

## **THEORETISCHE GRUNDLAGEN**

### **1 Inhaltsverzeichnis**

### **2 Gerinnehydraulik**

- 2.1 Inhalt
- 2.2 Grundzüge und Voraussetzungen
- 2.3 Bernoullische Gleichung
- 2.4 Strömen, Schießen, Fließwechsel
- 2.5 Hydraulische Kennwerte
- 2.6 Erweiterungsverluste
- 2.7 Verengungsverluste

### **3 Durchlässe und Brücken**

- 3.1 Inhalt
- 3.2 Hydraulik der Durchlassberechnung
- 3.3 Mehrfeldbrücken
- 3.4 Pfeilerstau
  - 3.4.1 Ansatz nach REHBOCK
  - 3.4.2 Ansatz nach YARNELL
- 3.5 Überflutete Brücken
- 3.6 Eintauchende Brückenplatten  
(Ansatz nach NAUDASCHER-MEDLARZ)

### **4 Wehre**

- 4.1 Inhalt
- 4.2 Vollkommene Überfälle
- 4.3  $\mu$ -Werte nach KANDASWANY-ROUSE
- 4.4 Unvollkommene Überfälle
- 4.5 Wehre mit unterschiedlichen Kronenhöhen
- 4.6 Streichwehre
- 4.7 Schütz mit freiem Abfluss
- 4.8 Schütz mit gestautem Durchfluss

### **5 Unterschiedliche Rauheiten im Profil, Formbeiwerte, gegliederte Querschnitte, Mäander**

- 5.1 Ansatz nach HORTON-EINSTEIN
- 5.2 Überlagerungsansatz nach KAISER
- 5.3 Formbeiwerte nach MARCHI
- 5.4 Ansätze nach Posey, Könnemann, Özbek
- 5.5 Korrektur für Abflüsse im Mäander

## **6 Stromverzweigungen**

## **7 Eichung von Rauheitsbeiwerten**

## **8 Berücksichtigung von Bewuchs im Abflussquerschnitt**

8.1 Ansatz nach FELKEL

8.2 Ansatz nach KAISER

8.3 Ansatz nach SCHRÖDER-NUDING

8.4 Ansatz nach MERTENS

8.5 Ansatz nach PASCHE

## **9 Schleppspannungen und Volumengrößen, Feststofftransportkapazität**

## **10 Berechnung von $\tau$ -Parametern für die Wellenablauf- berechnung nach Kalinin-Miljukov**

## **11 Literaturverzeichnis**

## **12 Verwendete Formelzeichen**

## **2. GERINNEHYDRAULIK**

### 2.1 Inhalt

### 2.2 Grundzüge und Voraussetzungen

### 2.3 Bernoullische Gleichung

### 2.4 Strömen, Schießen, Fließwechsel

### 2.5 Hydraulische Kennwerte

#### 2.5.1 Geometrische Hilfsgrößen

#### 2.5.2 Fließformel von MANNING-STRICKLER

#### 2.5.3 Fließgesetz Prandtl-Colebrook

#### 2.5.4 Verfeinerung der $\alpha$ -Wertberechnung nach VEN-TE-CHOW

### 2.6 Erweiterungsverluste

### 2.7 Verengungsverluste

## 2.2 GRUNDZUEGE UND VORAUSSETZUNGEN

Das grundlegende Verfahren zur Berechnung des Wasserspiegels bei stationär ungleichförmigem Abfluss in nichtprismatischen Gerinnen besteht in einer von Profil zu Profil fortschreitenden Berechnung diskreter Wasserspiegelhöhen, wobei der Bernoullische Energiehöhenvergleich zwischen einem Querschnitt mit bereits bekannter und einem mit noch unbekannter Wasserspiegelhöhe als Berechnungsgrundlage dient.

Der Berücksichtigung der Strömungsverluste kommt eine erhebliche Bedeutung zu, wobei man zwischen kontinuierlich zunehmenden (Wandreibungsverlust) und örtlich konzentrierten Verlusten unterscheidet. Zur Berechnung dieser Verluste sind im Rechenprogramm entsprechende Ansätze vorhanden. Während der zu wählende Ansatz für den Wandreibungsverlust (MANNING-STRICKLER oder PRANDTL-COLEBROOK) jeweils abschnittsweise vereinbart wird, können örtlich konzentrierte Verluste für jede Station neu vereinbart werden. Die Art der Verlustansätze (z.B. Brückenstau nach REHBOCK) sind durch Angabe von Steuerparametern und die zugehörigen Beiwerte festzulegen. Örtlich konzentrierte Einzelverluste haben i.a. weniger Einfluss auf die Wasserspiegellinie als der Wandreibungsverlust, weshalb der Rauheitsbeiwert für die kontinuierlichen Verluste besonders sorgfältig bestimmt werden muss.

Die Querschnitte bzw. die Teilflächen eines gegliederten Querschnitts werden als senkrecht durchströmte Flächen mit annähernd gleichmäßiger Geschwindigkeitsverteilung betrachtet. Der Abflussquerschnitt wird durch das einzugebende Profildpolygon begrenzt, in der Höhe durch den horizontalen Wasserspiegel. Alle abflussunwirksamen Flächen sind auszuschalten (Totwasserzonen, Polder).

Bei Gerinnen mit starker Mäanderbildung sind die Querprofile so auszuwählen, dass sich keine Überschneidungen der Abflusswirksamen Querschnitte ergeben. Mit den Berechnungsansätzen des Programmes können nur eindimensionale Strömungsvorgänge behandelt werden.

## 2.3 BERNOULLISCHE GLEICHUNG

### Arbeitsgleichung für gegliederte Querschnitte

Die verwendeten Bestimmungsgleichungen für die Querschnittswerte und die hydraulischen Kenngrößen sind auf dreifach gegliederte Querschnitte abgestimmt (linkes Vorland, Flussschlauch, rechtes Vorland). Die Teilabflussflächen werden als Stromröhren mit horizontalem Wasserspiegel gleicher Höhe aufgefasst.

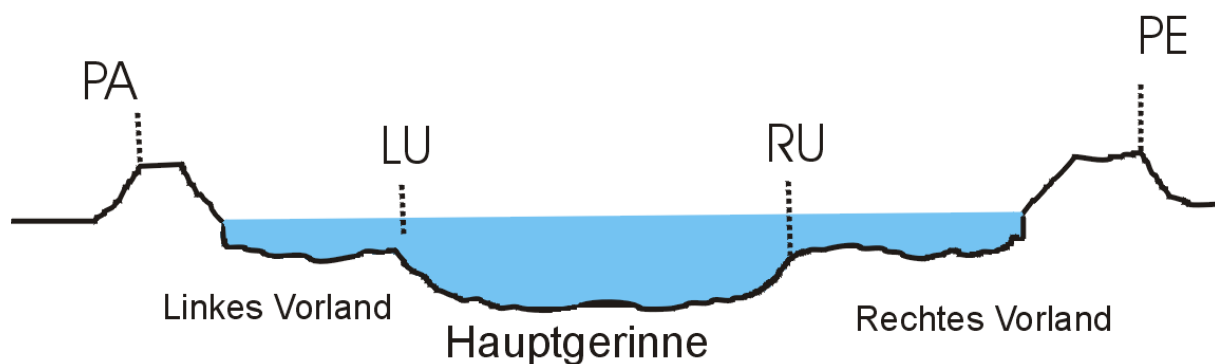


Abb. 1: Teilabflussflächen eines Fließquerschnitts

Die mittlere Geschwindigkeitshöhe des Gesamtquerschnitts wird mit Hilfe einer Näherungslösung des Berechnungsansatzes für den kinetischen Energieanteil (Gl. 499 [1]) ermittelt. Zur Berechnung der Verlusthöhe aus Wandreibung wird zunächst das querschnittsbezogene Energieliniengefälle mit der Formel von MANNING-STRICKLER bzw. nach PRANDTL-COLEBROOK (für den vollkommen rauhen Bereich) bestimmt. In Übereinstimmung mit [7] wird das Reibungsgefälle zwischen den diskreten Profilen 1 und 2 aus dem arithmetischen Mittel der querschnittsspezifischen Energieliniengefälle gebildet, welches mit dem Profilabstand multipliziert den gesuchten mittleren Reibungsverlust ergibt. In den Berechnungsansätzen für die mittlere Geschwindigkeitshöhe und für das Energieliniengefälle wird berücksichtigt, dass Flusskrümmungen die Längen der maßgebenden Strombahnen in Flussbett und Vorland ungleich sein können. Zusätzliche örtliche Verluste bilden zusammen mit dem Wandreibungsverlust die Verlusthöhe in der nachfolgend beschriebenen Arbeitsgleichung.

Der Bernoullische Energievergleich zwischen zwei diskreten Profilen 1 und 2 liefert eine Bestimmungsgleichung für den Wasserspiegel im oberstromigen Profil 2, wobei der Wasserspiegel, die Geschwindigkeitshöhe und das Energieliniengefälle im unterstromigen Profil 1 als bekannt vorausgesetzt werden.

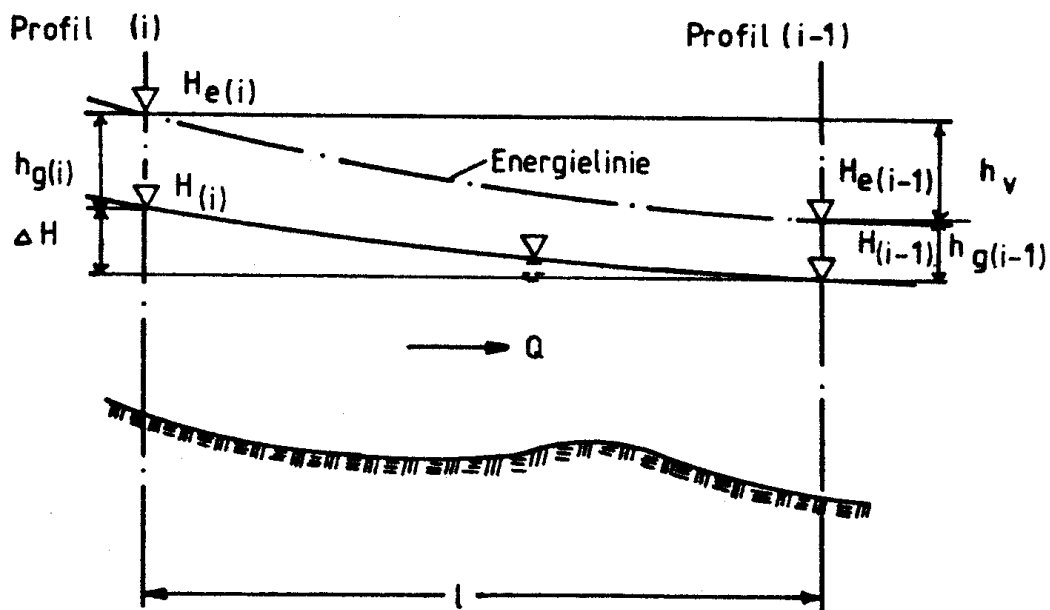


Abb. 2 : Flussabschnitt l mit Wasserspiegel und Energielinie

Mit den Bezeichnungen von Abb. 2 ist

$$W_i + h_{g,i} = W_{i-1} + h_{g,i-1} + I_{E,m} \cdot l_F + h_{v,\text{ört}} \quad (2.3-1)$$

woraus sich durch einfache Umformung die Arbeitsgleichung ergibt :

$$\Delta W = \Delta h_k + I_{E,m} \cdot l_F + h_{v,\text{ört}} \quad (2.3-2)$$

Hierbei bedeuten

|   |  |
|---|--|
| $\Delta W = W_i - W_{i-1}$                  | = Differenz der Wasserstände in m          |
| $\Delta h_g = h_{g,i-1} - h_{g,i}$          | = Differenz der Geschwindigkeitshöhen in m |
| $I_{E,m} = 0.5 \cdot (I_{E,i} + I_{E,i-1})$ | = mittleres Reibungsgefälle                |
| $l_F$                                       | = Profilabstand in m                       |
| $h_{v,örtl}$                                | = zusätzliche örtliche Verlusthöhe in m    |

Die numerische Lösung dieser Gleichung erfolgt iterativ: Zunächst wird aus dem Profilabstand und dem Energieliniengefälle des Profils (i-1) der Wasserstandzuwachs  $\mathbf{dh}$  für das Profil (i) geschätzt. Für die sich dadurch ergebene Wasserspiegelhöhe  $W_i = W_{i-1} + \mathbf{dh}$  werden die erforderlichen geometrischen und hydraulischen Werte des Profils (i) berechnet. Mit dem daraus resultierenden Energieliniengefälle  $I_{E,i}$  kann die Verlusthöhe berechnet werden, die zusammen mit der errechneten Änderung der Geschwindigkeitshöhe  $\mathbf{dh}_g$  eine neue Wasserspiegeländerung  $\mathbf{dW}$  ergibt. Der Zuwachs  $\mathbf{dh}$  wird solange verbessert, bis sich dieser von dem errechneten Zuwachs  $\mathbf{dW}$  höchstens um den Wert der vereinbarten Genauigkeitsschranke EPSH unterscheidet. In der Regel wird EPSH zu 0.005 m gewählt.

In DVWK 1991 [28] wird folgende Form der Grundgleichung empfohlen :

$$W_i = W_{i-1} + \beta(h_{g,i-1} - h_{g,i}) + I_{E,m} \cdot l_F + h_{v,ört} \quad (2.3-1a)$$

Der  $\beta$ -Wert berücksichtigt eventuelle Verluste in der Erweiterung oder Verengung und ist bei

$v_{i-1} > v_i$  mit  $\beta = 1$  und bei

$v_{i-1} < v_i$  mit  $\beta = 2/3$  für allmähliche Aufweitungen kleiner als 1 : 7 anzusetzen.

(s. auch Schneider Bautabellen [29].)

Diese bereits von Felkel 1967 [2] verwendete Form der Grundgleichung wurde aus Vereinfachungsgründen eingeführt. Sie stellt aber eine unzulässige Vermischung von kontinuierlichen und lokalen Verlustansätzen dar, die bei der Eichung zu anderen Rauheitsbeiwerten (k-Werte) führt als die Grundgleichung 2.3-1.

Da es heute kein Problem mehr darstellt, lokale Verluste zutreffender zu beschreiben als durch diesen Pauschalansatz, sollte künftig auf diese Form verzichtet werden.

Näheres zur Berechnung von Erweiterungsverlusten s. Abschnitt 2.6.

## 2.4 Strömen, Schießen, Fließwechsel

Die Froude'sche Zahl **Fr** ist ein Kriterium dafür, ob ein Abfluss strömend, mit kritischer Tiefe oder schießend erfolgt. Während der Berechnung der Wasserspiegellinie wird die zu jeder diskreten Wasserspiegellage gehörende Froude'sche Zahl ermittelt. Wenn sich zwischen zwei Querprofilen der Fließzustand ändert, wird dies durch die Froude'sche Zahl angezeigt. Hierbei sind zwei Fälle zu unterscheiden :

- a) der Fließwechsel wird durch eine örtlich begrenzte Engstelle erzwungen, der Fließzustand oberhalb ist wieder strömend,
- b) es findet ein Übergang zu einem schießenden Normal-Abfluss statt, d. h. der Fließzustand bleibt auch in den nächstfolgenden Profilen im schießenden Bereich

Für Fall a) ist von Bedeutung, dass ein Abfluss mit  $Fr = 1$  mit minimaler Energie erfolgt. Bei einem verbauten Querschnitt oder einer örtlich begrenzten Unstetigkeit im Flusslauf muss in jedem Fall die Grenztiefe durchlaufen werden, wenn ein Fließwechsel erzwungen wird. Die Berechnung des Wasserspiegels für das Profil oberhalb der Engstelle erfolgt dann mit Hilfe des Extremalprinzips von BÖSS-BELANGER ([1], s. 329).

Das Prinzip besteht in einer speziellen Anwendung der Bernoullischen Gleichung, wobei - wie im strömenden Zustand - ein Energiehöhenvergleich zwischen zwei Querschnitten vorgenommen wird, von denen der eine durch den Sonderfall des Energieminimums ausgezeichnet ist.

Die Reibungsverluste für die Fließstrecke zwischen den beiden Querschnitten werden abweichend von der sonst üblichen Regel nicht durch Mittelung der Reibungsgefälle berechnet, da eine Übertragung der Engstellengeometrie auf die OW-seitige Fließstrecke meist unzutreffend ist. Bei einer örtlichen Engstelle beschreibt das OW-seitige Energieliniengefälle die Verhältnisse zutreffender, deshalb wird im Programm nur mit dem OW-seitigen Energieliniengefälle gerechnet. Zur Vermeidung von Fehlern darf im kritischen Abflussbereich in keinem Fall mit zu großen Abständen der Querprofile gerechnet werden.

Der zusätzliche Energieverlust durch die Einschnürung der Stromlinien im Einlauf zur Engstelle kann als örtlicher Verlust entsprechend Abschnitt 2.7 erfasst werden.

Die Bedingung dafür, dass sich ein Fließwechsel in der Engstelle einstellt, ist

$$H_{Emin,i} > H_{E,i-1} + h_R \quad (2.4-1)$$

d.h. die Energiehöhe im Profil (i) bei  $Fr = 1$  muss größer sein als die im Unterwasser vorhandene Energiehöhe.



Ob der Fall b) vorliegt, kann durch Überprüfung der Froude-Zahl im Oberwasserbereich festgestellt werden. Wenn mindestens zwei aufeinanderfolgende Querschnitte im schießenden Bereich liegen, werden für die flussaufwärts liegenden Querprofile solange die querschnitts-spezifischen kritischen Wassertiefen berechnet und ausgedruckt, bis sich wieder ein strömender Fließzustand ergibt. Die kritischen Wasserspiegellagen sind in diesem Fall nur als obere Grenzwerte des schießenden Strömungsabschnittes anzusehen.

Zur Berechnung der genauen Spiegellagen im schießenden Bereich ist ein gesonderter Berechnungslauf mit Angabe der OW-seitigen hydraulischen Randbedingung erforderlich.

Eine denkbare automatische Berechnung der richtigen (schießenden) Wasserspiegellagen setzt nicht nur eine Umkehrung der Berechnungsrichtung, sondern in den meisten Fällen auch wesentlich kleinere Profilabstände voraus. Oft ist beim natürlichen Abfluss im schießenden Bereich kein Energiegleichgewicht zwischen den willkürlich gewählten Profilstationen vorhanden. Hier reicht oft die Abschätzung der schießenden Normalwassertiefen aus, die einen guten Anhalt für die voraussichtlichen Wasserstände liefern.

Für eine erste Abschätzung der Wasserstände bei wechselnden Fließzuständen ist eine automatische Umkehrung der Berechnungsrichtung für Teilstrecken im schießenden Bereich im Programm vorgesehen.

## 2.5 HYDRAULISCHE KENNWERTE

### 2.5.1 Geometrische Hilfsgrößen:

(L = linkes Vorland, F = Flussschlauch, R = rechtes Vorland)

|                             |   |
|-----------------------------|---|
| $b_L, b_F, b_R$             | Wasserspiegelbreite in m                    |
| $I_{u,L}, I_{u,F}, I_{u,R}$ | benetzter Umfang in m                       |
| $A_L, A_F, A_R$             | Fließquerschnitt in m <sup>2</sup>          |
| $A_{ges} = A_L + A_F + A_R$ | Gesamter Fließquerschnitt in m <sup>2</sup> |
| $b_{ges} = b_L + b_F + b_R$ | Gesamte Spiegelbreite in m                  |

### Hydraulische Kennwerte :

|                            |   |
|----------------------------|---|
| $v_m = Q_{ges} / A_{ges}$  | mittlere Fließgeschwindigkeit in m/s            |
| $v_L, v_F, v_R$            | Teil-Fließgeschwindigkeiten in m/s              |
| $I_{E,i}$                  | Energieliniengefälle                            |
| $h_k$                      | mittlere Geschwindigkeitshöhe                   |
| $\alpha$                   | Geschwindigkeitsverteilungsbeiwert              |
| $\alpha'$                  | Impulsstromverteilungsbeiwert                   |
| $Fr$                       | Froude-Zahl                                     |
| $r_{hy,i} = A_i / I_{u,i}$ | hydraulischer Radius für Teilquerschnitt i in m |

### 2.5.2 Fließformel von MANNING-STRICKLER [1,2]

Bei der Option Berechnung der Reibungsverluste nach Manning-Strickler werden folgende Berechnungsansätze verwendet [2] :

$$v = k_{ST} \cdot r_{hy,i}^{2/3} \cdot I_E^{1/2} \quad (2.5-1)$$

Spezifische Geschwindigkeiten  $w_i$  in m/s :

$$w_L = k_{ST} \cdot r_{hy,L}^{2/3} \cdot (L_F/L_L)^{1/2} \quad (2.5-2a)$$

$$w_F = k_{ST} \cdot r_{hy,F}^{2/3} \quad (2.5-2b)$$

$$w_R = k_{ST} \cdot r_{hy,R}^{2/3} \cdot (L_F/L_R)^{1/2} \quad (2.5-2c)$$

Hydraulische Leitwerte  $C_i$  in m<sup>3</sup>/s :

$$C_L = A_L \cdot w_L \quad C_F = A_F \cdot w_F \quad C_R = A_R \cdot w_R \quad (2.5-3)$$

Gesamtabfluss  $Q$  in m<sup>3</sup>/s :

$$Q = \sum C_i \cdot I_E^{1/2} \quad (2.5-4)$$

Teilgeschwindigkeiten  $v_i$  in m/s :

$$v_L = w_L \cdot I_E^{1/2} \quad v_F = w_F \cdot I_E^{1/2} \quad v_R = w_R \cdot I_E^{1/2} \quad (2.5-5)$$

Teilabflüsse  $Q_i$  in m<sup>3</sup>/s :

$$Q_L = v_L \cdot A_L \quad Q_F = v_F \cdot A_F \quad Q_R = v_R \cdot A_R \quad (2.5-6)$$

Geschwindigkeitsverteilungsbeiwert  $\alpha$  :  
(Coriolis-Beiwert)

$$\alpha = \frac{1}{A_{ges}} \sum \left( \frac{v_i^3 \cdot A_i}{v_m^3} \right) \quad (2.5-7)$$

Impulsstromverteilungsbeiwert  $\alpha'$   
(Boussinesq-Beiwert)

$$\alpha' = \frac{1}{A_{ges}} \sum \left( \frac{v_i^2 \cdot A_i}{v_m^2} \right) \quad (2.5-7a)$$

Geschwindigkeitshöhe  $h_g$  in m :

$$h_k = \alpha \cdot \frac{v_m^2}{2g} \quad (2.5-8)$$

Froude'sche Zahl  $Fr$  :

$$Fr = \frac{\sqrt{\alpha} \cdot v_{ges}}{\sqrt{g \frac{A_{ges}}{b_{ges}}}} \quad (2.5-9)$$

Bei praktischen Anwendungen des Rechenprogrammes hat sich gezeigt, daß die aus

$$\frac{dH_E}{dh} = \frac{d(W + v_m^2 / 2g)}{dh}$$

mit der Näherung  $\alpha = \text{konstant}$  abgeleitete Gleichung 2.5-9 für die Froude-Zahl bei sehr breiten Vorländern und kleinen Fließtiefen unrealistisch hohe Werte liefert. Die Änderung des Geschwindigkeitshöhenbeiwertes mit der Fließtiefe kann nicht mehr vernachlässigt werden, wenn sich die Abflussverteilung im Fließquerschnitt mit der Fließtiefe sehr stark ändert. Dies ist bei breiten, nur flach überströmten Vorländern der Fall. Berücksichtigt man den Einfluß der Fließtiefenabhängigkeit von  $\alpha$ , so kommt man nach [42] zu folgender Abschätzung für die Froude-Zahl, die als Kennzahl für den Strömungszustand im Rahmen der Wasserspiegelnberechnung von Bedeutung ist :

$$Fr = Q \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot Z_E \cdot N_E' - N_E \cdot Z_E'}{N_E^4 \cdot 2g}} \quad (2.5-10)$$

Die Abkürzungen bedeuten mit den o.g. Formelzeichen

$$Z_E = A_L \cdot v_L^3 + A_F \cdot v_F^3 + A_R \cdot v_R^3 \quad (2.5-11)$$

$$Z_E' = c_E \cdot (b_L \cdot v_L^3 + b_F \cdot v_F^3 + b_R \cdot v_R^3) \quad (2.5-12)$$

$$N_E = v_L \cdot A_L + v_F \cdot A_F + v_R \cdot A_R \quad (2.5-13)$$

$$N_E' = c_N \cdot (b_L \cdot v_L + b_F \cdot v_F + b_R \cdot v_R) \quad (2.5-14)$$

Je nach Fließgesetz sind für die Ableitungskonstanten folgende Werte einzusetzen :

|                     |             |              |
|---------------------|-------------|--------------|
| Manning-Strickler : | $c_E = 3.0$ | $c_N = 1.66$ |
| Prandtl-Colebrook : | $c_E = 2.5$ | $c_N = 1.5$  |

Eine generelle Anwendung von Gleichung 2.5-10 zur Berechnung der Froude-Zahl ist möglich. Da in der Praxis bisher meist nur Gleichung 2.5-9 verwendet wird, wird die aufwendigere Gleichung 2.5-10 im Rechenprogramm nur bei Eingabe eines entsprechenden Steuerparameters verwendet. Für Spezialanwendungen kann auch die aus dem Impulssatz abgeleitete verallgemeinerte Froude-Zahl verwendet werden (s. Abschnitt 5). Die entsprechenden Formeln sind in [42] angegeben.

Die Froude'sche Zahl geht jedoch nicht direkt in die Berechnung der Wasserspiegellagen ein, sie dient lediglich zur Ermittlung und Kennzeichnung des Fließzustandes. Es sei denn, die Grenzwassertiefe selbst ist zu bestimmen. Hier ist kann es zu großen Abweichungen in den Ergebnissen kommen, wenn die Geschwindigkeitsverteilungsbeiwerte vernachlässigt werden. Letztere können z.B. mit etwaigen Bewuchsgrößen stark variieren.

### **2.5.3 Fließgesetz Prandtl-Colebrook**

Im Falle der Anwendung des allgemeinen Fließgesetzes von PRANDTL-COLEBROOK für den vollkommen rauhen Bereich gilt :

$$v = \sqrt{\frac{8g \cdot r_{hy} \cdot I_E}{\lambda}} \quad (2.5-15)$$

Mit

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \lg \left( \frac{14.84 \cdot r_{hy}}{k_s} \right) \quad (2.5-16)$$

für den hydraulisch rauhen Bereich (s. Gl. 3.1 und 3.2 in [28] ).

Nach entsprechender Umformung der Gleichung für den Reibungswert ergeben sich folgende Berechnungsansätze für die Hilfsgrößen  $w_i$ , wobei die Rauheitsbeiwerte  $k_i$  in m einzusetzen sind :

$$\begin{aligned} w_L &= 2 \cdot \sqrt{8g} \cdot \lg(14.84 \cdot r_{hy,L}/k_L) \cdot (r_{hy,L} \cdot I_F/I_L)^{1/2} \\ w_F &= 2 \cdot \sqrt{8g} \cdot \lg(14.84 \cdot r_{hy,F}/k_F) \cdot r_{hy,F}^{1/2} \\ w_R &= 2 \cdot \sqrt{8g} \cdot \lg(14.84 \cdot r_{hy,R}/k_R) \cdot (r_{hy,R} \cdot I_F/I_R)^{1/2} \end{aligned} \quad (2.5-17)$$

Alle übrigen Berechnungsansätze zur Bestimmung der hydraulischen Kennwerte eines Profiles sind dieselben wie vorher. Für den Abfluss im geschlossenen Profil (Durchlass) wird das vollständige Widerstandsgesetz von PRANDTL-COLEBROOK (GL. 276 [1] ), das auch im Übergangsbereich gilt, angewendet. Die Lösung des impliziten Widerstandsgesetzes erfolgt durch Iteration (Newton).

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left( \frac{a}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} + \frac{k_s/d}{b} \right) \quad (2.5-18)$$

Die Konstanten für Kreisrohre sind :  $a = 2.51$  und  $b = 3.71$ .

#### **2.5.4 VERFEINERUNG DER $\alpha$ -WERT BERECHNUNG NACH VEN-TE-CHOW**

Im Programm WSPLWA wird in Anlehnung an FELKEL-CANISIUS [2] (1967) die Geschwindigkeitsverteilung bei der Berechnung der Geschwindigkeitshöhe berücksichtigt. Der Geschwindigkeitsverteilungsbeiwert  $\alpha$  wird näherungsweise entsprechend Gleichung 2.5-7

$$\alpha = \frac{\sum v_i^3 \cdot A_i}{v_m^3 \cdot A_{ges}}$$

aus den mittleren Geschwindigkeiten im Flussbett und den Vorländern berechnet, wobei die Geschwindigkeitsverteilung in den Teilstromröhren selbst durch Ansatz von  $\alpha_i = 1$  vernachlässigt wird. Der kinetische Energieanteil bzw. die Geschwindigkeitshöhe wird damit näherungsweise aus

$$h_k = \frac{v_L^3 \cdot A_L + v_F^3 \cdot A_F + v_R^3 \cdot A_R}{2g \cdot Q} \quad (2.5-8a)$$

berechnet.

Für genauere Berechnungen von geplanten, prismatischen Gerinnen können die Geschwindigkeitsverteilungsbeiwerte  $\alpha_i$  der Teilstromröhren berücksichtigt werden. Nach VEN TE CHOW (1959) ist Gleichung 2.5-8a wie folgt zu erweitern:

$$h_k = \frac{\alpha_L \cdot v_L^3 \cdot A_L + \alpha_F \cdot v_F^3 \cdot A_F + \alpha_R \cdot v_R^3 \cdot A_R}{2g \cdot Q} \quad (2.5-8b)$$

Die Teil-Geschwindigkeitsverteilungsbeiwerte  $\alpha_i$  können nach Angaben in der Literatur gewählt werden. In Tabelle 6-1 sind die am häufigsten vorkommenden Gerinneformen zusammengestellt.

**Tabelle 6-1:** Geschwindigkeitsverteilungsbeiwerte  $\alpha_i$

| Art des Fließquerschnittes  | $\alpha_i$ |
|---|------------|
| einteilige, hydraulisch günstige<br>Profile mit künstlicher Wandung | 1,0 - 1,05 |
| Rechteck $B > 5 H$  | 1,0 - 1,1  |
| Rechteck $B < 5 H$  | 1,1 - 1,3  |
| Trapez  | 1,02 - 1,3 |
| natürliche Erdkanäle  | 1,15 - 1,5 |
| gegliederte Teilprofile   | 1,2 - 2,0  |

Die Tabelle soll einen Überblick über den möglichen Wertebereich der am häufigsten vorkommenden Geschwindigkeitsverteilungen geben. Je ungleichmäßiger die Verteilung der Geschwindigkeitslinien im Querschnitt ist, desto höhere Werte für  $\alpha_i$  sind anzunehmen. Nach [15] S.28 sind Werte bis zu 7,4 in Modellversuchen gemessen worden. Bei voll ausgebildeter Strömung (Normalabfluss) sind jedoch nicht so hohe Werte zu erwarten. Nach [16] sind z.B. bei den untersuchten Trapezprofilen - auch bei gekrümmter Linienführung im Grundriß - nur Werte bis 1,08 gemessen worden (einteiliger Fließquerschnitt ).

Eine automatische Berechnung der  $\alpha_i$  -Werte direkt aus dem Gelände-Polygonzug kann bei willkürlich gewählten Profilpunkten zu falschen Ergebnissen führen. Diese Art der Berechnung ist daher im Programm nicht vorgesehen.

## 2.6 Erweiterungsverluste

Die Erweiterungsverluste werden bei entsprechender Vereinbarung für den gesamten Berechnungsabschnitt wie folgt berücksichtigt (Ansatz nach BORDA-CARNOT):

$$h_{v, \text{örtl}} = C_i \cdot \frac{(v_i - v_{i-1})^2}{2g} \quad (2.6-1)$$

mit  $v = Q/A_{\text{ges}}$  als mittlere Bezugsgeschwindigkeit des Gesamtquerschnitts.  $C_i$  ist ein zu wählender Abminderungsfaktor.

Bei jedem Rechenschritt wird die Bedingung  $dh_k < 0$  überprüft und der Erweiterungsverlust im gegebenen Fall berücksichtigt.

Es hat sich als sinnvoll erwiesen, in einem ersten Berechnungslauf zunächst die Erweiterungsverluste voll (d.h.  $C = 1$ ) in Ansatz zu bringen. Wenn die als HZV angezeigten Einzelverluste zu groß erscheinen, ist eine Abminderung in Abhängigkeit von der Strahlausbreitung (vgl. Abschnitt 3) zu empfehlen. Eine automatische Abminderung ist nicht vorgesehen, da allgemeingültige Vereinbarungen hierfür nicht vorliegen. Die theoretisch mögliche Automatisierung würde eine in Wirklichkeit nicht vorhandene Genauigkeit bei der Verlustberechnung vortäuschen.

Für Prüfzwecke können auch andere Ansätze für den Erweiterungsverlust gewählt werden, z.B. der ursprünglich in [2] vorgesehene Ansatz der Geschwindigkeitshöhen-Abminderung oder eine für jeden Teilabflussquerschnitt getrennte Verlustberechnung, s. hierzu Gruppe 5.

Die Anwendung der modifizierten Grundgleichung 3-2.1a mit einem konstanten Abminderungsfaktor  $\beta$  ist aus den auf Seite 2.3(3) erwähnten Gründen nicht zu empfehlen. Nur bei Erweiterungen der Fließquerschnitte mit einer Abminderung der Geschwindigkeit auf die Hälfte ( $\eta = v_i/v_{i-1} = 2$ ), trifft der Beiwert

$\beta = 2/3$  zu (s. Bild 2.6-1). Bei allen anderen Geschwindigkeitsverhältnissen müssten andere Beiwerte eingesetzt werden, wenn sich die gleichen Ergebnisse wie bei einem Ansatz für die Erweiterungsverluste nach Gl. 2.6-1 ergeben sollen:

Aus

$$\beta \left( \frac{v_{i-1}^2}{2g} - \frac{v_i^2}{2g} \right) = \frac{v_{i-1}^2}{2g} - \frac{v_i^2}{2g} + \frac{(v_i - v_{i-1})^2}{2g} \quad \text{ergibt sich mit} \quad \eta = \frac{v_i}{v_{i-1}}$$

$$\beta = \frac{2 - 2\eta}{1 - \eta^2}$$

Diese Funktion ist in Bild 2-6-1 dargestellt.



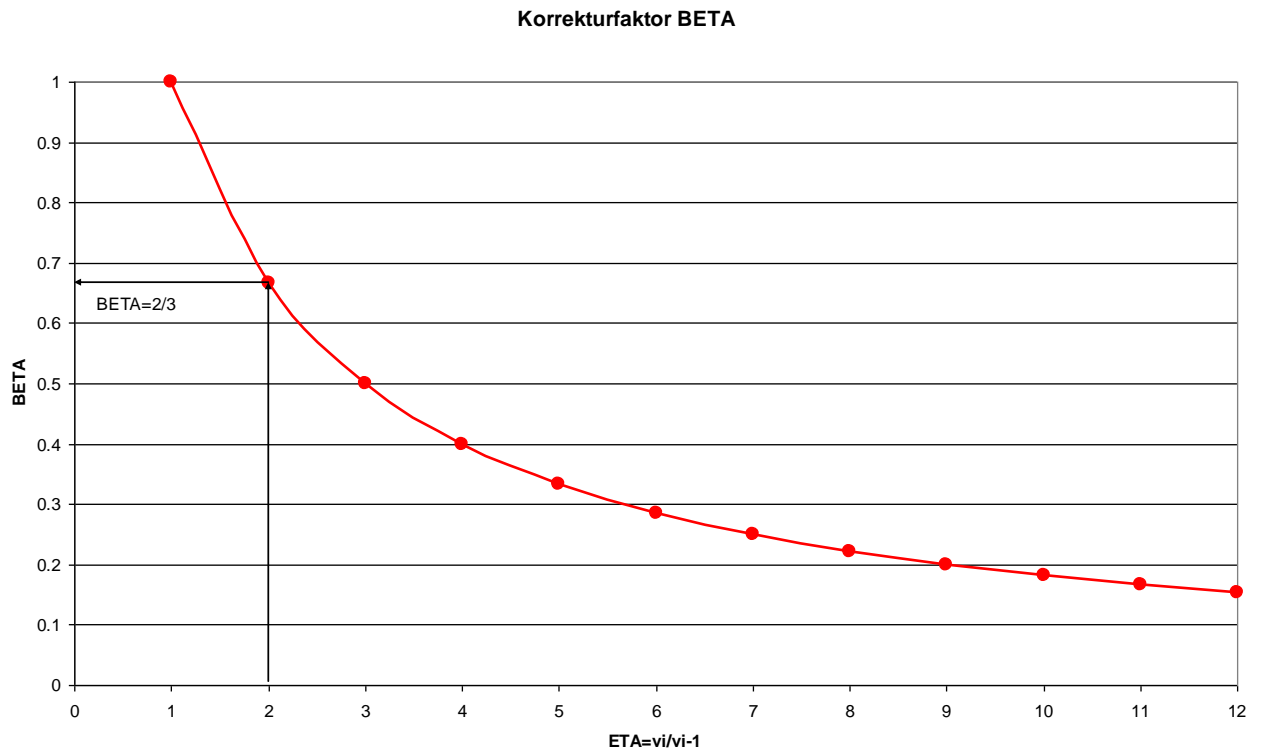


Bild 2.6-1 : Abminderungsfaktor  $\beta$  für Erweiterungen

## 2.7 Verengungsverluste

In Engstellen entsteht insbesondere bei übergangslosen Querschnittseinengungen ein örtlicher Energiehöhenverlust HZV, der bei der Berechnung der Wasserspiegelhöhe des oberstrom der Engstelle gelegenen Querschnittes (i) zu berücksichtigen ist. Dieser Verlust wird durch folgenden Ansatz ([1], s. 285) beschrieben:

$$h_{v, \text{örtl}} = \zeta_E \cdot \frac{v_{i-1}^2}{2g} = \zeta_E \cdot h_{k,i-1} \quad (2.7-1)$$

Hierhin bedeutet  $h_{k,i-1}$  die mittlere Geschwindigkeitshöhe des eingengten Querschnitts und  $\zeta_E$  ein zu wählender Verlustbeiwert, der dem OW-seitigen Profil (i) zugeordnet wird. Die Vorgabe eines  $\zeta_E$  - Wertes bleibt ohne Wirkung, wenn das unterstromige Profil (i-1) ein Brückenquerschnitt ist, der nach der Formel von REHBOCK behandelt wird (s. Ziff. 3.4). Der Einengungsverlust wird nur dann berücksichtigt, wenn die Geschwindigkeitshöhendifferenz  $dh_k$  positiv ist, also eine Einengung des Fließquerschnittes tatsächlich vorhanden ist.

Bei Kompaktquerschnitten kann der Verlustbeiwert  $\zeta_E$  in erster Näherung aus dem Flächenverhältnis abgeschätzt werden :

$$\zeta_E = c_i \cdot \left( \frac{A_{i-1}}{A_i} - 1 \right)^2 \quad (2.7-2)$$

Im Normalfall wird der örtliche Einzelverlust nach Gl. (2.7-1) mit der Geschwindigkeitshöhe des eingengten Querschnittes  $h_{k,i-1}$  und dem vorgegebenen Verlustbeiwert  $\zeta_E$  berechnet. Bei Eingabe eines negativen Verlustbeiwertes ( $\zeta_E < 0$ ) wird der Verlustbeiwert nach Gl.(2.7-2) berechnet, wobei der Absolutwert von  $\zeta_E$  als Abminderungsfaktor  $c_i$  aufgefaßt wird.

### **3. DURCHLÄSSE UND BRÜCKEN**

#### 3.1 Inhalt

#### 3.2 Hydraulik der Durchlassberechnung

#### 3.3 Mehrfeldbrücken

#### 3.4 Pfeilerstau

##### 3.4.1 Ansatz nach REHBOCK

##### 3.4.2 Ansatz nach YARNELL

#### 3.5 Überflutete Brücken

#### 3.6 Eintauchende Brückenplatten

(Ansatz nach NAUDASCHER-MEDLARZ)

### 3.2 HYDRAULIK DER DURCHLASSBERECHNUNG

Ähnlich wie an örtlichen Engstellen nach Ziff. 2.7 entstehen an Durchlässen zusätzliche Strömungsverluste, die bei der Wasserspiegellagenberechnung gesondert in Ansatz zu bringen sind. Eine näherungsweise Berücksichtigung der Energieverluste bei Durchlässen im Rahmen der Wasserspiegellagenberechnung ist wie folgt möglich :

1. Für den Eintrittsverlust ist ein Verlustbeiwert  $\zeta$  entsprechend Ziff. 2.7 einzugeben. Je nach Ausbildung des Einlaufbereiches können folgende Werte nach [3] S. 63 angenommen werden :

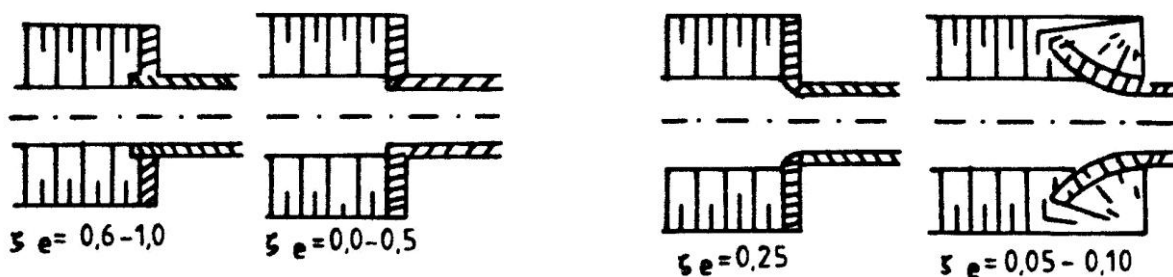


Abb. 6: Beiwerte  $\zeta$  für den Einlaufverlust

Bei großer Fließgeschwindigkeit im Durchlass ergeben sich sehr große Eintrittsverluste. Bei kurzen Durchlässen ist der Gesamtverlust wegen der hier geringen Reibungsverluste hauptsächlich von der Ausbildung des Einlaufes abhängig.

2. Die Reibungsverluste  $h_r$  können wahlweise mit dem Widerstandsgesetz nach PRANDTL-COLEBROOK oder mit der Fließformel von MANNING-STRICKLER berechnet werden. Bei längeren Durchlässen ( $L > 10 D$ ) empfiehlt sich die Anwendung der genaueren Berechnung nach COLEBROOK; dies gilt insbesondere für die Berechnung vollaufender Durchlässe oder Düker. Unterschiedliche Rauheitswerte im geschlossenen Sonderprofil sind zugelassen.

3. Für den Austrittsverlust wird der Ansatz nach BORDA-CARNOT zugrunde gelegt, s. Ziff. 2.6. Bei konischen Querschnittserweiterungen ist je nach Strahlausbreitung in der unterstromigen Gerinnestrecke folgender  $C_i$ -Wert als Abminderungsfaktor anzusetzen:

Strahlausbreitung < 8 Grad :  $C = 0,15 \dots 0,20$   
 < 30 Grad :  $C = 0,20 \dots 0,50$   
 > 30 Grad :  $C = 1,0$

Die Fließverluste auf der durch einen Fließwechsel gestörten unterstromigen Fließstrecke bleiben ohne Ansatz, da sich über den Fließwechsel hinaus nach oberstrom keine Auswirkungen ergeben. Bei teilgefüllten Durchlässen erfolgt die Berechnung der Wasserspiegellage wie unter Ziff. 2.2 beschrieben, wobei für die Berechnung der geometrischen Kenndaten die unter Gruppe 4 angegebenen geschlossenen Profiltypen gewählt werden können. Bei volllaufendem Durchlass ergeben die Energiehöhen mit den Bezeichnungen von Abb. 7 aus

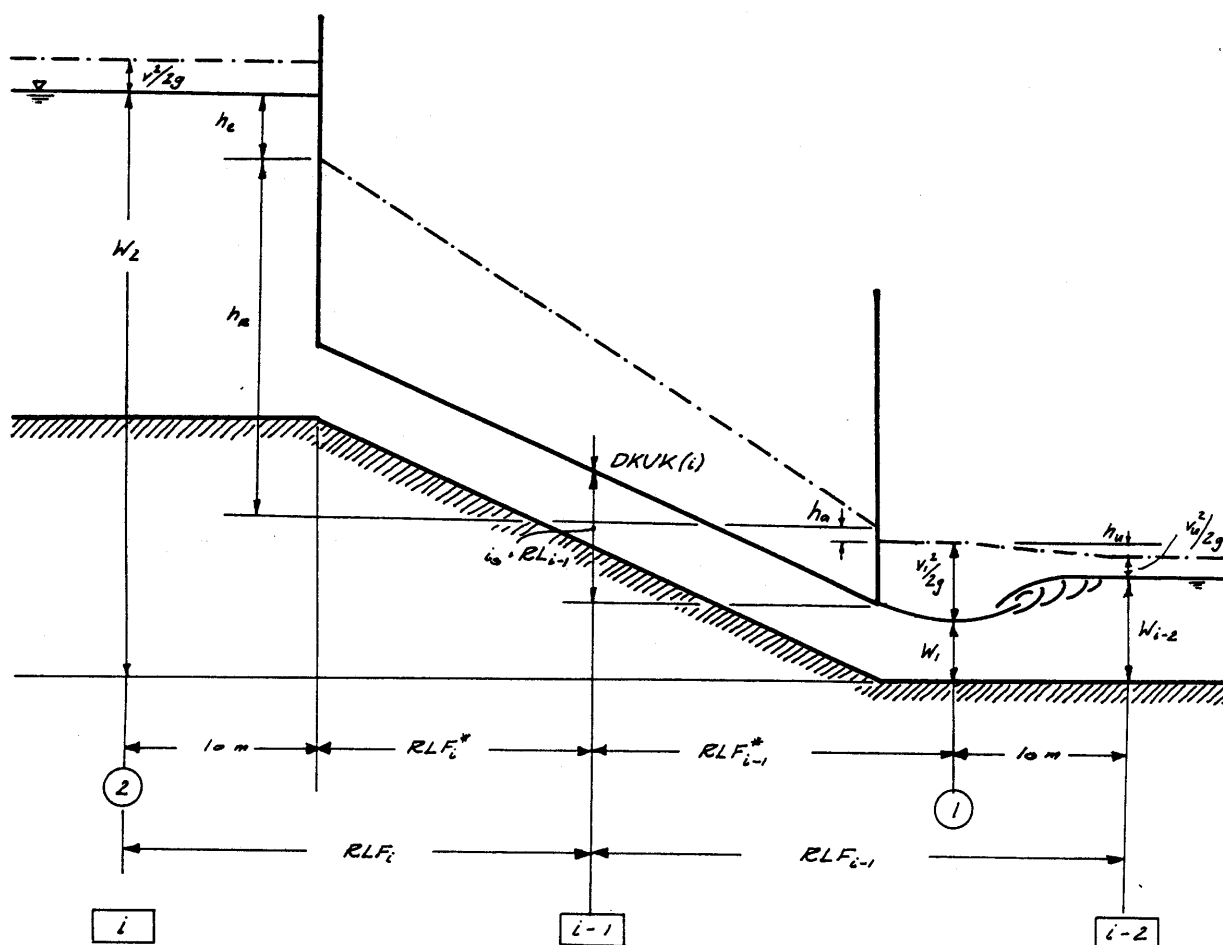


Abb. 7: Energiehöhen bei volllaufendem Durchlass (rückstaufrei)

Druckhöhe im Durchlassprofil :  $\mathbf{HD_i = W_{i-1} + dh_k + h_{r,m}}$  (3.2-1)

Energiehöhe im Durchlassprofil :  $\mathbf{H_{E,i} = HD_i + h_{k,i}}$  (3.2-2)

mit

$\mathbf{h_{r,m} = 0.5 * (I_{E,i-1} + I_{E,i}) * l_F}$  mittlerer Reibungsverlust

$\mathbf{h_{k,i}}$  = erforderliche Geschwindigkeitshöhe im Durchlass

$\mathbf{dh_k = h_{k,i-1} - h_{k,i}}$  = Geschwindigkeitshöhendifferenz

Fall 1 mit Rückstau :  $\mathbf{H_{E,i} < H_{E,i-1} + h_{r,m} + h_{v,örtl,i}}$

$$\mathbf{H_{E,i} = H_{E,i-1} + h_{r,m} + HZV(i)} \quad (3.2-3)$$

mit  $\mathbf{h_{v,örtl,i}}$  = Austrittsverlust in m

Fall 2 Rückstaufrei :  $\mathbf{H_{E,i} > H_{E,i-1} + h_{r,m} + h_{v,örtl,i}}$  :

$$\mathbf{H_{E,i} = HD(i) + h_{k,i}} \quad (3.2-4)$$

Energiehöhe im oberstromigen Profil (i+1)

$$\mathbf{H_{E,i+1} = H_{E,i} + h_{r,m} + h_{v,örtl,i+1}} \quad (3.2-5)$$

mit  $\mathbf{h_{v,örtl,i+1}}$  = Einlaufverlust in m

$\mathbf{h_{r,m}}$  = gemittelter Reibungsverlust in m

Aus der gewählten Berechnungsart ergibt sich, daß die Querprofile so zu legen sind, daß eine Mittlung der Reibungsverluste zulässig ist. Bei längeren Durchlässen sind mehrere Profile anzuordnen, wobei auch unterschiedliche Sonderprofile zugelassen sind.

### 3.3 MEHRFELDBRÜCKEN

Der Durchfluss durch Brücken mit mehreren Flutöffnungen kann wie eine Stromverzweigung mit Hilfe einer iterativen Stromaufteilungsberechnung nach Ziff. 6 berechnet werden.

Bei normalen relativ kurzen Brückenbauwerken ist die Kenntnis der einzelnen Teilströme durch die jeweiligen Flutöffnungen meist nicht erforderlich. Der Aufwand für die Verzweigungsberechnung kann in diesem Fall durch eine integrale Berechnungsweise ersetzt werden, wobei sich die Differenzierung auf maximal 3 Teilströme beschränkt. Zweckmäßigerweise ist der Brückenabfluss wie der Abfluss im Normalprofil in Vorland- und Flussbettabfluss zu unterteilen. In Abhängigkeit von der Wasserspiegellage werden die hydraulisch relevanten Kenngrößen der einzelnen Flutöffnungen wie Spiegelbreite, benetzter Umfang und Durchflussfläche berechnet und als skalare Größen zum Teilabflussquerschnitt des Vorlandes bzw. Flussbettes aufsummiert. Ähnlich wie bei gegliederten Profilen nach Abb.1 ist die Zuordnung der einzelnen Flutöffnung zum Teilstrom Vorland oder Teilstrom Flussbett durch die Dateneingabe vorzugeben (s. Gruppe 4).

Für jede in der Höhe begrenzte Flutöffnung ist ein gesondertes Querprofil einzugeben, wobei alle nach Gruppe 4 möglichen Profiltypen verwendet werden können. Durch diese Art der Eingabe bestehen keine zusätzlichen Beschränkungen hinsichtlich Anzahl und Form der einzelnen Flutöffnungen einer Mehrfeldbrücke. Lediglich die Gesamtzahl aller Querprofile eines Berechnungsabschnittes ist aus Speicherplatzgründen begrenzt.

Die integrale Mehrfeldbrückenberechnung beschränkt sich auf die explizite Berechnung von drei Teilströmen, für die hydraulische Ersatzquerschnitte unter Beachtung veränderlicher Rauheitsbeiwerte gebildet werden. Da der Abstand zwischen den Flutöffnungen nicht in die Berechnung eingeht (die Kombination von Mehrfeldbrückenberechnung und Pfeilerstauberechnung ist nicht zulässig) kann diese Art der Berechnung nur als Näherung betrachtet werden. Für genauere Berechnungen ist eine Verzweigungsberechnung zu wählen.

Zur Erfassung zusätzlicher örtlicher Verluste bei Mehrfeldbrücken sind entsprechende Verlustbeiwerte nach Ziff. 2.6 festzulegen.

### 3.4.1 Pfeilerstau nach REHBOCK bei Kompaktquerschnitten

Die durch Einbauten in Form von Pfeilern verursachte Wasserspiegelanhebung  $dz$  kann für den strömenden Abfluss mit Hilfe der Formel von REHBOCK berechnet werden (Abb. 4):

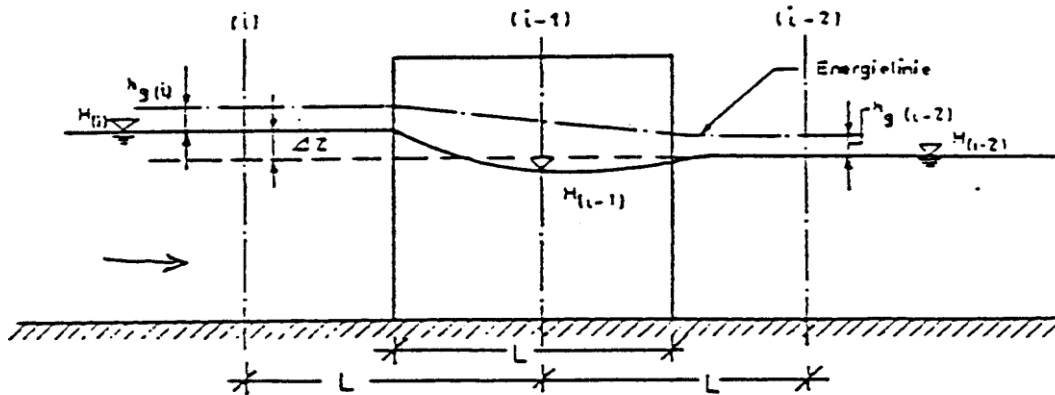


Abb. 4: Pfeilerstau bei strömendem Abfluß

$$dz = d (0.4 a + a^2 + 9 a^4) \cdot (1 + Fr^2) \cdot v^2 / 2g \quad (3.4-1)$$

$dz$  = Anhebung der ungestörten Wasserspiegellhöhe im Profil(i) in m

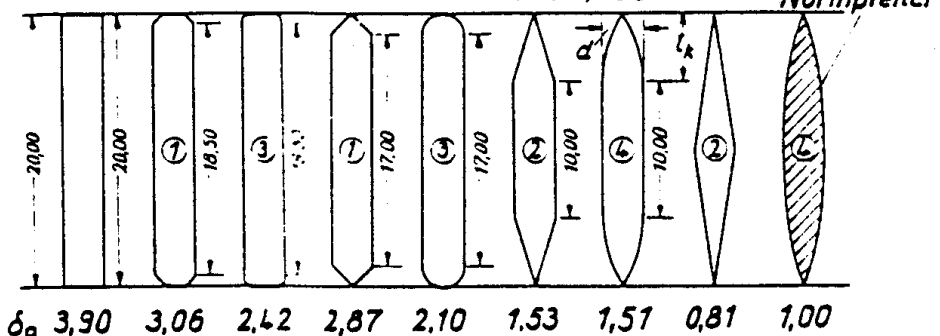
$\alpha_v$  = Verbaunungsverhältnis = verbaute Fläche/ unverbaute Fläche

$\delta$  = Pfeilerformbeiwert (s. Abb. 5) mit  $d = d_0 - a \cdot d_0 + a$

#### Symmetrische Pfeiler mit verschiedenen Kopfformen

① Pfeiler mit abgeschrägten Köpfen  $\delta_0 = 2.87 \cdot (1.01 - 1.7\epsilon)^3$   $\epsilon = \frac{l_k}{d}$

② Pfeiler mit keilförmigen Köpfen  $\delta_0 = \frac{1}{0.206 + 0.116\epsilon} - 0.95$



③ Pfeiler mit abgerundeten Köpfen }  $\delta_0 = 1.00 + (1.24 - 0.35\epsilon)^2 + \frac{1}{(9\epsilon)^4 + 0.74}$   
④ Pfeiler mit halblinsenförmigen Köpfen }

Abb. 5: Pfeilerformbeiwerte nach REHBOCK  
(entnommen [4] S. 155)



**Die o.g. Ansätze gelten nur für durchgehend strömenden Abfluss.**

Bereits REHBOCK hat 1921 drei verschiedene Anwendungsbereiche unterschieden :

Bereich 1 :  $a < a_1$  Abfluss bleibt im strömenden Bereich

$$\text{Grenze } a_1 = 1/(0,97 + 10,5 \text{ Fr}^2) - 0,13$$

Für den sog. Normpfeiler gilt

$$\text{Aufstau } z = d \cdot (0,4 a + a^2 + 9 a^4) \cdot (1 + \text{Fr}^2) \cdot v^2 / 2g$$

Bereich 2:  $a_1 < a < a_2$ : Abfluss liegt im Zwischenbereich "mit teilweisem Fließwechsel "

$$\text{Grenze } a_2 = 0,05 + (0,9 - 1,25 \cdot \text{Fr}^2)^2$$

Für den sog. Normpfeiler gilt (nach Rössert 1978)

$$\text{Aufstau } z = d \cdot (21,5 a + 15,5 \text{ Fr}^2 - 6,6) \cdot a \cdot v^2 / 2g$$

Bereich 3 :  $a > a_2$  Fließwechsel mit voll ausgebildetem Wechselsprung

**Aufstau ist mit Hilfe des Extremalprinzips zu berechnen.**

**Unterwasserverhältnisse haben keinen Einfluss mehr auf die Stauhöhe**

$z$  = Anhebung des Wasserspiegels im OW der Brücke

$a$  = Verbauungsverhältnis = verbaute Fläche/ unverbaute Gesamtfläche

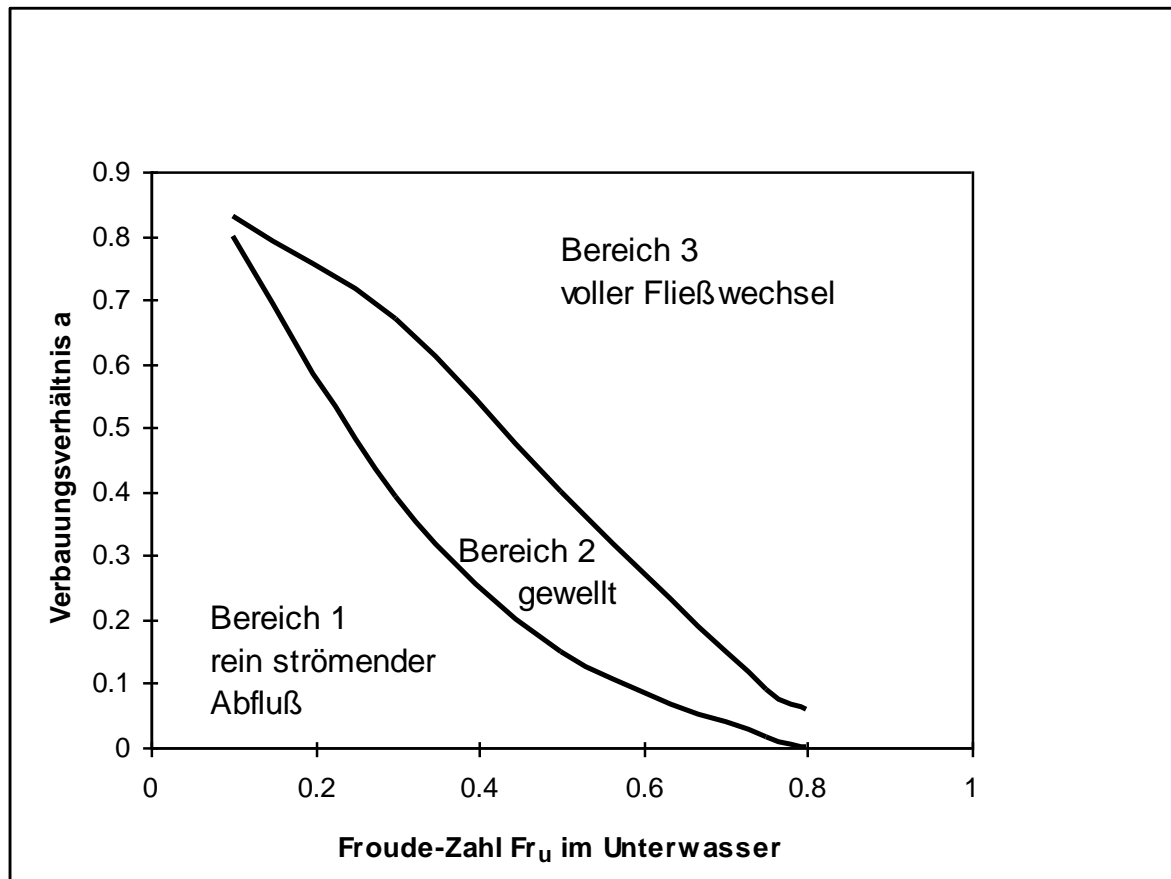
$d = d_0 - a \cdot d_0 + a$  mit  $d_0$  = Grenzformwert (nach Abb. 5)

Die Stauhöhe  $z$  ist als Unterschied zwischen den Fließtiefen bei ungestörtem Abfluss und Abfluss- zustand mit Einbauten definiert. d.h. der Unterschied aus den Geschwindigkeitshöhen ist im  $z$ -Wert enthalten.

Je höher die Froude-Zahl  $\text{Fr}$  des ungestörten Abflusses ist, desto geringer wird der zulässige Querschnittsverbau, der sich durch die Grenzwerte  $a_1$  angeben lässt. Wird das Verbauungsverhältnis größer, bleibt der Abfluss nicht mehr sicher strömend. Wenn der  $a$  -Wert größer als  $a_2$  ist, dann ist die Anwendung des Extremalprinzips angezeigt. Bei Vorgabe der Froude-Zahlen können die Grenzkurven berechnet und graphisch dargestellt werden (s. GERDES 1987) :

| $\text{Fr}$ | Bereich 1   | Bereich 2           | Bereich 3  |
|-------------|-------------|---------------------|------------|
| 0.1         | $a < 0,80$  | $0,80 < a < 0,83$   | $a > 0,83$ |
| 0,3         | $a < 0,39$  | $0,39 < a < 0,67$   | $a > 0,67$ |
| 0.5         | $a < 0,15$  | $0,15 < a < 0,40$   | $a > 0,40$ |
| 0.75        | $a < 0,015$ | $0,015 < a < 0,090$ | $a > 0,09$ |
| 0.80        | 0.0         | $0,00 < a < 0,06$   | $a < 0,06$ |

Besonders kritisch erscheint der Bereich ab Froude = 0.75. Eine verbaute Fläche oder eine Querschnittseinschränkung von nur 1.5 % bedeutet bereits einen Übergang zum Bereich 2 mit teilweisem Fließwechsel.



Alle Modellversuche wurden von Rehbock in einem sehr kleinen Modellmaßstab durchgeführt, bei fast horizontaler Sohle und glatten Wänden. Sohlsprünge oder steile Sohlneigungen werden ebenso wenig erfasst, wie höhere Wandrauheiten an der Sohle. Aus diesen Gründen ist die Übertragung auf natürliche Verhältnisse mit beliebigen Brückenprofil problematisch. Zur Verringerung der Fehlermöglichkeiten wird im Programm nicht von den ungestörten Verhältnissen im Unterwasser (Normalabfluss) ausgegangen, sondern es wird versucht, vom vorhandenen Zustand auszugehen. Das Referenzprofil ohne Verbauung ist deshalb die Station i, aber zunächst ohne Brücke bzw. Verbauung an der Station i. Damit sollen die sonstigen Einflüsse berücksichtigt werden. Der Aufstau durch die Pfeiler beschränkt sich dann auf den Einfluss der Verbauung.

Der Berechnungsgang ist folgender :

Durch Überspringen des Brückenprofils (i-1) wird zunächst die "ungestörte" Wasserspiegellhöhe im Profil (i) und durch Interpolation zwischen den Profilen (i-2) und (i) eine fiktive Wasserspiegellhöhe im Querschnitt (i-1) berechnet. Für diese Referenzhöhe wird dann der Fließquerschnitt sowohl für das Brückenprofil als auch für das UW-seitige Profil (i-2) ermittelt. Werden diese Flächeninhalte mit  $A'(i-1)$  und  $A'(i-2)$  bezeichnet, so lautet der Ansatz für das Verbauungsverhältnis

$$\alpha_v = \frac{A'_{i-2} - A'_{i-1}}{A'_{i-2}} \quad (3.4-2)$$

Mit diesem Verbauungsverhältnis, dem vorzugebenden Pfeilerformbeiwert und den hydraulischen Kennwerten des unterstromigen Querschnittes kann die Aufstauhöhe  $dz$  berechnet und zu der ermittelten "ungestörten" Wasserspiegellage addiert werden. Wie für jeden anderen Querschnitt wird die Froude'sche Zahl auch für das Brückenprofil berechnet. Ergibt sich für die Engstelle ein Wert größer als 1.0, so liegt ein Fließwechsel vor. In diesem Fall wird die oberstromige Wasserspiegellage mit Hilfe des Extremalprinzips (s. Ziff. 2.3) berechnet.

Aus der gewählten Berechnungsart ergibt sich, dass das unterstromige Querprofil bei einer Brücke - bis auf die den Flussquerschnitt einengenden Einbauten - genau dem Brückenprofil entsprechen sollte, der Fließquerschnitt darf hier keinesfalls kleiner als in der Brücke selbst sein, sonst ergibt sich ein negatives Verbauungsverhältnis.

Hinsichtlich der Anwendbarkeit der REHBOCK- Formel auf Gerinneeinbauten in Form von Widerlagern liegen Untersuchungen an Modellgerinnen mit Rechteck- und Trapezquerschnitten vor [4]. Erwartungsgemäß ergab sich für den seitlichen Verbau des Fließquerschnittes allgemein ein kleinerer Aufstau  $dz$  als bei einem flächengleichen Mittelpfeilerverbau. Andererseits ergab sich, dass bei Überschreitung eines von der Gerinneform abhängigen Verbauungsverhältnisses die REHBOCK-Formel zu kleine Werte ergibt. Als Grenzwerte des Verbauungsverhältnisses, bis zu dem bei Widerlagerverbau die REHBOCK-Formel auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse liefert, ergaben sich [4] :

Rechteckgerinne  $\alpha_v = 0,23$

Trapezgerinne

a) Böschungsneigung 1:2  $\alpha_v = 0,34$

b) Böschungsneigung 1:3  $\alpha_v = 0,44$

### 3.4.2 Pfeilerstau nach YARNELL

Die durch Einbauten in Form von Pfeilern verursachte Wasserspiegelanhebung  $dz$  kann für den freien und strömenden Abfluss in ähnlicher Weise wie nach Ziff. 3.4.1 mit Hilfe der Formel von YARNELL berechnet werden :

$$dz = 2\sigma \cdot \left( \sigma + \frac{10 \cdot h_{k,i} - 1}{h_u} - 0.6 \right) \cdot (\alpha_v + 15\alpha_v^4) \cdot h_{k,i} - 1 \quad (3.4-3)$$

$dz$  = Anhebung der ungestörten Wasserspiegelhöhe im Profil(i) in m

$\alpha_v$  = Verbauungsverhältnis = verbaute Fläche/ unverbaute Fläche

$\sigma$  = Pfeilerformbeiwert nach YARNELL

| Art der Pfeiler                      | Beiwert $\sigma$ |
|--------------------------------------|------------------|
| Pfeiler mit halbkreisförmigen Köpfen | 0.90             |
| 2 zylindrische Pfeiler mit Wand      | 0.95             |
| 2 zylindrische Pfeiler ohne Wand     | 1.05             |
| Pfeiler mit dreiecksförmigen Köpfen  | 1.05             |
| Pfeiler mit rechteckigen Köpfen      | 1.25             |

Pfeilerformbeiwerte für den YARNELL-Ansatz

Wie die REHBOCK'schen Staugleichung ist diese Gleichung nur für den freien Abfluss ohne Fließwechsel gültig.

### 3.5. EINGESTAUTE und UEBERFLUTETE BRÜCKEN

#### Eingestaute Brücken

Wenn die hydraulische Kapazität von Brücken oder Durchlässen überschritten wird oder wenn ein Unterwasserstand eine Brücke einstaut, dann findet ein Abfluss durch die Brücke ohne Freibord statt (Sonderbauwerk mit vollaufendem Querschnitt).

In diesen Fällen staut sich das Wasser vor der Brücke, bis die zum Abfluss der ankommenden Wassermengen erforderliche Energiehöhe erreicht ist.

Hydraulisch handelt es sich bei dem Abfluss durch den Brückenquerschnitt um einen Ausfluss aus einer begrenzten Öffnung. Nach [1] Gl. 540 gilt für diesen Fall

$$Q_{\text{Brücke}} = \alpha_B \cdot A \cdot \sqrt{2g \cdot h_o} \quad (3.5-1)$$

Die Verluste aus Strahlumlenkung und Einschnürung werden im Standardverfahren durch die Abflusszahl  $\alpha_B$  erfasst. Wenn die Abflusszahl  $\alpha_B$  nicht bekannt ist, kann der Effekt der Strahlkontraktion durch die Behandlung als Schützströmung berücksichtigt werden. Hierzu stehen die Ansätze von SCHMIDT oder KNAPP (s. Abschnitt. 4.7) zur Verfügung.

#### Überflutete Brücken

Der Wasserstand vor der Brücke steigt mit der im Abflussquerschnitt erforderlichen Geschwindigkeitshöhe quadratisch mit der Fließgeschwindigkeit an, d.h. bei sehr großen Geschwindigkeiten können sich Stauhöhen ergeben, die höher sind als die Oberkante des Bauwerkes. In diesen Fällen wird die Brücke überflutet, d.h. die theoretische Stauhöhe stellt sich nicht ein, es findet eine Entlastung statt.

Um unrealistische Sprünge in der Wasserspiegellage zu vermeiden, können im Rahmen von Spiegellinienberechnungen die hydraulischen Oberkanten der Brücken berücksichtigt werden. Von Bedeutung wird dabei die Wassermengenaufteilung. Ein Teil der ankommenden Wassermengen wird weiterhin den Brückenquerschnitt durchfließen, der überwiegende Teil wird sich jedoch als Überfallströmung über das Bauwerk ergießen.

Hydraulisch handelt es sich bei dem Abflussanteil Brückenquerschnitt um einen unvollkommenen Ausfluss aus einer begrenzten Öffnung. Nach [1] Gl. 540 gilt für diesen Fall

$$Q_{\text{Brücke}} = \alpha_B \cdot A \cdot \sqrt{2g \cdot (h_o - h_u)} \quad (3.5-2)$$

mit  $h_o$  = Stauhöhe vor der Brücke  
 $h_u$  = Unterwasserstand  
 $A$  = Fließquerschnitt der Brücke

$\alpha_B$  = Abflusszahl ( $\alpha_B < 1$ )

$$Q_{\text{Rest}} = Q_{\text{ges}} - Q_{\text{BRÜCKE}} \quad (3.5-3)$$

Die restliche Wassermenge  $Q_{\text{Rest}}$  kann als Überfallströmung behandelt werden. Bei Vorgabe einer geschätzten Überfallbreite  $B_W$  und eines Überfallbeiwertes (Defaultwert :  $\mu_W = 0.5$ ) kann nach Gl.(4.2-3) die erforderliche Überfallhöhe  $h_{\text{ü}}$  berechnet werden :

$$h_{\text{ü}} = \left( \frac{1.5 \cdot Q_{\text{Rest}}}{\mu_W \cdot \sqrt{2g} \cdot B_W} \right)^{2/3}$$

$B_W$  = Überströmungsbreite über Brücke

$\mu_W$  = Überfallbeiwert

Das oben beschriebene Standardverfahren kann automatisiert werden, wenn die Brücke als vertikales Schütz betrachtet wird. Die Berechnungsansätze für Schützströmungen mit gestautem Durchfluss sind in Abschnitt 4.8 beschrieben.

Für beide Abflussanteile zusammen muss folgende Gleichung erfüllt sein :

$$h_o = h_{\text{ü}} + DKOK \quad (3.5-4)$$

Dieser Zusammenhang lässt eine iterative Berechnung des Abflussvorganges zu. DKOK ist hierbei die Kronenhöhe der Überfallströmung, weiter oben als hydraulische Oberkante der Brücke bezeichnet.

Eine ähnliche Vorgehensweise wurde von Naudascher [14] für die Berechnung von gleichzeitig über- und unterströmten Wehrverschlüssen (z.B. sog. Hakenschütze) beschrieben.

Im Hinblick auf die gesuchte Stauhöhe vor der Brücke kann auf eine genauere Bestimmung der Abflusszahl  $\alpha_B$  verzichtet werden (im Programm wird als Defaultwert  $\alpha_B=0.8$  gesetzt, zur Steuerung der Abflussaufteilung genügt meist die Wahl des Überfallbeiwertes  $\mu_W$ ), wichtiger ist eine zutreffende Abschätzung der wirksamen Überfallbreite  $B_W$ . Bei Konvergenzproblemen können der Abflussbeiwert  $\alpha_B$  für den Brückenquerschnitt und der Überfallbeiwert  $\mu_W$  für die Überfallströmung als Dateneingabeparameter variiert werden.

Aus der Art der hydraulischen Berechnung ergibt sich, dass diese Vorgehensweise auf kurze Durchlässe beschränkt ist. Das Brückenprofil ist (wie bei Mehrfeldbrücken und einer Brückentauberechnung nach Rehbock) durch nur ein repräsentatives Querprofil zu beschreiben. Die fiktive Wehrbreite entspricht der Überströmungsbreite an der engsten Stelle. Bei unterschiedlichen Höhen der Brücken-Oberkante wird der Überströmungsabfluss hydraulisch als Wehrströmung mit unterschiedlichen Kronenhöhen entsprechend Ziff. 4.5 behandelt.

### Überflutete Brücken mit seitlicher Umströmung

Wenn bei einer Brückenüberflutung gleichzeitig eine seitliche Umströmung durch Vorlandabfluss möglich ist, so können derartige Abflusszustände durch die Definition von Mehrfeldbrücken mit mehreren Flutöffnungen beschrieben werden. Die seitlichen Flutöffnungen können als „Normalprofile“, also ohne obere Berandung definiert werden.

Zuerst wird eine Abflussaufteilung für die drei Stromröhren linkes Vorland, Flussschlauch und rechtes Vorland berechnet. Anschließend wird für die mittlere Stromröhre (Flussschlauch) die Abflussaufteilung wie für eine überflutete Brücke nach o.g. Ansätzen bestimmt.

Bei längeren Durchlässen kann die Angabe von nur einer mittleren Überströmungshöhe unzureichend sein. Wenn also die Entlastung über der Brücke nur als Gerinneströmung zu berechnen ist (Beschreibung der Geometrie in Fließrichtung durch mehrere Querprofile), so ist eine Verzweigungsberechnung vorzunehmen.

### 3.6 EINTAUCHENDE BRUECKENPLATTEN

Als Ergebnis umfangreicher Modellversuche haben NAUDASCHER und MEDLARZ in [36] ein sehr aufwendiges Verfahren entwickelt, das es ermöglicht, einen Verlustbeiwert für eintauchende Längsträger von Brücken zu berechnen. Der Energieverlustes wird aus der Arbeit der dynamischen Kraftwirkung auf die eintauchenden Längsträger berechnet .

Setzt man die Verlusthöhe  $dH$  und den Druckhöhenverlust aus der Widerstandskraft  $F_w$  gleich,

$$dH = \frac{p_w}{\gamma} = \frac{F_w}{A_w \cdot \gamma}$$

so ergibt sich mit den Definitionsgleichungen

$$dH = \zeta \cdot \frac{v_m^2}{2g} \quad \text{und} \quad F_w = \beta \cdot c_w \cdot A_w \cdot \frac{\rho v_m^2}{2}$$

ein festes Verhältnis zwischen dem Verlustbeiwert  $\zeta$  und Widerstandsbeiwert  $c_w$  :

$$\zeta = \beta \cdot c_w \cdot \frac{A_w}{A_u} \quad (3.6 - 1)$$

mit  $A_w$  = eintauchende (angeströmte) Fläche der Längsträger  
 $A_u$  = unverbaute Fläche im OW der Brücke  
 $\beta$  = Impulsstromverteilungsbeiwert (s. Gl. 2.5.7a)  
 $c_w$  = Widerstandsbeiwert, aus Modellversuchen zu ermitteln

In [14,36] kommt NAUDASCHER durch Gleichsetzen der negativen Arbeit aus den Widerstandskräften und der Abnahme der Energie zu dem gleichen Ergebnis für die eintauchenden Längsträger :

$$\zeta = \frac{n \cdot az \cdot L}{A_u} \cdot \beta \cdot c_w \quad (3.6 - 2)$$

mit  $n$  = Anzahl der Längsträger  
 $az$  = Eintauchtiefe  
 $L$  = Länge der angeströmten Längsträger

Für die in Bild 3.6-1 dargestellte Brücke mit gleichbleibendem Verhältnis  $e/d = 0.15$  ( $e$  = Breite der Trägerstege,  $d$  = Abstand der Trägerachsen), wurden in [36] Diagramme zur Bestimmung des Widerstandsbeiwertes  $c_w$  veröffentlicht.

Die  $c_w$  -Werte variieren zwischen 0.75 ... 1.4, je nach Eintauchtiefe, Trägeranzahl und Winkel zwischen Brücken- und Flussachse. Alle Modellversuche wurden in der Nähe Froude = 0.3, also bei sicher strömendem Abfluss durchgeführt.



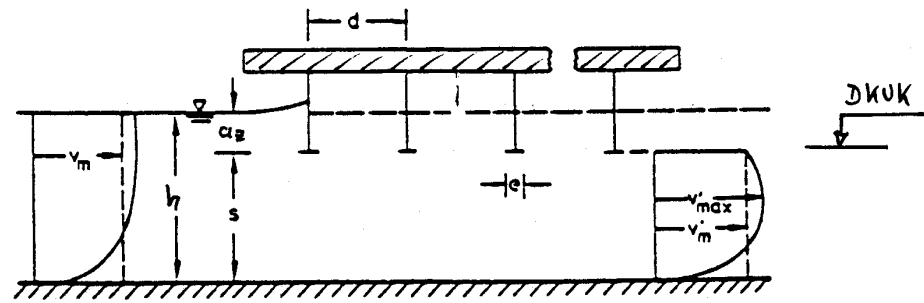
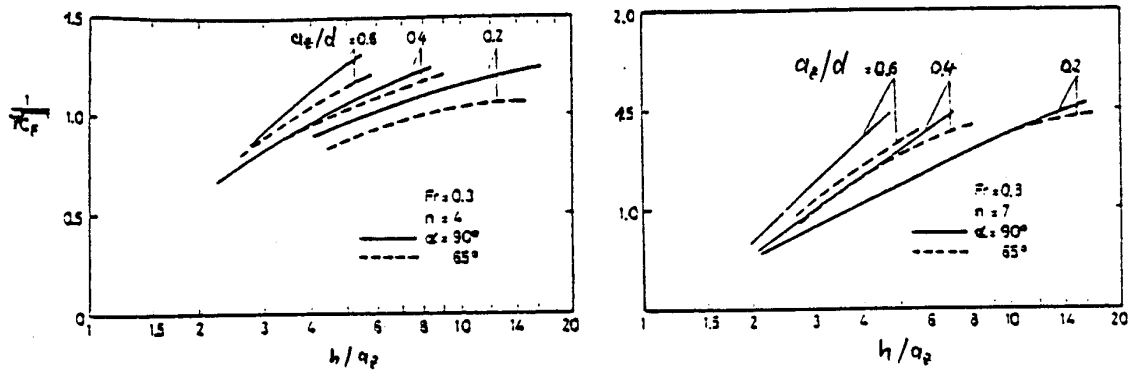
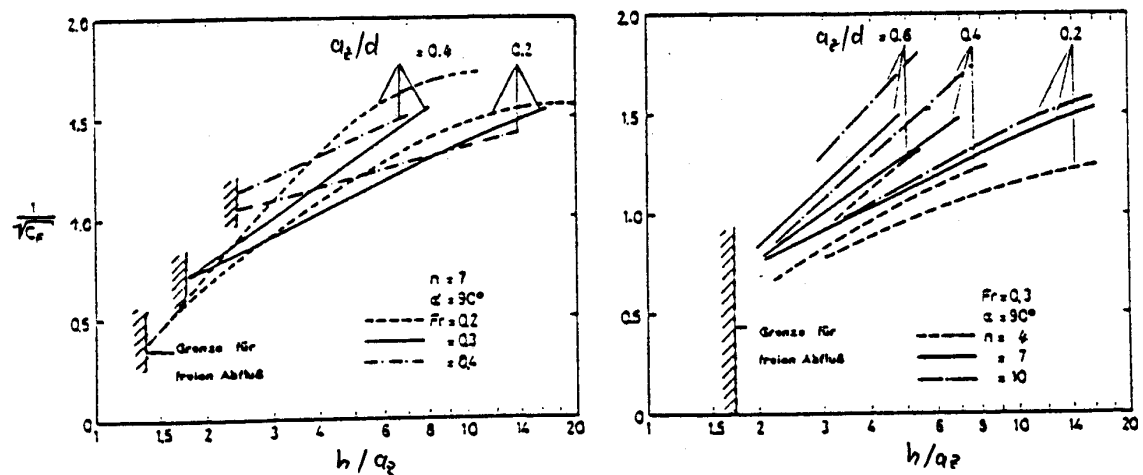


Abb. 3.6-1 Eintauchende Brücke mit Längsträgern nach [36]



Einfluß des Winkels zwischen Strömungsrichtung und Brückenlängsachse



Einfluß der Froude-Zahl

Einfluß der Anzahl der Querträger

Abb. 3.6-2  $c_w$ -Werte aus [36]

## **4. WEHRE**

### 4.1 Inhalt

### 4.2 Vollkommene Überfälle

### 4.3 $\mu$ -Beiwert nach Kandaswamy-Rouse

### 4.4 Unvollkommene Überfälle

### 4.5 Wehre mit unterschiedlichen Kronenhöhen

### 4.6 Streichwehre

### 4.7 Schütz mit freiem Ausfluss

### 4.8 Schütz mit gestautem Durchfluss

## 4.2 VOLLKOMMENE ÜBERFÄLLE

Wird die Wasserspiegellinienberechnung an einem Wehr mit vollkommenem Überfall begonnen, so wird der Anfangswasserstand mit Hilfe der Wehrformel von POLENI (s. [1], S.345) berechnet.

$$Q_W = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b_w \cdot \sqrt{2g} \cdot h_{\ddot{u}}^{3/2} \quad (4.2-1)$$

Wird anstelle der Überfallhöhe  $h_{\ddot{u}}$  in Gl. 4.2-1 die Energiehöhe  $H_{\ddot{u}}$  verwendet, entsteht die physikalisch besser begründete Formel von DU BUAT. Hier wird der Einfluss der Geschwindigkeitshöhe im OW berücksichtigt. Allerdings sind die meisten in der Literatur genannten Überfallbeiwerte mit Gl. 4.2-1 ermittelt worden, wie z.B. die unten aufgeführten Überfallbeiwerte der Abb. 8. Bei Verwendung der Formel von DU BUAT bzw. bei größeren Zulaufgeschwindigkeiten müssen die Überfallbeiwerte entsprechend angepasst werden. (s. Ziff. 4.3).

Der Anfangswasserstand oberhalb des vollkommenen Wehres ergibt sich aus

$$W_o = HKRONE + h_{\ddot{u}} \quad (4.2-2)$$

mit

$$h_{\ddot{u}} = \left( \frac{1.5 \cdot Q}{\mu \cdot \sqrt{2g} \cdot b_w} \right)^{(2/3)} \quad (4.2-3)$$

Als Eingabewerte sind HKRONE in m ü.NN, die Wehrbreite  $b_w$  in m und ein maßgebender Überfallbeiwert  $\mu$  zu wählen (z.B. nach Abb. 8)

| Skizze | Ausbildung der Wehrkrone   | $\mu$         |
|--------|--|---------------|
|        | breit, scharfkantig, waagerecht  | 0,49 bis 0,51 |
|        | breit, gut abgerundete Kanten, waagerecht  | 0,50 bis 0,55 |
|        | breit, vollständig abgerundete Wehrkrone, erreicht z. B. durch eine umgelegte Stauklappe | 0,65 bis 0,73 |
|        | scharfkantig, Überfallstrahl belüftet  | ≈ 0,64        |
|        | rundkronig, lotrechte Oberwasser- und geneigte Unterwasserseite                          | 0,73 bis 0,75 |
|        | dachförmig, abgerundete Wehrkrone  | ≈ 0,79        |
|        | Kelchüberfall mit parabelförmiger Kronenausrundung                                       | 0,74          |

Abb. 4.6.2 : Überfallbeiwerte  $\mu_{\text{Poleni}}$  für vollkommene Überfälle bei großen Wehrrhöhen (aus SCHRÖDER et. al. , 1994)

Abb. 8 : Überfallbeiwerte für vollkommene Überfälle mit großer Wehrröhre

### 4.3 $\mu$ -BEIWERTE NACH KANDASWANY-ROUSE

Die in Abb.8 dargestellten  $\mu$ - Werte gelten nur für hohe Wehre mit kleiner Überströmungshöhe. Bei Überströmungshöhen  $h_{\ddot{u}} > 0.5 \cdot w$  ( $w$  = OW-seitige Wehrhöhe) ändert sich der Überfallbeiwert mit dem Verhältnis  $h_{\ddot{u}}/w$ . Nach [14] S. 104 kann für belüftete, scharfkantige Wehre ein allmählicher Übergang von der Wehrströmung zur Schwellenströmung mit  $\mu$ - Werten nach Abb. 8a angenommen werden:

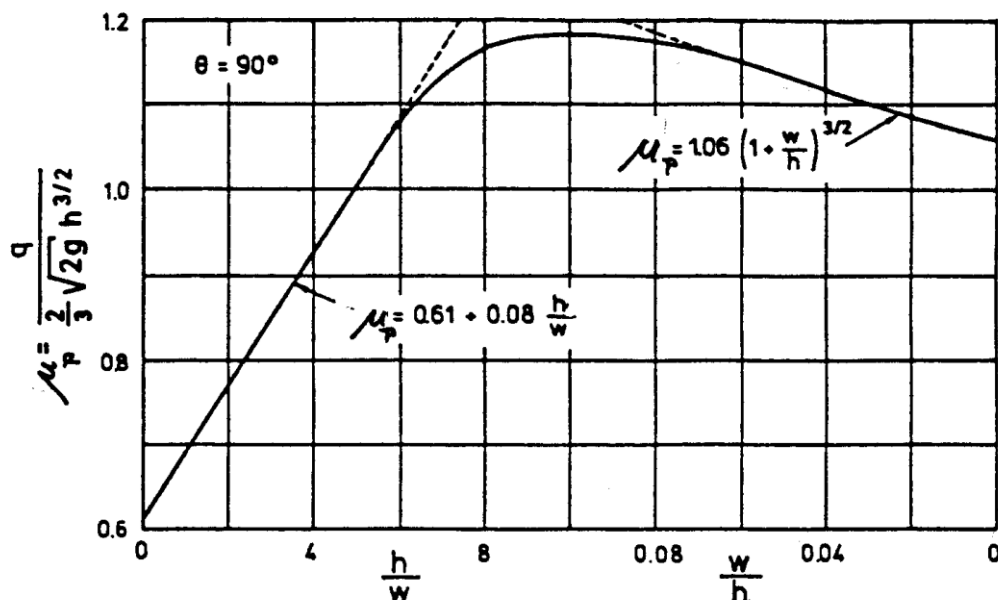


Abb. 8a: Abflussbeiwerte für belüftete scharfkantige Wehre und Schwellen nach Kandaswany/Rouse nach Bild 3.28 (a) aus [14] S. 104 ( $h = h_{\ddot{u}}$ )

Die höchsten Abflussbeiwerte stellen sich nach Abb. 8a im Bereich  $8 < h_{\ddot{u}}/w < 12$  ein, mit Maximalwerten bis zu 1,19. Diese durch Versuche ermittelten Beiwerte gelten jedoch nur für Wehre, die eine ausreichende Belüftung aufweisen und so breit sind, dass die Randeinflüsse vernachlässigbar klein sind.

Wenn statt mit der Überfallhöhe  $h_{\ddot{u}}$  mit der Energiehöhe  $H_{\ddot{u}}$  gerechnet würde, müssten die  $\mu$ -Werte nach Bild 3.28 (b) bestimmt werden. In diesem Fall müssten auch die Ansätze für die Korrekturbeiwerte bei unvollkommenen Überfällen neu bestimmt werden.

## 4.4 UNVOLLKOMMENE ÜBERFÄLLE

Sind in einem Berechnungsabschnitt Wehre zu berücksichtigen, so werden diese zunächst stets als unvollkommene Überfälle betrachtet. Für einen vorgegebenen Abfluss wird der Oberwasserstand nach M. SCHMIDT [6] berechnet. In der Formel von POLENI-WEISBACH (Ziff. 4.2) wird lediglich der Überfallbeiwert  $\mu$  durch  $c \cdot \mu$  ersetzt. Der Korrekturwert  $c$  wird iterativ ermittelt. Liegt ein vollkommener Überfall vor, so ergibt sich  $c$  automatisch zu  $c = 1$ . Im Ausdruck der Ergebnisse erscheint dann ein entsprechender Hinweis.

Nach [6] können die in Abb. 8 dargestellten Überfallbeiwerte zugrundegelegt werden. Die Abminderung der Wehrleistung wird nach Abb. 9a und 9b berechnet.

Abb. 9a:  
Abminderungsfaktor  $c$   
normale Wehrformen  
(aus [6], S. 176)

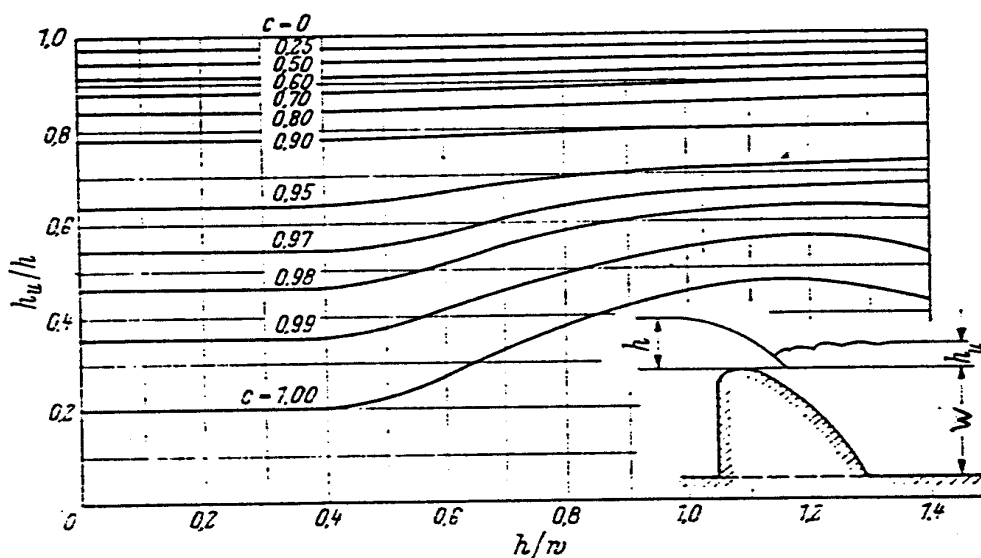
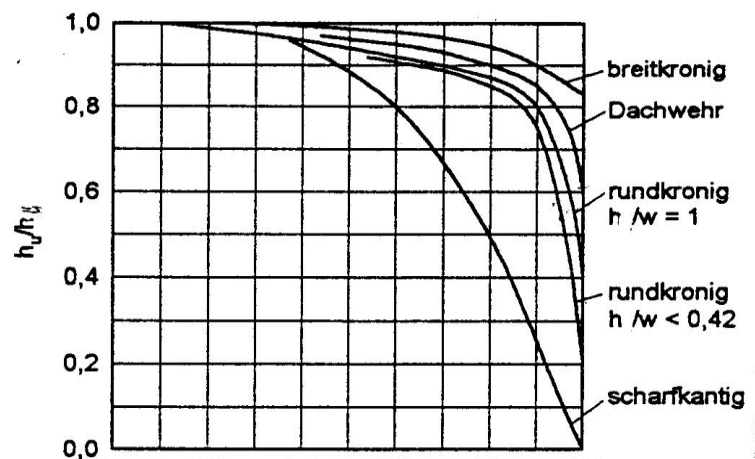


Abb. 4.6.7  
Abminderungsfaktor  $c_u$   
für rundkronige Wehre

#### 4.5 WEHRE MIT UNTERSCHIEDLICHEN KRONENHÖHEN (bei unvollkommenen Wehren werden die Abminderungsfaktoren für breitkronige Wehre berechnet)

Wehre mit verschiedenen Wehrfeldern können, z.B. durch Klappen gesteuert, ganz unterschiedliche Überfallhöhen aufweisen. Die Leistung der einzelnen Wehrfelder wird mit den individuell einzugebenden Überfallbeiwerten unter Beachtung der Rückstaeinflüsse durch das Unterwasser gemäß Ziff. 4.4 berechnet. Der als horizontal angenommene OW-Spiegel wird solange iterativ verändert, bis die Summe aller Wehrfeldabflüsse mit dem Sollabfluss  $Q_{ges}$  übereinstimmt.

Sämtliche Einzelverluste sind durch die Überfallbeiwerte zu erfassen, die Abflussverteilung ergibt sich automatisch durch die separat berechneten Einzelabflüsse in den Wehrfeldern. Eine Aufteilung in Vorland- bzw. Flussschlauchabfluss ist durch Wahl von Begrenzungsmarkierungen (LU, RU) wie bei Normalprofilen möglich.

Die Korrekturfaktoren für unvollkommene Überfälle werden entsprechend [35] S. 5 für breitkronige Wehre berechnet :

$$c = \sqrt{1 - (h_u / h_{ü})^4} \quad (4.5 - 1)$$

Die Gesamtleistung ergibt sich aus

$$Q_{ges} = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{2g} \cdot \sum (c_i \cdot \mu_i \cdot b_{w,i} \cdot h_{ü,i}^{3/2}) \quad (4.5 - 2)$$

Im Ergebnisausdruck werden die berechneten Korrekturbeiwerte  $c_i$  für jedes Wehrfeld ausgegeben.

Zur Kontrolle wird - wie bei allen Wehrberechnungen - die für die Wehrkrone berechnete Grenztiefe angezeigt. Die Überfallbeiwerte sollten so gewählt werden, dass sich eine OW-seitige Energiehöhe einstellt, die über der Mindestenergiehöhe der Wehrkrone liegt. Die angezeigte Grenztiefe geht nicht in die Wasserspiegellagenberechnung ein, die Mindestenergiehöhe darf jedoch - auch bei vollkommenen Überfällen - nicht unterschritten werden.

Bei sehr hohem Rückstau versagt die Iterationsrechnung. Derartige Profile können nur Normalprofile mit Verlustbeiwerten berechnet werden.

Die jeweiligen Wehrkronen zwischen den Punkten  $y(n)$  und  $y(n+1)$  werden horizontal angenommen und auf die mittlere Höhe  $(z(n) + z(n+1))/2$  gesetzt. Die an den jeweiligen Geländepunkten  $y(n)$  definierten Überfallbeiwerte werden nicht von Vorwerten übernommen, d.h. wenn kein Überfallbeiwert angegeben ist, wird mit  $\mu(n)=0$  gerechnet.

## 4.6 STREICHWEHR

Ein weiterer Sonderfall von Überfällen ist das sog. Streichwehr, bei dem die Anströmung des Überfalles nicht senkrecht, sondern parallel zur Überfallkrone erfolgt. Die Leistungsfähigkeit von Streichwehren wird im strömenden Fließzustand allein durch die geometrischen Abmessungen und die hydraulischen Randbedingungen am Streichwehrende bestimmt.

Bei Eingabe der erforderlichen geometrischen Wehrdaten können daher im Zuge der Wasserspiegellinienberechnung die oberstromigen Wasserspiegelhöhen von Streichwehren berechnet werden. Obwohl im Bereich des seitlichen Überfalls ein räumlicher Strömungszustand vorliegt, wird in der vorliegenden Berechnung ein eindimensionaler Strömungszustand vorausgesetzt. Entsprechende Näherungsverfahren sind in [1] S. 360 und [8] S. 87 angeführt. Grundlage der Berechnung ist dabei die Bernoullische Gleichung und die Wehrformel von POLENI.

Die Streichwehrberechnung geht von der bekannten hydraulischen Randbedingung am Streichwehrende aus. Oberwasserstand, Gesamtabfluss im oberstromigen Querschnitt und die Wehrleistung werden berechnet. Zunächst wird der Wasserstand am Streichwehrianfang geschätzt und solange iterativ verbessert, bis die Summe aus Wehrleistung

$$Q_{SWehr} = \frac{2}{3} \cdot \mu_s \cdot \sqrt{2g} \cdot SL \cdot h_m^{3/2} \quad (4.6-1)$$

und vorgegebenem Abfluss im unterstromigen Querschnitt mit dem aus der Bernoullischen Energiegleichung berechneten oberstromigen Abfluss

$$Q_i = A_i \cdot \sqrt{(H E_{i-1} + h_r + h_{v, \text{örtl}} - W_i) \cdot 2g} \quad (4.6-2)$$

übereinstimmt.

Gleichung 4.6-2 ergibt sich aus

$$H_i + h_{k,i} = H E_{i-1} + h_r + h_{v, \text{örtl}}$$

mit 
$$h_{k,i} = \frac{Q_i^2}{A_i^2 \cdot 2g}$$
 entsprechend Gleichung 2.5-8.

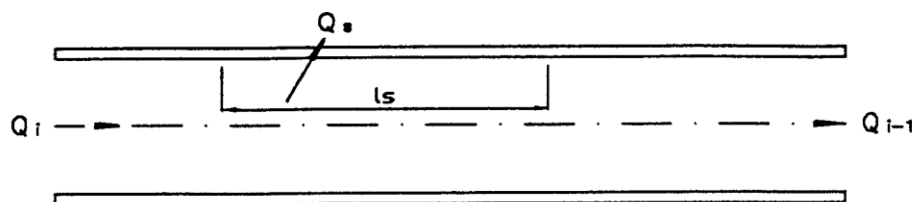


Abb. 10: Grundriss eines geraden Streichwehres

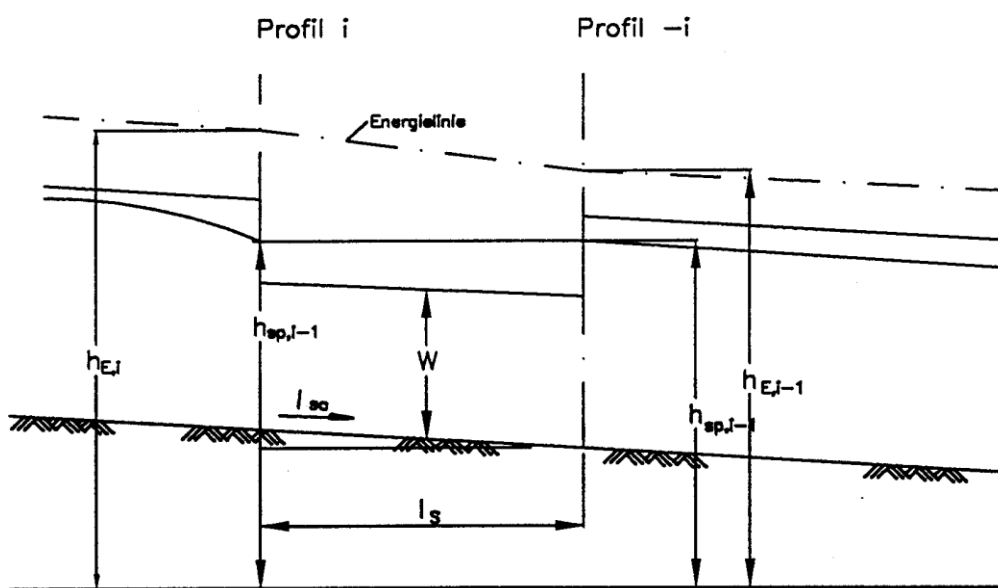


Abb. 11: Längsschnitt eines geraden Streichwehres



Die Bezeichnungen in den Gleichungen 4.6-1 und 4.6-2 sowie in Abb. 10 und Abb.11 bedeuten:

$\mu$  = Überfallbeiwert  
 $SL$  = Streichwehrlänge in m  
 $Q_{\text{wehr}}$  = Wehrleistung in m<sup>3</sup>/s  
 $Q_i$  = Gesamtabfluss oberhalb des Streichwehres in m<sup>3</sup>/s  
 $Q_{i-1}$  = im durchgehenden Gerinne verbleibender Abfluss in m<sup>3</sup>/s  
 $hm$  =  $0,5(H_i + H_{i-1}) - H_{\text{kron}}$  = mittlere Überströmungshöhe in m  
 $W_i$  = Wasserspiegelhöhe in m + NN oberhalb des Wehres  
 $W_{i-1}$  = Wasserspiegelhöhe in m + NN unterhalb des Wehres  
 $H_{\text{kron}}$  = mittlere Wehrkronenhöhe in m + NN  
 $A_i$  = Fließquerschnitt oberhalb des Wehres in m<sup>2</sup>  
 $H_{E,i}$  = Energiehöhe in m + NN oberhalb des Wehres  
 $H_{E,i-1}$  = Energiehöhe in m + NN unterhalb des Wehres  
 $hr$  = Reibungsverlust längs der Wehrstrecke in m  
 $h_{v,\text{örtl}}$  =  $\zeta \cdot h_{k,i}$  = Abzweigverlust für das durchgehende Gerinne in m

Der Reibungsverlust im Streichwehrbereich wird aus  $hr = 0,5 \cdot SL \cdot (IE(i) \cdot IE(i-1))$  berechnet.

Der Abzweigverlust kann näherungsweise wie bei einer Rohrströmung berücksichtigt werden.  
Der Verlustbeiwert  $\zeta$  bezieht sich auf den Gesamtzufluss  $Q(i)$ .

Die Berechnung wird mit Hilfe des binären Intervallschachtelungsverfahrens durchgeführt. Die oberstromige Wasserspiegelhöhe wird solange verbessert, bis eine gewählte Genauigkeits-schranke von 0.005 m unterschritten wird. Mit dem hier angewendeten Näherungsverfahren erhält man brauchbare Ergebnisse für die Streichwehrleistung, solange der Fließzustand längs des Wehres im strömenden Bereich bleibt. Als obere Grenze für die Einhaltung dieser Bedingung wird in [1] S. 360 eine Froude'sche Zahl von

$$Fr = 0.75$$

angegeben. Bei Strömungsvorgängen mit Fließwechsel im Streichwehrbereich wird die Berechnung abgebrochen. Für Abflussserscheinungen dieser Art liegen noch keine brauchbaren Rechenverfahren vor.

## 4.7 SCHUETZ mit freiem Abfluss

### 4.7.1 Berechnung nach Schmidt [1] Seite 362 ff

Wie ein Abfluss aus einer begrenzten Öffnung lässt sich der Abfluss unter einer Vertikalschütze mit Hilfe der allgemeinen Abflussgleichung berechnen.

(4.7-1)

$$Q_{\text{Schütz}} = \mu_s \cdot A \cdot \sqrt{2g \cdot h_o}$$

bzw.

$$h_{ow} = \left( \frac{Q_{\text{Schütz}}}{\mu_s \cdot A} \right)^2 / 2g$$

Von Bedeutung ist, dass sich eine Strahlkontraktion an der Schützöffnungsoberkante einstellt. Für den Kontraktionsbeiwert  $\delta$  liegen umfangreiche Messergebnisse vor (s. [1] S. 364, [40] S.382]. Der Zusammenhang zwischen Kontraktionsbeiwert und Ausflussbeiwert  $\mu_s$  ist durch

$$\mu_s = \frac{\delta}{\sqrt{1 + \delta \frac{a}{h}}} \quad (4.7-2)$$

gegeben. Werte für die Ausflussbeiwerte  $\mu_s$  können Abb. 12 für vertikale und schräge Planschützen entnommen werden. Die erforderlichen Kennwerte werden im Programm aus den Kenngrößen Winkel  $\beta$  und Überströmungsverhältnis  $h/a$  berechnet, wobei bei nicht rechteckigen Querschnitten  $a = A/b_s$  gesetzt werden kann.

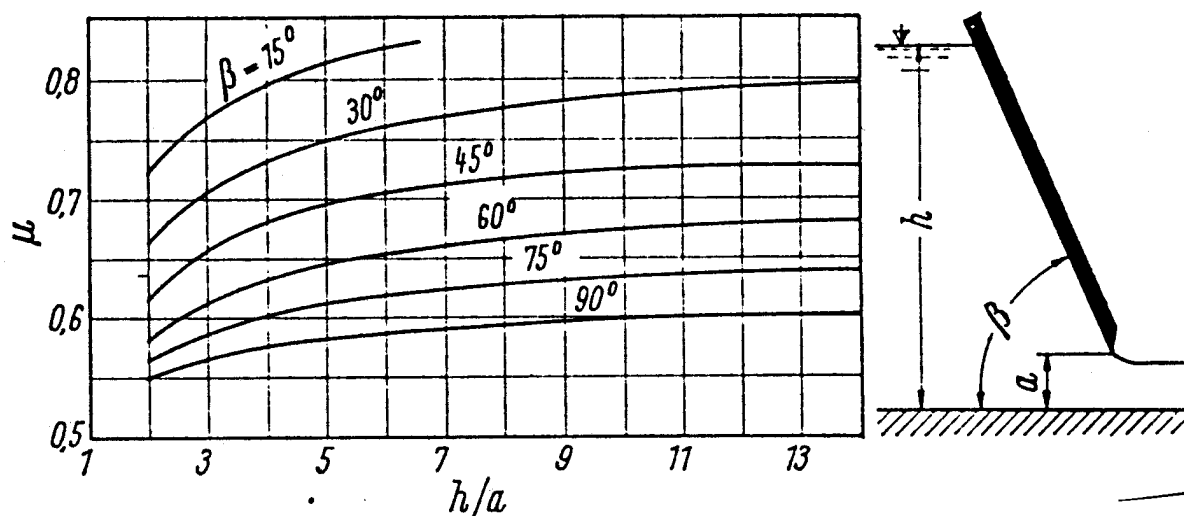


Abb. 12 : Ausflussbeiwerte  $\mu_s$  für geneigte Planschützen nach [1] S. 364

#### 4.7.1 Berechnung nach Knapp [34] und BWK [44]

Die Abflussleistung eines Schützes errechnet sich nach KNAPP wie folgt :

$$Q_{\text{Schütz}} = \mu_R \cdot \mu_s \cdot A \cdot \sqrt{2g \cdot (h_o - \mu_s \cdot a)} \quad (4.7-3)$$

mit

$\mu_s$  = Einschnürungsbeiwert infolge vertikaler Kontraktion

$\mu_R$  = Beiwert für Reibungs- und Umlenkverluste

$b_o$  = Breite Zulaufgerinne

$a$  = Schützöffnungshöhe

$b_s$  = Schützöffnungsbreite

$A$  = Schützöffnungsfläche

$b_u$  = Breite Ablaufgerinne

Der Oberwasserspiegel am Schütz bei freiem Abfluss ergibt sich aus Gl. 4.7-3 zu

$$h_o = \left( \frac{Q}{\mu_s \cdot \eta_R \cdot A} \right)^2 \cdot \frac{1 - \Phi^2}{2g} + \mu_s \cdot a \quad (4.7-4)$$

mit

$$\Phi = \mu_s \cdot \eta_R \cdot \frac{b_s/b_o}{h_o/a} \quad \text{für Rechteckquerschnitte}$$

$$\mu_s = 1.06 \cdot \left( N \pm \sqrt{N^2 - X} \right)$$

$$N = \frac{H_{E,o}}{a} \quad \text{mit der Energiehöhe im OW}$$

$$H_{E,o} = h_o + \frac{v_o^2}{2g}$$

$$X = \frac{\left( N \cdot \alpha - \frac{1 - \cos \alpha^o}{\sin \alpha^o} \right) \cdot (2N - 1)}{N(1 + \alpha \cdot \cos \alpha^o) - \frac{1 - \cos \alpha^o}{\sin \alpha^o} - 0.5 \left( \frac{\alpha}{\sin \alpha^o} - \cos \alpha^o \right)}$$

= Neigung des Schützes gegenüber der Horizontalen in Grad

$\alpha$  = Winkel im Bogenmaß

Für geneigte Schütztafeln in Gerinnen mit Betonwandungen kann der Beiwert für Umlenkverluste und Reibung nach [44] aus

$$\mu_R = 0.96 + (0.0017 \cdot \alpha^o - 0.05) \left( \frac{a}{H_{E,o}} \right)$$

berechnet werden.

## 4.8 SCHUETZ mit gestautem Durchfluss

### 4.8.1 Berechnung nach Schmidt (s. [1] Seite 367 ff)

Wie bei unvollkommenen Überfällen wird die Abflusszahl  $\mu_s$  durch  $c^* \mu_s$  ersetzt. Der Korrekturfaktor  $c$  wird in Abhängigkeit von den Überströmungshöhen im Oberwasser ( $h/a$ ) und Unterwasser ( $h_u/a$ ) nach Abb. 13 iterativ ermittelt.

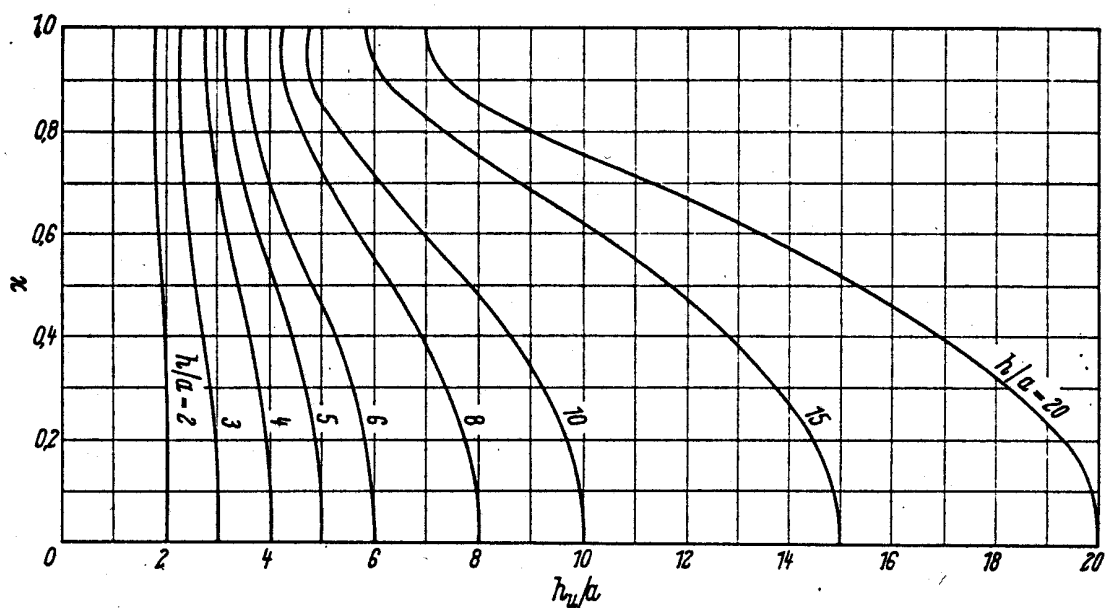


Abb. 13 : Abminderungsfaktoren für rückgestaute Schützströmungen

### 4.8.2 Berechnung nach Knapp [34] und BWK [44]

Für den Fall des gestauten Durchflusses ist nach KNAPP [34,44] folgendes Gleichungssystem zu lösen, wenn eine durchgehenden Sohle in Fließrichtung vorliegt. :

$$H_{E,o} = h_s - \left( \frac{m}{b_u} \right) \pm \sqrt{\left( \frac{m}{b_u} \right)^2 + \frac{2n}{b_u}}$$

mit den Abkürzungen von Abschnitt 4.7.1 und

$$m = \frac{2 \cdot \mu_R \cdot \mu_s \cdot a \cdot b_s}{1 - \Phi^2} (\mu_R - X) - b_u \cdot h_o$$

sowie

$$n = \frac{b_u}{2} (h_u^2 - h_o^2)$$

$$X = \mu_R \cdot \mu_S \cdot \frac{b_s/b_u}{h_u/a}$$

$$\frac{h_s}{h_u} = \left\{ 1 + 2 \text{Fr}_u^2 \left( 1 - \frac{h_u}{\mu_S \cdot a} \right) \right\}$$

$$\text{Fr}_u^2 = \frac{Q^2}{g h_u^3 b_u^2}$$

Das Gleichungssystem ist nur iterativ zu lösen. Die bisherigen Erfahrungen zeigen eine sehr hohe numerische Empfindlichkeit, d.h. Konvergenzschwierigkeiten sind zu erwarten.

Im Fall einer UW-seitigen Sohlstufe wird das Gleichungssystem noch komplizierter (s. [44] Seite 61 ff). Da dieser Fall bei Gewässern nur selten vorkommen wird und die numerischen Instabilitäten auf der anderen Seite noch mehr zunehmen würden, wurden die erweiterten Formen der Gleichungen im Programm bisher nicht verwendet. Ebenso wird der Einfluss der möglichen Schussstrahlformen im Unterwasser der Schütztafel nicht berücksichtigt.

## **5. UNTERSCHIEDLICHE RAUHEITEN IM PROFIL**

Überlagerungsansatz nach HORTON-EINSTEIN für Kompaktquerschnitte

In vielen Fällen gibt es Gerinnequerschnitte mit erheblich unterschiedlichen Rauheiten entlang des benetzten Umfanges. Verschiedene Untersuchungen (s. [22]) zeigen, dass sich die mittleren Geschwindigkeiten  $v_{m,i}$  in den Teilbereichen kaum unterscheiden. Bei geometrisch einheitlichen Profilen nähern sich die durch unterschiedliche Rauheitsstrukturen entstandenen Teilgeschwindigkeiten so stark an, dass näherungsweise  $v_{m,i} = v_{m,ges}$  gesetzt werden kann, d.h. die Geschwindigkeitsunterschiede im kompakten Fließquerschnitt können auch bei unterschiedlichem Rauheitsbelag vernachlässigt werden.

Die Erklärung ist darin zu sehen, dass relativ raue Wandungsbereiche  $l_{u,i}$  einen höheren Wandreibunganteil aufnehmen und ihnen dadurch ein überproportional großer Teilquerschnitt  $A_i$  zufällt. Durch Sekundärströmungen werden die turbulenten Schubspannungen an den Trennflächen abgebaut. Dies führt zu einer Vergleichmäßigung der Geschwindigkeitsverteilung.

Unter der Voraussetzung einer ausgeglichenen Geschwindigkeitsverteilung können nach HORTON (1933) und EINSTEIN (1934) äquivalente Durchschnittsrauheiten für Profilabschnitte mit unterschiedlichen Einzelrauheiten berechnet werden. Wegen der Abhängigkeit von den benetzten Teilumfängen bzw. von den hydraulischen Teil-Radien sind diese Durchschnittsrauheiten mit der Fließtiefe veränderlich.

### **5.1 DURCHSCHNITTSRAUHEIT NACH MANNING-STRICKLER**

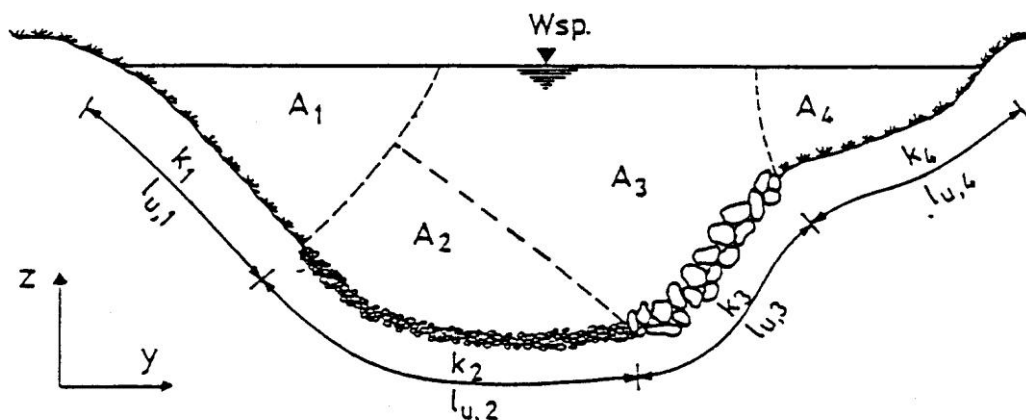
Nach HORTON und EINSTEIN kann der Durchschnittsrauheitswert ohne Iteration aus den Teilrauheiten und den zugehörigen Teilen des benetzten Umfanges berechnet werden

$$k_{ST,ges} = \left( \frac{l_{u,ges}}{\sum \left( l_{u,i} / k_{st,i}^{1.5} \right)} \right)^{2/3} \quad (5.1-1)$$

Dieser Ansatz für Kompaktquerschnitte wird hier sinngemäß auf die Teilquerschnitte des gegliederten Querschnittes übertragen, d.h. die Bildung von Durchschnittsrauheiten ist getrennt für Vorländer und Flussschlauch durchzuführen.

## 5.2 UEBERLAGERUNGSANSATZ NACH KAISER FÜR REIBUNGSBEIWERTE PRANDTL-COLEBROOK

Die Berechnung von Durchschnittrauheiten bzw. mittleren Reibungsbeiwerten  $\lambda_m$  gestaltet sich bei Anwendung des Widerstandsgesetzes nach Prandtl-Colebrook etwas aufwendiger. Die Reibungsbeiwerte  $\lambda_i$  sind nach Gl. 18 vom hydraulischen Radius  $r_{hy,i}$  abhängig und dieser kann nicht einfach geometrisch mit fiktiven senkrechten Trennlinien gebildet werden. Vielmehr sind gemäß Bild 28 die hydraulischen Radien  $r_{hy,i}$  mit den jeweilig zugeordneten Teilflächen  $A_i$  zu berechnen. Die Teilflächen  $A_i$  sind so abzugrenzen, daß die fiktiven Trennlinien nahezu schubspannungsfrei sind und die Berechnung der  $r_{hy,i}$  ausschließlich mit dem benetzten Teilumfang  $l_{u,i}$  erfolgen kann.



Aufteilung eines Querschnittes in Wandungsabschnitte unterschiedliche Rauheiten und zugeordnete Teilflächen (aus Kaiser 1984)

Abb 14 : Zuordnung der Einflussflächen bei unterschiedlichen Rauheitsbeiwerten

Da also die Widerstandsbeiwerte  $\lambda_i$  von den zugeordneten hydraulischen Radien  $r_{hy,i}$  abhängen, die zugeordneten Teilflächen jedoch nicht bekannt sind, ist nur eine iterative Berechnung des mittleren Gesamtwiderstandsbeiwertes möglich. Der im folgenden beschriebene Überlagerungsansatz nach Kaiser ist nur für näherungsweise gleiche Teilfließgeschwindigkeiten in sog. Kompaktquerschnitten zulässig. Bei gegliederten Querschnitten ist die iterative Berechnung für jeden Teilquerschnitt (d.h. hier für das linke und rechte Vorland sowie für den Flussschlauch) getrennt durchzuführen.

Die Ableitung der notwendigen Bestimmungsgleichungen sei hier wie folgt erläutert :  
Aus der Annahme gleicher Geschwindigkeit  $\mathbf{v_i} = \mathbf{v_m}$  folgt mit Anwendung von Gl. 2.5-15 aus

$$\frac{v_i}{v_{ges}} = \frac{\sqrt{8g \cdot r_{hy,i} \cdot I_E / \lambda_i}}{\sqrt{8g \cdot r_{hy,ges} \cdot I_E / \lambda_{ges}}} = 1 \quad (5.2-1)$$

daß die Quotienten aus den hydraulischen Radien dem Quotienten aus den Reibungsbeiwerten entsprechen müssen :

$$\frac{r_{hy,i}}{r_{hy,ges}} = \frac{\lambda_i}{\lambda_{ges}} \quad \text{bzw.} \quad \frac{A_i}{A_{ges}} = \frac{l_{u,i} \lambda_i}{l_{u,ges} \cdot \lambda_{ges}} \quad (5.2-2)$$

Da die Summe der  $A_i$  gleich der Gesamtfläche  $A_{ges}$  sein muss, kann Gl. 5.2-2 auch in Summenform geschrieben werden :

$$\frac{\sum A_i}{A_{ges}} = \frac{\sum (l_{u,i} \cdot \lambda_i)}{l_{u,ges} \cdot \lambda_{ges}} = 1 \quad (5.2-3)$$

Der Gesamtwiderstandsbeiwert  $\lambda_{ges}$  kann damit aus der Summe der über die benetzten Umfänge gewichteten Einzelwiderstandsbeiwerte gebildet werden (Nuding [33] S.15) :

$$\lambda_{ges} = \frac{\sum (l_{u,i} \cdot \lambda_i)}{l_{u,ges}} \quad (5.2-4)$$

Die Kombination von Gl. 5.2-2 und Gl. 5.2-4 liefert eine Bestimmungsgleichung für die (zunächst unbekannten) hydraulischen Teilradien

$$r_{hy,i} = \frac{\lambda_i \cdot r_{hy,ges}}{\lambda_{ges}} = \frac{A_{ges} \cdot \lambda_i}{\sum (l_{u,i} \cdot \lambda_i)} \quad (5.2-5)$$

Mit diesen Gleichungen kann das Iterationsverfahren nach Kaiser [22] z.B. für das linke Vorland wie folgt beschrieben werden :



1. Schritt : Die Widerstandsbeiwerte  $\lambda_i$  werden mit dem hydraulischen Radius des gesamten Profilabschnittes nach Gl. 2.5-16 berechnet

$$r_{hy,Li} = r_{hy,Lges}$$

$$r_{hy,Fi} = r_{hy,Fges}$$

$$r_{hy,Ri} = r_{hy,Rges}$$

2. Schritt : Berechnung der hydraulischen Teilradien aus der Bestimmungsgleichung 2.5-4. Mit den errechneten hydraulischen Radien  $r_{hy,i}$  sind die Widerstandsbeiwerte  $\lambda_i$  nach Gl. 2.5-16 erneut zu bestimmen.

Die Iteration wird abgebrochen, wenn sich die Summe ( $l_{u,i} \cdot \lambda_i$ ) bzw. der Gesamtwiderstandsbeiwert (s.Gl. 5.2-4)

$$\lambda_{L,ges} = \frac{\sum (l_{u,i} \cdot \lambda_i)}{l_{u,Lges}}$$

nicht mehr ändert ( $\epsilon < 0.1 \%$ ).

3. Schritt : Berechnung der Durchschnittrauheit aus

$$k_{L,ges} = \frac{14.84 \cdot r_{hy,Lges}}{10^{\left(\frac{1}{2} \cdot \sqrt{\lambda_{L,ges}}\right)}} \quad (5.2-6)$$

Die Bestimmungsgleichungen für die Teilquerschnitte F (Fluss) und R (rechtes Vorland) sind analog zu L (linkes Vorland) anzusetzen.

Hinweis : Aus numerischen Gründen wird die Größe des wirksamen k-Wertes bei der Iteration der Durchschnittrauheit auf 60 % des hydraulischen Teilradius begrenzt ( $k_i < 0.6 \cdot r_{hy,i}$ ).

### 5.3 Formbeiwerte nach MARCHI [45]

Das Widerstandsgesetz von Prandtl-Colebrook wurde für Rohrströmungen mit gleichmäßig über den benetzten Umfang verteilten Wandschubspannungen entwickelt. Bei Gerinneströmungen mit freiem Wasserspiegel ist diese Voraussetzung nicht gegeben. Auch bei Kompaktquerschnitten entstehen Sekundärströmungen, die eine ungleichmäßige Geschwindigkeitsverteilung und eine ungleichmäßige Wandschubspannungsverteilung verursachen.

Zum Ausgleich dieser Abweichungen ist nach [45] das einparametrische Formbeiwertkonzept von MARCHI bei einer eindimensionalen Strömungsberechnung zu empfehlen. Bei diesem Konzept wird mit einer Korrektur des die Wandschubspannung repräsentierenden hydraulischen Radius gearbeitet :

$$d_{hy, eff} = f \cdot d_{hy} = f \cdot 4r_{hy} \quad (5.3 - 1)$$

Diese Korrektur verändert die Konstanten der Prandtl-Colebrook-Formel [45] :

$$C1 = 2.51 / f \quad \text{und} \quad C2 = 3.71 \cdot f$$

Natürliche Fließquerschnitte können am einfachsten durch hydraulisch gleichwertige Rechteckquerschnitte angenähert werden. Für rechteckige Querschnitte ergibt sich ein Formbeiwert zwischen  $f=0.52$  (sehr breite Querschnitte  $h/b \rightarrow 0$ ) und  $f = 0.9$  (Quadrat).

Durch die Formbeiwerte verändern sich die Zahlenwerte der Prandtl-Colebrook-Formel wie folgt :

| Profilform       | Formbeiwert | C1   | C2   |
|------------------|-------------|------|------|
| Kreisrohr        | 1.0         | 2.51 | 3.71 |
| Quadrat          | 0.9         | 2.8  | 3.33 |
| breites Rechteck | 0.52        | 4.83 | 1.93 |

Als Bestimmungsgleichung für den Formbeiwert beliebiger Rechtecke ist in [45] folgende Schätzformel angegeben :

$$f = 0.90 - 0.38 \cdot e^{-5h/b} \quad (5.3 - 2)$$

Für teilgefüllte Kreisquerschnitte hat BOCK (1966) Formbeiwerte zwischen 0.4 und 1.0 gemessen. Eine polynomische Anpassung der Messwerte führt auf folgende Bestimmungsgleichung für Formbeiwerte beim teilgefüllten Kreisquerschnitt mit  $h = h_t$  :

$$f = 0.3458 + 2.2026 h/d - 2.4566 (h/d)^2 + 0.9084 (h/d)^3 \quad (5.3 - 3)$$

## 5.4 Ansätze nach Posey, Könemann, Özbek

### Korrektur nach POSEY (NPOSEY = 1)

Eine ungleichmäßige Geschwindigkeitsverteilung in einem Fließquerschnitt vermindert die hydraulische Leistungsfähigkeit, da das Reibungsgefälle linear mit dem Geschwindigkeitsverteilungsbeiwert zunimmt. Bei gegliederten Querschnitten vergrößert sich das Energieliniengefälle weiterhin durch zusätzliche Interaktionswiderstände an den Trennflächen zwischen den Vorländern mit kleiner Fließgeschwindigkeit und dem Flussschlauch mit größerer Fließgeschwindigkeit. Zum Ausgleich dieser zusätzlichen Fließwiderstände wird in der Fachliteratur eine Vergrößerung des benetzten Umfanges des Flussschlauches bei Beibehaltung des hydraulischen Radius im Vorland empfohlen. Nach Untersuchungen von Kradolfer [19] und Knauf [26] kann diese Korrektur zu unsinnigen Ergebnissen führen, wenn diese Korrektur ohne Beachtung der zulässigen Anwendungsgrenzen angewendet wird. Nach Untersuchungen von POSEY (1967) s. [19] nimmt der Korrekturbedarf mit zunehmender Fließtiefe im Vorland ab. Bei Verhältnissen  $h_v > 0.5 h_F$  sollten auch gegliederte Fließquerschnitte ohne Bewuchs wie Kompaktquerschnitte berechnet werden [26, 35].

Der abnehmende Einfluss des Zusatzwiderstandes kann entsprechend [35] durch folgende Korrekturgröße zum benetzten Umfang des Flussschlauches näherungsweise automatisch berücksichtigt werden :

$$l_{u,F} = l_{u,F} + l_{T,L} + l_{T,R}$$

mit

$$l_{T,i} = h_{v,i} \cdot \left(1 - \frac{2h_{v,i}}{h_F}\right)$$

( 5.4 - 1 )

Für den Index i ist jeweils der Index L für das linke Vorland und der Index R für das rechte Vorland einzusetzen.

### Korrektur nach KÖNEMANN (NPOSEY = 2)

Meist wird die von Könemann vorgeschlagene Korrektur empfohlen [25,28,29], ohne auf die Anwendungsgrenzen besonders hinzuweisen. Die Korrektur besteht in der Vergrößerung des benetzten Flussschlauch-Umfanges durch die vollen Trennflächenhöhen, wobei die Trennflächenrauheit selbst in erster Näherung gleich der angrenzenden Wandflächenrauheit des Flussschlauches gesetzt wird.

$$l_{u,F} = l_{u,F} + l_{u,TL} + l_{u,TR} \quad \text{mit} \quad k_T = k_W \quad ( 5.4 - 2 )$$

Diese Korrektur ist nur für kleine Vorlandfließtiefen zu empfehlen :  $h_v < 0.33 h_F$ .

Nur anwendbar bei gegliederten Gerinnen ohne Bewuchs (NHYD = ≤ 4 ).

### Korrektur nach ÖZBEK (NPOSEY = 3 )

Bei kleinen Fließtiefen im Vorland ( $h_F / h_v > 3$  bzw.  $h_v < 0.33 h_F$ ) wird in [28] ein Sicherheitsfaktor von mind. 3 zur Vergrößerung der Trennflächenrauheit empfohlen. Zur Verbesserung dieser unbefriedigenden Situation hat ÖZBEK [43] anhand von Modellversuchen (SERC, Wallingford, UK) eine Schätzformel zur Ermittlung der Trennflächenrauheit  $\lambda_T$  bei kleinen Vorlandüberströmungen abgeleitet :

$$\lambda_T = 0.71 \left( \frac{b_v}{b_F} \right)^{0.48} \cdot \left( \frac{h_F}{h_v} \right)^{1.05} \cdot \lambda_W \quad (5.4 - 3)$$

Die Gültigkeitsgrenzen werden - den Modellversuchen entsprechend - wie folgt angegeben :

$$\text{Tiefenverhältnis : } h_F / h_v > 2 \quad (\text{bzw. } h_v < 0.5 h_F) \quad \text{Breitenverhältnis : } b_v / b_F \leq 4.56$$

Diese Korrektur ist nur bei gegliederten Gerinnen ohne Bewuchs (NHVD = 2 oder 4 ) anwendbar.

## 5.5 Korrektur für Abflüsse in mäandrierenden Flüssen

Kennzeichnende Größe ist für einen Mäander ist die Sinuosität des Mäanders  $S_M$  (Begriffe s. DIN 4049 Teil1):

$$S_M = \frac{\text{Talweg des Mäanders (Verbindungsline der tiefsten Sohlpunkte)}}{\text{Wellenlänge des Mäanders (Summe der Abstände zwischen den Wellenbergen)}}$$

CHOW [15] empfiehlt den Manning-Beiwert bei Kompaktquerschnitten mit geringer Mäandrierung um 15 % und bei starker Mäandrierung um 30 % zu erhöhen. Dies entspricht eine Reduzierung der Abflusskapazität bzw. einer Verminderung der Stricklerbeiwerte um 13 % bzw. 23 %. Eine entsprechende Abflussreduzierung ergibt sich nach [44] durch eine Erhöhung die Widerstandsbeiwerte  $\lambda$  um 32 % bzw. 69 %.

$$\begin{aligned} K_{ST,M} &= c_{MK} * K_{ST} \quad \text{bzw.} \\ \lambda_{ges, M} &= c_{MK} * \lambda_{ges} \end{aligned} \quad (5.5 - 1)$$

Nach [44] ist zum Ausgleich der nochmals erhöhten Fließverluste bei überströmten Vorländern der Korrekturbeiwert nochmals anzupassen.

$$\text{Manning-Strickler} \quad c_{MG} = 1.445 c_{MK}^{0.507} \quad (5.5 - 2)$$

$$\text{Universelles Fließgesetz} \quad c_{MG} = 2.5 c_{MK}^{1.5} \quad (5.5 - 3)$$

Damit ergibt sich folgende Zusammenstellung für die Korrekturfaktoren :

### Bei Ansatz der Fließformel nach Manning-Strickler

| Bereich               | Kompaktgerinne                   | gegliederte Querschnitte       |
|-----------------------|----------------------------------|--------------------------------|
| $1 < S_M < 1.05$      | $c_{M,K} = -2.6 S_M + 3.6$       | $c_{M,G} = -5.1 S_M + 6.1$     |
| $S_M = 1.05$          | $c_{M,K} = 0.87$                 | $c_{M,K} = 0.745$              |
| $1.05 < S_M \leq 1.5$ | $c_{M,K} = -0.222 S_M + 1.10333$ | $c_{M,G} = -0.309 S_M + 1.069$ |
| $S_M > 1.5$           | $c_{M,K} = 0.77$                 | $c_{M,G} = 0.6055$             |

### Bei Verwendung des universellen Fließgesetzes

| Bereich               | Kompaktgerinne                | gegliederte Querschnitte       |
|-----------------------|-------------------------------|--------------------------------|
| $1 < S_M \leq 1.05$   | $c_{M,K} = 6.4 S_M - 5.4$     | $c_{M,G} = 16 S_M - 15$        |
| $S_M = 1.05$          | $c_{M,K} = 1.32$              | $c_{M,K} = 1.80$               |
| $1.05 < S_M \leq 1.5$ | $c_{M,K} = 0.822 S_M + 0.457$ | $c_{M,G} = 2.055 S_M - 0.3563$ |
| $S_M > 1.5$           | $c_{M,K} = 1.69$              | $c_{M,G} = 2.725$              |

Die Verwendung von pauschalen Faktoren zur Erhöhung Reibungsbeiwerte können dem tatsächlichen Einfluss einer Mäandrierung nur näherungsweise Rechnung tragen. Bei starker Mäandrierung oder besonderen Genauigkeitsanforderungen ist der Anwendungsbereich einer eindimensionalen Strömungsberechnung nicht mehr gegeben.

## 6. STROMVERZWEIGUNGEN

Das Rechenprogramm gestattet die Berechnung von verzweigten Flusssystemen mit beliebiger Netzverknüpfung. Die Berechnung des Systems und die Dateneingabe erfolgt wie bei unverzweigten Flüssen entgegen der Fließrichtung. Örtliche Fließwechsel innerhalb einer Teilstrecke sind zugelassen, der schießende Abflussbereich darf jedoch nicht über eine Verzweigungsstelle hinausgehen, derartige Fließvorgänge sind z.Z. noch nicht ausreichend untersucht worden (s. [1] S. 295).

Die Zugehörigkeit eines Profiles zu einer Teilstrecke einer Verzweigung wird durch Angabe einer Teilstrecken-Kennziffer Indexnummer für die zugehörige Teilabflussmenge. Aus diesem Grund hat die Nummerierung der Teilstrecken nach den in Gruppe 4 erläuterten Grundsätzen bzw. Vereinbarungen zu erfolgen.

Jeder Verzweigungspunkt ist durch mindestens 3 Querprofile zu beschreiben, die möglichst unmittelbar an der Verzweigungsstelle liegen sollten. Das unverzweigte Gesamtprofil und die Geometrie der beiden Abzweigungen müssen mit diesen 3 Querprofilen festgelegt sein. An jeder Verzweigungsstelle sind maximal 2 Zuflüsse und 2 Abflüsse zugelassen. Bei mehr als 2 Zuflüssen oder Abflüssen ist eine fiktive Zusatzverzweigung mit einer kurzen Zwischenstrecke einzuführen.

Für die Berechnung der Teilwassermengen sind 2 Fälle vorgesehen:

- Wassermengenaufteilung ist vorgegeben
- Wassermengenaufteilung wird iterativ berechnet

Im letzteren Fall wird die Wassermengenaufteilung solange iterativ verbessert, bis die Energiehöhen an den Verzweigungspunkten mit einer als EPSV vorzugebenden Genauigkeit übereinstimmen. Die Energiehöhen in den abzweigenden Teilstrecken unterscheiden sich dann lediglich durch die in Ansatz gebrachten Abzweig- und Stromvereinigungsverluste. Die entsprechenden Verlustbeiwerte sind auf den zugehörigen Datensätzen der abzweigenden Teilstreckenprofile anzugeben. Zu beachten ist hierbei, dass sich die Verlustbeiwerte jeweils auf die Geschwindigkeitshöhe im unverzweigten Gesamtprofil beziehen (s. [1] S. 293).

## 7. EICHUNG VON RAUHEITSBEIWERTEN (bei strömendem Abfluss)

Zur Bestimmung eines mittleren Rauheitsbeiwertes aus Messwerten (Eichung) ist im Rechenprogramm folgendes Verfahren zugrundegelegt [2] :

Ausgehend aus einer bekannten hydraulischen Randbedingung (Anfangswasserstand) wird die Wasserspiegellinie zunächst mit einem geschätzten Rauheitsbeiwert berechnet. Sodann wird verglichen, ob der berechnete Endwasserspiegel mit dem beobachteten übereinstimmt. Ist dies nicht der Fall, so wird die Spiegellinienberechnung mit einem verbesserten Rauheitsbeiwert wiederholt. Dieser Iterationsvorgang wird abgebrochen, wenn die Differenz zwischen vorgegebenem und berechnetem Endwasserstand die gewünschte Genauigkeitsschranke unterschreitet. Das Ergebnis ist ein mittlerer Rauheitsbeiwert für den gewählten Abschnitt.

Im Falle gegliederter Querschnitte ist zunächst der Rauheitsbeiwert des Flussschlauches für ein etwa bordvolles Hochwasser zu bestimmen. Erst dann kann für ein ausuferndes Hochwasser der mittlere Rauheitsbeiwert der Vorlandflächen berechnet werden.

Zur Eichung einer Flussstrecke kann jeder Flussabschnitt gewählt werden, in dem kein Fließwechsel auftritt und gleichbleibende Rauheitsstrukturen vorliegen. Bei unterschiedlichen Rauheitsbeiwerten im Querprofil (K-Wert-Berechnung nach Einstein und alle Berechnungsansätze mit durchströmtem Bewuchs) werden alle k-Werte um einen Faktor verändert, bis der Zielwasserstand erreicht ist. Von der Veränderung ausgenommen werden k-Werte, die durch ein negatives Vorzeichen gekennzeichnet sind.

Mit den geeichten k-Werte wird eine neue Eingabedatei erzeugt, damit die berechneten k-Werte für weitere Berechnungen zur Verfügung stehen.

Die berechneten Wasserspiegelhöhen der Eichrechnung sind mit den gemessenen Wasserständen der Gesamtstrecke zu vergleichen. Sollte keine befriedigende Übereinstimmung über den gesamten Bereich vorhanden sein, so ist eine Aufteilung in mehrere Berechnungsabschnitte erforderlich. Die Rauheitsbeiwerte können im Extremfall in jedem Querprofil andere Werte annehmen. In derartigen Fällen ist eine Optimierung der Rauheitsbeiwerte nach [7] zu empfehlen.

### Hinweis:

Bei einem Fließwechsel im Rechenabschnitt oder bei schiessenden Abflüssen ist keine automatische Eichung von Rauheitsbeiwerten möglich, da es keinen durchgehenden Rückstau einfluss gibt. In derartigen Fällen können die Rauheitsbeiwerte nur profilweise manuell an etwaige gemessenen Wasserstände angepasst werden.



## 8. BERÜCKSICHTIGUNG VON BEWUCHS IM ABFLUSSQUERSCHNITT

Der Einfluss von Bepflanzungen auf die hydraulische Leistungsfähigkeit von Gerinneprofilen war ein besonderer Schwerpunkt der Wasserbauforschung, gerade im vergangenen Jahrzehnt [21-30]. Während die ersten Vorschläge von Felkel (beschrieben in [21]) lediglich Korrekturbeiwerte zu den Manning-Strickler Beiwerten lieferten, wurden erstmals mit der DVWK-Richtlinie H.220/1991 [28] Berechnungsverfahren empfohlen, die konsequent das Widerstandsgesetz von Prandtl-Colebrook und den Rauheitsüberlagerungsansatz nach Kaiser zugrundelegen. Zusätzlich zum Einfluss der Pflanzelemente auf das Widerstandsverhaltens wird der Einfluss der Interaktion zwischen Vorland und Flussschlauch quantifiziert. Trotz umfangreicher Forschungsaktivitäten konnten noch nicht alle Strömungsprobleme abschließend geklärt werden. So wurden z.B. die Einflüsse aus einer geschwungenen Linienführung (Mäanderbildung) ebenso ausgeklammert wie die Berücksichtigung von flexiblem Bewuchs [28]. Auch ist es nicht gelungen, ein Berechnungsverfahren verbindlich einzuführen, so dass die Verfahren nach KAISER, SCHRÖDER-NUDING, MERTENS und PASCHE nebeneinander verwendet werden können. Das Programm WSP\_LWA ermöglicht den Vergleich der genannten Rechenverfahren mit gleichbleibenden Datensätzen. Es ist lediglich das jeweils gewünschte Verfahren mit einem Parameter einzustellen. Die grundlegenden Verfahren zur Widerstandsberechnung sind bei allen Methoden ähnlich, lediglich bei der Quantifizierung der Interaktionswirkung gibt es methodische Unterschiede, die sich insbesondere in den unterschiedlichen Ansätzen für den (fiktiven) Trennflächenwiderstand ausdrücken. Neuere Untersuchungen (Dissertation Ingo Schnauder, Uni Karlsruhe, 2004) zeigen, dass die für kleine Fließtiefen abgeleiteten Trennflächen-Ansätze den hydraulischen Einfluss stark überschätzen. (s. auch Knauf 1989 [26]).

Den Verfahren von Kaiser bis Pasche ist folgende iterative Vorgehensweise gemeinsam:

1. Berechnung der hydraulischen Parameter im Hauptgerinne und Vorland ohne Trennflächeneinfluss
2. Neuberechnung der Widerstandsbeiwerte Lambda mit Trennflächeneinfluss, hierbei unterscheiden sich die verschiedenen Ansätze
3. Ausgabe der Ergebnisse in die Ergebnislisten, erzeugen von Kontroll-Listen für die Bewuchsparameter und Trennflächenrauheiten

### **8.1 LWA-Richtlinie 1984, Ansatz nach Felkel**

Im Jahre 1980 wurde vom Landesamt für Wasser und Abfall NRW eine Richtlinie für den naturnahen Ausbau und die Unterhaltung von Fließgewässern herausgegeben [21]. In dieser Richtlinie wird die Bepflanzung von Gewässerquerschnitten empfohlen. Eine derartige Bepflanzung hat einen Einfluss auf die hydraulische Leistungsfähigkeit der Fließquerschnitte, der bei der Berechnung von Wasserspiegellagen zu berücksichtigen ist. Aus diesem Grund wurde die Gestaltungsempfehlung in der o.g. Richtlinie durch ein Beispiel zur hydraulischen Berechnung gehölzbestandener Gewässer ergänzt.

Einem Vorschlag von FELKEL (1960) folgend, wird der Einfluss des Gehölzbewuchses durch einen Faktor  $Lo/l_u$  als Korrekturfaktor zum Rauigkeitsbeiwert nach Strickler berücksichtigt.  $Lo$  ist der gehölzfreie Teil des benetzten Umfanges  $l_u$  eines Fließquerschnittes.

Im Programm WSPLWA kann der Bewuchs für jeden Teilabflussquerschnitt gesondert berücksichtigt werden. Hierzu sind die Bepflanzungsparameter

$$\begin{aligned} \text{PFL} &= L_{O_L} / l_{u,L} && \text{für das linke Vorland,} \\ \text{PFF} &= L_{O_F} / l_{u,F} && \text{für das Flussbett und} \\ \text{PFR} &= L_{O_R} / l_{u,R} && \text{für das rechte Vorland} \end{aligned}$$

in der Dateneingabe vorzugeben.

Die spezifischen Geschwindigkeiten  $w_i$  werden damit wie folgt berechnet (Vgl. Gl. 2.5-2) :

$$w_L = k_{ST} \cdot \text{PFL} \cdot r_{hy,L}^{2/3} \cdot (l_F/l_L)^{1/2} \quad (8.1-1)$$

$$w_F = k_{ST} \cdot \text{PFF} \cdot r_{hy,F}^{2/3} \quad (8.1-2)$$

$$w_R = k_{ST} \cdot \text{PFR} \cdot r_{hy,R}^{2/3} \cdot (l_F/l_R)^{1/2} \quad (8.1-3)$$

Zu beachten ist, dass die Bepflanzungsparameter vom jeweiligen Abfluss abhängig sind, d.h. sie sind ggf. für jede Wasserführung gesondert zu ermitteln und in der Dateneingabe einzugeben. Dieser Weg der Dateneingabe wurde gewählt, um auch Profile berechnen zu können, bei denen die genaue Lage der Gehölze nicht bekannt ist, das mittlere Verhältnis zwischen gehölzfreiem und benetztem Umfang aber vorgegeben werden kann.

Zur Ermittlung der Bepflanzungsparameter ist von der spezifischen Einflussbreite des Gehölzbewuchses auszugehen. Für Sträucher ist die vollentwickelte Strauchbreite anzusetzen. Für baumartige Gehölze sind Einflussbreiten zwischen 1,00 und 1,50 m je nach Astwerkausbildung, bei im Abflussprofil astfreien Bäumen die Stammbreite, anzunehmen.

Die Bepflanzungsparameter ergeben sich aus den spezifischen Einflussbreiten  $l_{B,i}$  der Gehölzgruppen wie folgt:

$$\text{PFi} = (l_{u,i} - l_{B,i}) / l_{u,i}$$

Für den Index  $i$  ist je nach Teilabflussquerschnitt der Index L, F oder R einzusetzen.

## **8.2 Berücksichtigung durchströmter Bepflanzungen mit Interaktion zum Flussbett** **nach KAISER**

Einem Vorschlag von Kaiser [22] folgend, wurde von Schröder [23,24,25] ein Berechnungsverfahren empfohlen, das eine Abschätzung des Bepflanzungs-Einflusses ermöglicht. Von Bedeutung ist hierbei, dass für die Abschätzung des Interaktionseinflusses und der mitwirkenden Bewuchszonenbreiten lediglich das Verhältnis der Geschwindigkeiten  $v_F/v_L$  maßgebend ist. Eine Definition der Bewuchselementabstände  $a_x$  bzw.  $a_y$  ist nicht erforderlich. Die Eingabedaten beschränken sich daher auf die Festlegung von Wandrauheiten und spezifischen Vegetationsanströmflächen  $\omega_P$  (=SVA):

Verwendet werden die Berechnungsformeln nach Prandtl-Colebrook mit einer iterativen Bestimmung der zugeordneten hydraulischen Radien nach dem Verfahren von Kaiser (s. Ziff. 5.2), wobei die Widerstandswerte  $\lambda$  additiv durch den Bewuchseinfluss vergrößert werden.

$$v = \sqrt{\frac{8 \cdot g \cdot r_{hy} \cdot I_E}{\lambda_W + (4 c_{WR} \cdot \omega_P \cdot r_{hy})}} \quad (8.2-1)$$

An jedem Profilpunkt können  $k_i$ -Werte zur Beschreibung der Wandrauheiten und die spezifischen Vegetationsanströmflächen  $\omega_P$  definiert werden. Nach [25] können folgende Werte angenommen werden :

- lockerer, strauchartiger Bewuchs  $\omega_P = 0.1 \text{ bis } 0.5 \text{ 1/m}$
- dichter, strauchartiger Bewuchs  $\omega_P = 1.5 \text{ bis } 3.0 \text{ 1/m}$
- baumartiger Bewuchs  $\omega_P = dpm \cdot Dp$

mit

$dpm$  = mittlerer Stammdurchmesser in m  
 $Dp$  = Bestockungsdichte in  $1/m^2$   
(Anzahl der Bäume pro  $m^2$ )

Die Bestockungsdichte kann auch aus den mittleren Abständen  $a_x$  und  $a_y$  berechnet werden ([28]) :

$$Dp = \frac{1}{a_x \cdot a_y} \quad \begin{array}{l} a_x = \text{Abstand der Pflanzelemente in Fließrichtung} \\ a_y = \text{Abstand der Pflanzelemente quer dazu} \end{array}$$

Damit kann die spezifische Vegetationsanströmfläche wie folgt berechnet werden :

$$\omega_P = \frac{d_{p,y}}{a_x \cdot a_y} \quad (8.2-2)$$

Der Widerstandsbeiwert für durchströmten Bewuchs ergibt sich entsprechen Gl. 8.2-1 aus :

$$\lambda_{\text{ges}} = \lambda_{\text{W}} + \lambda_{\text{P}} \quad (8.2-3)$$

$$\lambda_{\text{W}} = \left[ -2 \lg \left( \frac{k_{\text{s,i}} / r_{\text{hy,i}}}{14.84} \right) \right]^{-2} \quad (\text{Wandeeinfluss nach Gl. 2.2-16}) \quad (8.2-4)$$

$$\lambda_{\text{P}} = 4 \cdot c_{\text{WR}} \cdot \omega_{\text{P}} \cdot r_{\text{hy,i}} \quad (\text{Vegetationseinfluss}) \quad (8.2-5)$$

hierbei sind :

$k_{\text{s,i}}$  = Wandrauheit in m

$c_{\text{WR}}$  = Widerstandszahl für Bewuchs (zwischen 1.0 bis 1.5)

$\omega_{\text{P}}$  = spezifische Vegetationsanströmfläche in 1/m

$r_{\text{hy,i}}$  = hydraulischer Radius der jeweiligen Teilfläche i

Am Gehölzsaum entstehen zusätzliche Reibungsverluste durch Interaktion zwischen dem langsamer fließenden Wasser in den Vorländern mit Bewuchs und dem Flussbett mit größerer Fließgeschwindigkeit. Diese zusätzlichen Widerstandskräfte durch Wirbelbildungen werden nach [23] und [25] wie folgt berücksichtigt :

- der Gehölzsaum GS wird rechnerisch als feste Wand betrachtet, sein Widerstandswert setzt sich aus einem festen Pauschalwert  $\lambda_{\text{T1}}$  und einem Interaktionswiderstandsbeiwert  $\lambda_{\text{T2}}$  zusammen.

$$\lambda_{\text{T1}} = 0.06 \text{ bis } 0.10 \text{ (im Programm 0.1 gewählt)}$$

$$\lambda_{\text{T2}} = C1 \cdot \lambda_{\text{max}} \quad \text{mit}$$

$$\lambda_{\text{max}} = 0.18 \cdot \lg \left( \frac{0.0135 \cdot v_{\text{F}}^2}{\text{GS} \cdot v_{\text{L}}^2} \right) \quad (8.2-5)$$

Die Korrekturgröße C1 ist von der Interaktionsbreite abhängig.  
 Für Gehölzzonen auf ebenem Vorland gilt :

$$C1 = 0 \quad \text{falls} \quad \text{GS} \cdot \frac{v_{\text{F}}^2}{v_{\text{L}}^2} \leq 80$$

$$C1 = 1 - \left( 1 - \frac{BL}{BV_{\max}} \right)^{2.5} \quad \text{für } BL < BV_{\max} \quad (8.2-6)$$

$$C1 = 1 - \frac{BV_{\max}}{3.5 \cdot BL} \quad \text{für } BL \geq BV_{\max}$$

mit

$$BV_{\max} = 17.5 \cdot \frac{\lambda_{\max} \cdot v_L^2}{9.81 \cdot I_E} \quad (8.2-7)$$

Der Bewuchs muss hierbei bis zur (durch **LU** oder **RU** markierten) Grenze zwischen Vorland und Flussschlauch reichen, sonst wird keine Interaktion zwischen Vorland und Flussschlauch angenommen.

Bei Gehölzbewuchs auf der Böschung des Flussschlauches gelten folgende Bestimmungs-  
gleichungen :

$$C2 = 1 - \frac{BV_{\max}}{3.5 \cdot BL}$$

$$C1 = C2 \cdot \left( 1 - \left( 1 - \frac{BL}{BV_{\max}} \right)^{3.5} \right) \quad \text{für } BL < BV_{\max} \quad (8.2-8)$$

$$C1 = C2 \quad \text{für } BL \geq BV_{\max}$$

Der Gehölzsaum wird hierbei dem jeweiligen Vorland zugeordnet, d.h. die Grenzpunkte LU bzw. RU müssen jeweils den unteren Fußpunkt des Gehölzsaumes markieren.

Alle o.g. Bestimmungsformeln für das linke Vorland (Index L) gelten sinngemäß auch für das rechte Vorland, wenn der Index L jeweils durch R ersetzt wird.

Die Gehölzsaumhöhe ergibt sich aus der Fließtiefe bei LU bzw. RU, die mittlere Bewuchsbreite aus den angrenzenden Geländestreifen mit Bewuchsparametern ( $\omega_p > 0$ ).

### **8.3 Berücksichtigung durchströmter Bepflanzungen mit Interaktion zum Flussbett** **nach SCHRÖDER-NUDING**

Abweichend vom Ansatz nach KAISER wird der Reibungsbeiwert des Gehölzsaumes unter Beachtung der Nachlaufwirbelbreiten  $b_N$  der Pflanzelemente berechnet. Hierbei gehen die Gehölzabstände  $a_x$  (in Fließrichtung) und  $a_y$  (quer dazu) in die Berechnung ein (s. Literatur [29,30]).

$$\lambda_T = 4 \cdot \left[ \lg \left( \frac{v_{0,F}}{v_{0,L}} \right) \right]^2 \cdot \frac{r_{hy,L} \cdot b_M}{h_T \cdot b_F} \quad (8.3-1)$$

$$b_N = 3.2 \cdot \sqrt{a_x \cdot d_p} \quad (8.3-2)$$

$$b_M = a_y \quad \text{für } b_N \geq a_y$$

$$b_M = b_N \quad \text{für } b_N < a_y$$

$$\text{Obergrenze : } b_M \leq A_L / h_T$$

$$\text{Untergrenze : } b_M > 0.15 \cdot h_T$$

mit

$$b_F = A_F / h_T = \text{fiktive Flussschlauchbreite}$$

$$r_{hy,L} = A_L / l_{u,L} = \text{hydraulischer Radius Vorland links}$$

$$v_{0,F}, v_{0,L} = \text{mittlere Geschwindigkeiten ohne Trennflächeneinfluss}$$

$$b_M = \text{mitwirkende Vegetationsbreite}$$

$$b_N = \text{Nachlaufwirbelbreite eines Gehölzelementes}$$

Für das rechte Vorland gelten die Gleichungen entsprechend.

Der Formwiderstandsbeiwert  $c_{WR}$  wird als konstant angenommen.

Für typische Strauchwerkstrukturen ohne Blätter können die vertikalen Abstände der Zweige nach Versuchen von NUDING nicht mehr einem zylinderförmigem Besatz mit Baumstämmen gleichgesetzt werden. In derartigen Fällen ist die spezifische Vegetationsanströmfläche nach Gl. 8.2-1 mit den vertikalen Zweigabständen  $a_z$  und den Zweigdurchmessern  $d_{p,z}$  zu modifizieren:

$$\omega_P = \frac{d_{p,y} + d_{p,z} \cdot \frac{a_y}{a_z}}{a_x \cdot a_y} \quad (8.3-4)$$

Die sonstige Vorgehensweise entspricht dem Verfahren nach KAISER, s. Ziff. 8.2.

Gültigkeitsbereich :

$$b_F \geq 5 b_M$$

und

$$\omega_P \leq 9.6$$

#### **8.4 Berücksichtigung durchströmter Bepflanzungen mit Interaktion zum Flussbett nach MERTENS**

MERTENS empfiehlt den Wandwiderstand nach Gl. 2.2-16 mit dem Formbeiwert für Trapezgerinne  $f = 0.827$  zu modifizieren. Aus Gl. 8.2-4 wird dementsprechend

$$\lambda_{iW} = \left[ -2 \lg \left( \frac{k_{s,i}/r_{hy,i}}{12,27} \right) \right]^{-2} \quad (8.4-1)$$

Der Einfluß der Pflanzelemente auf die Strömung wird nach Lindner [28,31] mit

$$\lambda_P = \frac{4 \cdot c_{WR} \cdot d_{p,i} \cdot h_i \cdot \cos \alpha}{a_x \cdot a_y} \quad (8.4-2)$$

beschrieben. Hierbei bedeuten :

$h_i$  = Fließtiefe am Pflanzelement

$d_{p,i}$  = äquivalenter Pflanzelementdurchmesser

$\alpha$  = Neigung der Sohle (=Böschungswinkel)

Im DVWK-Merkblatt [28] wird die Vorgehensweise von MERTENS zur Berechnung der Interaktion ausführlich beschrieben. Für den Trennflächenwiderstand gelten folgende Bestimmungsgleichungen :

Trennflächenrauheit:

$$k_T = c \cdot b_{II, m} + 1,5d_p \quad (8.4-3)$$

mittlere Breite des Einflussbereiches (Vorlandbewuchs oder Böschung)

$$b_{II} = b_{II\max} \quad \text{für } b_{II} > b_{II\max}$$

$$b_{II} = A_{II}/h_T \quad \text{für } b_{II} < b_{II\max}$$

Einflussfaktor  $c$  :

$$c = 1,2 - 0,0003B + 0,06(0,001B)^{1,5} \quad (8.4-4)$$

mit dem

Bewuchsparameter :

$$B = \left( \frac{a_x}{d_p} - 1 \right)^2 \cdot \left( \frac{a_y}{d_p} \right) \quad (8.4-5)$$

$$\begin{aligned} b_{II\max} &= b_{III} && \text{für } B > 16 \text{ (lichter Bewuchs)} \\ b_{II, \max} &= 0,25B^{0.5} \cdot b_{III} && \text{für } B < 16 \text{ (dichter Bewuchs)} \end{aligned}$$

Die übrigen Parameter folgende Bedeutung :

$$\begin{aligned} b_{II\max} &= \text{maximale Breite des makroturbulenten Bereiches} \\ A_{II} &= \text{mitwirkende Fläche über } b_{II} \\ b_{III} &= \text{Flussschlauchbreite (Bereich III)} \end{aligned}$$

Durchführung der Berechnung:

Erste Näherung :  $b_{III} = b_F/2$  = halbe Flussschlauchbreite.

Iteration mit

$$b_{III, \text{neu}} = \frac{b_F \cdot \lambda_{T, i}}{\lambda_{T, l} + \lambda_{T, r}}$$

bis sich keine Änderung mehr für  $b_{III}$  ergibt.

Diese Beziehung ergibt sich aus Gl. 5.2-5, wenn  $b_{III}$  und  $r_{hy,F}$  näherungsweise gleichgesetzt werden.

Die Fließgeschwindigkeit im Hauptgerinne wird unter Beachtung des Überlagerungsansatzes nach KAISER (s. Abschnitt 5.2) berechnet.

Der Formwiderstandsbeiwert  $c_{WR}$  wird als konstant angenommen.

Gültigkeitsbereich :  $B \leq 6000$



## **8.5 Berücksichtigung durchströmter Bepflanzungen mit Interaktion zum Flussbett nach PASCHE**

Das aufwendigste (und am schwersten prüfbare) Verfahren wurde von PASCHE entwickelt, es ist ebenfalls im DVWK-Merkblatt H 220/1991 mit einem Rechenbeispiel beschrieben [28].

Im Unterschied zu den oben erwähnten Methoden wird der Formwiderstandsbeiwert  $c_{WR}$  der Pflanzelemente nicht mehr als konstant angenommen. PASCHE verwendet das von ihm modifizierte Verfahren nach LINDNER [31,32] zur individuellen Festlegung der  $c_{WR}$ -Werte, die von den relativen Anströmgeschwindigkeiten und den Nachlauflängen und -breiten abhängen. Zusätzlich werden Maßstabeffekte mit Hilfe der Froude'schen Zahlen berücksichtigt. [28]

Der  $c_{WR}$ -Wert ergibt sich aus der relativen Anströmgeschwindigkeit  $v_n/v_i$ , welche aus den Nachlauflängen und -breiten zu berechnen ist :

$$\left(\frac{v_n}{v_i}\right)^2 = 1,15 \cdot \left(\frac{a_{NL}}{a_x}\right)^{-0,48} + 0,5 \cdot \left(\frac{a_{NB}}{a_y}\right)^{1,1} \quad (8.5-1)$$

$$c_{WR} = 1,31 \cdot \left(\frac{v_n}{v_i}\right)^2 + \Delta c_w \quad (8.5-2)$$

$\Delta c_w$  = Korrektur für Maßstabeffekte = Fkt(Froude)

In ähnlicher Weise wird zunächst der  $c_{WR}$ -Wert für die Pflanzelemente am Gehölzsaum zum Flussschlauch bestimmt. Die mitwirkende Bewuchsbreite  $b_m$  ergibt sich aus

$$b_m = \frac{c \cdot h_T}{\lambda_v \cdot (0,068e^{0,56c_T} - 0,056)} \quad (8.5-3)$$

hierbei bedeuten

$c$  = Böschungsfaktor ( Böschung  $c=1.7$ , Vorland  $c=1.0$ )

$h_T$  = Gehölzsaumhöhe

$\lambda_L$  = Reibungsbeiwert im Vorland bzw. Böschung

$c_T$  = Trennflächengeschwindigkeit (dimensionslos :  $c_T = v_T/v_T^*$ )

Die Trennflächengeschwindigkeit ergibt sich aus :

$$c_T = -3,27 \cdot \lg \Omega + 2,85 \quad (8.5-4)$$

mit

$$\Omega = \left( 0,07 \frac{a_{NL}}{a_x} \right)^{3,3} + \left( \frac{a_{NB}}{a_y} \right)^{0,95} \quad (8.5-5)$$

$$a_{NB} = 0,24 a_{NL}^{0,59} \cdot (c_{w\infty} \cdot d_P)^{0,41} \quad (8.5-6)$$

$\Omega$  = Bewuchsparameter  
 $a_{NB}$  = Nachlaufbreite  
 $a_{NL}$  = Nachlauflänge  
 $c_{w\infty}$  = Formbeiwert eines Kreiszylinders

Der Formbeiwert  $c_{w\infty}$  des Kreiszylinders ist nach LINDNER wie folgt zu bestimmen :

$$Re = \frac{v_{P,i} \cdot d_{P,i}}{\nu} \quad (8.5-7)$$

$$c_{w\infty} = 3,07 \cdot Re^{-0,168} \quad \text{für } Re < 800 \quad (8.5-8)$$

$$c_{w\infty} = 1,0 \quad \text{für } 800 < Re < 8000$$

$$c_{w\infty} = 1,2 \quad \text{für } Re > 8000$$

Die Nachlauflänge  $a_{NL}$  wird iterativ aus

$$\frac{\Delta v_{max}}{v_{\infty}} = 0,03 = 0,9 \cdot \left( \frac{a_{NL}}{c_{w\infty}} \right)^{-0,7} \cdot \left( 1 + \frac{g \cdot a_{NL} \cdot l_E}{v_T^2 / 2} \right)^{-1,5} \quad (8.5-9)$$

errechnet. Für einreihigen Bewuchs ist die relative Nachlaufbreite  $a_{NB}/a_y = 0$  zu setzen.

Für den Widerstandsbeiwert der Trennflächen wurde folgende Bestimmungsgleichung abgeleitet :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda_T}} = -2,03 \cdot \lg \left[ 0,072 \cdot \left( \frac{b_m}{b_{III}} \right)^{1,07} \cdot \Omega \right] \quad (8.5-10)$$

Zusätzlich zum Bewuchseinfluss durch  $\Omega$  wird der Trennflächenwiderstand maßgeblich durch die relative Interaktionsbreite  $b_m/b_{III}$  bestimmt, welche in Analogie zur relativen Rauheit  $k/d$  bei Wandrauheiten zu sehen ist.

Wie bei dem Verfahren von MERTENS wird die mitwirkende Flussbreite aus

$$\frac{b_{III,L}}{b_{III,R}} = \frac{\lambda_{T,L}}{\lambda_{T,R}} \quad (8.5-11)$$

unter Beachtung von  $b_{III,L} + b_{III,R} = b_F$  iterativ bestimmt.

Eine weitere Besonderheit im Verfahren von PASCHE ist die Abschätzung des durch Interaktion vergrößerten Vorland- bzw. Böschungsabflusses nach folgender Schätzformel :

$$\Delta Q_{v,i} = 0,25 \cdot b_m \cdot h_m \cdot (v_T - v_v) \quad (8.5-12)$$

Dieser Mehrabfluss geht in die Gesamtkapazität des Querschnittes ein.

Gültigkeitsbereich :  $b_F \leq 25 h_v$  und  $h_v \leq 0.5 h_F$

### **Korrektur für größere Flußbreiten nach Schuhmacher [41]**

Die mitwirkende Breite des Flussschlauches wird in den o.g. Ansätzen - den Modellversuchen von PASCHE entsprechend - unter Beachtung von

$$b_{III,L} + b_{III,R} = b_F$$

iterativ bestimmt.

Nach Auswertungen von neueren Versuchen (SERC-FCF, Wallingford, UK) hat Schumacher [41] eine Reduzierung der mitwirkenden Breite entsprechend folgender Schätzformel empfohlen :

$$b_{III,i} = (-0.006 \cdot b_F / h_{v,i} + 1.14) \cdot b_F \quad (8.5 - 13)$$

Für den Index i ist jeweils L für das linke Vorland bzw. R für das rechte Vorland einzusetzen.

Gültigkeitsbereich :  $25 h_v < b_F \leq 60 h_v$  und  $h_v \leq 0.5 h_F$

## 9. SCHLEPPSPANNUNGEN UND VOLUMENGRÖSSEN, GESCHIEBEBERECHNUNGEN

### 9.1 Schleppspannungen

Die Schleppspannungen werden nach [1] S. 272 und [25] S. 13.37 als Sohlschubspannung aus

$$\tau = \gamma \cdot r_{hy} \cdot I_E \text{ in N / m}^2 \quad (9-1)$$

für jeden Teilquerschnitt getrennt berechnet. Der hydraulische Radius  $r_{hy}$  ergibt sich nach Abschnitt 2.5.1 aus den Fließ-Teilquerschnitten ( $A_L, A_F, A_R$ ) und den benetzten Umfängen ( $l_{uL}, l_{uF}, l_{uR}$ ) in den jeweiligen Querprofilen. Das spezifische Gewicht  $\gamma$  von Wasser beträgt 9.81 kN/m<sup>3</sup>.

Zur Kontrolle der Schleppspannungen im Flusslauf werden zwei Tabellen erzeugt :

Tabelle 1 : Geschwindigkeiten und Schleppspannungen in den Profilen  
und  
Tabelle 2 : Abschnittsweise Schleppspannungen

Die abschnittswisen Schleppspannungen ergeben sich als Mittelwerte aus den profilweise berechneten Werten. Hierbei werden kontinuierliche Übergänge zwischen den Querschnittsabmessungen vorausgesetzt.

## **9.2 Das im Flußabschnitt gespeicherte Wasservolumen**

Für besondere Fragestellungen kann das in einem Berechnungsabschnitt gespeicherte Wasservolumen berechnet werden. Das Wasservolumen  $\Delta V$ , zwischen den Querprofilen i und i+1 ist von den Teilflächen der Fließquerschnitte und den jeweiligen Profilabständen im Flussbett bzw. in den Vorländern abhängig. Mit der Näherungsformel für einen Pyramidenstumpf ergibt sich das Wasservolumen zu

$$\Delta V_L = l_L \cdot \frac{A_{L,i} + A_{L,i+1}}{2} \quad (9.2-1)$$

für das linke Vorland (Index L). Analog errechnen sich die Volumina im Flussbett und im rechten Vorland. Das Gesamtwasservolumen zwischen zwei Profilen ergibt sich als Summe aus den Teilvolumengrößen zu

$$V_i = \Delta V_{L,i} + \Delta V_{F,i} + \Delta V_{R,i} \quad \text{in m}^3 \quad (9.2-2)$$

Für jede Variantenberechnung mit geänderten Hauptwerten ( Q oder K - Werte ) wird die Volumenberechnung automatisch durchgeführt.

### **9.3 Feststofftransportkapazität** [45ff]

#### **Vormerkungen**

Der Sedimenttransport in Gewässern ist außerordentlich komplex. So ist es nicht verwunderlich, dass es heute noch eine enorme Spannweite von Versuchs- und Berechnungsergebnissen gibt. Die wissenschaftliche Literatur zu diesem Thema ist kaum übersehbar [48]. Folgende Gründe sind für diese Situation verantwortlich :

- 1.) Ansätze für den Flüssigkeitstransport und den Feststofftransport sind voneinander abhängig. Hier werden oft kombinierte Formeln angegeben, bei denen die Einflüsse nicht mehr klar zu trennen sind. Bei der Verwendung des WSP-Programmes werden immer erst die hydraulischen Verhältnisse berechnet, erst danach ist die Ausgabe der dazu passenden Feststoffkapazitäten möglich. Die für den Feststofftransport verbleibende wirksame Schubspannung ergibt sich aus dem Verhältnis Energielinengefälle/Kornreibungsgefälle an der Gerinnesohle. Ggf. ist eine zusätzliche Reduktion durch transportunwirksame Böschungsbereiche anzusetzen. Allen Berechnungen ist gemeinsam, dass das transportierte Sand-Geröllgemisch profilweise durch maßgebende Korngrößen und der für das jeweilige Profil maßgebenden Schubspannung an der Gerinnesohle berechnet wird.
- 2.) Zur Ableitung von Formelansätzen werden Geschiebe-Versuche und theoretische Ableitungen meist für Idealbedingungen (Einkornmaterial, Normalabflussbedingungen, unendlich breite Gerinne) vorgenommen. Eine Übertragbarkeit auf natürliche Korngemische ist problematisch. So muss z.B. streng unterschieden werden, ob der Gesamttransport mit Schwebstoffen oder nur der reine Geschiebetransport berechnet werden soll. Bei der fraktionsweisen Berechnung sind zusätzliche Einflüsse aus dem Sieblinenverband oder es ist auch die Kohäsion bei bindigem Material in Ansatz zu bringen. [49,55].
- 3.) Viele Ansätze verwenden eine kritische Schubspannung für den Bewegungsbeginn. Allein die messtechnische Festlegung für diesen Zustand ist nicht klar definierbar. Ein grundsätzliches Problem besteht z.B. darin, das für das Einsetzen des Bewegungsbeginns momentane turbulente Spannungsspitzen der auf ein Korn wirkenden Kräfte verantwortlich sind, während die Beanspruchung der Sohle üblicherweise durch Mittelwerte der Geschwindigkeit bzw. Schubspannung beschrieben wird. [49,50]. Obwohl es keine klar definierte Grenze zwischen Ruhezustand und Bewegungsbeginn gibt, helfen Wahrscheinlichkeits-Verteilungen, eine für die Wasserbaupraxis wichtige Grenze zwischen Ruhezustand und Erosionsbeginn anzugeben. [48,49].

Für den Sedimenttransport wurden weit über drei Dutzend verschiedene Formeln entwickelt, die alle mehr oder weniger empirischer Natur sind. Als Folge der reinen Anpassung an Messwerte mit sehr unterschiedlichen Randbedingungen fehlt ihnen generelle Gültigkeit und es ergeben sich bisweilen erhebliche Abweichungen zu Vergleichsmessungen [48]. Das Programm stellt die wichtigsten Ansätze für die Feststofftransportintensität zur Verfügung. Andere Formeln führen je nach Randbedingungen zu ähnlichen Werten. Die Formel von Meyer-Peter-Müller kann durch eine Modifikation nach Zanke 1982 [47] verbessert werden. Die neuen theoretischen Ableitungen von Zanke [48,49] zeigen einen Weg auf, der das größte Anwendungsspektrum und die zuverlässigsten Ergebnisse erwarten lässt.

### 9.3.1 Grundgleichungen und Kennwerte

Die Definition von Kenngrößen und Formelansätzen ist in der Literatur sehr uneinheitlich. (z.B. wird die Froude-Zahl des Kornes manchmal als  $(Fr^*)^2$  definiert). Die hier verwendete Notation wurde in Anlehnung an Schröder-Zanke 2005 [46] gewählt.

Gesamttransportrate  $m = m_G + m_S$  in t/m d Summe aus Geschiebe und Schwebstoffen  
Geschiebevolumen  $q_G = m_G / \rho_L$  in m<sup>3</sup>/m d mit  $\rho_L$  = Lagerungsdichte des Geschiebes  
Default  $\rho_L = 1.85$  t/m<sup>3</sup> (Porenanteil  $n = 30\%$ )

Allgemein ist  $m_G = Fkt(\tau_i - \tau_{krit})$  (Schwellwertansatz, z.B. nach Meyer-Peter)

$m_G = Fkt(\tau_i / \tau_{krit})$  (schwellwertfrei, z.B. mit Risiko nach Zanke)

Es vereinfacht die Schreibweise der Gleichungen, wenn man mit dimensionslosen Kenngrößen arbeitet.

Mit der dimensionslosen Kenngröße

$$\text{Strömungsintensität : } \Theta_i = \frac{\tau_i}{g \cdot (\rho_s - \rho_w) \cdot d_{mi}} = \frac{\tau_i}{g' \cdot \rho \cdot d_{mi}} = (Fr^*)^2 \quad (9.3.1-1)$$

kann der Feststofftransport als dimensionslose Transportintensität  $\Phi_G$  beschrieben werden.

$$\text{Transportintensität } \Phi_G = Fkt(\Theta_i - \Theta_{krit}) \quad (\text{Schwellwertansatz}) \quad (9.3.1-2)$$

bzw.

$$\Phi_G = Fkt(\Theta_i / \Theta_{krit}) \quad (\text{schwellwertfrei}) \quad (9.3.1-3)$$

$$\text{Damit ist die Geschiebetransportrate aus } m_G = \Phi_i \cdot \rho_s (g' \cdot d_{mi}^3)^{0.5} \quad \text{in t/m} \cdot \text{d} \quad (9.3.1-4)$$

zu berechnen.

Die kritische Schubspannung bzw. die Strömungsintensität kann mit den Ansätzen nach Abschnitt 9.3.2 und die maßgebende Transportintensität  $\Phi_G$  mit den verschiedenen Transportformeln nach Abschnitt 9.3.3 berechnet werden. Hiermit lässt sich die Geschiebetransportrate  $m_G$  nach Gl. (9.3.1-4) bestimmen.

Es werden folgende Kenngrößen und Definitionen verwendet :

$$\text{Hydraulische Schubspannung} \quad \tau_i = \rho \cdot g \cdot r_{hyd} \cdot I_E = \rho \cdot v^* \quad \text{in N/m}^2 \quad (9.3.1-5)$$

$$\text{mit dem hydraulischer Radius} \quad r_{hyd} = A / U$$

$$\text{Schubspannungsgeschwindigkeit :} \quad v_i^* = (\tau_i / \rho)^{0.5} \quad (9.3.1-6)$$

$$\text{Reynolds-Zahl des Kornes :} \quad Re^* = \frac{v^* \cdot d_m}{\nu} \quad (9.3.1-7)$$

$$\text{Sedimentologischer Korndurchmesser :} \quad d^* = \left( \frac{g'}{\nu^2} \right)^{1/3} \cdot d_m \quad (9.3.1-8)$$

(Default  $d^* = 25296 \cdot d_m$ )

$$\text{relative Feststoffdichte :} \quad p' = (\rho_s - \rho_w) / \rho_w = 1.65 \text{ t/m}^3 \quad (9.3.1-9)$$

$$\text{modifizierte Erdbeschleunigung :} \quad g' = g \cdot p' \quad (9.3.1-10)$$

$\nu$  = kinematische Zähigkeit [Default =  $1.31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ , andere Werte s. z.B. Tabelle [40] Seite 257]

$\rho_s$  = Dichte des Feststoffes (Default  $\rho_s = 2.65 \text{ t/m}^3$ )  
 $\rho_w$  = Dichte von Wasser (Default  $\rho_s = 1.00 \text{ t/m}^3$ )

$n$  = Anteil Porenvolumen im Feststoff POR = Porosität =  $1 - n$  (Default  $n = 0.3$ , POR = 0.7)

Die ereignisspezifischen Kenngrößen werden bei gegliederten Querschnitten getrennt für 5 Bereiche gebildet :

linkes Vorland - linker Böschungsbereich - Hauptgerinne - rechter Böschungsbereich - rechtes Vorland.

Bei unterschiedlichen (gemittelten) Fließtiefen ergeben sich unterschiedliche Schubspannungen und damit unterschiedliche Kenngrößen für den Feststofftransport in den einzelnen Teilbereichen.

Die Schubspannung kann optional auch mit der hydraulischen Wassertiefe  $h_t = F_i/B_i$  anstelle mit  $r_{hyd}$  berechnet werden, weil in fast allen Publikationen zum Geschiebetransport von einem theoretisch sehr breiten Gerinne mit  $h_t = r_{hyd}$  ausgegangen wird.

Dar Haupttransport wird im Hauptgerinne stattfinden. Hier wird unterschieden zwischen der hydraulisch wirksamen Schubspannung und der geschiebewirksamen (reduzierten) Schubspannung. Die Reduktion kann sich unterschiedlichen Sohlformen, aus unterschiedlichen und wechselnden Profilverformen, aus unterschiedlichen Sohlagen, aus Formrauheit infolge von Riffeln oder Dünen, aus Blockbildung, Mäandern oder Bewuchs, insgesamt also aus dem Unterschied zwischen geschiebewirksamer Kornrauheit und hydraulisch wirksamer Transportrauheit resultieren.

#### Transportwirksame sedimentologische Schubspannung (nur Hauptgerinne) :

$$\tau_{red} = RSOHL \cdot QFORM \cdot QWERT \cdot TRANS \cdot \tau_i \quad (9.3.1-11)$$

Die reduzierte transportwirksame Schubspannung ist mit den Parametern RSOHL, QFORM, QWERT und TRANS zu bilden.

Die für den Fliesszustand maßgebende Kennzahl nach Froude wird i.d.R. im hydraulischen Teil nach Gl. 2.5-9) für den Gesamtquerschnitt bestimmt. Wenn die Froude'sche Zahl als Kenngröße für den Geschiebetransport im gewählten Ansatz vorkommt, ist durch entsprechende Parameterwahl sicherzustellen, dass die Froude'schen Zahlen für die jeweiligen Teilquerschnitte separat für die Teilquerschnitte zu bestimmen sind. (Parameter CFR in SA 60).

#### **9.3.2 Berechnung der kritischen Schubspannung (Bewegungsbeginn) : $\tau_{krit}$ bzw. $\Theta_{krit}$**

Ansätze zu Beschreibung der Shields-Kurve, s. Steuerparameter CC.

Ansatz CC=0 :  $\Theta_{krit}$  wird aus der Dateneingabe als konstanter Wert übernommen (9.3.2-0)

Default :  $\Theta_{krit} = THCW = 0.047 = \text{konstant}$  (Meyer-Peter 1949)

Ansatz CC=1 :  $\Theta_{krit} = Fkt(d^*)$ , Näherung nach Knoroz 1958 [56]

$$\Theta_{krit} = THCW \cdot ((d^* + 1.3)/(d^* - 0.72))^2 \quad (9.3.2-1)$$

Default :  $THCW = 0.0256$



Ansatz CC=2 :  $\Theta_{krit} = Fkt(Re_c^*)$ , Bewegungsbeginn nach Zanke 1982

hydraulisch glatter Bereich :

$$\Theta_{krit} = 0.13/Re_c^* \quad \text{wenn } Re_c^* \leq 3.32 \quad (9.3.2-2a)$$

Übergangsbereich und hydraulisch rau

$$\Theta_{krit} = 0.432/Re_c^{*2} + 0.04 (1 - 3.32/Re_c^*) \quad \text{wenn } Re_c^* > 3.32 \quad (9.3.2-2b)$$

mit  $Re_c^* = Re^*$ -Zahl des Kornes nach Gl. 9.3.1-7 bei Bewegungsbeginn

Default :  $THCW = 0.0256$

Diese impliziten Gleichungen sind iterativ zu lösen.  $\Theta_{krit}$  und  $Re_c^*$  sind Funktionen von  $\tau_{krit}$

Ansatz CC=3 :  $\Theta_{krit} = Fkt(d^*)$ , Näherung nach Yalin/Da Silva 2001 [57]

$$\Theta_{krit} = 0.130d^{*-0.392} \cdot \exp(-0.015d^{*2}) + THCW \cdot (1 - \exp(-0.068d^*)) \quad (9.3.2-3)$$

Default :  $THCW = 0.045$

Ansatz CC=4 :  $\Theta_{krit} = Fkt(d^*)$ , Näherung nach YALIN 1988 [52]

$$\Theta_{krit} = 0.135d^{*-0.392} \cdot \exp(-0.02d^{*2}) + 0.050(1 - \exp(-0.068d^*)) \quad (9.3.2-4)$$

Default :  $THCW = 0.050$

Ansatz CC=5 :  $\Theta_{krit} = Fkt(d^*)$ , Näherung nach Unsöld [48,50]

$$\begin{aligned} d^* < 6 : & \quad \Theta_{krit} = 0.109 d^{*-0.5} \\ 6 < d^* < 10 : & \quad \Theta_{krit} = 0.140 d^{*-0.64} \\ 10 < d^* < 20 : & \quad \Theta_{krit} = 0.040 d^{*-0.10} \\ 20 < d^* < d_{max}^* : & \quad \Theta_{krit} = 0.013 d^{*0.29} \\ d^* > d_{max}^* : & \quad \Theta_{krit} = THCW \end{aligned} \quad (9.3.2-5)$$

mit  $d_{max}^* = (THCW/0.013)^{3.4483}$

Diese Anpassung ermöglicht eine Parallelverschiebung der Shieldskurve. (Schaipp 2005)

Default :  $THCW = 0.055$

Ansatz CC=6 :  $\Theta_{krit} = Fkt(d^*)$ , Näherung nach Schröder, s. Tabelle in [45]

$$\log(\Theta_{krit}) + z \cdot e^{-K1 \cdot z} + K2 \cdot \tanh2(K3 \cdot z) + 1 = 0 \quad (9.3.2-6)$$

mit:

$$z = \log(Re^*) \cdot (1 + K4 \cdot \log2(Re^*)),$$

$$K1 = 1.06217, K2 = -\log(THCW) - 1, K3 = 0.92462, K4 = 0.170$$

Default :  $THCW = 0.060$

Ansatz CC=7 :  $\Theta_{krit} = Fkt(rhyd/dm)$  , Näherung nach Mizuyama 1977, zitiert nach Bezzola 2002 [55, S. 222]

$$\Theta_{krit} = 0.034 \cdot 10^{0.32 \cdot dm/rhyd} \quad \text{für } rhyd/dm \leq 4.5 \quad (9.3.2-7)$$

$$\Theta_{krit} = 0.040 \quad \text{für } rhyd/dm > 4.5$$

Ansatz CC=8 :  $\Theta_{krit} = Fkt(Is)$  , Näherung nach Graf 1989, zitiert nach Bezzola 2002 [55, S. 222]

$$\Theta_{krit} = 0.042 \cdot 10^{2.2 \cdot Is} \quad (9.3.2-8)$$

für  $Is > 0.01$  ( $Is > 1$  o/o)

Ansatz CC=9 :  $\Theta_{krit} = Fkt(f, T_s, F_L, K)$  , Bewegungsbeginn nach Zanke 2001 [49]

$$\Theta_{krit} = \frac{0.7 \cdot K \cdot \tan \varphi'}{\left(1 + 1.8 \frac{u'_{ms}}{u_b}\right)^2 \cdot \left(1 + 0.4 \left(1.8 \frac{u'_{ms}}{u^*}\right)^2\right) \cdot K \cdot \tan \varphi'} \quad (9.3.2-9)$$

$\varphi' = f/1.5$  = reduzierter Schüttwinkel des Geschiebematerials

$u_{rms}$  = Standardabweichung der turbulenten Schubspannungsspitzen

$u_b = 0.8 \cdot u^* + 0.9 \cdot u(y=k)$  zeitlich gemittelte Geschwindigkeit am Korn

$u^*$  = tiefengemittelte Schubspannung

$u'_{ms} / u_b$  aus [49] Gl. 28

$K$  = Faktor bei kohäsivem Material ( bei  $dm > 0.02$  mm ist  $K=1$ )

Modifikation der Shieldskurve für grosse Gefälle und geringe Überdeckung nach Bezzola 2002 [55] :

$$THC_B = CCIW \cdot \Theta_{krit}$$

Wenn  $CCI = 0$  :  $CCIW = 1.0$

Wenn  $CCI = 1$  :  $CCIW = K / c_R^2$  Korrektur nach Bezzola

Gefälleeffluksfaktor  $K = \cos \alpha - \rho_s \cdot \sin \alpha / (\rho_p \cdot \tan \rho_k)$

mit  $\sin \alpha = IE$   $\rho_k = \rho$  wenn  $CD = 0$  (keine Deckschicht)

$\rho_k = \rho + 23^\circ$  wenn  $CD > 1$  (mit Deckschicht)

Dämpfungsfaktor  $c_R^2 = 1 - YRSUB/rhyd$  wenn  $rhyd/YRSUB > 2$

$c_R^2 = 0.25 \cdot rhyd / YRSUB$  wenn  $rhyd/YRSUB \leq 2$

mit  $YRSUB = dru$  wenn  $Re^{**} < 10000$

$YRSUB = 2.2 \cdot dru$  wenn  $Re^{**} > 20000$

Zwischenwerte sind zu interpolieren

$Re^{**}$  ist für  $dru$  zu bestimmen

### **9.3.3 Transportintensität**

#### **A) Geschiebetransportintensität**

##### **9.3.3.1 Ansatz von Meyer - Peter 1948** [50]

**MG = 1**

Geschiebetransportintensität :  $\Phi_G = 8 \cdot (\Theta_{\text{red}} - \Theta_{\text{krit}})^{1.5}$  (9.3.3-1)

##### **9.3.3.2 Ansatz von Meyer - Peter mit Erweiterung nach Zarn 1997**

**MG = 2**

Einfluss der Flussbreite auf die Wechselwirkung zwischen Abfluss, Morphologie und Geschiebetransportintensität. [60] S. 149

Geschiebetransportintensität :  $\Phi_G = 5 \cdot (\Theta_{\text{red}} + \Theta_{\text{korr}} - \Theta_{\text{krit}})^{1.5}$  (9.3.3-2)

mit:  $\Theta_{\text{korr}} = 0$  wenn BF / RF ≤ 30

$$\Theta_{\text{korr}} = \Theta_{\text{krit}} \cdot (0,3 - \exp(-0,005 \cdot (BF/RF + 211))) \quad \text{wenn BF / RF} \leq 30$$

##### **9.3.3.3 Smart u. Jäggi 1983** [58] VAW-Formel für grosse Gefälle

**MG = 3**

Geschiebetransportintensität :  $\Phi_G = 4 \cdot (d_{90}/d_{30})^{0.2} \cdot IE^{0.6} \cdot v_m/u^* \cdot \Theta^{0.5} \cdot (\Theta - \Theta_{\text{krit}})$  (9.3.3-3)

##### **9.3.3.4 Einstein 1950** [45]

**MG = 4**

Geschiebetransportintensität :  $\Phi_G = \text{Fkt}(1/\Theta_{\text{red}})$

Der in [46,54] dargestellte Zusammenhang (Einsteins bed load function) zwischen Bewegungsintensität  $BST=1/\Theta_{\text{red}}$  und der Transportintensität  $\Phi_G$  kann wie folgt angenähert werden :

$$\Phi_G = \frac{1}{A} \left( \frac{2}{\text{erf}(z1) + \text{erf}(z2)} - 1 \right) \quad (9.3.3-4)$$

mit  $z1 = 0.143 \cdot BST + 2.0$ ,  $z2 = 0.143 \cdot BST - 2.0$ ,  $A = 43.5$

Das Fehlerintegral  $\text{erf}(z)$  kann wie folgt angenähert werden :

a) Schröder 1994 :  $\text{erf}(z) = 1 - (a_1 x + a_2 x^2 + a_3 x^3) \cdot e^{-z^2/2}$  mit  $x = 1/(1 + a_0 z)$

mit den Konstanten :  $a_0 = 0.47047$ ,  $a_1 = 0.34802$ ,  $a_2 = 0.09588$ ,  $a_3 = 0.74786$

b) Romer 1983 :  $\text{erf}(z) = 1 - (1 + a_1 x + a_2 x^2 + a_3 x^3 + a_4 x^4 + a_5 x^5 + a_6 x^6)^{16}$

mit den Konstanten :  $a_1 = 0.0705230784$ ,  $a_2 = 0.0422820123$ ,  $a_3 = 0.0092705272$   
 $a_4 = 0.0001520143$ ,  $a_5 = 0.0002765672$ ,  $a_6 = 0.0000430638$

### 9.3.3.5 Ansatz von Engelund-Fredsoe 1976 [45]

**MG = 5**

Geschiebetransportintensität :  $\Phi_G = 5p ((\Theta_{\text{red}})^{-2} - 0.7(\Theta_{\text{krit}})^{-2})^{1.5}$  (9.3.3-5)

Überschussfunktion  $p = \frac{1}{\sqrt[4]{1 + f^4}}$  mit  $f = \frac{\pi \cdot \tan \varphi}{6 \cdot ((\Theta_{\text{red}} - (\Theta_{\text{krit}}))$  (9.3.3 -4)

### 9.3.3.6 Ansatz von Yalin 1977 [61]

**MG = 6**

Geschiebetransportintensität :  $\Phi_G = 0.635 \cdot \Theta_{\text{red}}^{0.5} \cdot (\Theta_{\text{red}} / \Theta_{\text{krit}} - 1) \cdot [1 - \ln(1 + YAS) / YAS]$  (9.3.3-6)

mit:  $YAS = (2,45 \cdot \Theta_{\text{krit}}^{0.5} \cdot (\Theta_{\text{red}} / \Theta_{\text{krit}} - 1)) / (p_s / p_w)^{0.4}$

### 9.3.3.7 Zanke 1987 u. 1990

**MG = 7**

Geschiebetransportintensität :  $\Phi_G = 0.04 \cdot \Theta_{\text{red}}^{0.5} \cdot Fr \cdot (\Theta_{\text{red}} / \Theta_{\text{krit}})^{1.5} \cdot R$  (9.3.3-7.1)

Mit dem Risiko  $R = [10 \cdot (\Theta_{\text{red}} / \Theta_{\text{krit}})^9 + 1]^{-1}$  (9.3.3-7.2)

### 9.3.3.8 Zanke 1999 [48]

**MG = 8**

Volumentransport :  $q_{Gi} = 0.5 \cdot u_{s, \max} \cdot s \cdot K^*$  in  $m^3/m \cdot d$  (9.3.3-8.1)

Mit Gl. 9.3-4 ergibt sich Transportintensität zu  $\Phi_i = q_{Gi} \cdot \square_{L/i} \cdot \square_S (g' \cdot dm_i^3)^{0.5}$  (9.3.3-8.2)

Der Korrekturfaktor  $K^*$  ist nur bei steilen Gerinnen zu berücksichtigen, meist ist Annahme  $K^* = 1$  ausreichend genau.

$s$  = Dicke der bewegten Schicht :

$$\frac{s}{h} = \frac{R \cdot (1 - R \cdot \tau^*_{co} / \tau^*)}{(1 - n) \cdot \frac{I_s}{I_E} \left( \frac{\tan \varphi}{I_s} \cdot \rho' - \frac{\rho_s}{\rho_w} \right) - n} \quad (9.3.3-8.3)$$

$u_{s,max}$  = Korngeschwindigkeit

$$u_{s,max} = u_m \cdot X = u_m \cdot \frac{\left\{ \left[ (y_d + s) \cdot \frac{u^*}{\nu} \right]^{-2} + P_{yt} \cdot \left[ 2.5 \ln \left( \frac{(y_d + s)}{ks} \right) + B \right]^{-2} \right\}^{-0.5}}{2.5 \cdot \left[ \ln \left( \frac{h}{ks} \right) - 1 \right] + B} \cdot \left( 1 - 0.7 \cdot \frac{u^*_{co}}{u^*} \right) \quad (9.3.3-8.4)$$

Bei bewegter Sohle ist  $u_{s,max}$  noch umzurechnen :  $u_{s,max} = u_m \cdot \frac{X}{1 + X}$  (9.3.3-8.5)

mit

$u_m$  = mittlere Geschwindigkeit im Hauptgerinne

$u^*_{co}$  = kritische Schubspannungsgeschwindigkeit an der Sohle nach Shields

Grenzschichtdicke  $\delta = 11.63 \cdot \nu / u^*$

Kraftangriffshöhe :  $y_d = 0.1125 \cdot d_{m_i}$  für  $d_{m_i} + s > \delta$

Kraftangriffshöhe :  $y_d = 0.075 \cdot d_{m_i}$  für  $d_{m_i} + s < \delta$

B = Parameter für technisch raue Sohlen (Colebrook/White)

$$B_{techn} = 2,5 \cdot \ln(1/(0.033 + 0.11ks))$$

B = Parameter für die Rauheitsfunktion nach Nikuradse

$$B_{sandrauh} = P_{glatt} \cdot B_{glatt} + P_{rauh} \cdot B_{rauh}$$

$$P_{glatt} = 1 - P_{rauh} = e^{-0.08 ks}$$

$$B_{glatt} = 2,5 \cdot \ln(ks) + 5,25 \quad B_{rauh} = 8,5$$

Nur bei ebener Sohle ist das Reibungsgefälle parallel zum Sohlgefälle :  $Is/I_E = 1$ .

Bei Riffeln und Dünen wird das Verhältnis  $Is/I_E$  negativ. Nach [48] können für  $Is$  folgende Werte für Gl.9.3.3-8.2 verwendet werden :

Riffelbildung :  $Is = -0.1$       Dünen :  $Is = -0.03$  bis  $-0.05$

## **B) Schwebstofftransportintensität**

9.3.3.21 Einstein 1950 (nach Jäggi 1978 [54])

MG = 21

$$\Phi_S = \Phi_G (Po \cdot I_1 + I_2) \quad (9.3.3-21)$$

mit  $Po = 2.3 \lg((30.2 \times h)/d_{65}) = \ln(30 \times h/dm)$

mit den Integralausdrücken :  $I_1 = A^* \cdot \int ((1-y)/y)^z dy$  und :  $I_2 = A^* \cdot \int ((1-y)/y)^z \ln(y) dy$

mit  $A^* = 0.216 \cdot A^{z-1}/(1-A)^z$        $A = 2 \cdot dm/Rhy$        $z = 2.5 \cdot v_w / u^*$

Abweichend von [54] wird die Sinkgeschwindigkeit  $v_w$  aus

$$v_w = 2 \cdot (g' \cdot dm / (3 \cdot C_{KUGEL}))^{0.5} \quad \text{Schröder 1994 [45] Gl. 9.4.4.16}$$

mit dem Widerstandsbeiwert :  $C_{KUGEL} = 432/d^{*3} + 48/d^{*1.5} + 0,4$       Schröder 1994 [45] Gl. 9.4.4.17

berechnet.  $d^*$  ist der sedimentologische Durchmesser nach Gl. 9.3-8.

Die Integralwerte  $I_1$  bzw.  $I_2$  können aus den Bildern 20 bzw. 21 [54] S. 62 ff abgelesen werden oder näherungsweise mit Hilfe der Simpsonformel (s. DVWK 1988 [50] S. 60 ff) bestimmt werden.

### **9.3.3.22 Schwebstofftransport nach Engelund / Fredsoe 1976**

MG = 22

$$\Phi_S = 23,2 \cdot \Theta_{red}^{0.5} \cdot C_b \cdot (I_1 \cdot \ln(30,2 \cdot \Theta_{red} \cdot h/d_{65}) + I_2) \quad (9.3.3-22)$$

Die Integralwerte  $I_1$  und  $I_2$  werden analog dem Einsteinverfahren (s. MG = 21) ermittelt.

## **C) Gesamttransport = Geschiebe- + Schwebstofftransportintensität**

9.3.3.31 Ansatz von Engelund-Hansen 1967 [29,45]

MG = 31

$$\text{Gesamttransportintensität : } \Phi = 0.4 \cdot \Theta^{2.5} / \lambda_i \quad (9.3.3-31)$$

mit  $\lambda_i$  = mittlere Rauheitsbeiwerte der Teilstromröhren nach Gl.2.5-16

### **9.3.3.32 Ansatz Pernecker-Vollmers 1965 [45]**

**MG = 32**

$$\text{Gesamttransportintensität : } \Phi = \Theta^{1.5} \cdot ((\Theta / 0.04) - 1) \quad (9.3.3-32)$$

### **9.3.3.33 Ansatz Ackers- White 1973**

**MG = 33**

$$\Phi = v_m / (\square g d)^{0.5} \cdot K \cdot (v_m / v^*)^n \cdot (\Theta / \Theta_C - 1)^m \quad (9.3.3-33)$$

### **9.3.3.34 Ansatz Karim u. Kennedy 1973**

**MG = 34**

$$\log(\Phi) = -2,2786 + 2,9719 \cdot KK2 + 1,060 \cdot KK2 \cdot KK3 + 0,2989 \cdot KK3 \cdot KK4 \quad (9.3.3-34)$$

$$\begin{aligned} \text{mit: } KK2 &= \log(v_m / (\square \cdot g \cdot d)^{0.5}) &= \log(VF / (ROR \cdot G \cdot DXU)^{0.5}) \\ KK3 &= \log(\Theta^{0.5} - \Theta_C^{0.5}) &= \log(TST^{0.5} - THC^{0.5}) \\ KK4 &= \log(rhyd/d) &= \log(RF/DXU) \end{aligned}$$

gültig für:

$$\begin{aligned} 0,08 \text{ mm} &< d_{50} < 28,6 \text{ mm} \\ 0,1 &< Froude < 2,1 \\ 0,03 \text{ m} &< h < 5,90 \text{ m} \\ \square_g &= (d_{84}/d_{16})^{0.5} < 2,0 \text{ (sonst Verfälschung durch Sohlabpflasterungseffekte)} \end{aligned}$$

### **9.3.3.35 Ansatz Yang 1973**

**MG = 35**

$$\Phi = C_F \cdot h \cdot v_m / (1000 \cdot \square_F \cdot (\square \cdot g \cdot d^3)^{0.5}) \quad (9.3.3-35)$$

mit:

$$\log(C_F) = 5,435 - 0,286 \cdot YANG2 - 0,457 \cdot YANG3 + (1,799 - 0,409 \cdot YANG2 - 0,314 \cdot YANG3) \cdot YANG4$$

$$v_S = Fx \cdot (\square \cdot g \cdot d)^{0.5} \quad \text{und} \quad Fx = (2/3 + 36/D^{*3})^{0.5} - (36/D^{*3})^{0.5}$$

$$\begin{aligned} YANG2 &= \log(v_S^* d / \square) \\ YANG3 &= \log(v^* / v_S) \\ YANG4 &= \log(v_m^* I / v_S - v_{m,cr}^* I / v_S) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} v_{m,cr} / v_S &= 2,05 & \text{wenn } Re^* \geq 70 \text{ (vollrauh)} \\ v_{m,cr} / v_S &= 2,5 / (YANG2 - 0,06) + 0,66 & \text{wenn } Re^* < 70 \text{ (glatt+Übergang)} \end{aligned}$$

gültig für:

$$\begin{aligned} 0,14 \text{ mm} &< d < 1,7 \text{ mm} \quad d = d_{50} & 0,01 \text{ m} &< h < 15,0 \text{ m} \\ 10 \text{ ppm} &< C_F < 5850000 \text{ ppm} & 0,0043 \% &< I < 2,79 \% \\ 0,23 \text{ m/s} &< v_m < 1,97 \text{ m/s} & \rho_F &= 2650 \text{ kg/m}^3 \\ 0^\circ \text{ C} &< T < 34,3^\circ \text{ C} & & \end{aligned}$$

### **9.3.3.36 Ansatz Yang 1979**

**MG = 36**

$$\Phi = C_F \cdot h \cdot v_m / (1000 \cdot \rho_F \cdot (\rho \cdot g \cdot d^3)^{0,5}) \quad (9.3.3-36)$$

mit:

$$\log(C_F) = 5,435 - 0,286 \cdot \text{YANG2} - 0,457 \cdot \text{YANG3} + (1,799 - 0,409 \cdot \text{YANG2} - 0,314 \cdot \text{YANG3}) \cdot \text{YANG4}$$

$$v_s = F_x \cdot (\rho \cdot g \cdot d)^{0,5} \quad \text{und} \quad F_x = (2/3 + 36/d^{*3})^{0,5} - (36/d^{*3})^{0,5}$$

$$\begin{aligned} \text{YANG2} &= \log(v_s \cdot d / \rho) &= \log(\text{VSRUBY} \cdot \text{DXU} / \text{NUE}) \\ \text{YANG3} &= \log(v^* / v_s) &= \log(v^* / \text{VSRUBY}) \\ \text{YANG5} &= \log(v_m \cdot l / v_s) &= \log(\text{RSOHL} \cdot \text{TRANS} \cdot \text{IE} \cdot \text{VF} / \text{VSRUBY}) \end{aligned}$$

gültig für:

- 0,14 mm < d < 1,7 mm d = d<sub>50</sub>
- 0,01 m < h < 15,0 m
- 10 ppm < C<sub>F</sub> < 5850000 ppm
- 0,0043 % < l < 2,79 %
- 0,23 m/s < v<sub>m</sub> < 1,97 m/s
- 0° C < T < 34,3° C
- ρ<sub>F</sub> = 2650 kg/m<sup>3</sup>

### **9.3.4 Berechnung der wirksamen Schubspannung aus der Kornreibung an der Sohle**

Die transportwirksame Schubspannung ist entsprechend Gl. 9.3-10 aus

$$\tau_{\text{red}} = \text{TRANS} \cdot \tau_i \quad (9.3.4-1)$$

mit  $\text{TRANS} = (\text{CGES} / \text{CKORN})^{\text{EXPO}} \quad (9.3.4-2)$

zu bestimmen. CKORN steht für die Rauheit der Sohle aus Kornrauheit, CGES für die Summe aller hydraulischen Widerstände beim Wassertransport.

Der Parameter EXPO kann nur die Werte 1 - 1.5 oder 2.0 annehmen.

Default : Expo = 1.5

#### **9.3.4.3 Berechnung der Kornreibung CKORN**

Die Berechnung von CKORN (Kornreibung an der Sohle, ausgedrückt als Chezy-Beiwert) wird durch den Parameter C3 gesteuert:

$$\text{C3} = 0 : \quad \text{TRANS} = 1 \quad \text{und} \quad \text{CKORN} = 1$$

$$\text{C3} = 1 : \quad \text{Kornreibung nach MÜLLER (1943)} \quad [45] \text{ S. 254}$$

$$\text{TRANS} = (K_{\text{ST}} / K_{\text{ST}}')^{1,5} \quad (9.3.4.3-1.1)$$

mit  $K_{\text{ST}}' = 26 / \text{dm}^{1/6} \quad (9.3.4.3-1.2)$



$K_{ST}$  = Stricklerwert des Flüssigkeitstransportes  
 $K_{ST}'$  = Stricklerwert aus dem Geschiebekorn

oder  $CKORN = CKST \cdot RKORN \cdot (QFORM / (BKORN \cdot DRU))^{1/6}$  (9.3.4.3-1.3)  
 $CGES = CKST \cdot K_{ST}$

mit  $CKST = r_{hy}^{1/6} / g^{1/2}$  Umrechnungsfaktor Stricklerwert auf Chezy-Wert  
 $CKSS = 2^{2,5} \cdot \log(14,84 \cdot RF / k_S)$  Umrechnungsfaktor äquivalente Sandrauheit auf Chezy-Wert

Default :  $RKORN = 26$ ,  $QFORM = 1$ ,  $BKORN = 1$ ,  $Expo = 1.5$

C3 = 2 : Kornreibung nach Yalin / Da Silva 2001 [57] Gl. 1.11  
 $CKORN = 2.5 \cdot \ln(QFORM \cdot \exp(-1) \cdot ASS \cdot RF / (BKORN \cdot DRU))$  (9.3.4.3-2.1)

mit  $ASS = \exp(0,4 \cdot BSS)$  [57] Gl. 1.9 (9.3.4.3-2.2)

$BSS = (2,5 \cdot \ln(Re^*) + 5,5) \cdot \exp(-0,0705 \cdot ((\ln(Re^*))^2,55)) + 8,5 \cdot (1 - \exp(-0,0594 \cdot ((\ln(Re^*))^2,55)))$   
 [57] Gl. 1.10 (9.3.4.3-2.3)

$Re^*$  = Reynolds-Zahl des Kornes nach Gl. 9.3-7

Default :  $QFORM = 1$ ,  $BKORN = 2$ ,  $DRU = d_{90}$

C3 = 3 : Reibungsreduktion nach EINSTEIN (1950) für glatte und vollraue Verhältnisse  
 $CKORN = RF$

C3 = 4 : Kornreibung nach BEZZOLA (2002), vollraues Fließgesetz mit Berücksichtigung roughness-sublayer-Dicke für  $l < 6\%$

$CKORN = CRBEZ \cdot (2,5 \cdot (\ln(QFORM \cdot YWAND / YRSUB) - YWAND / RF) + 8,48) + (RF / YWAND) \cdot (1 - YWAND / RF)^{2,5}$

$YWAND = 0,31 \cdot RF$  wenn:  $RF \Rightarrow 3,2 \cdot YRSUB$   
 $YWAND = YRSUB$  wenn:  $YRSUB < RF < 3,2 \cdot YRSUB$   
 $YWAND = RF$  wenn:  $RF < YRSUB$

$CRBEZ = 0.5 \cdot \left( \frac{RF}{YRSUB} \right)^{0.5}$  wenn  $RF / YRSUB \leq 2$

$$CRBEZ = \left(1 - \frac{YRSUB}{RF}\right)^{0.5} \quad \text{wenn } RF/YRSUB > 2$$

C3 = 5 : Kornreibung nach ZARN (1997) für vollraue Verhältnisse und verzweigte, breite Flüsse mit Bänken [60] :

[60] S. 35 Gl. 25

$$CKORN = 2,5 \cdot \ln(QFORM \cdot AKK \cdot RF / (BKORN \cdot DRU)) \quad (9.3.4.3-5.1)$$

[60] S. 143 Gl. 83

$$\text{mit AKK} = 12,9 \cdot \exp(1,041 \cdot RF/BW) - 1,78 \cdot \exp(3,104 \cdot RF/BW) \quad (9.3.4.3-5.2)$$

BW ist die wirksame WSP-Breite ohne Bänke.

Default : QFORM = 1, BKORN = 2, DRU=d90, Expo = 1.5

C3 = 6 : Kornreibung nach Müller wie C3 = 1

(Nur für C5 = 6 Gesamtrauheit nach Palt 2001)

Je nach Geschiebeformel sind unterschiedliche Faktoren für die maßgebende Kornrauheit üblich [45,48,49,54] :

$$ks = BKORN \cdot du$$

| Author                   | Bezugswert      | Faktor BKORN                                   |
|--------------------------|-----------------|--|
| Meyer-Peter 1949         | d <sub>90</sub> | 1  |
| Einstein 1942            | d <sub>65</sub> | 1  |
| Engelund-Hansen 1966     | d <sub>65</sub> | 2  |
| Yalin / Scheuerlein 1988 | d <sub>90</sub> | 2  |
| Zanke 1982               | d <sub>50</sub> | 2  |
| Zanke 1999               | d <sub>50</sub> | 2  |
| Bezzola 2002             | d <sub>84</sub> | 2,42 $\Theta < 0.025$<br>3,63 $\Theta > 0.025$ |

#### 9.3.4.4 Der Parameter C4 steuert die Berechnung von CGES :

C4 = 0: TRANS = 1.0

$$C4 = 1 : CGES^{-2} = (CGEF \cdot CKUF)^{-2} + CZUS^{-2} \quad (9.3.4-3)$$

$$TRANS = (CGES/CKORN)^{EXPO} \quad (9.3.4-2)$$

#### 9.3.4.5 Der Parameter C5 steuert die Berechnung von CKUF :

C5 = 0 : TRANS=1, CGES = 1

**C5 = 1 Rauheit nach STRICKLER (1923) allein aus der Kornrauheit**

$$CKUF = CGEF \cdot CKST \cdot RFORM \cdot (QFORM / (BKUF \cdot DRU))^{1/6} \quad (9.3.4.5-1)$$

Berechnung analog zu C3=1. Bei C3=1 und C5=1 ist TRANS=1

**C5 = 2 : Wirksame Schubspannung unter Beachtung von Formwiderständen aus Riffeln oder**

**Dünen nach YALIN / Da Silva 2001 [57]**

$$CKUF = vF / u^* \quad (9.3.4.5-2.1)$$

mit  $u^*$  = Schubspannungsgeschwindigkeit nach Gl. 9.3-6

Das Verhältnis  $\eta^* = \theta / \theta_{krit} = \tau_i / \tau_{krit}$  bestimmt, wann mit Riffeln oder Dünen zu rechnen ist :

- a) keine Transportkörper bei  $\eta^* < 1.0$
- b) keine Riffel mehr, wenn  $\eta^* > 21$

Weiterhin ist das Auftreten von Riffeln und Dünen von der Reynoldszahl des Kornes (Gl. 9.3.1-6) abhängig :

- c) Riffel und Dünen, wenn  $2.5 < Re^* < 35$
- d) nur Dünen, wenn  $Re^* > 35$

$$\frac{1}{CGES^2} = \frac{1}{CKUF^2} + \frac{\delta d^2 \cdot Ad}{2 \cdot h} + \frac{\delta r^2 \cdot Ar}{2 \cdot h} \quad [57] \text{ Gl. 2.64} \quad (9.3.4.5-2.2)$$

CKUF = Widerstand aus Wandreibung nach Gl. 9.3.4.3-2.1 , s. Option C2 = 2

dd = Dünensteilheit

Ad = Dünenlänge

dr = Riffelsteilheit

Ar = Riffellänge

Die Formeinflüsse aus Dünen können wie folgt abgeschätzt werden :

Dünenlänge [57] Gl. 2.11 :

$$Ad = 6 \cdot Z \cdot \left[ 1 + 0.01 \cdot \frac{(Z-40) \cdot (Z-400)}{Z} \cdot e^{-0.055 \cdot \sqrt{Z} + 0.04 \cdot Re^*} \right] \cdot dm \quad (9.3.4.5-2.3)$$

Mit  $Z = h/dm$  (default :  $dm = d_{50}$ )

## Dünensteilheit

$$\delta d = \psi d \cdot \phi d \quad [57] \text{ Gl. 2.20} \quad (9.3.4.5-2.5)$$

mit

$$\psi d = 1 - e^{-(Re^*/10)^2} \quad [57] \text{ Gl. 2.19} \quad (9.3.4.5-2.6)$$

$$\phi \delta d = \delta_{\max} \cdot (z d \cdot e^{(1-zd)})^{(1+0.6e^{-0.1(5-\log Z)})^{3.6}} \quad [57] \text{ Gl. 2.16} \quad (9.3.4.5-2.7)$$

$$\delta_{\max} = 0.00047Z^{1.2} \cdot e^{-0.17Z^{0.47}} + 0.04 \cdot (1 - e^{-0.002Z}) \quad [57] \text{ Gl. 2.14} \quad (9.3.4.5-2.8)$$

$$z d = \frac{(\eta^* - 1)}{35(1 - e^{-0.074Z^{0.4}}) - 6} \quad [57] \text{ Gl. 2.17} \quad (9.3.4.5-2.9)$$

$$\eta^* = \theta / \theta_{\text{krit}} \quad (9.3.4.5-2.10)$$

Die Formeinflüsse aus Riffeln können wie folgt abgeschätzt werden :

Riffellänge [57] Gl. 2.26 :

$$Ar = \frac{3000}{d^{*0.88} \cdot (\sqrt{\eta^*} \cdot (1 - 0.22 \cdot \sqrt{\eta^*}))} \quad (9.3.4.5-2.11)$$

mit

$d^*$  = sedimentologischer Korndurchmesser nach Gl. 9.3.1-8

$$\eta^* = \theta / \theta_{\text{crit}} \quad \text{s. Gl. 9.3.4.5-2.10}$$

## Riffelsteilheit

$$\delta r = \psi r \cdot \phi r \quad [57] \text{ Gl. 2.33} \quad (9.3.4.5-2.12)$$

mit

$$\psi r = 1 \quad \text{wenn } Re^* \leq 2.5 \quad [57] \text{ Gl. 2.32}$$

$$\psi r = e^{-[(Re^* - 2.5)/14]^2} \quad \text{wenn } Re^* > 2.5 \quad (9.3.4.5-2.13)$$

$$\phi r = 0.014 \cdot r \cdot (\eta^* - 1) \cdot e^{(1.1 - 0.1\eta^*)} \quad [57] \text{ Gl. 2.31} \quad (9.3.4.5-2.14)$$

$$r = 1 \text{ wenn } z_r \leq 1 ; \quad r = z_r (2 - z_r) \text{ wenn } 1 < z_r \leq 2 \quad [57] \text{ Gl. 2.30}$$

$$\eta^* = \theta / \theta_{\text{krit}} \quad \text{Gl. 9.3.4.5-2.10}$$

$$z_r = \frac{\eta^* - 1}{10} \quad [57] \text{ Gl. 2.29} \quad (9.3.4.5-2.15)$$

### C5 = 3 : Rauheit nach Einstein (1950) aus der Kornrauheit

CKUF = RSTRICH, RSTRICH ist aus folgender Bestimmungsgleichung zu ermitteln:

$$v_F = v^* \cdot 5,75 \cdot \log(QFORM \cdot 11,0 \cdot XEIN \cdot RSTRICH / (BKUF \cdot DRU))$$

Korrekturbeiwert XEIN, falls nicht im hydraulisch voll rauen Bereich (s. Bild 15 in [54])  
 Näherung nach White-Milli-Crabbe [50] S. 124

$$XEIN = 1 \quad \text{wenn } 10 \leq BKUF \cdot DRU / \Delta$$

$$XEIN = 0,926 \cdot \text{ABS}(\log(BKUF \cdot DRU / \Delta) - 1)^{2,43} + 1,0 \quad \text{wenn } 2,35 \leq BKUF \cdot DRU / \Delta < 10$$

$$XEIN = 1,615 - 1,544 \cdot \text{ABS}(\log(BKUF \cdot DRU / \Delta))^{1,60} \quad \text{wenn } 0,4 \leq BKUF \cdot DRU / \Delta < 2,35$$

$$XEIN = 1,7 \cdot \text{ABS}(\log(BKUF \cdot DRU / \Delta)) + 1,9 \quad \text{wenn } BKUF \cdot DRU / \Delta < 0,4$$

$$\text{Grenzschichtdicke : } \Delta = 11.63 \cdot \square / u^*$$

### C5 = 4 : Gesamtrauheit aus Kornreibung nach BEZZOLA (C3=4) modifiziert und Dünen-/Riffelanteil nach YALIN / Da SILVA (C5=2)

### C5 = 5 : Kornreibung nach ZARN (1997) für vollraue Verhältnisse verzweigter, breiter Flüsse

$$CKUF = (CKORN^{-2} + CBANK^{-2})^{-0,5} \cdot CGEF$$

CKORN mit C3=5, Anwendungsbereich:  $30 < BF/RF < 400$

$$\begin{aligned} \text{mit: } CBANK^{-2} &= 0,158 \cdot \exp(-4,82 \cdot 0,72) & \text{wenn: } THE/\theta_{\text{krit}} &\leq 0,72 \\ CBANK^{-2} &= 0,158 \cdot \exp(-4,82 \cdot THE/\theta_{\text{krit}}) & \text{wenn: } THE/\theta_{\text{krit}} &> 0,72 \end{aligned}$$

THE und CKUF sind iterativ zu bestimmen.

### C5 = 6 : Kornreibung nach Palt 2001

Rauheit infolge Korn, Form und Einzelblöcken

$$CKUF = CKST \cdot RKORN \cdot (QFORM / (BKORN \cdot DRU))^{1/6} \cdot 0,13 \cdot IE^{-0,28} \cdot (RF/DRU)^{0,21}$$

#### 9.3.4.6 Der Parameter C6 steuert die Berechnung von CGEF (Gefälle-Einfluss)

C6 = 0 : CGEF = 1.0

C6 = 1 : Ansatz nach Smart / Jäggi 1983

$$\text{CGEF} = (1 - \exp(-\text{AGEF} \cdot \text{RF} / (\text{DRU} \cdot \text{IE}^{0.5})))^{0.5}$$

AGEF ist ein Eingabeparameter, s. SA61.

C6 = 2 : Ansatz für breite und gerade Flüsse mit pendelndem Gewässerlauf

$$\text{CGEF} = (1,081 - 0,087 \cdot \exp(-0,011 \cdot \text{BF}/\text{RF}))^{-0.5}$$

#### 9.3.4.7 Der Parameter C7 ermöglicht die Berücksichtigung von Zusatzverlusten

C7 = 0 : CZUS = 0

C7 = 1 : CZUS = CKST · ZUSV    Eingabe als Stricklerwert    ( SA61 )

C7 = 2 : CZUS = CKSS · ZUSV    Eingabe als k-Wert in m    ( SA61 )

C7 = 3 : CZUS = CLAN · ZUSV    Eingabe als λ-Wert    ( SA61 )

Hinweis: CZUS = 0 wenn C3=3 oder C3=5

#### 9.3.6 Berücksichtigung der Deckschichtbildung

Wird eine Deckschichtbildung berücksichtigt ( CD > 0), so wird erfolgt nur dann eine Berechnung der Transportintensität, wenn  $\Theta_{\text{red}} > \text{THD}$  ist. Die Bestimmung der Transportintensität  $\Phi$  erfolgt weiterhin mit der kritischen Schubspannung  $\Theta_{\text{krit}} = \Theta_{\text{krit}}$ . Wenn  $\Theta_{\text{red}} > \text{THD}$  ist, dann wird die Deckschicht aufgebrochen und zerstört, dann gilt wieder  $\Theta_{\text{krit}}$  statt THD.

Grundgleichung :  $\text{THD} = \text{FDECK} \cdot \Theta_{\text{krit}}$

Steuerung von FDECK mit dem Parameter CD :

CD = 0 : Keine Deckschichtbildung, FDECK = 1.0

CD = 1 : Ansatz von Günter 1971

$$\text{FDECK} = (d_{m,D} / d_{m,U})^{0.67}$$

CD = 2 : Ansatz von Günter mit Modifikation von Bezzola 2002

$$\text{FDECK} = (d_{m,D} / d_{m,U})^{0.64} \cdot (d_{m,U} / d_{90,D})^{0.33} \cdot (d_{90,D} / d_{m,U})$$

CD = 3 : Ansatz nach Chin 1985

$$\text{FDECK} = \text{THD} / \Theta_{\text{krit}}$$

mit  $d_{50max}=d_{90d}/1.8$   
 $Fr^*_C = 0.05 \cdot (0.4 \cdot (d_{50max}/d_{50u})^{-0.5} + 0.6)^2$   
 $THD = Fr^*_C \cdot (d_{m,D} / d_{m,U})$

CD = 4 : Ansatz von Schöberl 1979

$$FDECK = THD / \Theta_{krit}$$

mit  $FRK2 = v_f^2 / (g' \cdot d_{md})$   
 $AVV = (d_{90u}/d_{50u})^{1/3} \cdot (d_{mu}/D_{50u})^{0.5}$   
 $Fr^*_C = 0.36 / (AVV \cdot FRK2)$   
 $THD = Fr^*_C \cdot (d_{m,D} / d_{m,U})$

CD = 5 : Ansatz von Palt 2001

$$FDECK = 2.36 \cdot IE^{-0.092}$$

Für Gebirgsflüsse mit  $Is > 1$  % Sohlgefälle.

### **9.3.7 Berechnung der wirksamen Schubspannung aus Wandeinfluss und der lokalen Geschwindigkeitsverteilung**

Die transportwirksame Schubspannung kann entsprechend Gl. 9.3-10 mit

$$\tau_{red} = RSOHL \cdot \tau_i$$

mit geometrischen Ansätzen modifiziert werden. Der Parameter C1 steuert die Berechnung für Wandeinfluss (Isotachennäherungen) RSOHL.

C1 = 0 :  $RSOHL = 1$ , d.h.  $\tau_i$  wird mit dem hydraulischen Radius berechnet

C1 = 1 : Ansatz mittlere Wassertiefe HMF (zulässig wenn  $B/h > 15$ )

$$RSOHL = HMF/RF$$

### **9.3.8 Berücksichtigung von Schubspannungsschwankungen an der Sohle**

CSS = 0 Schubspannungsschwankungen bleiben unberücksichtigt

CSS = 1 Ansatz nach Hunzicker 1995

CSS = 2 Ansatz nach Söhngen/Kellermann 1996

### Konzept von Hunzicker 1995

Hunzicker modifiziert die wirksame Schubspannung  $\Theta_{\text{red}}$  bei kleinen Schubspannungen. Die Grenze für die Modifikation wird mit der Hilfsgrösse SSPAR ermittelt:

$$\begin{aligned} \text{SSPAR} &= 1.03 + 3.44 \cdot \text{Re}^*/10^6 && \text{wenn } \text{Re}^* \leq 150000 \\ \text{SSPAR} &= 1.546 && \text{wenn } \text{Re}^* > 150000 \end{aligned}$$

$$\text{THMIN} = \Theta_{\text{krit}} / \text{SSPAR} \qquad \text{THMAX} = 2 \cdot \Theta_{\text{krit}} - \text{THMIN}$$

Abfragen :    wenn  $\Theta_{\text{red}} \geq \text{THMAX}$     keine Modifikation  
                 wenn  $\Theta_{\text{red}} < \text{THMIN}$      $\Phi = 0$ , kein Transport  
                 wenn  $\text{THMIN} < \Theta_{\text{red}} < \text{THMAX}$     Transportintensität wird modifiziert :

$$\Phi_{\text{neu}} = 10^{\text{MODG}} \cdot \Theta_{\text{red}}^8 \qquad \text{mit } \text{MODG} = \log(\Phi_{\text{max}}) / \Theta_{\text{red}}^8$$

$\Phi_{\text{max}}$  ist mit der gewählten Geschiebeformel und THMAX zu berechnen.

### Konzept von Söhngen/Kellermann 1996

Der Einfluss der Schubspannungsschwankung wird von der Geschwindigkeitsänderung zwischen zwei Profilen (verzögerte oder beschleunigte Bewegung) abhängig gemacht.

$$\text{Ansatz : } \Phi_{\text{neu}} = 0.5 \cdot (\Phi_{\text{min}} + \Phi_{\text{plus}})$$

$$\text{THMIN} = \Theta_{\text{red}} \cdot (1 - \text{DTVL}) \qquad \text{THMAX} = \Theta_{\text{red}} \cdot (1 + \text{DTVL})$$

$\Phi_{\text{min}}$  und  $\Phi_{\text{max}}$  sind mit der gewählten Geschiebeformel für THMIN bzw. THMAX zu berechnen.

Mit den 4 Kennzahlen VLVZ, DTVZ, VLGL, DTGL aus der Eingabe (SA61) kann DTVL wie folgt bestimmt werden :

$$\begin{aligned} \text{DTVL} &= \text{DTVZ} && \text{wenn } \text{DVi} \leq \text{VLVZ} \\ \text{DTVL} &= \text{DTGL} && \text{wenn } \text{DVi} \geq \text{VLGL} \\ \text{Linear interpoliert} &&& \text{wenn } \text{VLVZ} < \text{DVi} < \text{VLGL} \end{aligned}$$

Als Prüfgrösse wird die relative Geschwindigkeitsänderung  $(v_i - v_{i-1}) / v_i$  verwendet.



### **9.3.9 Berechnung der wirksamen Schubspannung bei unterschiedlichen Sohlhöhen**

Die transportwirksame Schubspannung kann entsprechend Gl. 9.3-10 mit

$$\tau_{\text{red}} = \text{QWERT} \cdot \tau_i$$

mit geometrischen Ansätzen modifiziert werden. Der Parameter CT steuert die Berechnung von QWERT.

CT = 0 :                      QWERT = HMF/HMF = 1  
keine Berücksichtigung von unterschiedlichen Sohlagen

CT = 1 :                      QWERT = TWF/HMF  
Berücksichtigung der maximalen Sohlbeanspruchung im Talweg mit maximaler Wassertiefe

$$\text{HTHC} = 0, \text{HBTM} = \text{TWF}, \text{BTM} = \text{BS}$$

CT = 2 :                      QWERT = TBF/HMF  
Berücksichtigung der minimalen Sohlbeanspruchung bei der Bankkuppe mit minimaler Wassertiefe

$$\text{HTHC} = 0, \text{HBTM} = \text{TBF}, \text{BTM} = \text{BS}$$

CT = 3 :                      QWERT = HBTM/HMF  
Berücksichtigung transportwirksamer Rinnen im Bereich der bewegten Sohle

CT = 4 :                      QWERT = HBTM/HMF

"effektive Tiefe EFD aus HEC6 " = HBTM und  
"effektive Breite EFW aus HEC6 " = BTM

$$\text{HBTM} = \Sigma (h_i^{5/3} \cdot F_i) / \Sigma (h_i^{2/3} \cdot F_i)$$

$$\text{BTM} = \Sigma (h_i^{2/3} \cdot F_i) / \text{EFD}^{5/3}$$

Fi = Teilflächen zwischen WSP und benachbarten Profilpunkten  
hi = mittlere Wassertiefe zwischen benachbarten Profilpunkten

### **9.3.10 Berücksichtigung von Formbeiwerten**

Die transportwirksame Schubspannung kann entsprechend Gl. 9.3-10 in Abhängigkeit von der Profilform mit

$$\tau_{\text{red}} = \text{QFORM} \cdot \tau_i$$

modifiziert werden. Der Formbeiwert  $f$  wird als Korrekturbeiwert zum hydraulischen Radius nach Marchi berechnet (s. Abschnitt 5.3).

Der Parameter C2 steuert die Berechnung von QFORM.

C2 = 0 :            QFORM = 1 (keine Modifizierung)

C2 = 1 :            QFORM =  $0.9 - 0.38 \cdot \exp(-5 \cdot h/b)$             Näherung für breite Rechteckquerschnitte

Die Werte liegen zwischen 0.9 (Quadrat) und 0.52 (sehr breites Rechteck mit  $h/b \rightarrow 0$ ).

Der Parameter C2 hat nur bei Geschieberegnerungen zur Abschätzung der wirksamen Schubspannung eine Bedeutung, eine Neuberechnung der hydraulischen Verhältnisse findet nicht statt.

Die hydraulischen Berechnungen werden durch den Parameter IFORM in SA 14 gesteuert.

## 10. BERECHNUNG DER $\tau$ -PARAMETER FÜR DIE WELLENABLAUF- BERECHNUNG NACH KALININ-MILJUKOV

Das hydrologische Verfahren zur Wellenablaufberechnung nach KALININ-MILJUKOV enthält die Parameter Berechnungslänge  $L'$  und die Retentionskonstante  $\tau$  (auch als Laufzeitparameter bezeichnet). Die Retentionsparameter können mit Hilfe stationärer Wasserspiegellagenberechnungen ermittelt werden. Es sind keine Abflussmessungen zur Eichung der Parameter erforderlich, wie z.B. beim MUSKINGUM-Verfahren. Wegen der Möglichkeit der Parameterherleitung ohne Kenntnis abgelaufener Hochwasserwellen eignet sich das KALININ-MILJUKOV-Verfahren zur Wellenablaufberechnung in Flussstrecken ohne Pegel bzw. für geplante Ausbauzustände.

Der physikalische Vorgang des Wellenablaufes in einem natürlichen Gerinne lässt sich in guter Näherung durch den kinematischen Ansatz nach KALININ-MILJUKOV beschreiben. Diejenigen Eigenschaften der betrachteten Gerinnestrecke, die für die Wellenverformung ausschlaggebend sind, resultieren aus der Geometrie, den Rauheitseigenschaften und den hydraulischen Randbedingungen. Alle diese Einflüsse können durch Ansatz einer eindeutigen Volumen-Abfluss-Beziehung für rechnerisch festgelegte Gerinneabschnitte der Länge  $L'$  erfasst werden. Die betrachtete Gerinnestrecke  $L$  ist derart in Teilabschnitte der Länge  $L'$  aufzuteilen, dass für jeden Teilabschnitt eine lineare Beziehung zwischen dem instationären Mehrabfluss  $dQ$  und der aus  $dQ$  resultierenden Wasserspiegelgefälle-Änderung angenommen werden kann. Aus der Annahme eines linearen Wasserspiegelverlaufes lässt sich die Bestimmungsgleichung für die charakteristische Länge  $L'$  ableiten [11,12] :

$$L' = \frac{Q_s \cdot \Delta h}{J_s \cdot \Delta Q} \quad (10-1)$$

Die charakteristische Länge  $L'$  ist damit vom Durchfluss  $Q_s$  und der 1. Ableitung der Abflusskurve  $dh/dQ$  abhängig. Für die Durchführung von Wellenablaufberechnungen kann die Länge  $L'$  näherungsweise konstant angesetzt werden, wenn der Retentionsparameter  $\tau$  aus der zugehörigen Volumenkenlinie  $V(Q, L')$  ermittelt wird. Zur Ermittlung der Volumenlinie  $V(Q, L')$  muss  $L'$  vorher festgelegt worden sein. Näherungsweise kann hierzu der bordvolle Abfluss  $Q_0$  verwendet werden [13] :

$$L' \approx 0.4 \cdot \frac{h_0}{I_w} \quad (10-2)$$

mit

$Q_0$  = bordvoller Abfluss im Flussschlauch in m<sup>3</sup>/s  
 $h_0$  = Wassertiefe bei  $Q_0$  in m  
 $I_W$  = Wasserspiegelgefälle bei  $Q_0$   
(bzw. mittleres Sohlgefälle  $J_s$ )

Die betrachtete Gerinnestrecke ist unter Beachtung der örtlichen Gegebenheiten (Zwangspunkte durch Lage der Querprofile, Wehre, Einleitungsstellen oder Kontroll-Pegel) entsprechend  $L'$  einteilen. Die Anfangs- bzw. Endpunkte der so festgelegten Teilabschnitte für die Wellenablaufberechnung werden durch Markierung der jeweiligen Querprofile als Kontrollquerschnitte mit einem **K** im Stationsdatensatz gekennzeichnet.

Zur Berechnung der Volumenkenmlinie  $V(Q,L')$  sind für verschiedene Wasserführungen stationäre Wasserspiegel-Berechnungen über  $L_{ges}$  durchzuführen. Die zugehörigen Retentionsparameter  $\tau$  werden anschließend aus

$$\tau(Q) = \frac{\Delta V}{\Delta Q} \quad (10-3)$$

berechnet.

Nach [11] wird die Wellenablaufberechnung wesentlich genauer, wenn dabei  $\tau$  nicht konstant, sondern als Funktion  $\tau(Q)$  eingesetzt wird. Dies gilt um so mehr, je stärker ein Flussquerschnitt gegliedert ist, d.h. z.B. für Flüsse mit deutlich abgesetzten Vorländern.

Die eigentliche Arbeitsgleichung für die Wellenablaufberechnung lautet [12]:

$$Q_{A2} = Q_{A1} \cdot e^{-\frac{dt}{\tau}} + Q_{Z1} \cdot \left(1 - e^{-\frac{dt}{\tau}}\right) + (Q_{Z2} - Q_{Z1}) \cdot \left(1 - \frac{\tau}{dt}\right) \cdot \left(1 - e^{-\frac{dt}{\tau}}\right) \quad (10-4)$$

Diese Gleichung ermöglicht die Berechnung des Abflusses  $Q_{A2}$  aus einer Teilstrecke am Ende eines Zeitintervalles  $dt$  aus dem Abfluss  $Q_{A1}$  und dem Zufluss  $Q_{Z1}$  zu Beginn von  $dt$  und aus der Differenz  $Q_{Z2} - Q_{Z1}$  der Zuflüsse am Ende von  $dt$ .

Die Retentionswirkung der Volumenänderung bei Ausuferungen sowie die Rückstauwirkung unterhalb liegender Gerinneabschnitte geht über die Berechnung der stationären Abflusszustände und der daraus abgeleiteten Retentionsparameter in die Wellenablaufberechnung ein.

## 11. L I T E R A T U R V E R Z E I C H N I S

- [1] Press, H.            Hydromechanik im Wasserbau  
Schröder, R.        Verlag W. Ernst u. Sohn, Berlin 1966
  
- [2] Felkel, K.            Rechenautomatenprogramm zur Spiegelberechnung für  
Canisius, P.        ausufernde Hochwässer  
Wasserwirtschaft H. 8/67, S.308-314
  
- [3] Bleines, W.        Hydraulischer Stau und Rückstau bei Durchlässen als  
Grundlagen ihrer Bemessung und Konstruktion  
Wasser und Boden H. 3/69
  
- [4] Schwarze, H.        Erweiterung des Anwendungsbereiches der Rehbock'schen  
Brückenstaugleichung auf Trapezquerschnitte  
Mitt. des Franzius-Institutes H. 33, Hannover 1969
  
- [5] Lautrich, R.        Tabellen und Tafeln zur hydraulischen Berechnung von  
Druckrohrleitungen,  
Verlag Wasser und Boden, Hamburg 1969
  
- [6] Schmidt, M.        Die Berechnung unvollkommener Überfälle  
Wasserwirtschaft H. 4/57, S.174-178
  
- [7] Seus, G.            Berechnung der Wasserspiegellagen bei stationär-  
Uslu, O.            ungleichförmigem Abfluss in natürlichen Gerinnen und  
die Optimierung der Fließbeiwerte  
in: Elektronische Berechnung von Rohr- und Gerinne-  
strömungen, herausgeg. von W. Zielke, Erich Schmidt Verlag,  
1974
  
- [8] Timm, J.            Hydromechanisches Berechnen  
Teubner Verlag, Stuttgart 1970
  
- [9] Merzdorf, F.H.      Erfassung und Begrenzung der Überschwemmungs-  
gebiete im Lande Nordrhein-Westfalen  
Wasser und Boden, Heft 9/1976 S. 223-226
  
- [10] Knauf, D.            Abflussverteilung und Fließzustand in gegliederten  
Könemann, N.       Gerinneprofilen, Wasserwirtschaft H. 3/77, S. 61-64

- [11] Schröder, R.C.M. Strömungsberechnungen im Bauwesen, Teil II  
interstationäre Strömungen Bauingenieurpraxis  
W.Ernst u. Sohn, Berlin 1972
- [12] Euler, G. Die Berechnung von Hochwasserabläufen mit  
Koussis, A. Nahrungsverfahren und ihre Anwendung  
Die Wasserwirtschaft, Heft 8, 1973
- [13] Euler, G. Niederschlag-Abfluss-Modelle am Beispiel der  
Wackermann, R. Nidda , DVWK-Schriftenreihe H. 51, Bonn 1980
- [14] Naudascher, E. Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke  
Springer Verlag, Wien, 1987
- [15] Chow, Ven Te Open Channel Hydraulics  
Mc Graw-Hill Book Co, New York 1959
- [16] Watts et al Variation of  $\alpha$ - and  $\beta$ -Values in a Lined Open  
Channel , Journal of the Hydraulics Division  
ASCE, Nov 1967, P 217-234
- [17] Rosemann,H.J. Das Kalinin-Miljukov-Verfahren zur Berechnung  
Vedral,J. des Ablaufs von Hochwasserwellen  
Schriftenreihe der Bayerischen Landesstelle  
für Gewässerkunde, München, H. 6, 1971
- [18] Weingärtner,I. Erfahrungen bei der Neuermittlung von Über-  
Hehn,B. schwemmungsgebieten in NRW, Wasser und  
Boden, Heft 10/1979, S. 290 - 294
- [19] Kradolfer, W. Berechnung des Normalabflusses in Gerinnen mit einfachen  
und gegliederten Querschnitten, Mitteilungen der Versuchs-  
anstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH  
Zürich, Nr. 65, Zürich 1983
- [20] Knauf, D. Anwenderhandbuch WSPLWA-83  
Merzdorf, F.H. Eigenverlag LWA-NRW, Düsseldorf, 1983
- [21] LWA-NRW Fließgewässer - Richtlinie für naturnahen Ausbau  
und Unterhaltung, Eigenverlag LWA-NRW, Düsseldorf  
1980
- [22] Kaiser, W. Fließwiderstandsverhalten in Gerinnen mit  
durchströmten Ufergehölzzonen, Wasserbau-Mitteilungen,  
TH Darmstadt, Nr. 23, Sept. 1984

- 
- [23] Schröder, W.  
Nuding, A.                      Spiegellinienberechnung für einen Wildbach mit  
Gehölzufern, Wasserwirtschaft H.9/1986, S.. 388 - 395
- [24] Deutsche For-                      Hydraulische Probleme beim naturnahen  
schungsgem.                      Gewässerausbau, VCH Verlagsgesellschaft.,  
Weinheim 1987
- [25] Schröder, W.                      Wasserbau, Abschnitt 13 in Schneider Bautabellen,  
WIT40 Werner Verlag Düsseldorf 1988,  
8. Auflage, S. 13.22 - 13.26
- [26] Knauf, D.                      Fließtiefen und Durchflüsse für gegliederte  
Querschnitte, Korrespondenz Abwasser, Heft  
1/1989, S. 37 - 41
- [27] Mertens, M.                      Zur Frage hydraulischer Berechnung naturnaher  
Fließgewässer, Wasserwirtschaft H4./1989, S. 170 - 179
- [28] DVWK                      Hydraulische Berechnung von Fließgewässern  
Merkblätter zur Wasserwirtschaft, H. 220/1991,  
Verlag Paul Parey 1991
- [29] Schröder, W.                      Wasserbau, Abschnitt 13A in Schneider  
Bautabellen, WIT 40, Werner Verlag  
Düsseldorf 2001, 14. Auflage, S. 13.1 - 13.49
- [30] Schröder, W.  
Nuding, A.                      Fließwiderstand von Baum- und Buschufern  
Wasser u. Boden, H 11/1992, S.727 - 730
- [31] Lindner, K.  
lun-                      Der Strömungswiderstand von Pflanzenbeständen, Mittei-  
lungen aus dem Leichtweiß Institut für Wasserbau der TU  
Braunschweig, Heft 25, 1982
- [32] Pasche, E.                      Turbulenzmechanismen in natürlichen Fließgewässern und  
die Möglichkeit ihrer mathematischen Erfassung  
Dissertation RWTH Aachen, 1984
- [33] Nuding, A..                      Fließwiderstandsverhalten in Gerinnen mit  
Ufergebüsch, Wasserbau-Mitteilungen,  
TH Darmstadt, Nr. 35, Nov. 1991
- [34] Knapp F.H.                      Ausfluss, Überfall und Durchfluss im Wasserbau  
Verlag G. Braun, Karlsruhe 1960

- [35] ATV                      Richtlinien für die hydraulische Dimensionierung und den Leistungsnachweis von Regenwasserentlastungsanlagen in Abwasserkanälen und -leitungen, ATV-Arbeitsblatt A 111, Febr. 1994
- [36] Naudascher,E.  
Medlarz, H.J.              Hydrodynamic Loading and Backwater Effect of Partially Submerged Bridges  
Journal Hydraulic Research, Vol. 21, No. 3, 1983
- [37] Schröder,M.  
Jokiel, C.                      ESNA-Manual for Users and Developers  
RWTH Aachen, Sept. 1993
- [38] Breiner, H.                Neue Gesichtspunkte zur Wasserspiegellagenberechnung bei stationären Abflüssen in offenen Gerinnen  
Österreichische Wasserwirtschaft H 5/6, 1989,  
S 122-130 und H 3/4, 1990 S. 95 -105
- [39] Breiner, H.                Die durch Integration diskretisierten Grundgleichungen zur eindimensionalen Beschreibung von Abflussvorgängen in offenen Gerinnen  
Österreichische Wasserwirtschaft H 1/2, 1990, S 17-25
- [40] Bollrich                      Technische Hydromechanik, Band 1  
4. Auflage, Verlag für Bauwesen, Berlin 1996
- [41] Schumacher, F.            Zur Durchflussberechnung gegliederter, naturnah gestalteter Fließgewässer, Mitt. Nr. 127, TU Berlin 1995
- [42] Knauf, D.                      Fließwechselbestimmung bei Abflüssen in gegliederten Querschnitten  
Wasser & Boden, H. 12, 1996
- [43] Bretschneider H,  
Özbek, T.                      Durchflussermittlung bei geometrisch gegliederten Gerinnen,  
Wasserwirtschaft H 4, 1997, S. 206 - 209
- [44] BWK                        Merkblatt 1 Hydraulische Berechnung von naturnahen Fließgewässern Teil 1 Stationäre Berechnung der Wasserspiegellinie unter besonderer Berücksichtigung von Bewuchs- und Bauwerkseinflüssen, 9/99
- [45] Schröder, R.C.M.        Technische Hydraulik, Kompendium für den Wasserbau  
Springer-Verlag Berlin u.a., 1994
- [46] Schröder, R.C.M.        Technische Hydraulik, Kompendium für den Wasserbau  
Zanke, U.E.C.                2. Auflage, Springer-Verlag Berlin u.a., 2003



- [47] Zanke, U.C.E. Grundlagen der Sedimentbewegung  
Springer-Verlag, Berlin-Heidelberg, 1982
- [48] Zanke, U.C.E. Zur Physik von strömungsgetriebenem Sediment (Geschiebetrieb)  
Inst. F. Wasserbau u. Wasserwirtschaft, TU Darmstadt, Heft 106,  
1999
- [49] Zanke, U.C.E. Zum Einfluss der Turbulenz auf den Beginn der Sediment-  
bewegung, Inst. F. Wasserbau u. Wasserwirtschaft,  
TU Darmstadt, Heft 120, 2001
- [50] DVWK Feststofftransport in Fließgewässern  
DVWK Schriften H. 87, Verlag Paul Parey, 1988
- [51] DVWK Hydraulisch-sedimentologische Berechnungen naturnah gestalteter  
Fließgewässer, DVWK Mitteilungen 25,  
Wirtschaft- u. Verlagsgesellschaft Gas u. Wasser, Bonn 1994
- [52] Yalin, M.S. Friction Factors in Alluvial Rivers  
Scheuerlein, H. Institut für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft, TU München  
Bericht Nr. 59, 1988
- [53] Günther, A. Die mittlere kritische Sohlenschubspannung bei Geschiebemi-  
schungen unter Berücksichtigung der Deckschichtbildung und der  
turbulenten Sohlenschubspannungen, Mitt. der Versuchsanstalt für  
Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie Nr. 3, ETH, Zürich 1971
- [54] Jäggi, M. Die Sedimenttransportformeln von Meyer-Peter, Einstein und  
Engelund, Arbeitsheft Nr. 4,  
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie ETH,  
Zürich 1978
- [55] Bezzola, G.R. Fliesswiderstand und Sohlenstabilität natürlicher Gerinne unter  
besonderer Berücksichtigung der relativen Überdeckung,  
Mitt. der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziolo-  
gie Nr. 173, ETH, Zürich 2002
- [56] Gladkow, G.L. Modellierung des Geschiebetransports mit unterschiedlicher  
Söhngen, B. Korngröße in Flüssen
- [57] Yalin, M.S. Fluvial Processes, Int. Ass. of Hydraulic Engineering and Re-  
Da Silva, A.M.F. searches, IAHR Monograph, Delft 2001
- [58] Jäggi, M. Sedimenttransport in steilen Gerinnen, Mitt. Nr. 64,  
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie ETH,  
Zürich 1983

- [59] Hunziker, R.P.      Fraktionsweiser Geschiebetransport , Mitt. Nr. 138,  
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie ETH,  
Zürich 1995
- [60] Zarn,B.            Einfluss der Flussbreite auf die Wechselwirkung zwischen Abfluss,  
Morphologie und Geschiebetransportkapazität, Mitt. Nr. 154,  
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie ETH,  
Zürich 1995
- [61] Yalin, Da Silva    Fluvial Processes, Solutions Manual, IAHR-Monograph, Delft,  
2001

## 12. VERWENDETE FORMELZEICHEN

| Zeichen       | Einheit | Bedeutung bzw. Definition  |
|---------------|---------|--|
| A             | m       | Fließquerschnitt   |
| $a_{NB}$      | m       | Wirbelnachlaufbreite hinter einem Bewuchselement                                       |
| $a_{NL}$      | m       | Wirbelnachlauflänge hinter einem Bewuchselement  |
| $a_x$         | m       | Abstand der Bewuchselemente in Fließrichtung   |
| $a_y$         | m       | Abstand der Bewuchselemente quer dazu (horizontal)                                     |
| $a_z$         | m       | Abstand der Bewuchselemente senkrecht dazu (vertikal)                                  |
| B             | -       | Bewuchsparameter nach MERTENS  |
| $B_w$         | m       | Wehrbreite   |
| b             | m       | Wasserspiegelbreite  |
| $b_F$         | m       | mitwirkende Breite des Flussschlauches bei der Berechnung des Trennflächenwiderstandes |
| $b_m$         | m       | mitwirkende Breite der Bewuchszone   |
| $b_N$         | m       | Nachlaufbreite hinter einem Einzelkörper   |
| $b_{II,m}$    | m       | mittlere Breite Bereich II (MERTENS)   |
| c             | -       | Abminderungsfaktor unvollk. Überfall   |
| $c_T$         | -       | dimensionslose Trennflächengeschwindigkeit   |
| $c_{WR}$      | -       | Formwiderstandsbeiwert eines Körpers   |
| $c_{W\infty}$ | -       | Formwiderstandsbeiwert eines einzelnen Kreiszylinders                                  |
| d             | m       | hydraulischer Durchmesser  |
| DKUK          | m + NN  | höchster Punkt der Profilbegrenzung bei Durchlässen                                    |
| dW            | m       | Wasserspiegeldifferenz   |
| dz            | -       | Wasserspiegelanhebung infolge Brückenstau  |
| EPSH          | m       | Genauigkeitsschranke für die Wasserspiegellagenberechnung                              |
| EPSV          | m       | Genauigkeitsschranke für den Energiehöhenvergleich bei Verzweigungen                   |
| Fr            | -       | Froude'sche Zahl   |
| g             | $m^2/s$ | Erdbeschleunigung  |
| H             | m + NN  | Wasserspiegelhöhe  |
| He            | m + NN  | Energiehöhe  |
| HKRONE        | m + NN  | Kronenhöhe eines Wehres  |
| HZV           | m       | örtliche Verlusthöhe   |
| h             | m       | Fließtiefe   |
| hk            | m       | Geschwindigkeitshöhe   |
| hgr           | m       | Grenztiefe   |
| hm            | m       | mittlere Überströmungshöhe (Streichwehr)   |
| ho            | m       | Oberwassertiefe bezogen auf Wehrkrone  |
| $h_R$         | m       | Reibungsverlusthöhe  |
| $h_T$         | m       | Fließtiefe in der Trennfläche  |
| hu            | m       | Unterwassertiefe bezogen auf Wehrkrone   |

| <u>Zeichen</u> | <u>Einheit</u> | <u>Bedeutung bzw. Definition</u>       |
|----------------|----------------|--|
| $I_E$          | -              | Energieliniengefälle                   |
| $I_{E,m}$      | -              | mittleres Energieliniengefälle         |
| $J_s$          | -              | Sohlgefälle                            |
| $k$            | mm             | äquivalente Rauheit                    |
| KST            | $m^{33}/s$     | Rauheitsbeiwert (Mannig-Strickler)     |
| $L$            | m              | Profilabstand                          |
| $L'$           | m              | Abschnittslänge Kalinin-Miljukov       |
| $Q$            | $m^3/s$        | Abfluss                                |
| $Q_w$          | $m^3/s$        | Wehrabfluss                            |
| $Re$           | -              | Reynoldssche Zahl                      |
| $r_{hy}$       | m              | hydraulischer Radius                   |
| $SL$           | m              | Streichwehrlänge                       |
| $U$            | m              | benetzter Umfang                       |
| $v$            | m/s            | Fließgeschwindigkeit                   |
| $W$            | m+NN           | Wasserstand                            |
| $w$            | m              | Schwellenhöhe eines Wehres (OW-seitig) |

| <b>Zeichen</b> | <b>Einheit</b>    | <b>Bedeutung bzw. Definition</b>                                     |
|----------------|-------------------|--|
| $\alpha$       | -                 | Geschwindigkeitshöhenbeiwert   |
| $\alpha_v$     | -                 | Verbauungsverhältnis nach Rehbock                                    |
| $\beta$        | -                 | Abminderungsfaktor für Erweiterungsverluste in Grundgleichung 2.3-1a |
| $\delta$       | -                 | Pfeilerformbeiwert   |
| $\gamma$       | kN/m <sup>3</sup> | spez. Gewicht von Wasser   |
| $\lambda$      | -                 | Reibungsbeiwert  |
| $\mu$          | -                 | Überfallbeiwert  |
| $\nu$          | m <sup>2</sup> /s | kinematische Zähigkeit   |
| $\rho$         | t/m <sup>3</sup>  | Dichte von Wasser  |
| $\tau$         | h                 | Retentionsparameter Kalinin-Miljukov                                 |
| $\zeta$        | -                 | Verlustbeiwert für örtliche Einzelverluste                           |
| $\Omega$       | -                 | Bewuchssparameter (PASCHKE)  |
| $\omega_p$     | -                 | spezifische Vegetationsanströmfläche (SCHRÖDER-NUDING)               |

### **I n d i c e s**

|   |                           |
|---|---------------------------|
| L | linkes Vorland            |
| F | Flussbett                 |
| R | rechtes Vorland           |
| T | Trennfläche               |
| m | arithmetischer Mittelwert |

#### DIN-Normen - Wasserwesen

|           |   |      |       |
|-----------|---|------|-------|
| DIN 4044  | Hydromechanik im Wasserbau, Begriffe  |      | 7/80  |
| DIN 4048  | T1: Wasserbau, Begriffe   |      | 4/85  |
| DIN 4263  | Kanäle und Leitungen im Wasserbau Formen, Abmessungen und geometrische Werte geschlossener Querschnitte |      | 7/77  |
| DIN 19661 | Richtlinien für Wasserbauwerke, Kreuzungsbauwerke, Überleitungen, Durchlässe, Düker, Verrohrungen       |      | 10/72 |
| DIN 19999 | Begriffe im Wasserwesen; Übersicht über genormte Benennungen  | 5/84 |       |
| DIN 66230 | Programmdokumentation   |      | 1/81  |

#### Gewässerkundliche Richtlinien

|                   |  |  |      |
|-------------------|--|--|------|
| BWK - Merkblatt 1 | Hydraulische Berechnung von naturnahen Fließgewässern<br>Teil 1 Stationäre Berechnung der Wasserspiegellinie unter besonderer Berücksichtigung von Bewuchs- und Bauwerkseinflüssen |  | 9/99 |
| DVWK - 101        | Empfehlungen zur Berechnung der Hochwasserwahrscheinlichkeit   |  | 1979 |
| DVWK - 204        | Ökologische Aspekte bei Ausbau und Unterhaltung von Fließgewässern   |  | 1986 |
| DVWK - 209        | Wahl des Bemessungshochwassers   |  | 1989 |
| DVWK - 220        | Hydraulische Berechnung von Fließgewässern, Merkblatt Nr. 220  |  | 1991 |
| LWA-NRW           | Fließgewässer in Nordrhein-Westfalen Richtlinie für naturnahen Ausbau und Unterhaltung , 1980  |  |      |

#### ATV - Regelwerk Abwasser

|       |  |  |       |
|-------|--|--|-------|
| A 110 | Richtlinien für die hydraulische Dimensionierung und den Leistungsnachweis von Abwasserkanälen und -leitungen                                  |  | 8/88  |
| A111  | Richtlinien für die hydraulische Dimensionierung und den Leistungsnachweis von Regenwasserentlastungsanlagen in Abwasserkanälen und -leitungen |  | 2/94  |
| A 117 | Richtlinien für die Bemessung, die Gestaltung und den Betrieb von Regenrückhaltebecken   |  | 11/77 |
| A 118 | Richtlinien für die hydraulische Bemessung von Schmutz-, Regen- und Mischwasserkanälen   |  | 7/77  |
| A 128 | Richtlinien für die Bemessung und Gestaltung von Regenentlastungen in Mischwasserkanälen   |  | 4/92  |
| A 138 | Bau und Bemessung von Anlagen zur dezentralen Versickerung von nicht schädlich verunreinigtem Niederschlagswasser                              |  | 1/90  |