Sie die Unterschreitungswahrscheinlichkeiten und tragen Sie diese in die Tabelle Ü 15.2 sowie in den Netzdruck der Extremwertverteilungsfunktion Typ I (→ Bild Ü 15.1) ein!
2. Ermitteln Sie die Hochwasserscheiteldurchflüsse mit Wiederkehrintervallen von $T = 10$ a, 50 a und 100 a durch die Methoden:
 - freie Anpassung
 - Momentenmethode
 - GUMBEL-Methode
3. Geben Sie den aus hydrologischer Sicht maximal möglichen Extrapolationszeitraum an!
4. Werten Sie die Ergebnisse hinsichtlich folgender Gesichtspunkte:
 - Für welche Bemessungsaufgaben sind die o.g. Wiederkehrintervalle relevant?
 - Für welche Werte (für welche Methode) entscheiden Sie sich und warum?
 - Welche Herangehensweise schlagen Sie für den Fall vor, einen $HQ(200)$ -Wert zu ermitteln?

Tabelle Ü 15.2: Unterschreitungswahrscheinlichkeiten Jahres-HQ, Reihe 1951 – 1990

Ordnungszahl m []	Jahreshöchst­durchfluss HQ(a) [m ³ /s]	Unterschreitungswahrschein­ lichkeit P _u [%]
1		
2		
3		
4		
5		
6		
7		
8		
9		
10		
11		
12		
13		
14		
15		
16		
17		
18		
19		
20		
21		
22		
23		
24		
25		
26		
27		
28		
29		
30		
31		
32		
33		
34		
35		
36		
37		
38		
39		
40		

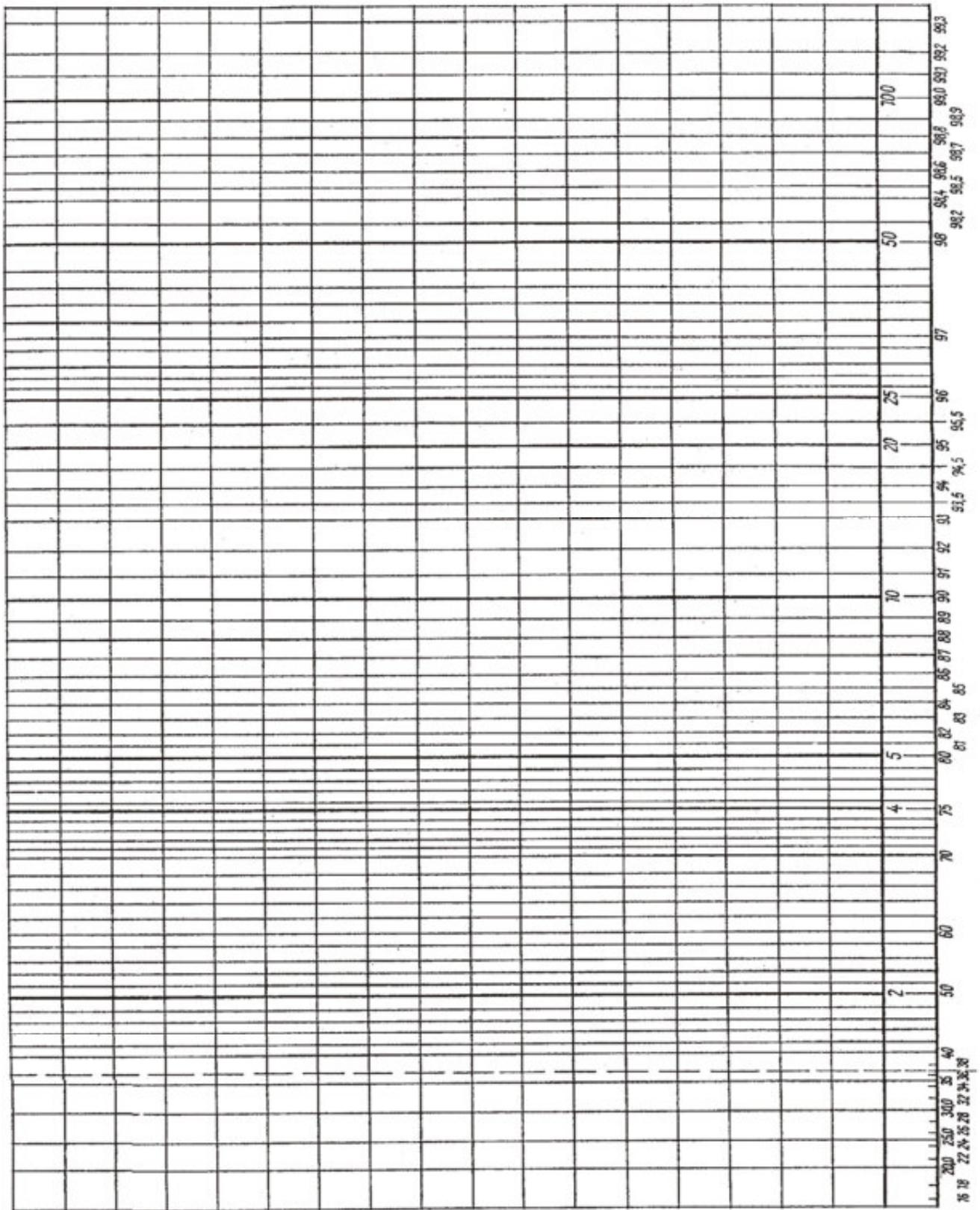


Bild Ü 15.1: *Wahrscheinlichkeiten der Jahres-HQ, Reihe 1951 – 1990 und angepasste Wahrscheinlichkeitsverteilungen im Netzdruck der EI*

Hydrologische Übung 16:

Hochwasseranalyse 2 – deterministische Konzeption: Ermittlung der Infiltrationsfähigkeit der Bodenoberfläche (in-situ- und laborative Methoden)

Aufgabenstellung:

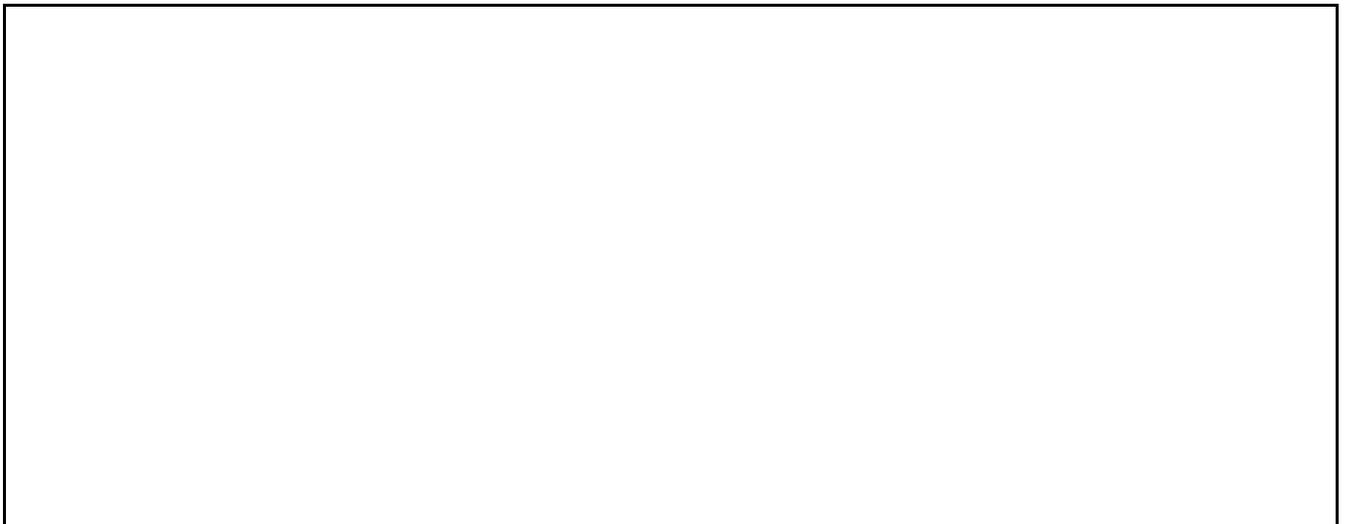
Ermittlung der Infiltrationsfähigkeit der Bodenoberfläche mittels Doppelring-Infiltrometer in-situ bzw. laborativem Durchströmungsversuch an einem Standort am Otto-Meißner-Bau

Methodik:

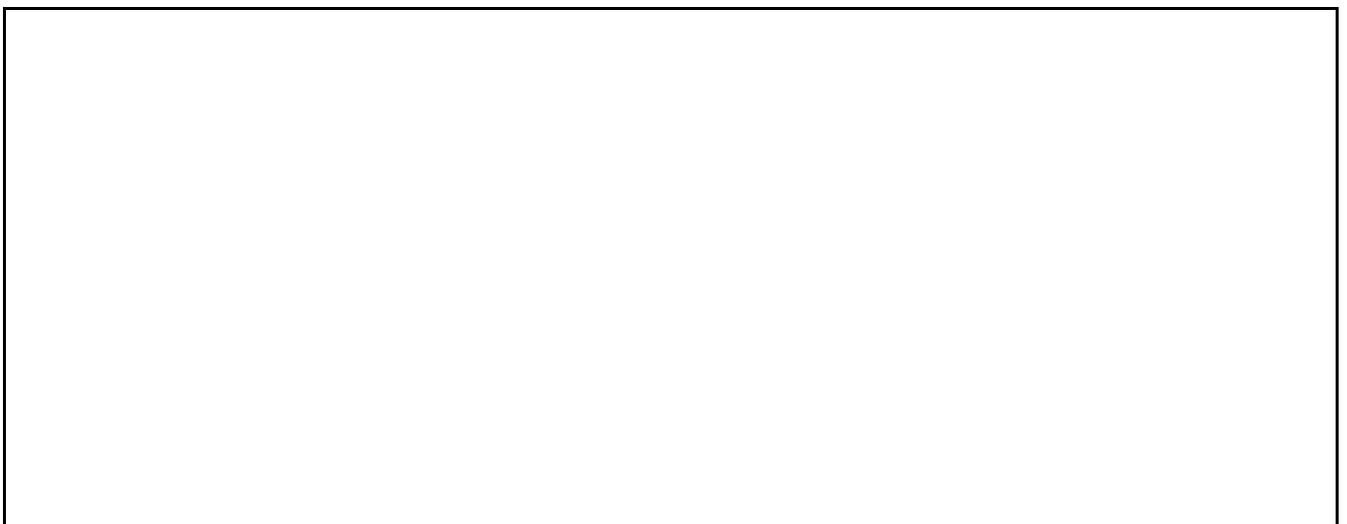
→ s. Skript Hydrologie I, Abschnitt 5.6.3 bzw. Lehrunterlagen Hydrogeologie

In-situ-Versuch Doppelring-Infiltrometer:

Lageskizze der Versuchsstandorte:



Skizze Versuchsaufbau:



Arbeitsschritte in-situ-Infiltrometerversuch:

- Auswahl eines Versuchsstandortes mit Grasbewuchs
- vorsichtiges Einschlagen der beiden Infiltrometerringe
- Aufstau des äußeren Infiltrometerringes, Aufstauhöhe max. 2 - 3 cm, bei Notwendigkeit während der Versuche nachfüllen!
- Realisieren einer während der Versuchsdauer konstanten Aufstauhöhe von max. 2 - 3 cm im inneren Infiltrometerring (ständige Kontrolle!)
- Registrieren der Infiltrationsmengen in regelmäßigen Zeitintervallen
- Versuch ist solange weiter zu führen, bis stationäre Verhältnisse zu verzeichnen sind

Arbeitsschritte Labor-Durchströmungsversuch:

- Entnahme einer ungestörten und repräsentativen Lockergesteinsprobe aus dem Gesteinsverband im Gelände (ungestört = weitgehende Erhaltung der natürlichen Lagerungsdichte) → Einschlagen des Stechzylinders in den Boden → Freilegen und Verschließen des Zylinders entsprechend Bild Ü 16.1

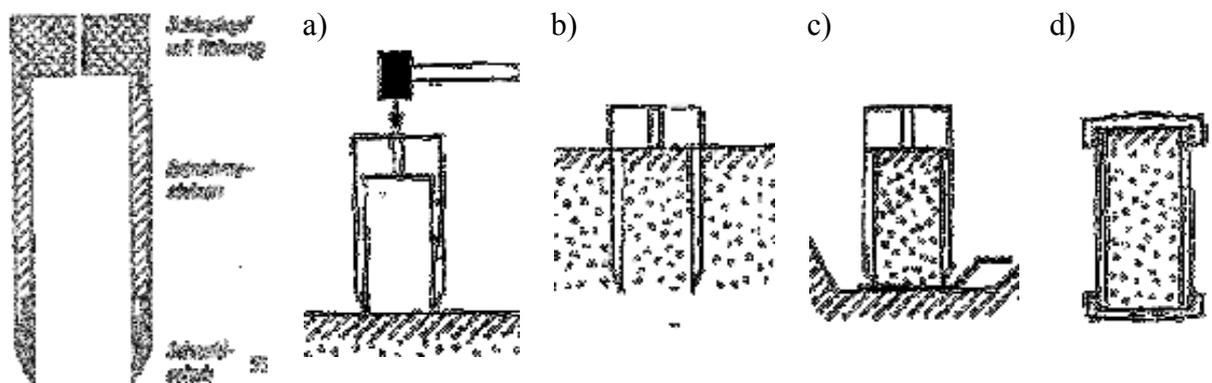


Bild Ü 16.1: Lockergesteinsprobenahme mittels Stechzylinder

- Ermittlung der Abmessungen des Stechzylinders (Durchmesser und Länge)
- Einbau der Probe in die Durchströmungsapparatur (Versuchsaufbau → s. Bild Ü 16.2)

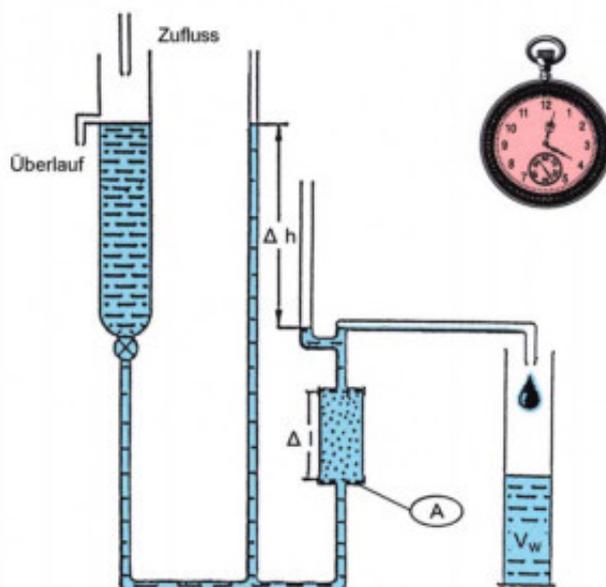


Bild Ü 16.2:

Versuchsanordnung des Durchströmungsversuches mit konstanter Druckhöhe zur Bestimmung der gesättigten hydraulischen Leitfähigkeit (k_f -Wert)

- Sättigung der Probe mit Wasser (Der Versuchsaufbau garantiert eine Wassersättigung von unten nach oben, so dass die Luft vollständig entweichen kann.)
- Durchführung des Versuches mit konstanter Druckhöhe (s. auch Bild Ü 16.2):
 - Versuchsvoraussetzungen:
 - stationäre Strömungsverhältnisse (konstanter Durchfluss)
 - $d_{\text{Zylinder}} = (10 \dots 20) d_{\text{max, Probe}}$
 - hydraulisches Gefälle $\Delta h / \Delta l = 0,1 \dots 0,2 \text{ m/m} \rightarrow$ laminare Strömung
 - vollständige Sättigung der Probe bei Versuchsbeginn
 - $T_{\text{Wasser}} = \text{konstant}$
 - Durchlässigkeit der Filterschicht (Probenzylinder ist zwischen 2 Filterschichten eingebaut) sollte mindestens 100 Mal so hoch sein wie der k_f -Wert der Probe sein
 - Versuchsdurchführung:
 - Einstellen eines $\Delta h / \Delta l = 0,1 \dots 0,2 \text{ m/m}$
 - Abwarten stationärer Verhältnisse
 - Berechnung von k_f mittels Gleichung Ü 16.1 (Anwendung des DARCY-Gesetzes):

$$k_f = \frac{Q \cdot \Delta l}{A \cdot \Delta h} \quad (\text{Ü 16.1})$$

mit:	k_f	- Filtrationskoeffizient [m/s]
	Q	- Durchflussmenge [m^3/s]
	A	- Durchflussfläche [m^2]
	Δl	- Probenlänge [m]
	Δh	- Druckhöhendifferenz [m]

- beachte: Versuch erst beginnen, wenn Probe vollständig wassergesättigt ist.
Es darf sich keine Luft (Luftblasen) mehr im System befinden.
- Einstellen der Druckdifferenz Δh am U-Manometer durch Regulieren der Höhe am Einlauf in den Glasmesszylinder (beachte Einhaltung der Versuchsvoraussetzungen!)
- Vorgabe eines Wasservolumens V , das gemessen werden soll (z.B. $V = 50 \text{ ml}$, $100 \text{ ml} \dots$)
- Schließen des Ventils am Auslauf des Glasmesszylinders
- Registrieren der Zeit, die benötigt wird, um das vorgegebene Wasservolumen zu erreichen
- nach Beendigung des Versuches aufgefangene Menge (Wasservolumen V) exakt auslitern

Aufgaben:

1. Berechnen Sie die k_f -Werte, die sich entsprechend den beiden Versuchen ergeben!
2. Interpretieren Sie die Werte hinsichtlich der Größenordnung und in Bezug auf die Abweichungen zwischen den beiden Versuchen!
3. Diskutieren Sie Fehlerquellen und die Einhaltung der Versuchsvoraussetzungen!
4. Welches Verfahren und folglich welchen Wert würden Sie priorisieren, wenn die Daten für die Parametrisierung eines Niederschlag-Abfluss-Modells benötigt würden!

HINWEIS: Probe nach Versuchsende \rightarrow Trockenschrank \rightarrow wird noch für Übung 17 benötigt!

Hochwasseranalyse 3 – deterministische Konzeption: Ermittlung von entwässerbarer und Gesamtporosität

Aufgabenstellung:

Ermittlung von entwässerbarer und Gesamtporosität für die in Übung 16 gewonnenen Bodenprobe (Standort am Otto-Meißner-Bau) mittels Absaugapparatur nach ZUNKER

Methodik (s. auch Lehrunterlagen Hydrogeologie):

- Ermittlung der Gesamtporosität:

$$n = 1 - \frac{V_s}{V_g} = 1 - \frac{m_s}{V_g \cdot \rho_s} \quad (\ddot{U} 17.1)$$

- mit:
- n - Gesamtporosität []
 - V_s - Volumen der Festsubstanz [cm^3]
 - V_g - Gesamtvolumen [cm^3]
 - m_s - Trockenmasse der Gesteinsprobe [g]
 - ρ_s - Reindichte der Probe ($\rho_s = m_s / V_s$) [g/cm^3]

→ Bestimmung von m_s :

- Entfernung des Porenwassers durch Trocknung der Probe im Trockenschrank bei $T = 105^\circ\text{C}$ bis zur Massenkonstanz → anschließende Wägung

→ Bestimmung von ρ_s :

- ρ_s wird als bekannt vorausgesetzt, da Schwankungen gering:
 - Sande: $2,63 \dots 2,65 \text{ g}/\text{cm}^3$
 - Tone: $2,65 \dots 2,80 \text{ g}/\text{cm}^3$

→ Bestimmung von V_g : für Bodenproben i.d.R. Abmessungen des Stechzylinders → Volumeberechnung entsprechend Zylinderformel

- Ermittlung der entwässerbaren Porosität n_e sowie des Restwassergehaltes n_r mittels ZUNKER-Apparatur:

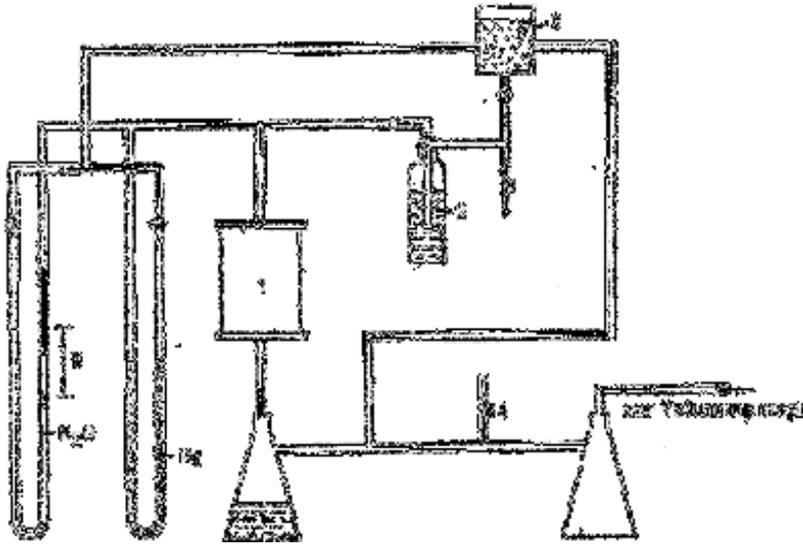
→ Aufbau der ZUNKER-Apparatur → s. Bild Ü 17.1

→ Bestimmungsalgorithmus:

- Trocknung der Sedimentprobe bei 105°C bis zur Massenkonstanz
- Bestimmung der Trockenmasse m_s
- Ermittlung des Gesamtporenanteils nach Gleichung Ü 17.1
- Sättigung der Sedimentprobe mit Wasser (von unten nach oben)
- Absaugen des Gravitationswassers bei definiertem Unterdruck (Dauer: ca. 30 min)
- Bestimmung der Feuchtmasse m_m
- Ermittlung des Restwassergehaltes (Haftwasser) n_r mittels Gleichung Ü 17.2:

$$n_r = \frac{V_{HW}}{V_g} = \frac{m_m - m_s}{\rho_w \cdot V_g} \quad (\ddot{U} 17.2)$$

- mit: n_r - Restwassergehalt []
 V_{HW} - Haftwasservolumen (Restwasservolumen) [cm³]
 V_g - Gesamtvolumen [cm³]
 m_m - Feuchtmasse [g]
 m_s - Trockenmasse [g]
 ρ_w - Dichte des Wassers [g/cm³]



- 1 - Stechzylinder mit un-
gestörter Probe
 2 - Waschfläche
 3 - nasser Kiesfilter
 4 - Quetschklammer zur
Unterdruckregelung

*Bild Ü 17.1:
 Prinzipieller Aufbau der
 Absaugapparatur nach
 ZUNKER*

→ Berechnung der entwässerbaren Porosität n_e :

$$n_e = n - n_r \quad (\text{Ü 17.3})$$

- mit: n - Gesamtporosität []
 n_e - entwässerbare Porosität []
 n_r - Restwassergehalt []

Arbeitsschritte:

- Trocknen des zu untersuchenden Sediments bei 105 °C bis zur Massekonstanz (bereits realisiert)
- Ermittlung der Abmessungen des Probenahmebehälters (Durchmesser, Länge) und Berechnung des Gesamtvolumens V_g
- Wägen der trockenen Probe → Bestimmung der Trockenmasse m_s
- Sättigen der Probe (von unten nach oben → Vermeidung von Lufteinschlüssen)
- Absaugen des Wassers aus den entwässerbaren Poren mittels ZUNKER-Apparatur:
 - Einbau der wassergesättigten Probe in die ZUNKER -Apparatur
 - Erzeugung eines Unterdrucks, der pF 1,8 (entspricht 0,63 m Wassersäule als Unterdruck) → Feldkapazität → Grenze zwischen entwässerbarer Porosität und Haftwasserporosität
 - Unterdruckregelung mittels Quetschklammer
 - Unterdruckregistrierung mittels U-Manometer (p_1)
- Entwässern der Probe mit konstantem Unterdruck bis zum Zeitpunkt an dem das Abtropfen zum Erliegen gekommen ist

- erneutes Wägen der Probe → Bestimmung der Feuchtmasse m_m
- Entleeren und Trocknen des Stechzylinders und Wägen des Stechzylinders incl. aller Verschraubungen und Dichtungen

Aufgaben:

1. Ermitteln Sie die Gesamtporosität, den Restwassergehalt sowie die entwässerbare Porosität!
2. Charakterisieren Sie den beprobten Boden hinsichtlich der Wassertransport- und -speichereigenschaften! Wie würden Sie auf Grundlage der ermittelten Werte (inklusive k_f -Wert aus Übung 16) die Reaktion des Bodens in Bezug auf die Oberflächenabflussbildung im Starkregenfall einschätzen?

Hochwasseranalyse 4 – deterministische Konzeption: Regionalisierungsverfahren I

Aufgabenstellung:

Ermittlung von Hochwasserscheiteldurchflüssen für ein unbeobachtetes Einzugsgebiet westlich des Stadtgebiets von Jena (Gollichsgraben einschließlich Münchenrodaer Grund bis zur Mündung in die Leutra) mittels Hüllkurven nach Wundt und rationaler Formel

Methodik:

→ s. Skript Hydrologie III, Abschnitt 4.3.4.2

Gegebene Informationen:

- Karte des Untersuchungsgebiets mit Angabe des Berechnungspunktes (tiefster Punkt des Einzugsgebiets) → s. Bild Ü 18.1

Aufgaben:

1. Grenzen Sie auf Grundlage der Karte des Untersuchungsgebiets (Bild Ü 18.1) das oberirdische Einzugsgebiet ab und bestimmen Sie die Einzugsgebietsfläche des Gollichsgrabens einschließlich Münchenrodaer Grund bis zur Mündung in die Leutra!
2. Schätzen Sie den Hochwasserscheitelwert für ein Wiederkehrintervall von 100 Jahren HQ(100) mittels Hüllkurve nach WUNDT ab!
3. Ermitteln Sie den HQ(100)-Wert nach der für Bayern modifizierten rationalen Formel! Ermitteln Sie auf Grundlage der Karte des Untersuchungsgebiets (Bild Ü 18.1) die hierfür notwendigen Informationen! Bezüglich der Niederschlagsmengen können Sie auf die KOSTRA-Werte der Tabelle Ü 18.1 zurückgreifen.

Tabelle Ü 18.1: KOSTRA-Starkregenwerte P [mm] eines 100-jährigen Ereignisses für Jena

Regendauer	5 min	10 min	15 min	20 min	30 min	45 min	60 min	90 min	2 h
Regenmenge [mm]	16,9	22,4	26,5	29,8	35,3	41,7	47,0	50,7	53,5
Regendauer	3 h	4 h	6 h	9 h	12 h	18 h	24 h	48 h	72 h
Regenmenge [mm]	57,7	60,9	64,7	71,0	75,0	82,5	90,0	101,0	110,0

4. Stellen Sie die Werte gegenüber und werten Sie diese!

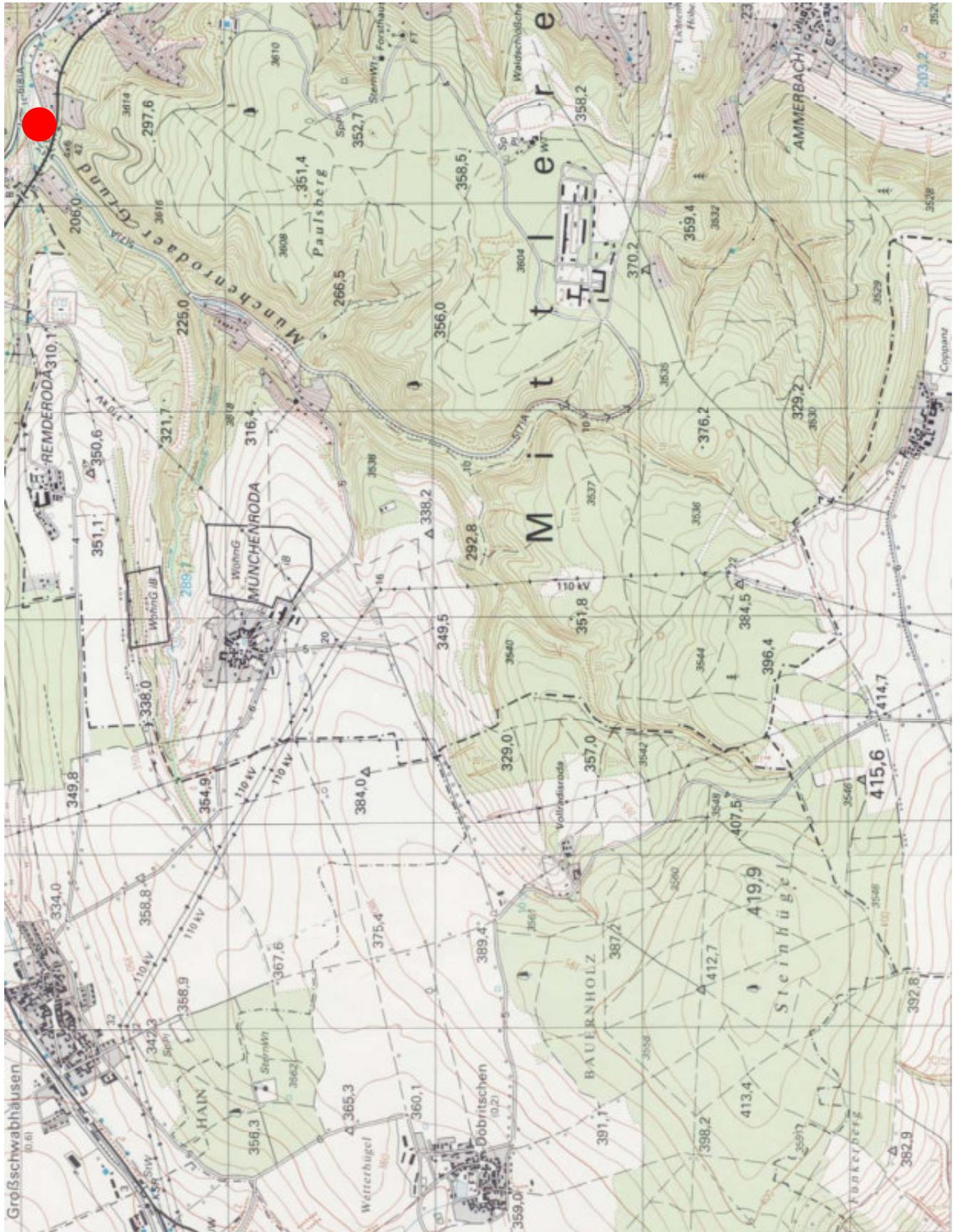


Bild Ü 18.1: Karte des Untersuchungsgebiets mit Berechnungspunkt (1 Quadrat der Karte = 1 * 1 km)

Hochwasseranalyse 5 – deterministische Konzeption: Regionalisierungsverfahren II

Aufgabenstellung:

Ermittlung von Hochwasserscheiteldurchflüssen für ein unbeobachtetes Einzugsgebiet westlich des Stadtgebiets von Jena (Gollichsgraben einschließlich Münchenrodaer Grund bis zur Mündung in die Leutra) mittels Bezugs-HQ-Verfahren und erweitertem Bezugs-HQ-Verfahren nach LAUTERBACH/GLOS sowie Ermittlung eines Mittelwasserdurchflusses durch die Anwendung des NAU-Atlases

Methodik:

→ s. Skript Hydrologie III, Abschnitt 4.3.4.2

Gegebene Informationen:

- analog Übung 18

Aufgaben:

1. Bestimmen Sie Hochwasserscheiteldurchflüsse für Wiederkehrintervalle von 5, 10, 20, 25, 50 und 100 Jahren durch Anwendung des Bezugs-HQ-Verfahrens! Näherungsweise können Sie zur Ermittlung des Bezugswertes $HQ(2,33)$ die Abhängigkeiten verwenden, die für die Weiße Elster abgeleitet worden sind.
2. Ermitteln Sie Hochwasserscheiteldurchflüsse für Wiederkehrintervalle analog Aufgabe 1 nach dem LAUTERBACH/GLOS-Verfahren! Zur Bestimmung der Länge des Bachlaufs (Gollichsgraben) können Sie das Bild Ü 18.1 nutzen. In Bezug auf die Ermittlung des Gebietsgefälles reicht es aus, wenn Sie die Gefällewerte für die Kreuzungspunkte des Gitternetzes (Bild Ü 18.1) ermitteln. Die horizontale Wegstrecke entlang des höchsten Gefälles sollte ca. 200 – 300 m betragen. Tragen Sie die ermittelten Werte in die Tabelle Ü 19.1 ein! Die Ortsfaktoren α und β sind dem Bild Ü 19.1 entnehmbar.
3. Schätzen Sie den mittleren Durchfluss MQ des Einzugsgebiets auf Basis von Angaben zum Abfluss R des NAU-Atlases (Niederschlag-Abfluss-Unterschied-Atlas) der ehm. DDR! Das Bild Ü 19.2 enthält Angaben zum Abfluss R . Dokumentieren Sie den Lösungsweg! Wie ist der MQ -Wert im Vergleich zu den folgenden Regionen einzuordnen:
 - bundesdeutscher Durchschnitt
 - ostdeutscher Durchschnitt
 - abflussärmste Regionen Deutschlands
 - abflussreichste Regionen DeutschlandsVerwenden Sie zur Einordnung die in den Skripten Hydrologie I (Abschnitt 2.2) bzw. Hydrologie II (Abschnitt 1.2.4) angegebenen Werte! Wie hoch wären die mittleren Durchflusswerte (in l/s) für Einzugsgebiete dieser Größe in den o.g. Regionen?
4. Stellen Sie die mittels Regionalverfahren ermittelten Hochwasserscheiteldurchflüsse auch unter Einbeziehung der in Übung 18 ermittelten Werte gegenüber und werten Sie diese! Welches oder welche Verfahren würden Sie präferieren? Welches oder welche Verfahren erscheinen Ihnen wenig geeignet, um plausible Hochwasserscheitelwerte anzugeben!

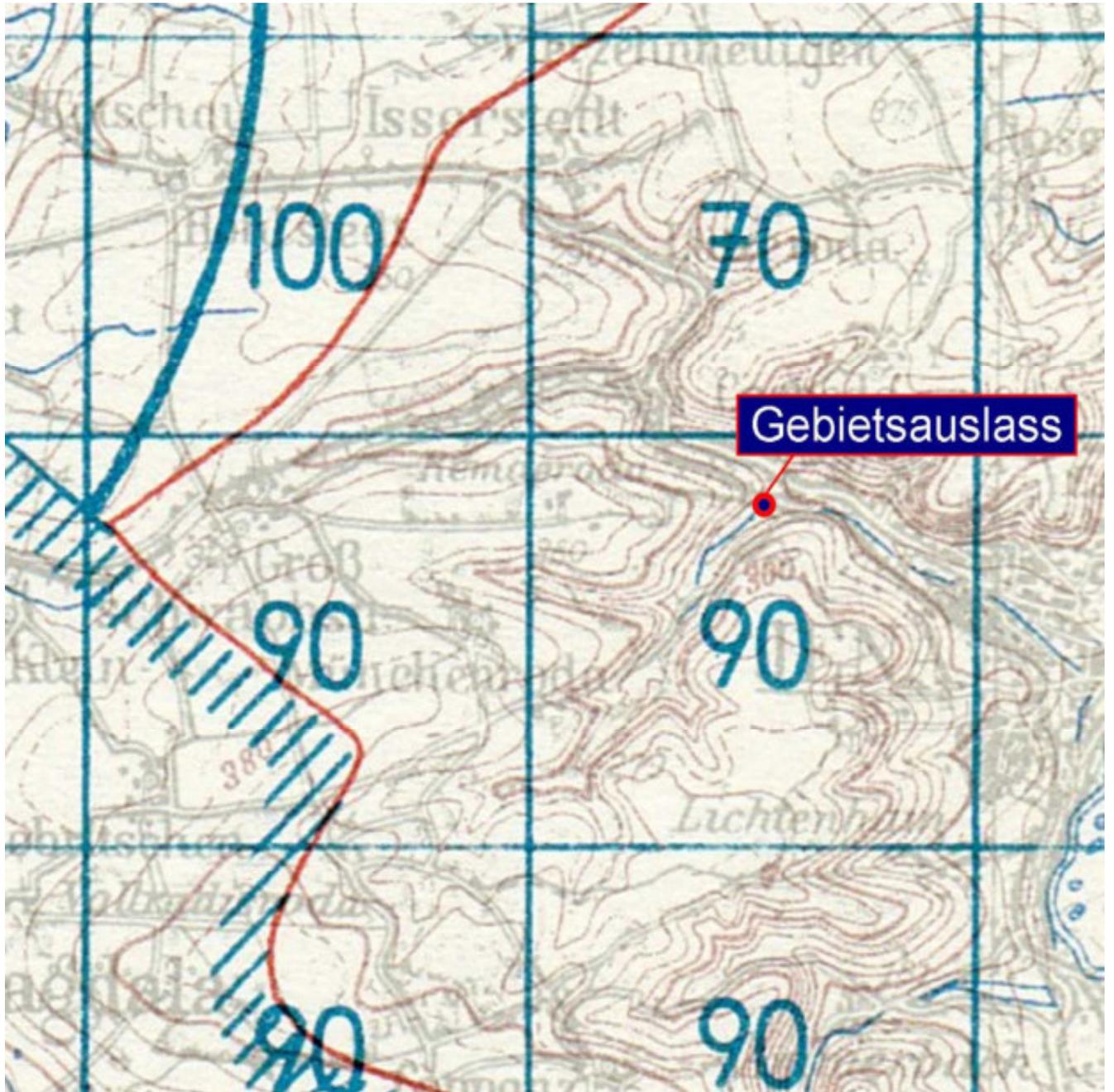


Bild Ü 19.2: Gesamtabfluss R (aus dem NAU-Atlas der ehem. DDR)

Hydrologische Übung 20:

Hochwasseranalyse 6 – deterministische Konzeption: Ermittlung von Bemessungsregen mittels KOSTRA-Atlas

Aufgabenstellung:

Ermittlung von Bemessungsniederschlägen für verschiedene Dauerstufen und Wiederkehrintervalle für das unbeobachtete Einzugsgebiet westlich von Jena (Gollichgraben einschließlich Münchenrodaer Grund bis zur Mündung in die Leutra) mittels KOSTRA-Atlas

Methodik:

→ s. Skripte Hydrologie I, Abschnitt 3.5 bzw. Hydrologie II, Übung 2

Gegebene Informationen:

- DWD-Programm KOSTAB (KOSTRA-Starkregenprogramm des Deutschen Wetterdienstes)

Aufgaben:

1. Ermitteln Sie für den gewählten Standort unter Zuhilfenahme des KOSTRA-Starkregenatlases Starkregenmengen mit Dauern von 5 min – 72 h und Wiederkehrintervallen von 0,5 – 100 a!

Gehen Sie dabei folgendermaßen vor:

- Bestimmung der KOSTRA-Koordinaten für den Standort (pdf-File Uebung20-KOSTRA-Karten)
 - Start des KOSTAB-Programms (Uebung20-KOSTAB.EXE)
 - Ablesen der Starkregenmengen für die vom Programm geforderten Regendauern und Wiederkehrintervalle (pdf-File Uebung20-KOSTRA-Karten)
 - Eingabe der abgelesenen Werte in das Programm KOSTAB → Achtung!: Eingabe „.“ (Punkt) anstatt „,” (Komma) für Dezimalzahlen, bei der Abarbeitung möglichst nicht vertippen, ansonsten Neustart und Neueingabe!
 - nach Programmabarbeitung (letzter Wert: Niederschlagsmenge für einen 72-stündigen Regen mit einem Wiederkehrintervall von 100 Jahren) → Erzeugung einer Ergebnistabelle (Dateiname: Tabelle) → Ansicht mittels Editor bzw. Einladen in Text- bzw. Tabellenkalkulationsprogramme möglich
2. Filtern Sie die Niederschlagsmengen für die angegebenen Regendauern für Wiederkehrintervalle von 5, 20 und 100 Jahren heraus und tragen Sie die Werte in die Tabelle Ü 20.1 ein!
 3. Ermitteln Sie für die 3 Wiederkehrintervalle die Starkregenmengen unter Berücksichtigung der seitens des DWD angegebenen Toleranzbeträge:
 - Toleranzbetrag $\pm 10\%$ für Wiederkehrintervalle ≤ 5 Jahre
 - Toleranzbetrag $\pm 15\%$ für Wiederkehrintervalle $> 5 \dots \leq 50$ Jahre
 - Toleranzbetrag $\pm 20\%$ für Wiederkehrintervalle > 50 Jahre

Tragen Sie die Ergebnisse in die Tabelle Ü 20.1 ein!

Hydrologische Übung 21:

Hochwasseranalyse 7 – deterministische Konzeption: Aufbau eines konzeptionellen Niederschlags-Abfluss-Modells

Aufgabenstellung:

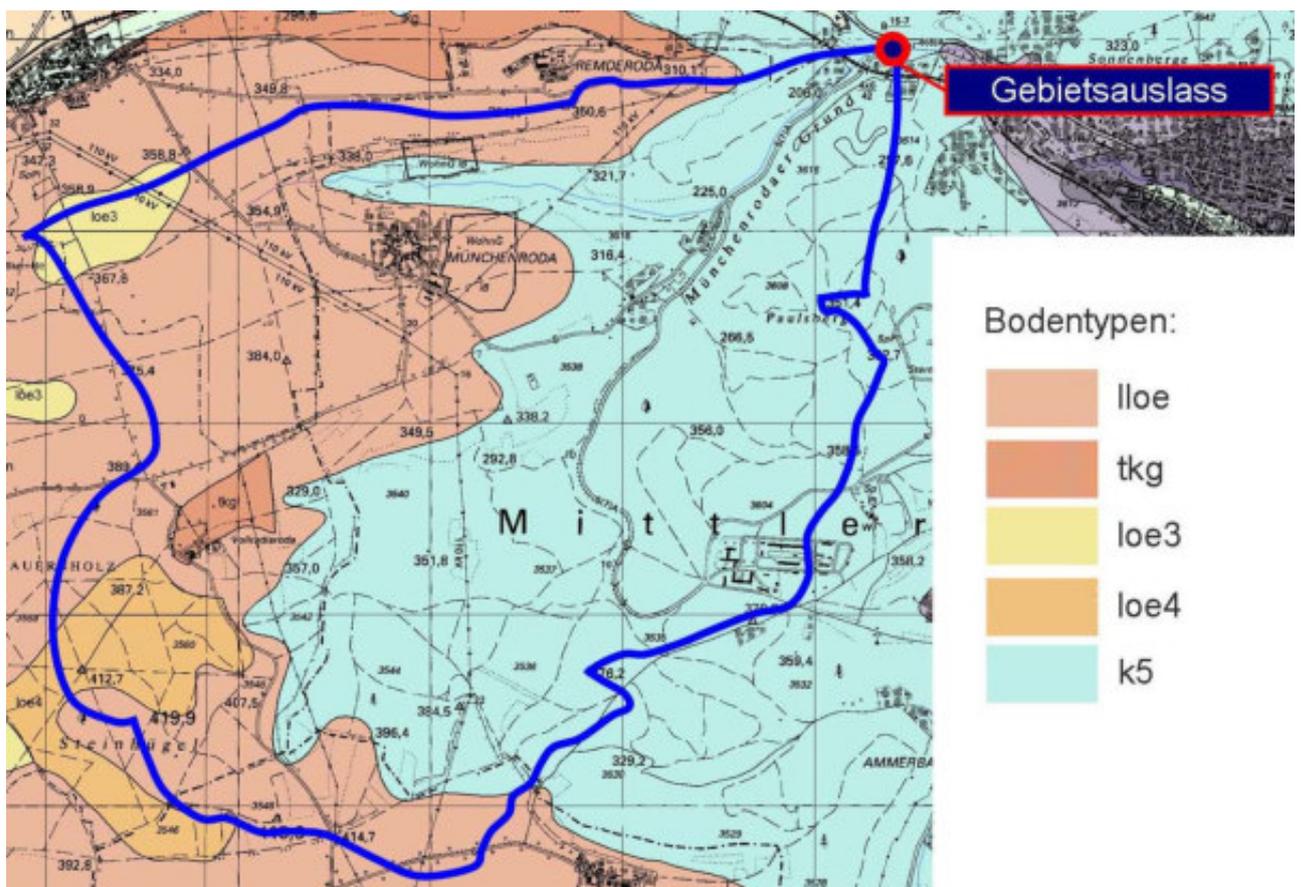
Aufbau des konzeptionellen Niederschlag-Abfluss-Modells HQBEMESS für das unbeobachtete Einzugsgebiet westlich von Jena (Gollichsgraben einschließlich Münchenrodaer Grund bis zur Mündung in die Leutra) für die Modellierung eines 100-jährigen Hochwasserereignisses

Methodik:

→ s. Skript Hydrologie III, Abschnitt 4.3.4.3 sowie Skript Hydrologie I, Abschnitt 5.6.2

Gegebene Informationen:

- Topografie des Untersuchungsgebietes aus Übung 18
- KOSTRA-Starkregensmengen aus Übungen 18 (Tabelle Ü 18.1) bzw. 20 (Tabelle Ü 20.1, $\pm 0\%$)
- Hauptbodentypen im Untersuchungsgebiet → s. Bild Ü 21.1



lloe - Hanglehm, lössartig tkg - Ton, lehmiger Ton, stark steinig
loe3 – Löss-Schlämmschwarzerde (tonig) loe4 - Löss-Fahlerde k5 - Lehm, stark steinig

Bild Ü 21.1: Hauptbodentypen im Untersuchungsgebiet

- hydrologische Charakteristik der Hauptbodentypen hinsichtlich Curve-Number → s. Tabelle Ü 21.1

Tabelle 21.1: Curve-Number für die im Einzugsgebiet vorkommenden Hauptbodentypen

Hauptbodentyp	Bezeichnung	Curve Number Typ (Infiltrationsvermögen)
Hanglehm, lössartig	loe	2 (mittel)
Ton, lehmiger Ton, stark steinig	tkg	4 (sehr gering)
Löss-Schlämmschwarzerde (tonig)	loe3	3 (gering)
Löss-Fahlerde	loe4	3 (gering)
Lehm, stark steinig	k5	2 (mittel)

- Hauptnutzungsarten im Untersuchungsgebiet → s. Bild Ü 21.2

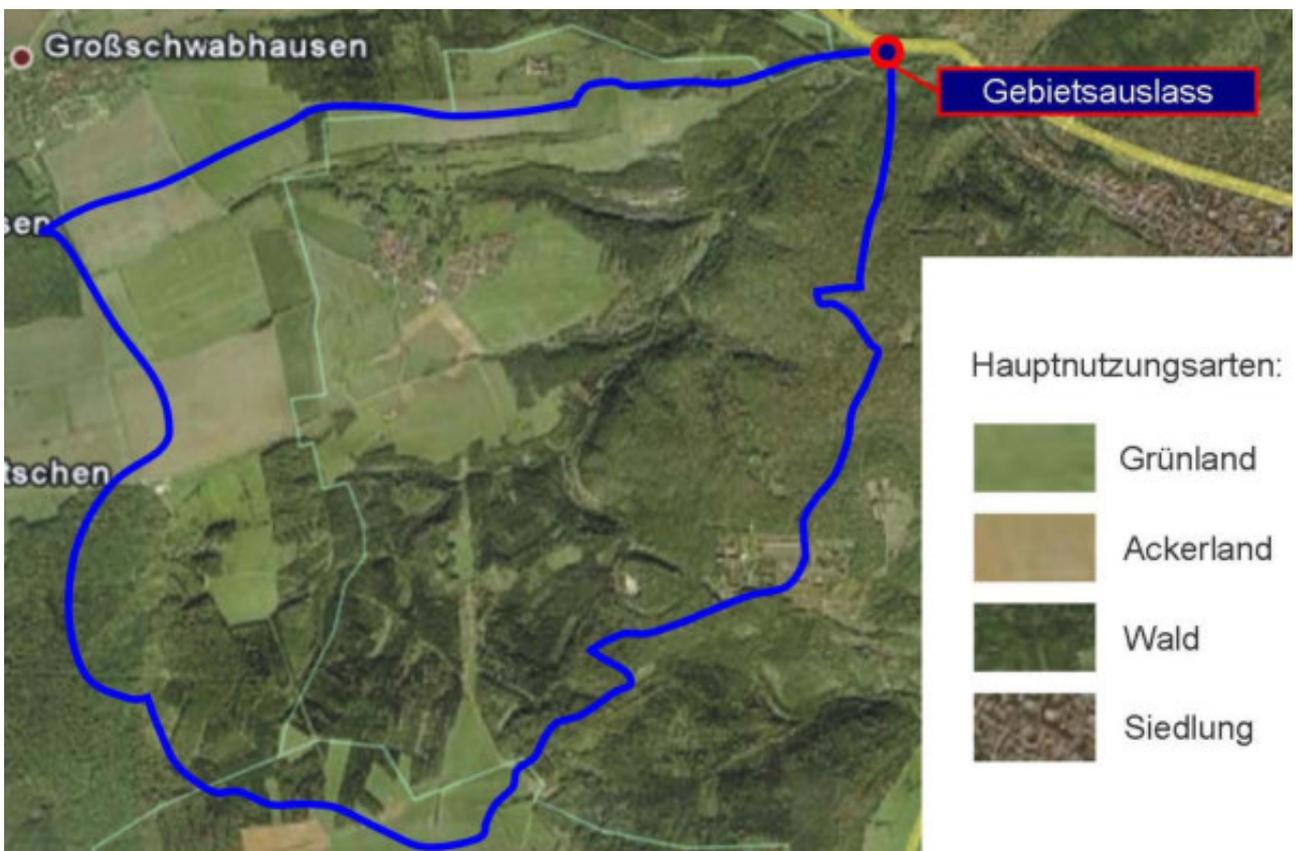


Bild Ü 21.2: Hauptnutzungsarten im Untersuchungsgebiet

- Einzugsgebietsgröße, Entfernungsangaben, Höhendifferenzen → s. Übungen 18 und 19
- maßgebende Regendauer: unbekannt
- Niederschlagsmengen entsprechend Übung 20 (Tabelle 20.1, ohne Toleranzen)
- Vorfeuchte des Gebietes zum Zeitpunkt des Regenbeginns: mittel
- zeitliche Variabilität des Niederschlages: keine Variabilität (Blockregen)

Aufgaben:

1. Bauen Sie das konzeptionelle Niederschlag-Abfluss-Modells HQBEMESS für das unbeobachtete Einzugsgebiet des Gollichsgrabens einschließlich Münchenrodaer Grund bis zur Mündung in die Leutra auf!

Gehen Sie dabei folgendermaßen vor:

- Start des Programms HQBEMESS (Ordner HQBEMESS/Programm) → Erstellen einer neuen Eingabedatei
 - Ermittlung der Hauptnutzungsanteile im Einzugsgebiet (exakt nach Georeferenzierung des Kartenblattes Bild Ü 21.2 oder näherungsweise mittels Google-Planimeter).
 - Zuordnung der Hauptnutzungen zu den HQBEMESS-Nutzungen:
 - Treffen Sie Annahmen zur Aufteilung der ackerbaulich genutzten Flächen hinsichtlich Getreide, Futterpflanzen und Hackfrüchte!
 - Treffen Sie Annahmen zur Aufteilung der Grünlandflächen in Dauerwiese und Weideland (Weidetiere in 0. Näherung mittels GOOGLE EARTH ermittelbar)!
 - Unterteilen Sie den Waldbestand in Bezug auf dessen Dichtheit!
 - Treffen Sie Annahmen zum Versiegelungsgrad der Ortschaft! Die nicht versiegelten Ortsbereiche können Sie in 0. Näherung Dauergrünland zuordnen.
 - Zuordnung repräsentativer Infiltrationsvermögen (vgl. Tabelle Ü 21.1) zu den Hauptnutzungen (ggf. flächengewichtete Mittelwertbildung)
 - Eingabe der KOSTRA-Regenmengen für ein Wiederkehrintervall von 100 Jahren
 - Begründung der Festlegung zur Art der Abflusskonzentration und zum Landschaftscharakter des betrachteten Einzugsgebiets
2. Notieren Sie alle wesentlichen Parameterannahmen, Eingabewerte und notwendigen Schritte zu deren Bestimmung!
 3. Modellieren Sie das 100-jährige Hochwasserereignis! Sie können die Ergebnisfiles mit EXCEL öffnen. Interpretieren Sie die Ergebnisse hinsichtlich folgender Kriterien:
 - Erscheint die modellintern ermittelte maßgebende Regendauer plausibel?
 - Erscheint der modellintern ermittelte Abflussbeiwert plausibel?
 - Erscheint die Wellenform plausibel (stellen Sie diese zunächst z.B. mittels EXCEL grafisch dar)?
 - Stellen Sie den mittels des Niederschlag-Abfluss-Modell HQBEMESS ermittelten Hochwasserscheiteldurchfluss den in den Übungen 18 und 19 mittels Regionalverfahren ermittelten Werten gegenüber! Diskutieren Sie alle bislang deterministisch ermittelten Hochwasserwerte!

Hochwasseranalyse 8 – deterministische Konzeption: Abflussmodellierung für verschiedene Regenverteilungen, Regentoleranzbereiche und Wiederkehrintervalle

Aufgabenstellung:

Quantifizierung des Einflusses verschiedener Regenverteilungen, Regentoleranzbereiche und Wiederkehrintervalle auf die Form der Durchflussganglinie und die Höhe des Hochwasserscheiteldurchflusses im Starkregenfall mittels des konzeptionellen Niederschlag-Abfluss-Modells HQBEMESS für das unbeobachtete Einzugsgebiet westlich von Jena (Gollichgraben einschließlich Münchenrodaer Grund bis zur Mündung in die Leutra)

Methodik:

→ s. Skript Hydrologie III, Abschnitt 4.3.4.3

Gegebene Informationen:

- Eingabe- und Ergebnisfiles aus Übung 21 entsprechend den Bedingungen im Einzugsgebiet für einen Blockregen mit 100 Jahren Wiederkehrintervall
- KOSTRA-Starkregensmengen aus Übung 20

Aufgaben:

1. Modellieren Sie die Durchflussganglinien und Hochwasserscheitelwerte eines 100-jährigen Starkregenereignisses für folgende Regenverteilungen:

- DVWK-Verteilung
- PECHER-Regen anfangsbetont
- PECHER-Regen endbetont

Beschreiben Sie den ereignisbezogenen Verlauf der Regenmengen für die drei Regenverteilungen! Tragen Sie die modellierten Ergebnisse bezüglich Hochwasserscheitelwert HQ und Scheiteleintrittszeit t_s in die Tabelle Ü 22.1 ein! Heben Sie die Regenverteilung hervor, für die der größte Scheitelwert modelliert wird!

Tabelle 22.1: Modellergebnisse für verschiedene Regenverteilungen

Regenverteilung	HQ [m^3/s]	T_s [min]
Blockregen (aus Übung 21)		
DVWK-Verteilung		
PECHER-Regen anfangsbetont		
PECHER-Regen endbetont		

Interpretieren Sie die Modellergebnisse in Bezug auf die Hochwasserscheitelwerte, die Scheiteleintrittszeiten und die Wellenform (grafische Darstellung z.B. mittels EXCEL)!

2. Quantifizieren Sie die Unsicherheiten, die sich durch die KOSTRA-Starkregenmengen ergeben! Geben Sie die Hochwasserscheitelwerte für das 100-jährige Starkregenereignis unter Berücksichtigung der KOSTRA-Starkregentoleranzen an! Verwenden Sie hierfür die in der Übung 20 ermittelten Niederschlagswerte (Tabelle Ü 20.1)! Tragen Sie die modellierten Ergebnisse bezüglich der Hochwasserscheitelwerte HQ in die Tabelle Ü 22.2 ein!

Tabelle 22.2: Hochwasserscheitelwerte HQ für verschiedene Regenverteilungen unter Berücksichtigung der KOSTRA-Starkregentoleranzen

Regenverteilung	HQ [m ³ /s] für P = 80 %	HQ [m ³ /s] für P = 0 % (aus Tab. 22.1)	HQ [m ³ /s] für P = 120 %
Blockregen			
DVWK-Verteilung			
PECHER-Regen anfangsbetont			
PECHER-Regen endbetont			

Diskutieren Sie die Ergebnisse unter folgenden Gesichtspunkten:

- Ist der Hochwasserscheiteldurchfluss linear von der Starkregenmenge abhängig? Welche Ursachen sind für das Niederschlag-Scheiteldurchfluss-Verhalten verantwortlich?
- Welcher Unsicherheitsfaktor (Regenverteilung oder Regenmenge) ist als maßgebend bezüglich der Ergebnisunsicherheit einzuschätzen?

3. Wählen Sie die Niederschlagsverteilung aus, die für den Fall des nicht veränderten Starkregens (P = 0 % Toleranz) den größten Scheiteldurchfluss erzeugt hat. Modellieren Sie für diese Niederschlagsverteilung die Hochwasserscheitelwerte für Wiederkehrintervalle von 1, 5, 10, 20 und 50 Jahren! Verwenden Sie hierfür die in der Übung 20 ermittelten KOSTRA-Niederschlagswerte! Tragen Sie die modellierten Ergebnisse in die Tabelle Ü 22.3 ein!

Tabelle 22.3: Hochwasserscheitelwerte HQ in Abhängigkeit vom Wiederkehrintervall T für die Regenverteilung mit dem größten Scheiteldurchfluss

Regenverteilung	T = 1 a	T = 5 a	T = 10 a	T = 20 a	T = 50 a

Diskutieren Sie die Werte! Stellen Sie den mittels des Niederschlag-Abfluss-Modell HQBEMESS ermittelten Hochwasserscheiteldurchfluss den in den Übungen 18, 19 und 21 ermittelten Werten gegenüber!

Hochwasseranalyse 9 – deterministische Konzeption: Abflussmodellierung für unterschiedliche Regendauern

Aufgabenstellung:

Quantifizierung des Einflusses verschiedener Regendauern (Blockregen, Wiederkehrintervall: 100 Jahre) auf die Form der Durchflussganglinie und die Höhe des Hochwasserscheiteldurchflusses im Starkregenfall mittels des konzeptionellen Niederschlag-Abfluss-Modells HQBEMESS für das unbeobachtete Einzugsgebiet westlich von Jena (Gollichsgraben einschließlich Münchenrodaer Grund bis zur Mündung in die Leutra)

Methodik:

→ s. Skript Hydrologie III, Abschnitt 4.3.4.3

Gegebene Informationen:

- Eingabe- und Ergebnisfiles aus Übung 21 entsprechend den Bedingungen im Einzugsgebiet für einen Blockregen mit 100 Jahren Wiederkehrintervall
- KOSTRA-Starkregensmengen für verschiedene Regendauern aus Übung 20

Aufgaben:

1. Modellieren Sie die Durchflussganglinien und Hochwasserscheitelwerte eines 100-jährigen Starkregenereignisses für alle Regendauern entsprechend der KOSTRA-Dauerstufen zwischen 5 Minuten und 24 Stunden! Tragen Sie die modellierten Ergebnisse bezüglich Hochwasserscheitelwerten HQ und Scheiteleintrittszeiten t_s in die Tabelle Ü 23.1 ein! Heben Sie die Regendauer hervor, für die der größte Scheitelwert modelliert wird!

Tabelle 23.1: Modellergebnisse für verschiedene Regendauern D (Blockregen, Wiederkehrintervall: 100 Jahre)

D [min]	5	10	15	20	30	45	60	90
HQ [m ³ /s]								
t_s [min]								
D [min]	120	180	240	360	540	720	1080	1440
HQ [m ³ /s]								
t_s [min]								

2. Interpretieren Sie die Modellergebnisse in Bezug auf die Hochwasserscheitelwerte, die Scheiteleintrittszeiten und die Wellenformen (grafische Darstellung z.B. mittels EXCEL)!

Hydrologische Übung 24:

Hochwasseranalyse 10 – deterministische Konzeption: Abflussmodellierung unter Berücksichtigung von Laufzeiteffekten (Isochronenmethode)

Aufgabenstellung:

Teileinzugsgebietsdifferenzierte Modellierung eines 100-jährigen Hochwasserereignisses unter Berücksichtigung von Laufzeiteffekten mittels des konzeptionellen Niederschlag-Abfluss-Modells HQBEMESS für das unbeobachtete Einzugsgebiet westlich von Jena (Gollichsgraben einschließlich Münchenrodaer Grund bis zur Mündung in die Leutra)

Methodik:

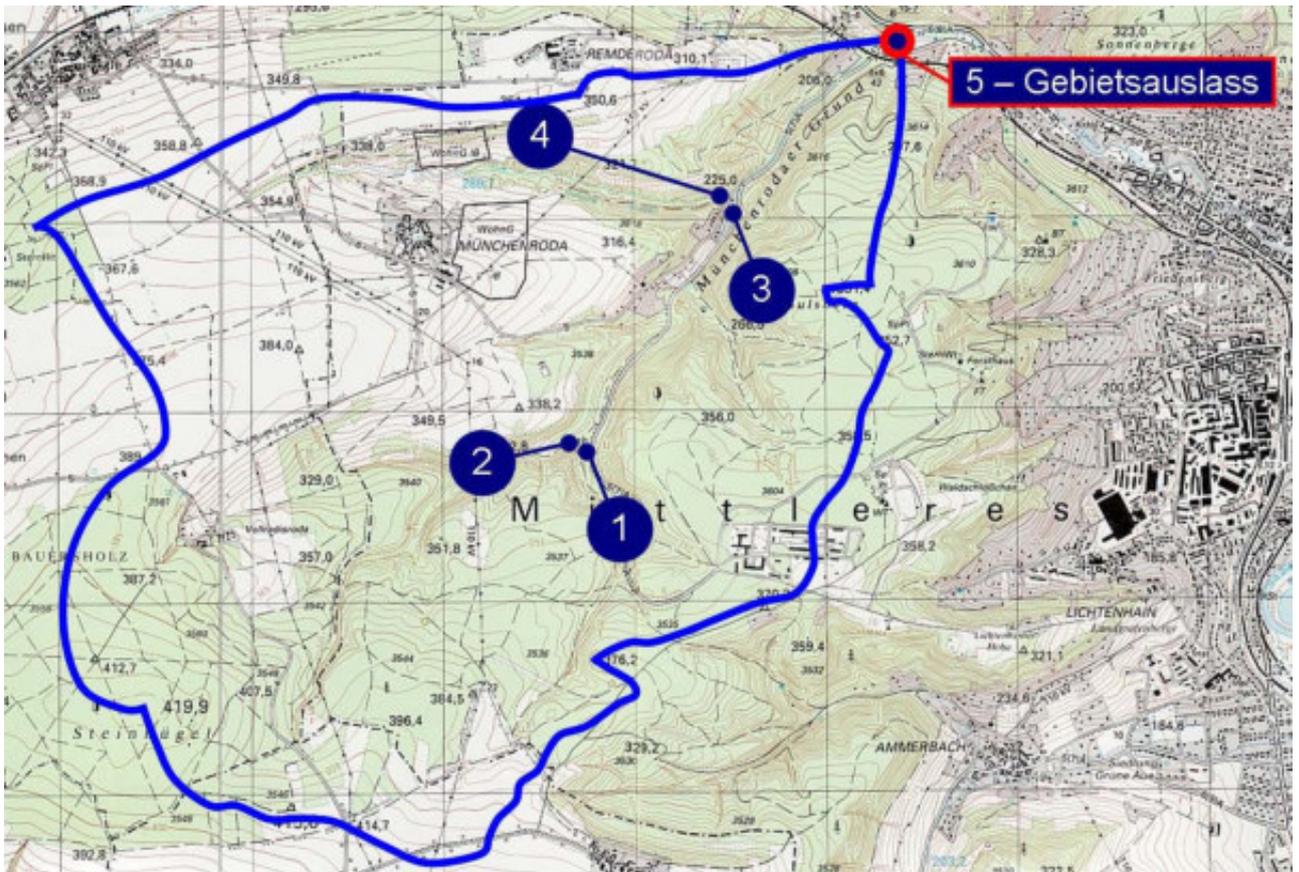
→ s. Skript Hydrologie III, Abschnitt 4.3.4.3

Gegebene Informationen:

- Topografie des Untersuchungsgebietes aus Übung 18
- KOSTRA-Starkregensmengen aus Übung 20
- Hauptbodentypen im Untersuchungsgebiet aus Übung 21
- hydrologische Charakteristik der Hauptbodentypen hinsichtlich Infiltrationsvermögen aus Übung 21
- Hauptnutzungsarten im Untersuchungsgebiet aus Übung 21
- Vorfeuchte des Gebietes zum Zeitpunkt des Regenbeginns: mittel
- zeitliche Variabilität des Niederschlages: keine Variabilität (Blockregen)

Aufgaben:

1. Nehmen Sie eine teileinzugsgebietsorientierte Unterteilung des bislang ganzheitlich betrachteten Einzugsgebietes vor, so dass Sie in der Lage sind, für alle im Bild Ü 24.1 dargestellten Punkte Hochwasserwellen zu modellieren.
2. Ermitteln Sie mittels des Modells HQBEMESS für die 5 Teileinzugsgebiete die Durchflussganglinien (Methodik analog Übung 21, Abspeichern der Durchflussganglinien als iso.Files)! Sie können hierfür die im Ordner „Übung 24“ vorhandenen Eingabefiles (inp-Files, Nummerierung entsprechend den Nummern der Teileinzugsgebiete) nutzen.
3. Modellieren Sie das 100-jährige Starkregenereignis teileinzugsgebietsbezogen zunächst für den Fall einer unbekanntem Regendauer! Tragen Sie die modellierten Ergebnisse bezüglich der Hochwasserscheiteldurchflüsse HQ und Regendauern D in die Tabelle Ü 24.1 ein!!
4. Ermitteln Sie die maßgebende Regendauer (Regendauer, die im Gesamteinzugsgebiet zum größten Hochwasserscheitelwert führt) durch eine Flächenwichtung der für die Teilgebiete modellierten Regendauern. Tragen Sie die flächengewichtete maßgebende Regendauer D in die Tabelle Ü 24.1 ein! Modellieren Sie das 100-jährige Starkregenereignis teileinzugsgebietsbezogen für die maßgebende Regendauer! Tragen Sie die modellierten Ergebnisse bezüglich der Hochwasserscheiteldurchflüsse HQ in die Tabelle Ü 24.2 ein!



- Berechnungspunkt 1: Südsüdöstliches Seitental zum Münchenrodaer Grund
- Berechnungspunkt 2: westsüdwestliches Seitental zum Münchenrodaer Grund von Vollradisroda
- Berechnungspunkt 3: Münchenrodaer Grund vor dem Zusammenfluss mit dem Gollichsgraben
- Berechnungspunkt 4: Gollichsgraben an der Mündung zum Münchenrodaer Grund
- Berechnungspunkt 5: Gebietsauslass (Mündung am Münchenrodaer Grund zur Leutra)

Bild Ü 24.1: Teileinzugsgebietsorientierte Unterteilung des Untersuchungsgebiets

Tabelle 24.1: Modellergebnisse für die 5 Teileinzugsgebiete (separat ohne Wellenüberlagerungen) bei nicht vorgegebener Regendauer (Wiederkehrintervall: 100 Jahre)

Teileinzugsgebiet	HQ [l/s]	Regendauer D [min]
1		
2		
3		
4		
5		
Flächengewichtetes Mittel der maßgebenden Regendauer D →		

Tabelle 24.2: Modellergebnisse für die 5 Teileinzugsgebiete (separat ohne Wellenüberlagerungen) für die maßgebende Regendauer (Wiederkehrintervall: 100 Jahre)

Teileinzugsgebiet	HQ [l/s]	Maßgebende Regendauer D [min]
1		
2		
3		
4		
5		

- Ermitteln Sie die Fließzeiten zwischen den Punkten 1/2 und 3 sowie zwischen den Punkten 3/3 und 5. Gehen Sie dabei von einer mittleren Fließgeschwindigkeit im Hochwasserfall von 2 m/s aus (dieser Wert sei im Vorfeld durch eine hydraulische Berechnung mittels GMS-Formel berechnet worden). Runden Sie die Fließzeiten auf ganze Minuten.
- Nehmen Sie eine laufzeitkorrigierte Überlagerung der entsprechend Punkt 4 der Aufgabenstellung modellierten Durchflussganglinien vor. Sie können hierfür das Sub-Modell ISOCHRON (in der Menueleiste unter „Extras“) nutzen. Geben Sie in der Tabelle Ü 24.3 zunächst die Art der Wellenüberlagerung (synchron = ohne Laufzeitverzögerungen → Isochronenlaufzeit = 0 min, isochron = mit Laufzeitverzögerungen → Isochronenlaufzeit > 0 min) an! Beachten Sie, dass sich die mittels HQBEMESS modellierten Durchflussganglinien auf den tiefsten Punkt im Teileinzugsgebiet beziehen (Beispiel: die Ganglinie für das Teileinzugsgebiet 1 bezieht sich auf den Berechnungspunkt 1). Überlagern Sie mittels ISOCHRON die Einzelwellen und tragen Sie die Ergebnisse in die Tabelle Ü 24.3 ein!

Tabelle 24.3: Modellerte Scheiteldurchflüsse unter Berücksichtigung von Wellenlaufzeiten für die maßgebende Regendauer (100 Jahre Wiederkehrintervall)

Berechnungspunkt	Weglänge [km]	Isochronenlaufzeit [min]	Scheiteldurchfluss HQ [l/s]
1 + 2			
3 + 4			
5 (Gebietsauslass)			

- Werten Sie die Modellergebnisse! Gehen Sie auf folgende Teilaspekte ein:
 - Ist im konkreten Fall ein signifikanter Unterschied hinsichtlich der Hochwasserscheiteldurchflüsse im Vergleich der laufzeitkorrigierten zur rein additiven (laufzeitunkorrigierten) Überlagerung festzustellen? Für welche Fälle ist ein markanter Unterschied zu erwarten?
 - Wie hoch ist der Unterschied der modellierten Hochwasserscheitelwerte für das Gesamtgebiet beim Vergleich der Modellergebnisse für eine teileinzugsgebietsorientierte Betrachtung mit der ganzheitlichen Betrachtung (Ergebnis aus Übung 21)? Interpretieren Sie die Ergebnisse! Suchen Sie nach Gründen für die Unterschiede!

Hydrologische Übung 25:

Hochwasseranalyse 11 – deterministische Konzeption: Abflussmodellierung in Abhängigkeit von den Vorfeuchtebedingungen

Aufgabenstellung:

Quantifizierung des Einflusses der Vorfeuchtebedingungen (trocken, mittel, feucht) am Beispiel eines Blockregens mit einem Wiederkehrintervall von 100 Jahren auf die Höhe des Hochwasserscheiteldurchflusses im Starkregenfall mittels des konzeptionellen Niederschlag-Abfluss-Modells HQBEMESS für das unbeobachtete Einzugsgebiet westlich von Jena (Gollichgraben einschließlich Münchenrodaer Grund bis zur Mündung in die Leutra)

Methodik:

→ s. Skript Hydrologie III, Abschnitt 4.3.4.3

Gegebene Informationen:

- analog Übung 24

Aufgaben:

1. Modellieren Sie die Durchflussganglinien und Hochwasserscheitelwerte eines 100-jährigen Starkregenereignisses für die Teileinzugsgebiete und für das Gesamtgebiet für geringe und hohe Vorfeuchte! Tragen Sie die modellierten Ergebnisse in die Tabellen Ü 25.1 bis Ü 25.6 ein! Die Modellergebnisse für den Zustand einer mittleren Vorfeuchte finden Sie in der Tabelle Ü 24.3. Gehen Sie methodisch analog Übung 24 vor:
 - Ermittlung der maßgebenden Regedauer
 - Modellierung der Durchflussganglinien für die maßgebende Regedauer
 - Wellenüberlagerung entsprechend den Wellenlaufzeiten (Isochronenkonzept)

Modellergebnisse für geringe Vorfeuchte:

Tabelle 25.1: Modellergebnisse für die 5 Teileinzugsgebiete (separat ohne Wellenüberlagerungen) bei nicht vorgegebener Regedauer (Wiederkehrintervall: 100 Jahre) für geringe Vorfeuchte

Teileinzugsgebiet	HQ [l/s]	Regedauer D [min]
1		
2		
3		
4		
5		
Flächengewichtetes Mittel der maßgebenden Regedauer D →		

Tabelle 25.2: Modellergebnisse für die 5 Teileinzugsgebiete (separat ohne Wellenüberlagerungen) für die maßgebende Regendauer (Wiederkehrintervall: 100 Jahre) für geringe Vorfeuchte

Teileinzugsgebiet	HQ [l/s]	Maßgebende Regendauer D [min]
1		
2		
3		
4		
5		

Tabelle 25.3: Modellerte Scheiteldurchflüsse unter Berücksichtigung von Wellenlaufzeiten für die maßgebende Regendauer (100 Jahre Wiederkehrintervall) für geringe Vorfeuchte

Berechnungspunkt	Weglänge [km]	Isochronenlaufzeit [min]	Scheiteldurchfluss HQ [l/s]
1 + 2			
3 + 4			
5 (Gebietsauslass)			

Modellergebnisse für hohe Vorfeuchte:

Tabelle 25.4: Modellergebnisse für die 5 Teileinzugsgebiete (separat ohne Wellenüberlagerungen) bei nicht vorgegebener Regendauer (Wiederkehrintervall: 100 Jahre) für hohe Vorfeuchte

Teileinzugsgebiet	HQ [l/s]	Regendauer D [min]
1		
2		
3		
4		
5		
Flächengewichtetes Mittel der maßgebenden Regendauer D →		

Tabelle 25.5: Modellergebnisse für die 5 Teileinzugsgebiete (separat ohne Wellenüberlagerungen) für die maßgebende Regendauer (Wiederkehrintervall: 100 Jahre) für hohe Vorfeuchte

Teileinzugsgebiet	HQ [l/s]	Maßgebende Regendauer D [min]
1		
2		
3		
4		
5		

Tabelle 25.6: Modellerte Scheiteldurchflüsse unter Berücksichtigung von Wellenlaufzeiten für die maßgebende Regendauer (100 Jahre Wiederkehrintervall) für hohe Vorfeuchte

Berechnungspunkt	Weglänge [km]	Isochronenlaufzeit [min]	Scheiteldurchfluss HQ [l/s]
1 + 2			
3 + 4			
5 (Gebietsauslass)			

2. Werten Sie die Modellergebnisse hinsichtlich der maßgebenden Regendauern und Hochwasserscheiteldurchflüsse!
3. Vergleichen Sie die Ergebnisunsicherheiten, die sich durch die Vorfeuchte des Gebietes ergeben, mit den Unsicherheiten, resultierend aus verschiedenen Regenverteilung und Starkregentoleranzen (s. Übung 22)!

Hochwasseranalyse 12 – deterministische Konzeption: quantitative Abschätzung des Einflusses von Nutzungsänderungen im Einzugsgebiet mittels N-A-Modell

Aufgabenstellung:

Quantifizierung des Einflusses von Nutzungsänderungen im Bereich der Ortschaft Münchenroda am Beispiel eines Blockregens mit einem Wiederkehrintervall von 100 Jahren auf die Höhe des Hochwasserscheiteldurchflusses mittels des Modells HQBEMESS für das unbeobachtete Einzugsgebiet westlich von Jena (Gollichsgraben einschließlich Münchenrodaer Grund bis zur Mündung in die Leutra)

Methodik:

→ s. Skript Hydrologie III, Abschnitt 4.3.4.3

Gegebene Informationen:

- analog Übung 24
- Planung eines Gewerbe-/Industrieparks im Außenbereich der Ortschaft Münchenroda → Erhöhung des Anteils versiegelter Flächen um 30 % zu Lasten der Grünlandflächen ohne die Nutzung von Speicherräumen (Rückhaltebecken u. dgl.)

Aufgaben:

1. Modellieren Sie die Durchflussganglinien und Hochwasserscheitelwerte eines 100-jährigen Regenereignisses für die Teileinzugsgebiete und für das Gesamtgebiet für den Planungszustand! Gehen Sie dabei von einem Blockregen sowie von einer mittleren Vorfeuchte des Gebietes aus. Tragen Sie die modellierten Ergebnisse in die Tabellen Ü 26.1 bis 26.3 ein! Die Modellergebnisse für den Ausgangszustand finden Sie in der Tabelle Ü 24.3. Gehen Sie methodisch analog den Übungen 24 und 25 vor!

Tabelle 26.1: Modellergebnisse für die 5 Teileinzugsgebiete (separat ohne Wellenüberlagerungen) bei nicht vorgegebener Regendauer (Wiederkehrintervall: 100 Jahre) für den Zustand nach Bau des Gewerbe-/Industrieparks

Teileinzugsgebiet	HQ [l/s]	Regendauer D [min]
1		
2		
3		
4		
5		
Flächengewichtetes Mittel der maßgebenden Regendauer D →		

Tabelle 26.2: Modellergebnisse für die 5 Teileinzugsgebiete (separat ohne Wellenüberlagerungen) für die maßgebende Regendauer (Wiederkehrintervall: 100 Jahre) für den Zustand nach Bau des Gewerbe-/Industrieparks

Teileinzugsgebiet	HQ [l/s]	Maßgebende Regendauer D [min]
1		
2		
3		
4		
5		

Tabelle 26.3: Modellerte Scheiteldurchflüsse unter Berücksichtigung von Wellenlaufzeiten für die maßgebende Regendauer (100 Jahre Wiederkehrintervall) für den Zustand nach Bau des Gewerbe-/Industrieparks

Berechnungspunkt	Weglänge [km]	Isochronenlaufzeit [min]	Scheiteldurchfluss HQ [l/s]
1 + 2			
3 + 4			
5 (Gebietsauslass)			

2. Charakterisieren Sie die Auswirkungen des geplanten Gewerbe-/Industrieparks aus Sicht der maßgebenden Regendauer, der Scheiteleintrittszeiten und der Hochwasserscheiteldurchflüsse! Wie gestalten sich die Auswirkungen in den Teileinzugsgebieten und im Gesamtgebiet (am Gebietsauslass)?
3. Welche Maßnahmen schlagen Sie vor, um die Durchflusserhöhungen infolge Bebauung möglichst klein zu halten?

Hydrologische Übung 27: **Niedrigwasseranalyse**

Aufgabenstellung:

- Bestimmung der unterschrittenen Niedrigwasserdurchflüsse $NQ(1m)$ mit Wiederkehrintervallen von 5, 10 und 25 Jahren für einen Sommermonat mittels statistischer Auswertung gemessener Niedrigwasserereignisse
- Ermittlung von Versorgungssicherheiten für den betreffenden Monat

Methodik:

→ s. Skript Hydrologie III, Abschnitte 5.2 und 5.3

Gegebene Informationen:

- unterschrittene Niedrigwasserdurchflüsse $NQ(1m)$, Reihe 1951 – 1990 für den Monat Juli → s. Tabelle Ü 27.1

Tabelle Ü 27.1: Unterschrittene Niedrigwasserdurchflüsse $NQ(1m)$ in m^3/s

Juli	$NQ(1m)$ [m^3/s]						
1951	0,46	1961	0,10	1971	0,058	1981	0,60
1952	1,03	1962	0,077	1972	0,085	1982	0,055
1953	0,10	1963	0,25	1973	0,22	1983	0,095
1954	0,20	1964	1,25	1974	1,10	1984	0,67
1955	0,067	1965	0,74	1975	0,51	1985	0,26
1956	0,062	1966	0,080	1976	0,047	1986	0,40
1957	0,076	1967	0,10	1977	0,061	1987	0,81
1958	0,61	1968	0,12	1978	0,078	1988	0,075
1959	0,27	1969	0,11	1979	0,41	1989	0,058
1960	0,40	1970	0,90	1980	0,22	1990	0,13

Aufgaben:

1. Ordnen Sie die Werte (beginnend vom größten Wert) und tragen Sie die geordneten Werte in die Tabelle Ü 27.2 ein!
2. Tragen Sie die Niedrigwasserdurchflüsse $NQ(1m)$ mit den entsprechenden Überschreitungswahrscheinlichkeiten P_U in den Netzdruck (Bild Ü 27.1) ein und ermitteln Sie die $NQ(1m)$ -Werte mit Wiederkehrintervallen von $T = 5$ a, 10 a und 25 a durch die Methode der freien Anpassung (Ausgleichskurve)!
3. Geben Sie die $NQ(1m)$ -Werte für die Versorgungssicherheiten von 80, 90 und 98 % unter Berücksichtigung eines landschaftlich notwendigen Mindestdurchflusses von 30 l/s an!
4. Welche Versorgungssicherheit sollte angesetzt werden, wenn es um die Trinkwasserversorgung geht? Wie viele Einwohner könnten in betrachteten Monat Juli folglich in etwa mit Trinkwasser versorgt werden (durchschnittlicher Wasserverbrauch vorausgesetzt)?

5. Wie müsste man vorgehen, wollte man bei vorgegebener Versorgungssicherheit die NQ(1m)-Werte für das gesamte Jahr ermitteln?

Tabelle Ü 27.2: Überschreitungswahrscheinlichkeiten der unterschrittenen Niedrigwasserdurchflüsse NQ(1m), Reihe 1951-1990

Ordnungszahl m []	Niedrigwasserdurchfluss NQ(1m) [m ³ /s]	Überschreitungswahrscheinlichkeit P _Ü [%]
1		
2		
3		
4		
5		
6		
7		
8		
9		
10		
11		
12		
13		
14		
15		
16		
17		
18		
19		
20		
21		
22		
23		
24		
25		
26		
27		
28		
29		
30		
31		
32		
33		
34		
35		
36		
37		
38		
39		
40		

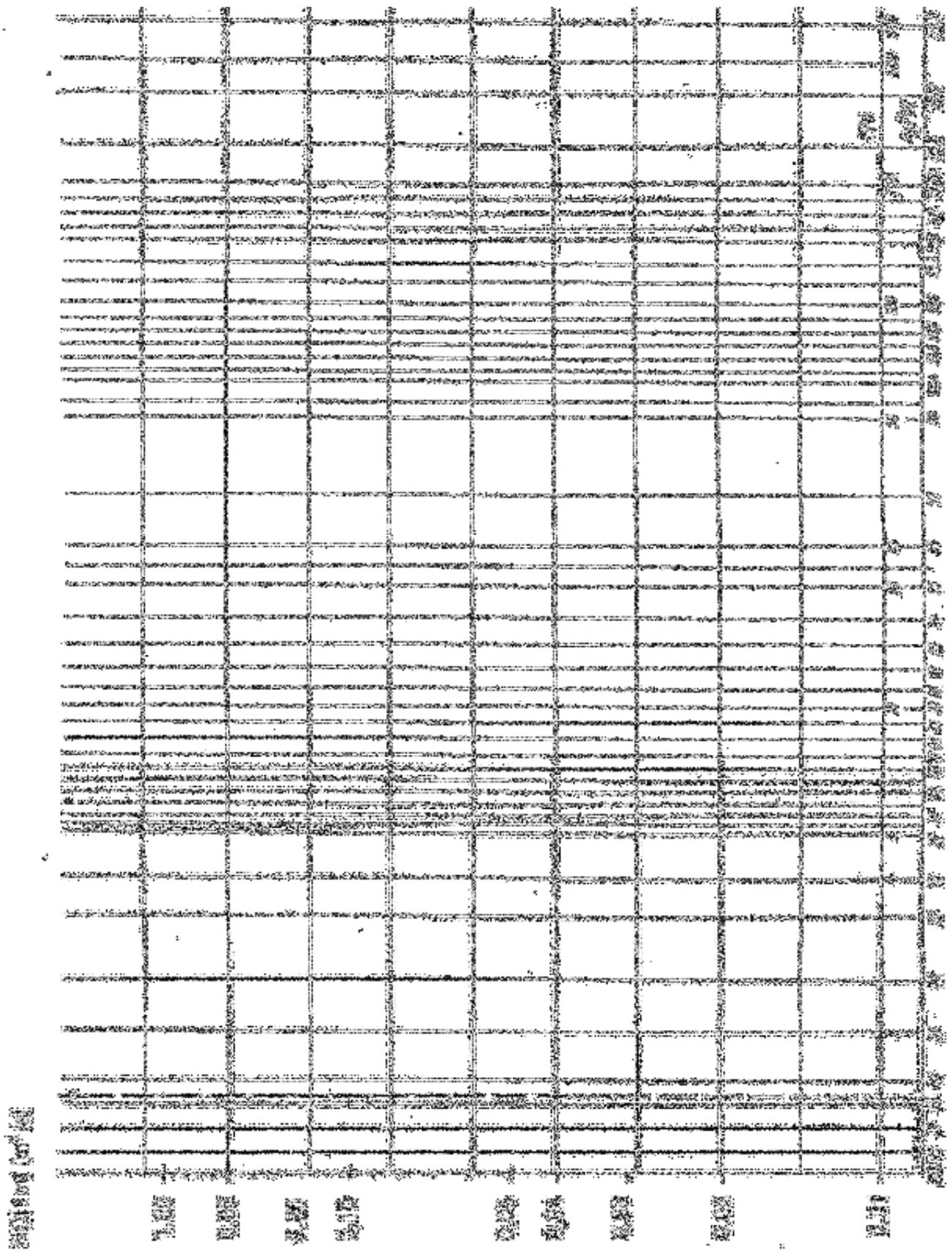


Bild Ü 27.1: *Wahrscheinlichkeiten der unterschrittenen Niedrigwasserdurchflüsse $NQ(1m)$, Reihe 1951 – 1990 und angepasste Wahrscheinlichkeitsverteilungen im Netzdruck der EI*

Hydrologische Übung 28:

Speicherwirtschaft 1 – Anwendung empirischer Methoden

Aufgabenstellung:

Anwendung empirischer Methoden zur Bemessung eines fiktiven Speicherraumes im Bereich des Pegels Steinach (Gewässer: Steinach)

Methodik:

→ s. Skript Hydrologie III, Abschnitt 6.5.2

Gegebene Informationen:

- monatliche mittlere Durchflüsse für den Pegel Steinach, Gewässer Steinach im Zeitraum Januar 1998 – Dezember 2009 → s. Tabelle Ü 28.1
- Einzugsgebietsfläche: 37,2 km²
- Fluss-km: 43,2
- Planung einer Talsperre im Bereich des Pegels Steinach

Tabelle 28.1: Monatliche mittlere Durchflüsse MQ [m³/s] für den Pegel Steinach, Gewässer Steinach im Zeitraum Januar 1998 – September 2009

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
1998	1,35	0,67	1,75	0,93	0,43	0,16	0,40	0,47	2,52	2,49	2,04	0,91
1999	1,17	0,86	2,43	0,99	0,32	0,27	0,17	0,15	0,17	0,59	0,79	2,47
2000	1,30	2,68	3,50	0,87	0,32	0,19	0,30	0,34	0,46	0,41	0,57	1,13
2001	1,56	1,56	2,26	1,08	0,60	0,45	0,46	0,26	0,62	0,67	1,30	1,44
2002	2,95	4,29	2,12	0,67	0,66	0,45	0,27	0,18	0,16	0,86	1,68	1,42
2003	2,32	0,55	0,97	0,54	0,46	0,20	1,05	0,11	0,12	0,25	0,32	1,18
2004	1,05	1,93	1,39	0,84	1,01	0,30	0,39	0,29	0,58	0,46	1,73	0,86
2005	1,98	1,87	2,03	1,19	0,72	0,36	0,26	0,38	0,39	0,38	0,26	0,96
2006	0,49	0,41	1,95	2,72	0,79	0,58	0,34	0,33	0,23	0,40	1,23	0,83
2007	2,88	1,86	1,95	0,42	0,33	0,49	0,98	0,63	0,52	0,58	0,99	3,21
2008	1,91	1,26	1,90	2,04	0,36	0,19	0,20	0,20	0,21	0,98	0,72	0,87
2009	0,44	0,39	1,86	2,60	0,42	0,34	0,29	0,21	0,26			

Aufgaben:

1. Berechnen Sie die Zuflussmengen zum geplanten Speicher in hm³ für den Betrachtungszeitraum 1998 – 2009! Erarbeiten Sie hierfür eine EXCEL-Tabelle!
2. Bestimmen Sie mittels EXCEL die Gesamtzuflussmengen, die mittleren Zuflussmengen und die Summendifferenzen jeweils in hm³ analog dem Beispiel im Skript Hydrologie III, Abschnitt 6.5.2, Tabelle 6.2! Stellen Sie die Summendifferenzlinie grafisch dar!
3. Nehmen Sie eine Speichervolumenbemessung für den Fall vor, dass die Abgabe aus dem Speicher immer genau dem mittleren Durchfluss MQ entspricht!

4. Ermitteln Sie grafisch den Speicherraum, der notwendig ist, um eine konstante Regelabgabe von 50 % des mittleren Durchflusses zu realisieren!
5. Wenden Sie die Methode des gespannten Fadens an und kennzeichnen Sie die Zeiträume, in denen für den in Aufgabe 4 ermittelten Speicherraum eine Abgabe $> MQ$, $\approx MQ$ und $< MQ$ notwendig ist, um ein Überlaufen des Speichers zu verhindern!

Speicherwirtschaft 2 – Bemessung eines Regenrückhaltebeckens durch Anwendung der vereinfachten Kontinuitätsgleichung

Aufgabenstellung:

- Bemessung eines Regenrückhaltebeckens (RHB) hinsichtlich des Speicherinhaltes auf der Grundlage von vorhandenen Durchflussganglinien, z.B. im Ergebnis einer Abflussmodellierung erhalten für den Fall einer konstanten Regelabgabe
- Optimierung des Speicherraumes des RHB

Gegebene Informationen:

- Deponie mit 2 zu planenden Entwässerungsabschnitten zu einem RHB (→ s. Bild Ü 29.1):
 - nördliche Deponieentwässerung (Output am Knotenpunkt KP 4), entwässert die Deponie über einen offenen Graben in das RHB
 - südliche Deponieentwässerung (Output am Knotenpunkt KP 5), entwässert die Deponie und das Umfeld (Kiefernwald) direkt in das RHB
- Durchflussganglinien für die o.g. 2 Entwässerungsabschnitte für 2 Bemessungsregendauern P_D → vgl. Tabellen Ü 29.1 und Ü 29.2:
 - $P_D = 15$ min und
 - $P_D = 30$ min (Durchflussganglinien enthalten sowohl Oberflächen- als auch Basisabflüsse)

Aufgaben:

1. Ermittlung der Gesamtzuflussganglinie zum geplanten RHB:
 - Angabe des maßgebenden Scheitelzuflusswertes zum RHB
 - Angabe der maßgebender Regendauer (bezüglich Scheitel)
 - Angabe der Scheiteleintrittszeit (nach Regenbeginn)
2. Berechnung des notwendigen Speichervolumens für die 2 Regendauern:
 - Angabe der notwendigen Speichervolumina für $P_D = 15$ bzw. 30 min für folgende konstante Regelabgaben Q_R :
 - $Q_R = 50$ l/s und $Q_R = 100$ l/s
 - Angabe der maßgebender Regendauer (bezüglich Speicherbemessung)
3. Schlussfolgerungen

Arbeitsschritte (Vorschlag):

1. Überlagerung der Durchflussganglinien entsprechend Isochronenkonzept (→ vgl. Skript Hydrologie I, Abschnitt 5.7):
 - Die Durchflusswellen des Knotenpunktes 5 (Deponie- und Umfeldentwässerung) treffen ohne zeitliche Verzögerung aufeinander (Isochronenlaufzeit $t_{iso} = 0$) und gelangen ohne zeitliche Verzögerung zum RHB
 - direktes Aufaddieren der Abflüsse für jedes Zeitintervall t
 - Eintragen der Ergebnisse in die Tabellen Ü 29.3 und Ü 29.4 (jeweils Spalte 2) für die Regendauern $P_D = 15$ bzw. 30 min

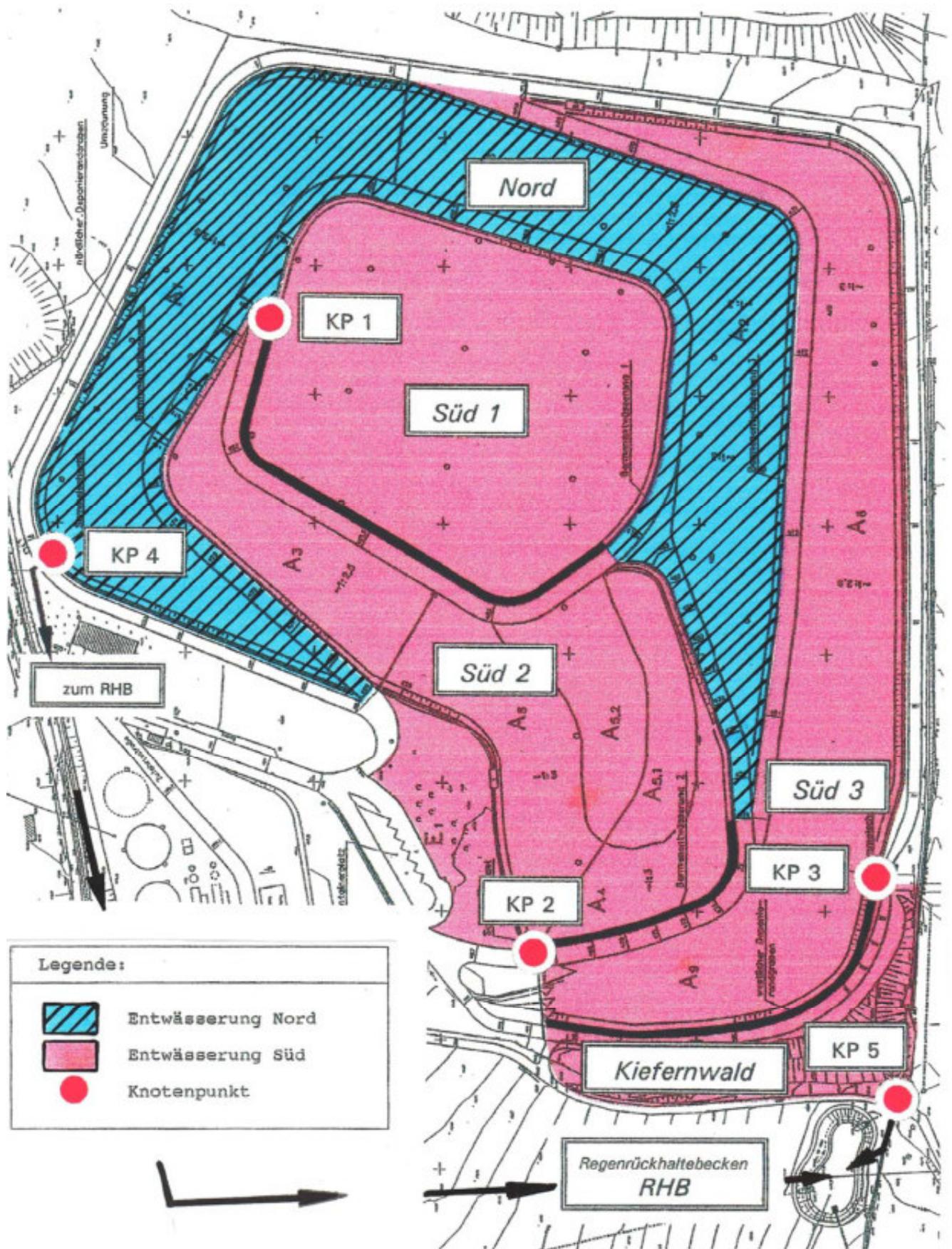


Bild Ü 29.1: Entwässerungskonzept der zu planenden Deponie

Tabelle Ü 29.1: Durchflussganglinien für die Knotenpunkte KP 4 (Deponieentwässerung Nord) sowie KP 5 (Deponieentwässerung Süd sowie Umfeld) für die Bemessungsregendauer $P_D = 15 \text{ min}$

Zeitintervall t [min]	Durchflussganglinie KP 4 Deponie (nördliche Entwässerung) Q [l/s]	Durchflussganglinie KP 5 Deponie (südliche Entwässerung) Q [l/s]	Durchflussganglinie KP 5 Umfeld (südliche Ent- wässerung, Kiefernwald) Q [l/s]
(Spalte 1)	(Spalte 2)	(Spalte 3)	(Spalte 4)
1	2	3	1
2	5	12	3
3	10	28	5
4	17	53	8
5	26	87	11
6	36	128	13
7	48	173	16
8	62	219	18
9	77	265	20
10	93	308	22
11	108	345	22
12	122	373	22
13	133	387	20
14	140	386	18
15	144	372	16
16	145	348	13
17	143	315	11
18	137	279	9
19	129	240	7
20	118	203	6
21	106	169	5
22	93	138	4
23	80	112	3
24	67	90	3
25	55	72	2
26	45	57	2
27	37	46	1
28	30	37	1
29	24	30	1
30	20	25	1
31	16	21	1
32	13	17	1
33	11	15	1
34	10	13	1
35	8	12	1
36	7	11	1
37	7	11	1
38	6	10	1
39	6	10	1
40	5	9	1

Tabelle Ü 29.2: Durchflussganglinien für die Knotenpunkte KP 4 (Deponieentwässerung Nord) sowie KP 5 (Deponieentwässerung Süd sowie Umfeld) für die Bemessungsregendauer $P_D = 30 \text{ min}$

Zeitintervall t [min]	Durchflussganglinie KP 4 Deponie (nördliche Entwässerung) Q [l/s]	Durchflussganglinie KP 5 Deponie (südliche Entwässerung) Q [l/s]	Durchflussganglinie KP 5 Umfeld (südliche Ent- wässerung, Kiefernwald) Q [l/s]
(Spalte 1)	(Spalte 2)	(Spalte 3)	(Spalte 4)
2	1	4	1
4	3	9	1
6	5	16	2
8	8	26	3
10	13	40	4
12	19	58	5
14	26	78	6
16	35	101	7
18	44	124	8
20	53	146	10
22	63	168	11
24	72	189	12
26	80	208	12
28	88	225	13
30	96	241	14
32	102	254	14
34	107	265	15
36	111	270	14
38	113	269	14
40	113	263	13
42	111	252	12
44	106	237	11
46	100	219	10
48	93	200	9
50	86	181	8
52	78	162	7
54	70	143	7
56	62	126	6
58	55	110	5
60	48	96	4
62	42	84	4
64	37	72	3
66	32	62	3
68	28	54	3
70	24	47	2
82	21	40	2
74	18	35	2
76	16	31	2
78	14	27	1
80	13	24	1

- Das notwendige Speichervolumen ergibt sich aus dem Maximalwert der Spalten 5 (für 50 l/s Regelabgabe) bzw. 6 (für 100 l/s Regelabgabe)

Tabelle Ü 29.3: Ermittlung der Gesamtzuflussganglinie (mittels Isochronenkonzept überlagerte Durchflussganglinien) zum RHB für die Bemessungsregendauer $P_D = 15 \text{ min}$

Zeitintervall t [min]	Durchfluss- ganglinie KP 5 Q [l/s] (Dep.+Umf.)	Laufzeitkorri- gierte Gang- linie KP 4 Q [l/s]	Gesamtzufl.- ganglinie zum RHB Q _Z [l/s]	Speichervo- lumen RHB (Q _A : 50 l/s) S _{min} [m ³]	Speichervo- lumen RHB (Q _A : 100 l/s) S _{min} [m ³]
(Spalte 1)	(Spalte 2)	(Spalte 3)	(Spalte 4)	(Spalte 5)	(Spalte 6)
1					
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
9					
10					
11					
12					
13					
14					
15					
16					
17					
18					
19					
20					
21					
22					
23					
24					
25					
26					
27					
28					
29					
30					
31					
32					
33					
34					
35					
36					
37					
38					
39					
40					

Tabelle Ü 29.4: Ermittlung der Gesamtzuflussganglinie (mittels Isochronenkonzept überlagerte Durchflussganglinien) zum RHB für die Bemessungsregendauer $P_D = 30 \text{ min}$

Zeitintervall t [min]	Durchfluss- ganglinie KP 5 Q [l/s] (Dep.+Umf.)	Laufzeitkorri- gierte Gang- linie KP 4 Q [l/s]	Gesamtzufl.- ganglinie zum RHB Q _Z [l/s]	Speichervo- lumen RHB (Q _A : 50 l/s) S _{min} [m ³]	Speichervo- lumen RHB (Q _A : 100 l/s) S _{min} [m ³]
(Spalte 1)	(Spalte 2)	(Spalte 3)	(Spalte 4)	(Spalte 5)	(Spalte 6)
2					
4					
6					
8					
10					
12					
14					
16					
18					
20					
22					
24					
26					
28					
30					
32					
34					
36					
38					
40					
42					
44					
46					
48					
50					
52					
54					
56					
58					
60					
62					
64					
66					
68					
70					
82					
74					
76					
78					
80					

Hydrologische Übung 30:

Speicherwirtschaft 3 – Bemessung von Regenrückhalteräumen mittels Niederschlag-Abfluss-Modell

Aufgabenstellung:

Bemessung von Regenrückhalteräumen im Bereich der Ortschaft Münchenroda für ein Wiederkehrintervall von 100 Jahren mittels des Sub-Modells SPEICHER (in der Menueleiste des N-A-Modells HQBEMESS unter „Extras“) für den Gollichsgraben vor Einmündung in den Münchenrodaer Grund westlich von Jena

Methodik:

→ s. Skript Hydrologie III, Abschnitte 4.3.4.3 und 6.5.4

Gegebene Informationen:

- Durchflussganglinie eines 100-jährigen Hochwasserereignisses (Blockregen bei mittlerer Vorfeuchte des Gebiets) für den Gollichsgraben (Teileinzugsgebiet 4) im Planungszustand (nach Bau des Gewerbe-/Industrieparks bei Münchenroda) aus Übung 26
- analog: Durchflussganglinie für den Gollichsgraben im Istzustand aus Übung 24

Aufgaben:

1. Die Durchflusserhöhung infolge des Gewerbe-/Industrieparks bei Münchenroda soll durch ein Rückhaltebecken kompensiert werden. Berechnen Sie für das 100-jährige Starkregenereignis das notwendige Speichervolumen des Rückhaltebeckens für den Fall, dass die Regelabgabe aus dem Rückhaltebecken genau dem Durchflussscheitelwert entspricht, der für den Istzustand modelliert worden ist! Verwenden Sie hierzu das Sub-Modell SPEICHER (in der Menueleiste des N-A-Modells HQBEMESS unter „Extras“).
2. Um die Zuflussspitzen an der Mündung zur Leutra abzumindern, soll das Speicherbecken an der Mündung des Gollichsgrabens für das 100-jährige Starkregenereignis so ausgelegt werden, dass aus ihm eine maximale Regelabgabe von lediglich $1,5 \text{ m}^3/\text{s}$ möglich wird. Wie groß muss das Speichervolumen des Rückhaltebeckens in diesem Fall sein? Ist ein Rückhalteraum dieser Größenordnung im Bereich der Mündung des Gollichsgrabens unter den gegebenen Geometrieverhältnissen überhaupt realisierbar?

Anhang 2

Anleitung zur Projektarbeit:

Hydrologische Bewertung eines Baches in einem kleinen Einzugsgebiet bezüglich der Situation im Starkregenfall

1. Vorbemerkungen

Untersuchungsgegenstand ist ein eigens gewähltes Einzugsgebiet zweckmäßigerweise (aber nicht notwendigerweise) in der Nähe von Freiberg, das nicht zu groß (maximal 1 km²) groß sein sollte. Beachten Sie bei der Wahl des Einzugsgebiets, dass der Bach auch in Niedrigwasserzeiten genügend Wasser führt, so dass Durchflussmessungen möglich sind. In selbständiger Gruppenarbeit ist dieses Einzugsgebietes hydrologisch-hydraulisch zu untersuchen.

Im Rahmen der Projektarbeit sind Aussagen zum Verhalten des Untersuchungsgebiets im Starkregenfall vorzunehmen.

Die damit im Zusammenhang stehenden Teilaufgaben sind folgendermaßen zu umreißen:

- Kartierung des Bachlaufes
- Aufnahme von Gewässerlängs- und -querschnitten
- Messung der Wasserstände sowie der mittleren Fließgeschwindigkeiten und Durchflüsse an ausgewählten Stellen im Längsschnitt des Fließgewässers
- Erstellen von Wasserstands-Durchfluss-Beziehungen für ausgewählte Gewässerpunkte
- Berechnung von Hochwasserdurchflüssen für verschiedene Wiederkehrintervalle
- Angabe von Höchstwasserständen für verschiedene Wiederkehrintervalle

Zu Lösung dieser Aufgaben wird das konzeptionelle Niederschlag-Abfluss-Modell HQBEMESS sowie das DWD-Starkregenprogramm KOSTAB (Teil des KOSTRA-Starkregenatlases) zur Verfügung gestellt.

HINWEISE ZUR NUTZUNG DER ZUR VERFÜGUNG GESTELLTEN SOFTWARE:

ALLE COMPUTERPROGRAMME DÜRFEN AUSSCHLIESSLICH IM RAHMEN DER ABARBEITUNG DES PROJEKTS VERWENDET WERDEN! DIE SOFTWARE DARF NICHT FÜR ANDERE ZWECKE VERWENDET BZW. ANDEREN PERSONEN ODER FIRMEN/EINRICHTUNGEN ZUGÄNGLICH GEMACHT WERDEN! HIERVON AUSGENOMMEN SIND ALLE DATEIEN (EIN- UND AUSGABE- SOWIE TEXTDATEIEN), DIE SIE SELBST ERZEUGT HABEN. IM INTERESSE DES ZÜGIGEN FORTGANGS DER PROJEKTBEARBEITUNG KÖNNEN SIE DIE PROGRAMME AUF IHREN PRIVATEN COMPUTER ÜBERNEHMEN. NACH BEENDIGUNG DER ARBEITEN SIND SIE DAZU VERPFLICHTET, ALLE COMPUTERPROGRAMME VOLLSTÄNDIG ZU DEINSTALLIEREN!

Sie bearbeiten die Teilaufgaben im Team (i. d. R. etwa Vierergruppen) und fertigen einen **maximal 30 Seiten Textteil** umfassenden Bericht. Der Bericht ist als pdf- oder Wordfile abzugeben. Alle Eingabe- und Ergebnisdaten sind dem Bereich auf externem Datenträger beizulegen.

2. Arbeitsunterlagen

Grundlage der Projektbearbeitung sind Karten des Untersuchungsgebiets, auf der die Morphologie, die Landnutzung, die Böden sowie der Verlauf des Baches erkennbar sind. Die Karten müssen Sie sich selbst beschaffen.

Alle Daten und Parameter, die Sie zur Lösung der im Abschnitt 1 genannten Aufgaben benötigen, müssen Sie eigenständig erarbeiten. Starkregenhöhen sind auf Grundlage des DWD-KOSTRA-Starkregenatlases, Hochwasserdurchflüsse mittels eines Niederschlag-Abfluss-Modells (N-A-Modell, z. B. HQBEMESS) zu ermitteln.

Um notwendige Karten, Gerätschaften, ... kümmert sich jede Gruppe eigenständig.

3. Teilaufgaben

- Kartierung des Bachlaufes:
 - Kartierung beinhaltet auch alle seitlichen Zuflüsse zum untersuchten Bach
 - Abgleich der Kartierungsergebnisse mit vorhandener Karten
 - Aushalten von kritischen Stellen (Engstellen, Brücken, starke Biegungen, ...)
- Messung der mittleren Fließgeschwindigkeiten und Durchflüsse an den 5 Ihrer Meinung nach kritischsten Stellen (Ziel: so es die meteorologische Situation ermöglicht → Messungen an mindestens 3 hydrologisch unterschiedlichen Tagen):
 - kartenmäßige Dokumentation aller Messpunkte
 - Wahl und Begründung des Durchflussmessverfahrens (so die Durchflussbedingungen es zulassen, sollten zwei unterschiedliche Messmethoden angewendet werden)
 - Durchführung und Protokollierung der Durchflussmessungen
 - Auswertung/Bewertung (einschließlich der Abschätzung von Messfehlern und sich hieraus ergebenden Werteunsicherheiten)
- Messung der Wasserstände an genau den Stellen und zu genau den Zeiten der Fließgeschwindigkeits-/Durchflussmessungen:
 - Festlegung von Pegel-Null möglichst Nahe am Gewässergrund
 - provisorische Befestigung von Pegel-Null, so dass dieser bis zur nächsten Messkampagne erhalten bleibt
 - Messung der Wasserstände
 - Erstellen einer Wasserstands-Durchfluss-Beziehung für die 5 Messpunkte
 - Kalibrierung von STRICKLER-Beiwerten an Hand der Fließgeschwindigkeits- und Durchflussmessungen für die 5 Messpunkte

- Erstellen einer Fotodokumentation mit Erläuterung für die Bereiche der Messpunkte:
 - Dokumentation der betrachteten Punkte
 - Charakterisierung der hydraulischen Rauigkeiten
 - Charakterisierung des Bewuchses
 - Ableitung von STRICKLER-Beiwerten unter rein optischen Gesichtspunkten (Gerinnestruktur, ggf. Bewuchs)
- Aufnahme/Vermessung der Gewässerquerschnitte an den 5 ausgewählten Punkten:
 - bis über das bordvolle Gewässer hinaus und zwar höhenmäßig so weit hinaus, wie sich auf Grund der morphologischen Gegebenheiten für das 100-jährige Hochwasser in etwa vermuten lässt
 - Bewertung der hydraulischen Rauigkeiten der Gewässerquerschnitte
 - Ableitung der Fließgewässergefälle im Längsschnitt (eigene Messungen im Bereich der Fließquerschnitte und ggf. Abgleich mit Karten)
 - Berechnung der Gewässerquerschnittsflächen für den bordvollen Zustand
- Berechnung der Fließgeschwindigkeiten an den vorgegebenen Messpunkten für den bordvollen Zustand nach der GMS-Formel
- Berechnung der maximal abführbaren Durchflussmengen für bordvolle Bedingungen auf Grundlage der mittleren Fließgeschwindigkeiten und der Gewässerquerschnittsflächen an den Messpunkten
- Ermittlung von Hochwasserscheiteldurchflüssen für Wiederkehrintervalle von 2 Jahren (normales Hochwasserereignis) und 100 Jahren (extremes Hochwasserereignis)
 - Abgrenzung und flächenmäßige Bestimmung der oberirdischen Einzugsgebiete bis zu den 5 vorgegebenen Gewässerpunkten
 - Erarbeitung gebietsspezifischer Parameter (morphometrische Größen, Nutzung, Bodentypen) auf Grundlage von Karten (topografische Karte, Landnutzungs- und Bodenkarten), Überprüfung der aus der Bodenkarte entnehmbaren Bodeninformationen durch Infiltrationsmessungen an mindestens 3 Stellen im Einzugsgebiet
 - Erarbeitung von KOSTRA-Starkregenwerten für o. g. Wiederkehrintervalle mittels des DWD-Programms KOSTAB
 - Quantifizierung der Prozesse Abflussbildung und -konzentration mittels eines geeigneten N-A-Modells (z. B. HQBEMESS) für o. g. Wiederkehrintervalle
 - Ermittlung der maßgebenden Regendauer (= Regendauer, die zu einem maximalen Durchfluss bei ansonsten gleichen Bedingungen führt)
 - Überlagerung der Durchflussganglinien, die für die maßgebende Regendauer ermittelt worden sind, entsprechend Isochronenkonzept, Fließgeschwindigkeitsberechnung zwischen den 5 Gewässerpunkten durch Anwendung der GMS-Formel
- näherungsweise Ermittlung von Hochwasserscheitelwasserständen für o. g. Wiederkehrintervalle (2 und 100 Jahre)

- Vergleich der auf Grundlage der hydraulischen Untersuchungen ermittelten maximal abführbaren Durchflussmengen mit dem mittels N-A-Modell berechneten Hochwasserscheiteldurchflüssen und Schlussfolgerungen bezüglich der Wasserleitkapazitäten an den Messpunkten

Fassen Sie die wesentlichen Ergebnisse der Berechnungen zusammen (Tabelle oder Karte mit den maximalen Fließgeschwindigkeiten, Hochwasserscheiteldurchflüssen und Profilquerschnitten für die einzelnen Entwässerungsabschnitte)! Diskutieren Sie Maßnahmen zur Entschärfung von besonders kritischen Bereichen!