

# Berücksichtigung von morphologischen Prozessen bei der Bemessung einer seitlichen Notentlastung an Flüssen

■ Burkhard Rosier, Jean-Louis Boillat, Anton Schleiss

## Zusammenfassung

Die gezielte Überflutung von Hochwasserrückhalteräumen mittels seitlicher Entlastungsbauwerke stellt ein effektives Konzept zur Gefahrenabwehr im Hochwasserfall dar. Der reduzierte Durchfluss im Hauptgewässer bewirkt eine Verringerung der Geschiebetransportkapazität, was zu lokalen Sedimentablagerungen im Bereich der Entlastung führen kann. Diese Wechselwirkung zwischen Strömung und Geschiebetransport beeinflusst die Trenncharakteristik des Entlastungsbauwerkes im Sinne eines unkontrollierten Anstiegs der seitlichen Überfallintensität.

Bei heute gängigen Bemessungskonzepten bleibt der Einfluss der Sohlenmorphologie in der Regel weitgehend unberücksichtigt. Basierend auf systematischen physikalischen Modellversuchen ist ein eindimensionales empirisches Modell zur Beschreibung der Form des lokalen Sedimentdepots in Längsrichtung entwickelt worden. Zur raschen überschlägigen Abschätzung der Interaktion Entlastung – Geschiebetransport wird überdies ein Ansatz zur direkten Bestimmung des Entlastungsabflusses vorgestellt. Für allgemeingültige Anwendungen in der Ingenieurspraxis werden alle Modell-eingangsparameter in dimensionsloser Form dargestellt. Abschliessend wird die Anwendung des Bemessungskonzeptes an einem konkreten Fallbeispiel illustriert.

## Abstracts

Side weirs and overflow dams are free overflow regulation and diversion structures commonly encountered in flood protection engineering. The lateral loss of water is reducing the bed-load transport capacity in the main-channel leading to local sediment deposition near the side overflow. As a consequence the design discharge to be diverted over the overflow device is increased by this flow-sediment interaction in an uncontrolled way.

Since the interaction of side overflow with bed-load transport in a channel has not been studied so far, systematic flume experiments have been performed. Based on these experiments a one-dimensional empirical model to describe the longitudinal evolution of the aggraded channel reach has been developed. In addition, a simple and straightforward approach for direct estimation of the side overflow discharge in presence of bed-load transport has been established. To be universally valid in engineering practice all input variables of the models are expressed in terms of dimensionless parameters. Finally, the application of the design procedure is demonstrated in a case study on the Rhone river.

## 1. Einleitung

Zum Schutz gegen Überlaufen von Gerinnen bei extremen Hochwassern, zur Abführung des Regenabflusses in Kanalisationen oder zur Begrenzung des Abflusses in einem Gerinne ganz allgemein gilt es häufig, ab einer definierten Abflussmenge einen Teil davon seitlich abzuführen. Im Flussbau kann diese Aufgabe durch Streichwehre oder überströmbare Dämme erfüllt werden. Erreicht der Wasserspiegel im Hauptgerinne die Wehroberkante oder Dammkrone, wird der Volumenstrom seitlich über das Entlastungsbauwerk abgegeben.

Der seitliche Überfall ist eine typische Form des leicht ungleichförmigen Gerinneabflusses mit räumlich variierendem (hier abnehmendem) Abfluss. Das Hauptziel besteht primär darin, die seitliche Abflussmenge mittels der Bestimmung eines geeigneten Abflussbeiwertes zu ermitteln (Hager, 1987). Allen Unter-

suchungen zu diesem Thema ist gemein, dass ausschliesslich von einer unbeweglichen Gerinnesohle ausgegangen wird. Vor dem Hintergrund des Hochwasserschutzes muss aber von natürlichen oder naturnahen Gewässern mit beweglichen Sohlen und der daraus resultierenden morphologischen Interaktion ausgegangen werden.

Die seitliche Wasserabgabe hat eine Abnahme der Geschiebetransportkapazität im Hauptgerinne zur Folge. Daher wird Geschiebematerial im Gerinneabschnitt unterstrom des Überfalls abgelagert. Die in diesem Bereich auflandende Sohle bewirkt einen Rückstauereffekt und folglich eine grössere Druckhöhe über dem Wehr und somit eine Erhöhung der seitlichen Überfallmenge. Lokale Energieverluste durch Querschnittseinengung und -aufweitung sowie durch Transportkörper verursachte Formrauheit verstärken diese Tendenz. Der ursprünglich zu-

grunde gelegte Bemessungsabfluss über das Bauwerk erfolgt nun unkontrolliert und ist nicht mehr bekannt. Mit weitreichenden Folgen wie z. B. ein vor der Hochwasserspitze erreichter Füllstand eines auf den Bemessungsabfluss dimensionierten Retentionsvolumens im Rahmen eines Hochwasserschutzkonzeptes muss gerechnet werden.

Im vorliegenden Beitrag wird ein auf systematischen hydraulischen Modellversuchen basierendes eindimensionales empirisches Modell vorgestellt, mit welchem die Form der Auflandung in Gerinnelängsrichtung und somit die Wechselwirkung zwischen seitlichem Überfall und Sohlenmorphologie abgeschätzt werden kann. Zur Beschreibung der Form der Auflandung ist eine Maxwell-Verteilungsfunktion verwendet worden. Die Eingangsvariablen der Verteilungsfunktion werden mittels geeigneter dimensionsloser geometrischer Gerinne- und Wehrparame-

ter sowie hydraulischer und sedimentologischer Faktoren ausgedrückt. Für die Implementierung des empirischen Sohlenmodells in ein numerisches Simulationsprogramm ist die Lage hinsichtlich des Seitenüberfalls erforderlich. Zudem sind geeignete Randbedingungen zur Berücksichtigung von Formrauheiten zu wählen. Hierzu werden entsprechende Empfehlungen gegeben.

Für eine erste überschlägige Vorbemessung unter Berücksichtigung des Geschiebetriebs wird überdies ein Ansatz zur direkten Bestimmung des seitlichen Durchflusses vorgestellt. Der Ansatz beruht auf einer dimensionslosen Kombination der Abflussformel nach Gauckler-Manning-Strickler (GMS) sowie der Wehrformel für einen seitlichen Überfall. Auf diese Weise werden wie für das empirische Auflandungsmodell der Sohle Gerinne- und Wehrgeometrie sowie Strömungsparameter berücksichtigt. Der Einfluss des Geschiebetransportes wird hierbei implizit erfasst.

## 2. Hydraulische Modellversuche

Die Experimente wurden in einem rechteckigen, 30 m langen und 2,0 m breiten Versuchskanal durchgeführt (Bild 1). Die Rinne wurde in Längsrichtung durch eine vertikale glatte Wand in einen 1,50 m breiten und einen 0,47 m breiten Kanal unterteilt. Der erste stellt den eigentlichen Versuchstand mit der beweglichen Sohle ( $d_{50}=0,72\text{ mm}$ ) und dem auf der rechten Seite angeordneten Streichwehr dar. Der zweite Rinnenabschnitt bildet einen parallel verlaufenden Kanal, in dem das seitlich über das Wehr entlastete Wasser abgeführt wird. Als massgebliche Einflussgrößen sind der Abfluss im Hauptgerinne ( $Q_1 = 98 \div 222\text{ l/s}$ ), die Sohlenneigung ( $S_0 = 0,1 \div 0,4\%$ ), die Länge der Wehrkrone ( $L_D = 3,0\text{ m}$ ,  $2 \times 2,50$

$m$  und  $6,0\text{ m}$ ) sowie die Anzahl der Wehre ( $n_D = 1$  oder  $2$ ) untersucht worden.

Die Wasserspiegellagen wurden mittels Ultraschallsonden (US) gemessen. Zur Bestimmung des 2D-Geschwindigkeitsfeldes kamen Ultrasonic Doppler Velocity Profiler (UVP) zum Einsatz. Die Erstellung eines digitalen Geländemodells (DGM) der Sohlenmorphologie erfolgte mit einem photogrammetrischen Ansatz (Rosier et al. 2004).

## 3. Modell zur Beschreibung der Form der Auflandungsstrecke

### 3.1 Konzept und Methodik

Zur Beschreibung der Auflandungsstrecke in Längsrichtung sind querschnittsgemittelte Sohlenlängsprofile des digitalen Geländemodells verwendet worden (Bild 2, oben). Um die globale Tendenz des Auflandungsbereiches zu erhalten, sind Sohlenformen unter Anwendung eines gleitenden Mittels herausgefiltert worden.

Für die Parametrisierung des geglätteten Sohlenlängsprofils ist eine Maxwell-Verteilungsfunktion verwendet worden (siehe Abschnitt 3.2). Die Eingangsparameter der Verteilungsfunktion sind dabei so gewählt worden, dass folgende vier Einflussgruppen Berücksichtigung fanden:

- Gerinnegeometrie,
- Wehrgeometrie,
- Strömungsparameter (Hydraulik) und
- Geschiebetransport.

Um die Allgemeingültigkeit des Modells zu gewährleisten, wurde bei der Parameterwahl aus den vier oben genannten Gruppen stets auf eine dimensionslose Kombination der jeweiligen Einflussgrößen geachtet.

An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass das in den Modellversuchen beobachtete Sedimentdepot einen dreidi-

mensionalen Charakter besitzt, d. h. neben einer Längsvariation liegt auch eine Variation in Gerinnequerrichtung vor. Das hier vorgestellte Modell stellt somit eine Vereinfachung der tatsächlich gemessenen Auflandung dar. Ein dreidimensionales Sohlenmodell unter Berücksichtigung der Querneigung des Depots wird in Rosier (2007) beschrieben.

### 3.2 Maxwell Verteilungsfunktion

Die Auflandungsstrecke ist primär durch die maximale Auflandungshöhe ( $z'_{max}$ ), deren Lage ( $x'_{max}$ ) sowie durch dessen Form gekennzeichnet. Die Form kann mittels eines Formfaktors ( $n'$ ) beschrieben werden. Einen geeigneten Ansatz zur Parametrisierung der Auflandungsstrecke stellt die Maxwell-Verteilungsfunktion dar (Bild 2, unten):

$$X' = \frac{x'}{x'_{max}}, \quad Z' = \frac{z'}{z'_{max}} \quad (1)$$

$$Z'(X) = \left( X' e^{1-X'} \right)^{n'} \quad (2)$$

Per Definition ist das Auflandungsmaximum  $Z' = z'/z'_{max} = 1,0$  und befindet sich bei  $X' = x'/x'_{max} = 1,0$ .

Nach Anwendung des gleitenden Mittels auf das querschnittsgemittelte Sohlenlängsprofil werden der Anfangs- und Endpunkt der Auflandung bestimmt (Bild 2, oben). Diese Punkte sind durch eine signifikante Änderung der Steigung im Vergleich zum vorausgehenden- bzw. nachfolgenden Profilabschnitt gekennzeichnet. Die Verbindungstangente an diese lokalen Minima dient als Referenzniveau, von welchem mittels Differenzenbildung die Nettoauflandungsstrecke extrahiert wird (Bild 2, mitte). Anschliessend werden die maximale Höhe und deren Lage für die extrahierte Auflandungsstrecke bestimmt und die Maxwell-Verteilungsfunktion auf diese Werte angewandt (Bild 2, unten). Der Formfaktor  $n'$  wird hierbei mittels des trial-and-error Prinzips bestimmt, indem  $n'$  so lange variiert wird, bis nach der Methode der Kleinsten Fehlerquadrate die vertikale Abweichung zu einem Minimum wird.

### 3.3 Maximale Höhe des Depots $z'_{max}$

Zur Bestimmung der maximalen Höhe der Auflandungsstrecke ( $z'_{max}$ ) werden Parameter zur Beschreibung der Gerinne- und Wehrgeometrie sowie der Strömungsbedingungen kombiniert. Zu diesem Zweck wird das Verhältnis von seitlicher Über-

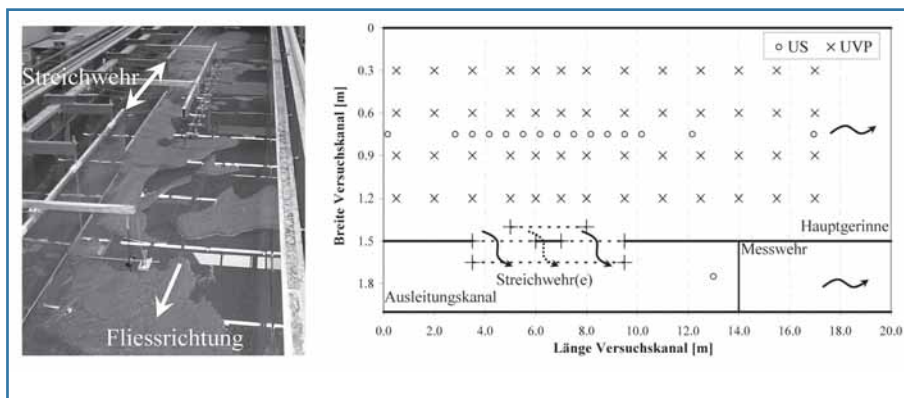


Bild 1. Links: Versuchsstand mit Hauptgerinne, seitlichem Überfall, mobiler Gerinnesohle und Evakuationsgerinne. Rechts: Schematische Draufsicht der Versuchseinrichtung und Anordnung der Wasserspiegellage- und Geschwindigkeitsmessstellen (US bzw. UVP).

fallmenge (QD), ausgedrückt mit der allgemeinen Wehrüberfallformel, zum Abfluss im Gerinne (Q1), ausgedrückt mit der Stricklerformel (GMS), eingeführt:

$$\frac{Q_D}{Q_1} = \frac{2/3 C_D \sqrt{2g} (y_1 - w_D)^{3/2} L_D}{R_{h,1}^{2/3} k_{st} S^{1/2} B y_1} \quad (3)$$

it  $Q_D$  seitlicher Ausfluss,  $Q_1$  Zufluss oberhalb des Wehres,  $C_D$  Abflussbeiwert für ein scharfkantiges Streichwehr,  $g$  Erdbeschleunigung,  $y_1 - w_D = h_{D,1}$  Überfallhöhe,  $y_1$  Abflusstiefe oberhalb des Wehres,  $w_D$  Wehrhöhe,  $L_D$  Wehrlänge,  $k_{st}$  Stricklerbeiwert,  $R_{h,1}$  hydraulischer Radius,  $S$  Neigung der Energielinie und  $B$  Kanalbreite. Der Index 1 bezieht sich auf den Wehranfang.

Die Sedimenttransportbedingungen unter- und oberhalb des Wehres können mittels der dimensionslosen Geschiebetransportkapazität (Einsteinfaktor) wie folgt ausgedrückt werden:

$$\Delta\Phi = \frac{\Phi_{\text{unterstrom}}}{\Phi_{\text{oberstrom}}} \quad (4)$$

Zur dimensionslosen Darstellung der maximalen Höhe des Depots wird die Depothöhe ( $z'_{\text{max}}$ ) mit der Druckhöhe über dem Streichwehr ( $h_{D,1}$ ) kombiniert.

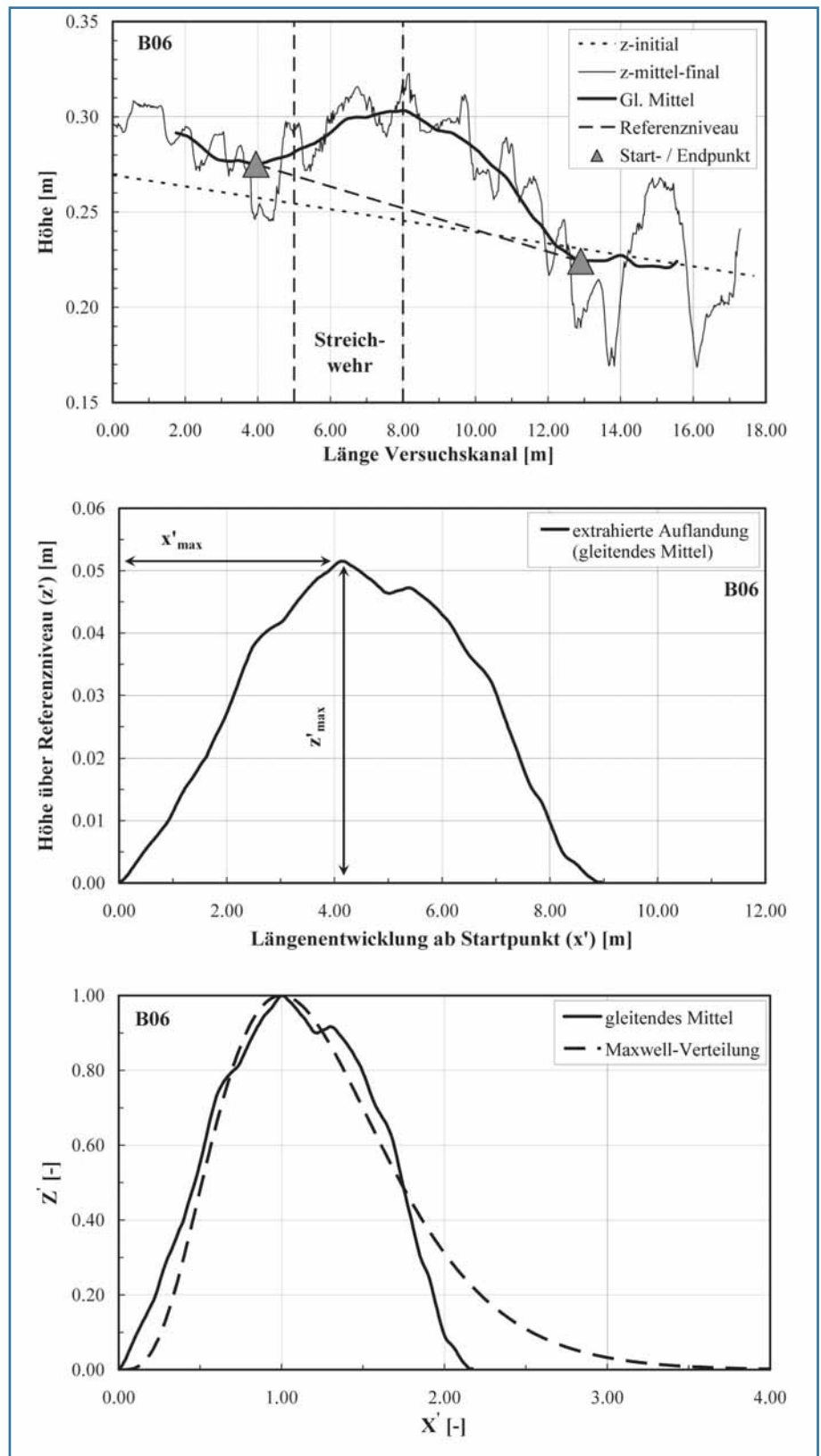
Unter Verwendung genetischer Algorithmen (Keijzer und Babovic, 1999) konnte folgende Beziehung für die maximale Höhe der Auflandung ermittelt werden:

$$\frac{h_{D,1}}{z'_{\text{max}}} = \frac{\Delta\Phi}{Q_D/Q_1} \left( 3\Delta\Phi - \frac{9}{5} \right) + \frac{9}{4} \quad (5)$$

Da die seitliche Überfallmenge ( $Q_D$ ) und das Verhältnis der Transportraten ( $\Delta\Phi$ ) zunächst nicht bekannt sind, erfordert die Lösung von Gleichung 5 unter Verwendung von Gleichung 3 und 4 eine iterative Berechnung. Um den Startwert für die iterative Berechnung zu erhalten, wird die Situation einer ebenen Sohle betrachtet.

### 3.4 Lage der maximalen Höhe des Depots $x'_{\text{max}}$

Da gemäss Definition  $X' = x'/x'_{\text{max}} = 1,0$  gilt (vgl. Abschnitt 3.2 und Bild 2, unten), kann die x-Achse des Depots konstruiert werden. Zwischen  $X' = 0,0$  und  $X' = 1,0$  und für den Bereich  $X' > 1,0$  können beliebig wählbare Schrittweiten verwendet werden. Für die maximale Ausdehnung nach rechts ist



**Bild 2, oben.** Ausgangssohlenlage, querschnittsgemittelte Sohle nach Versuchsende, dazugehöriges gleitendes Mittel, Anfangs- und Endpunkt der Auflandungsstrecke (Depot) sowie Verbindungstangente als Referenzniveau. **Mitte:** Extrahierte Auflandungsstrecke. **Unten:** Mit den jeweiligen Maximalwerten normierte Auflandungsstrecke sowie dazugehörige angepasste Maxwell-Verteilungsfunktion.

aufgrund der systematischen Versuche  $X' = 4,0$  bis  $X' = 6,0$  erhalten worden.

Ähnlich wie für die maximale Auflandung ( $z'_{\text{max}}$ ) erfordert die Implementierung des empirischen Modells des Sedi-

mentdepots in ein numerisches Modell eine dimensionsbehaftete Grösse  $x'_{\text{max}}$  in [m]. In guter Näherung kann ein Wert von  $x'_{\text{max}} \approx 4,00$  m verwendet werden. Bei der Übertragung in den Prototyp ist zwingend

der geometrische Modellmassstab von etwa 1:50 zu berücksichtigen.

### 3.5 Formfaktor $n$

Für den Formfaktor wurde folgende lineare Beziehung unter Einbeziehung des Verhältnisses von Wehrlänge ( $L_D$ ) zu Gerinnebreite ( $B$ ) gefunden:

$$n' = \frac{3}{4} \frac{L_D}{B} + \frac{7}{3} \quad (6)$$

### 4. Bemessungskonzept

Das Bemessungskonzept sieht im Wesentlichen die folgenden drei Schritte vor, die schematisch in Bild 3 dargestellt sind:

1. Bestimmung der Geometrie der Auflandungsstrecke,
2. Implementierung der empirisch erhaltenen Geometrie der Auflandung in ein eindimensionales Abflussberechnungsprogramm und
3. Wahl geeigneter Randbedingungen im Abflussberechnungsprogramm (z. B. HEC-RAS); insbesondere eine adäquate Erfassung der durch Sohlenformen induzierten Formrauheit.

Der erste Schritt besteht in der Bestimmung der in den Abschnitten 3.3 bis 3.5 beschriebenen Eingangsparametern der Maxwell-Verteilungsfunktion ( $z'_{max}$ ,  $x'_{max}$ ,  $n'$ ).

Nachdem die Geometrie des Depots bestimmt ist, wird das empirische Modell für die Geometrie des Depots in ein Abflussberechnungsprogramm implementiert, welches einen Seitenüberfall

berücksichtigen kann (Schritt 2). Die maximale Auflandung befindet sich relativ nahe am unteren Wehrende, wo die Diskontinuität zwischen Strömung und Sedimenttransportkapazität am grössten ist. Folglich kann das modellierte Sedimentdepot am unteren Wehrende positioniert werden ( $x_{cp}$ ).

Im dritten und letzten Schritt wird dem Sedimentdepot eine geeignete Sohlenrauheit überlagert. Sie setzt sich in der Regel aus einer Korn- und einer Formrauheit zusammen. In der vorliegenden Studie ist die Formrauheit vornehmlich auf Dünen zurückzuführen. Die Untersuchungen haben gezeigt, dass mit dem Ansatz nach Yalin und da Silva (2001) gute Ergebnisse erzielt werden (Rosier et al., 2005).

Da die Parameter  $Q_D/Q_1$  sowie  $\Delta\phi$  zur Berechnung für  $z'_{max}$  zunächst nicht bekannt sind, werden diese Werte zunächst für den Fall einer ebenen Sohle bestimmt. Mit diesen Startwerten erfolgt nun eine iterative Berechnung, bis die seitliche Überfallmenge ( $Q_D$ ) konstant ist. Hieraus kann implizit geschlossen werden, dass das Sedimentdepot seine endgültige Form im Gleichgewichtszustand erreicht hat. Die Geschiebetransportkapazität unter- und oberhalb der Entlastung ( $\Delta\phi$ ) kann mit herkömmlichen Transportformeln, z. B. Meyer-Peter und Müller (1948), berechnet werden. Hierbei ist zwingend zu überprüfen, ob die maximale Höhe der Auflandung nicht durch ein neues Gleichgewichtsgefälle ausgehend von einem unterhalb des Wehres liegenden Sohlenfixpunktes bestimmt wird.

### 5. Ansatz zur direkten Abschätzung des Entlastungsabflusses

Anstatt das Sedimentdepot zu modellieren, in ein Abflussberechnungsprogramm zu implementieren, um schliesslich die seitliche Überfallmenge zu erhalten, kann es für eine erste Abschätzung im Rahmen einer Vorbemessung ausreichend bzw. wünschenswert sein, den Einfluss der mobilen Gewässersohle auf den Entlastungsabfluss mit einem einfach anzuwendenden Ansatz direkt zu bestimmen.

Hierzu werden die GMS-Abflussformel und die Beziehung für den seitlichen Wehrüberfall (vgl. Gl. 3) verwendet. Diese beiden Gleichungen spiegeln die Gerinneigenschaften (Geometrie, Sohlenbeschaffenheit), die Strömungssituation sowie die Wehrcharakteristika wieder. Die Auflandungsphänomene (Geschiebetransport) sind implizit enthalten, da sich die verwendeten Versuchsdaten auf die Endsituation mit dem ausgebildeten Sedimentdepot beziehen. Beide Gleichungen können mittels einer Froude-Zahl wie folgt in dimensionsloser Schreibweise formuliert werden:

$$\frac{Q_1}{B y_1^{3/2} \sqrt{g}} = Fr_1 \quad (7)$$

$$\frac{Q_D}{L_D y_1^{3/2} \sqrt{g}} = Fr_D \quad (8)$$

Die Froude-Zahl  $Fr_D$  kann als Wehr-Froude-Zahl bezeichnet werden, da sie im Gegensatz zur herkömmlichen Froude-Zahl ( $Fr_1$ ) mit der seitlichen Überfallmenge ( $Q_D$  anstatt  $Q_1$ ) und der der Wehrlänge ( $L_D$  anstatt  $B$ ) gebildet wird.

Wird das Verhältnis von  $Fr_D$  zu  $Fr_1$  zur Druckhöhe über dem Wehr ( $h_{D,1}$ ) und der Wehrlänge ( $L_D$ ) gesetzt, so ergibt sich anhand der systematischen Modellversuche folgender Ansatz zur direkten Abschätzung der seitlichen Überfallmenge unter Berücksichtigung der Auflandungsphänomene:

$$\frac{h_{D,1}}{L_D} = 0.037 \left( \frac{Fr_D}{Fr_1} \right)^{0.53} \quad (9)$$

In der Regel sind  $h_{D,1}$ ,  $L_D$  und  $Fr_1$  bekannt oder können leicht bestimmt werden, so dass sich der Seitenüberfall ( $Q_D$ ) mit Gl. 8 ermitteln lässt.

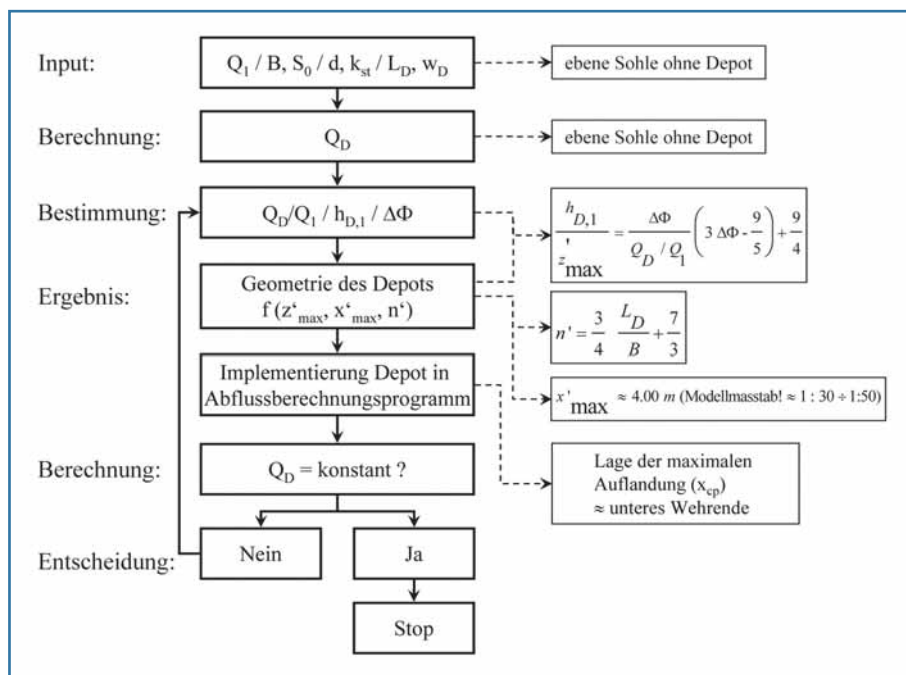


Bild 3. Schematische Übersicht des Bemessungskonzeptes und Berechnungsvorgang.

## 6. Praktisches Anwendungsbeispiel

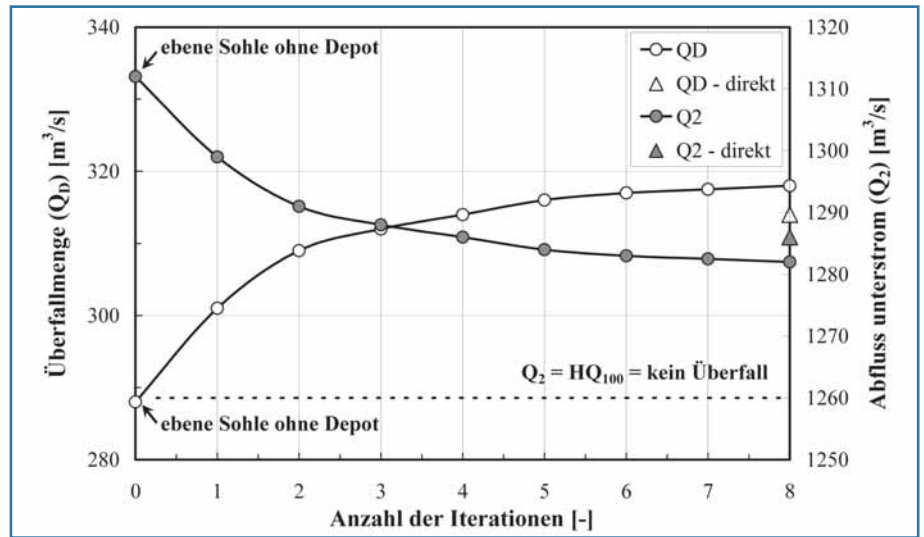
Das vorgestellte Konzept soll anhand eines konkreten Berechnungsbeispiels unter Prototypbedingungen näher vorgestellt werden. Hierzu wird die Rhone oberhalb des Genfer Sees im Wallis zwischen Sion und Branson betrachtet (km 45,177, unterhalb Riddes, Pont Saxon). Die Charakteristik der Rhone sei wie folgt gegeben:  $B = 40\text{ m}$ ,  $S_0 = 0,10\%$ ,  $d_{50} = 35\text{ mm}$ ,  $d_m = 60\text{ mm}$ ,  $k_{st,Korn} = 37\text{ m}^{1/3}/\text{s}$  und  $k_{st,Form} = 33\text{ m}^{1/3}/\text{s}$ .

Für das hundertjährige Bemessungshochwasser von  $HQ_{100} = 1260\text{ m}^3/\text{s}$  ist die Abflusskapazität der Rhone ausreichend. Zur Erhöhung des Schutzgrades für höhere Wiederkehrintervalle oder gar ein Extremereignis ( $EHQ_{100} = 1600\text{ m}^3/\text{s}$ ) sowie zur Beherrschung des Restrisikos soll ein  $w_D = 7,35\text{ m}$  hohes und  $L_D = 200\text{ m}$  langes Streichwehr im Hochwasserschutzdamm installiert werden.

Für die numerische Berechnung wird das 1D-Programm DUPIRO verwendet (Boillat et al., 2006). Nahezu identische Ergebnisse können mit dem in der Ingenieurspraxis weit verbreiteten Programm HEC-RAS erzielt werden.

Der Startwert für die ebene Sohle mit  $z'_{max} = 0,00\text{ m}$  und  $Q_1 = 1600\text{ m}^3/\text{s}$  ( $EHQ$ ) ergibt sich zu  $Q_D = 288\text{ m}^3/\text{s}$  mit  $Q_D/Q_1 = 0,18$ ,  $h_{D,1} = 1,16\text{ m}$ ,  $\phi_{oberstrom} = 0,035$ ,  $\phi_{unterstrom} = 0,022$  und  $\Delta\phi = 0,63$ . Nach mehreren Iterationsschritten (hier: 8 Iterationen) ändert sich der Entlastungsabfluss nicht mehr und beträgt  $Q_D = 318\text{ m}^3/\text{s}$  ( $Q_D/Q_1 = 0,20$ ,  $h_{D,1} = 1,33\text{ m}$ ,  $\phi_{oberstrom} = 0,038$ ,  $\phi_{unterstrom} = 0,019$  und  $\Delta\phi = 0,50$ ). Die dazugehörige stabile Depothöhe im Endzustand ergibt sich zu  $z'_{max} = 0,89\text{ m}$  (Bild 4).

Mit den Werten des letzten Iterationsschrittes und  $y_1 = 8,84\text{ m}$ ,  $Fr_1 = 0,486$  und  $Fr_D = 0,019$  wird für den Ansatz zur



**Bild 5.** Seitliche Überfallmenge ( $Q_D$ ) und im Gerinne weitergeführter Durchfluss ( $Q_2$ ) für einen Zufluss von  $EHQ = 1600\text{ m}^3/\text{s}$  in Abhängigkeit der Depothöhe bzw. der Iterationsschritte.

direkten Abschätzung ein Überfall von  $Q_D = 314\text{ m}^3/\text{s}$  erhalten.

Die Überfallmenge steigt demnach um einen Faktor von  $318/288 = 1.10$  bzw.  $314/288 = 1.09$ . Dies bedeutet, dass unter Berücksichtigung der Morphologie im Gegensatz zu  $Q_2 = Q_1 - Q_D = 1600 - 288 = 1312\text{ m}^3/\text{s}$  nur noch etwa  $Q_2 = 1284\text{ m}^3/\text{s}$  im Gerinne unterhalb des Wehres abgeführt werden müssen (Bild 5). In diesem Zusammenhang muss allerdings zwingend überprüft werden, ob die vorhandene Speicherkapazität des Retentionsraumes für das höhere seitliche Überfallvolumen ausreichend ist.

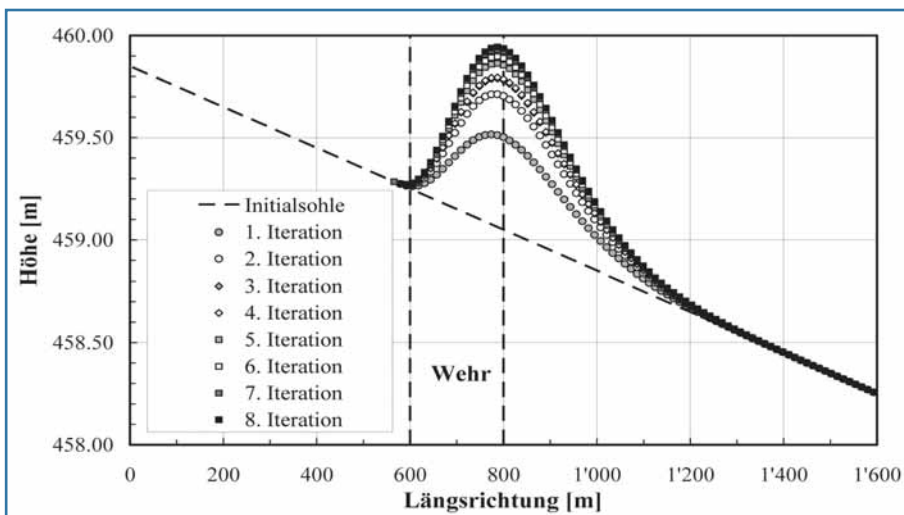
## 7. Gültigkeitsbereich der empirischen Ansätze und Fehlerbetrachtung

Die Berücksichtigung morphologischer Prozesse bei der Bemessung einer seitlichen Notentlastung stellt ein neues Bemessungskonzept im Hochwasserschutz dar.

Demzufolge existieren nur wenige bzw. nahezu keine Grundlagendaten aus Modellversuchen und quasi keine Erfahrungen in der Praxis. Aus diesem Grund orientiert sich das hier vorgestellte Bemessungskonzept trotz der Bemühung um dimensionslose Darstellung sehr eng an die systematisch durchgeführten Modellversuche.

Das Anwendungsgebiet der vorgestellten Methodik sind Gewässer mit milder Sohlenneigung im Gefällsbereich von  $0,10\% \leq S_0 \leq 0,40\%$ . Das Abflussregime bewegt sich ausschliesslich im strömenden Bereich mit allerdings relativ hohen Froude-Zahlen ( $Fr_1 \geq 0,45$ ), da seitliche Notentlastungen im Rahmen von Hochwasserschutzkonzepten in der Regel erst ab hundertjährigen Ereignissen in Betrieb sind. Die relative Rauheit des verwendeten sandig kiesigen Sohlenmaterials lässt sich mit  $40 \leq y/d_{90} \leq 70$  angeben. Hinsichtlich der Gerinne- und Wehrgeometrie bewegen sich die Modelluntersuchungen im Bereich von  $2,00 \leq L_D/B \leq 4,00$ . Die untersuchten Abflüsse liegen im Bereich von  $0,06 \leq Q_D/Q_1 \leq 0,37$ .

Eine Fehlerbetrachtung hinsichtlich der Genauigkeit der verwendeten Messverfahren lässt darauf schliessen, dass der gemessene seitliche Ausfluss eine Genauigkeit von etwa  $\pm 3,5\%$  aufweist. Das 95% Vertrauensintervall für die Beziehung zur Ermittlung der maximalen Auflandungshöhe ( $h_{D,1}/z'_{max}$ , Gl. 5) liegt bei  $\pm 0,85$ . Der mit einem 1D Abflussberechnungsprogramm vorhergesagte Entlastungsabfluss basierend auf der Implementierung des empirischen eindimensionalen Auflandungsmodells beträgt ca. 85% des gemessenen seitlichen Ausflusses. Dies



**Bild 4.** Entwicklung des Depots für verschiedene Iterationsschritte.

ist zum einen auf den 1D-Charakter des numerischen Simulationswerkzeuges zurückzuführen, zum anderen auf das eindimensionale abstrahierte in Realität dreidimensionale Sedimentdepot. Folglich kann davon ausgegangen werden, dass das empirische Modell den Seitenausflusstenzenziell unterschätzt. Diese Aussage wird durch die Tatsache unterstützt, dass unter Berücksichtigung der Querverteilung der Auflandung 91% anstatt 85% des gemessenen seitlichen Ausflusses vorhergesagt werden (Rosier, 2007).

#### Bibliographie

Boillat, J.-L., Dubois, J., Nilipour, N. (2006). Migration of a dredging pit in the Rhone river; Proc. 3rd Int. Conference on Fluvial Hydraulics – RiverFlow, Lisbon – Portugal, 1193–1202.  
Hager, W. H. (1987). Lateral outflow over side weirs; Journal of Hydraulic Engineering, ASCE 113 (4), 491–504.  
Keijzer, M., Babovic, V. (1999). Dimensionally

aware genetic programming; Proc. Genetic and Evolutionary Computation Conference – GECCO, Orlando – USA.

Meyer-Peter, E., Müller, R. (1948). Formulas of bed-load transport; Report on the second meeting of the IAHSR (heute IAHR), Stockholm – Sweden, 39–64.

Rosier, B. (2007). Bed evolution due to lateral water withdrawal; 32th IAHR Congress, Venice – Italy.

Rosier, B., Boillat, J.-L., Schleiss, A. J. (2004). Mapping of bed morphology for lateral overflow using digital photogrammetry; 2nd International Conference on Scour and Erosion – ICSE-2, Singapore – Singapore.

Rosier, B., Boillat, J.-L., Schleiss, A. J. (2005). Influence of side overflow induced local sedimentary deposit on bed form related roughness and intensity of diverted discharge; 31th IAHR Congress, Seoul – South Korea, 1639–1650.

Yalin, M. S., da Silva, A. M. F. (2001). Fluvial processes; IAHR Monograph, Delft, The Netherlands.

#### Danksagung

Das im vorliegenden Artikel vorgestellte Forschungsprojekt wurde von der Kommission für Technologie und Innovation (KTI, Nr. 4898.1) sowie dem Bundesamt für Umwelt (BAFU) finanziert.

#### Adresse der Autoren

Dr. Burkhard Rosier, Dr. Jean-Louis Boillat und Prof. Dr. Anton Schleiss  
Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH)  
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)  
EPFL ENAC ICARE LCH  
GC A3 504 (Bâtiment GC), Station 18  
CH-1015 Lausanne  
+41 21 693 23 85, <http://lchwww.epfl.ch>  
[burkhard.rosier@epfl.ch](mailto:burkhard.rosier@epfl.ch)  
[jean-louis.boillat@epfl.ch](mailto:jean-louis.boillat@epfl.ch)  
[anton.schleiss@epfl.ch](mailto:anton.schleiss@epfl.ch)

## Einfluss von grossmassstäblichen Uferrauheiten und Buchten auf Schwallwellen in Flüssen infolge Kraftwerksbetrieb

■ Tobias Meile, Jean-Louis Boillat, Anton Schleiss

### Zusammenfassung

Zur Deckung der Verbrauchsspitzen an elektrischer Energie turbinieren die Speicherkraftwerke das Wasser der Stauseen gemäss Nachfrage ab. Dies führt in den betroffenen voralpinen und alpinen Fliessgewässern zu raschen Abfluss- und Wasserspiegelschwankungen, welche besonders in den Wintermonaten mit geringem Basisabfluss ausgeprägt sind. Um diese aus gewässerökologischer Sicht ungünstigen Schwankungen zu vermindern, sind nebst wasserbaulichen Massnahmen wie Rückhaltebecken auch flussbauliche Massnahmen denkbar. Einerseits kann die Fliessretention vergrössert werden, andererseits bieten solche Massnahmen morphologisch interessantere Lebensräume als ein kanalisiertes Gerinne.

Die im Modell untersuchten grossmassstäblichen Uferrauheiten und Buchten beeinflussen die Fortpflanzungsgeschwindigkeit und die Form der (Schwall)wellen in Folge des erhöhten Fliesswiderstandes und der passiven Retention. Der Einfluss von Uferformrauheitselementen auf den Fliesswiderstandsbeiwert eines Querschnittes kann mittels empirischer Formeln berechnet werden. Die passive Retention wurde in ein eindimensionales numerisches Modell integriert. Die effektive Wirkung von möglichen flussbaulichen Massnahmen auf die

### Résumé

Les centrales hydroélectriques à accumulation couvrent les pointes de consommation en énergie électrique par turbinage séquentiel. Sur les cours d'eau alpins et préalpains concernés, ce mode d'exploitation provoque des variations de débit et de niveau relativement rapides. Celles-ci sont particulièrement marquées en hiver quand le débit de base est faible. Pour réduire ce marnage, défavorable du point de vue écologique, des mesures constructives tels que des bassins de rétention sont possibles. L'aménagement morphologique du cours d'eau peut également produire un effet de rétention et simultanément offrir des habitats plus intéressants que un cours d'eau canalisé.

Afin d'évaluer l'efficacité de telles mesures, différentes configurations de baies riveraines ont été investiguées expérimentalement. Ces espaces additionnels ont pour effet d'augmenter le volume de rétention du cours d'eau mais aussi d'accroître la rugosité des rives. Il en résulte une atténuation de la vitesse de propagation et un aplatissage des intumescences. L'influence de la nouvelle rugosité des rives sur le coefficient de frottement est décrite par des formules empiriques et la rétention passive peut être pris en compte dans des modèles

dynamischen Abflussvorgänge kann so gewässerspezifisch bestimmt werden. Im Vergleich zu gesteuerten Rückhaltebecken ist die Wirkung von flussbauliche Massnahmen auf die Abflüsse insbesondere für lange Turbiniersequenzen weniger effizient, da grössere Flächen zur Bereitstellung der Volmen notwendig sind und diese nicht aktiv bewirtschaftet werden können.

numériques unidimensionnels. L'effet d'un aménagement morphologique des rives peut ainsi être déterminé. En comparaison avec des bassins de rétention régulés, l'effet de laminage obtenu sur le cours d'eau est moindre, notamment pour des séquences de turbinages de longue durée.

### 1. Einleitung

Speicherkraftwerke decken die Verbrauchsspitzen an elektrischer Energie ab, indem entsprechend der Nachfrage turbinert wird. Erfolgt die Wasserrückgabe direkt in ein Gewässer führt dies zu Schwall- und Sunkerscheinungen, das heisst zu relativ schnell wechselnden Abflussbedingungen zwischen maximalen und minimalen Wasserspiegeln im Gewässerquerschnitt sowie zur Fortpflanzung von dynamischen Wellen im Gewässerabschnitt. Aus Sicht der Gewässerökologie stellen diese täglich und schnell wechselnden Abflussbedingungen eine Störung des natürlichen Abflussregimes dar. Sie wirken sich neben einer monotonen Gewässermorphologie oder schlechter Wasserqualität negativ auf die Lebensbedingungen im Gewässer aus (z. B. Cushman 1985, Baumann und Klaus 2003, Pellaud 2007).

Grossmassstäbliche Uferauheiten und Buchten erhöhen die Rauheit und die passive Retention eines Gewässers. Dies beeinflusst die Fortpflanzungsgeschwindigkeit und die Form von Abflusswellen im Allgemeinen sowie von Schwallwellen im Besonderen. Um die Wirkung von grossmassstäblichen Uferauheiten und Buchten auf Wellen infolge Kraftwerksbetrieb besser zu verstehen, wurden systematische Versuche mit stationären und instationären Abflüssen in einem Labor kanal durchgeführt. Untersucht wurden dazu Schwall- und Sunkwellen in einer grossen Anzahl von verschiedenen Geometrien mit grossmassstäblichen Uferauheiten. Die systematischen Versuche mit grossmassstäblichen Uferauheiten erlaubten empirische Formeln zur Bestimmung von Fließwiderstandsbeiwerten zu entwickeln, welche auch für instationäre Abflussberechnungen in numerischen Modellen verwendet werden können.

### 2. Schwall-/Sunk-Kenngrössen & schwallreduzierende Massnahmen

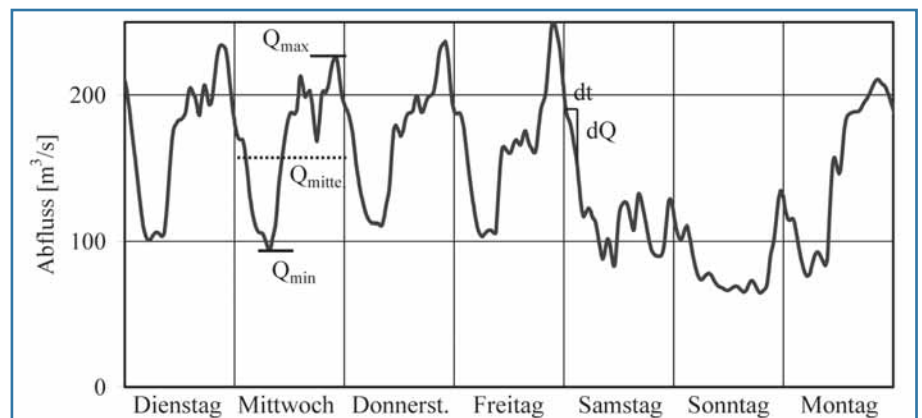
Eine Analyse der schweizerischen Pegelmessstationen zeigt, dass hauptsächlich mittlere bis grössere Talflüsse der Alpen und Voralpen von Schwall- und Sunkerscheinungen betroffen sind (Baumann und

Klaus 2003). An einer Pegel-/Abflussmessstation kann der Schwall/Sunk anhand von Kenngrössen erfasst werden (Bild 1). Die täglichen Abflussschwankungen sind mit dem Schwall/Sunk-Verhältnis  $Q_{max}/Q_{min}$  oder der relativen Schwall/Sunk-Differenz  $(Q_{max}-Q_{min})/Q_{mittel}$  beschrieben. Die Schwall/Sunk-Raten  $dQ/dt$  beschreiben die Geschwindigkeit der Abflusswechsel, wobei der Wert auch von der zeitlichen Auflösung der zur Verfügung stehenden Daten abhängt (Pfaundler und Keusen 2007). Die täglichen, maximalen Werte dieses Parameters beschreiben die stärkste zeitliche Veränderung des Abflusses während die statistische Auswertung der Schwall/Sunk-Raten gleichzeitig auch die Häufigkeit der Wechsel beinhaltet (Meile et al. 2005). In alpinen und voralpinen Gewässern sind die Kenngrössen  $Q_{max}/Q_{min}$  und  $dQ/dt$  im Winterhalbjahr natürlicherweise am kleinsten. Unter dem Einfluss von Schwall und Sunk nehmen die Kenngrössen aber oft gerade in dieser Periode die grössten Werte an. Weitere Kenngrössen sind der tägliche Maximalschwall  $Q_{max}$ , massgebend für Geschiebetrieb und Resuspension, die Anzahl Schwallspitzen pro Tag sowie die Volatilität (Pfaundler und Keusen 2007).

Ökologisch als akzeptabel erachtete Richt- und Grenzwerte, z. B. betreffend des Schwall/Sunk-Verhältnisses, weisen je nach untersuchtem Gewässertyp eine grosse Bandbreite auf. Dies deutet darauf

hin, dass insbesondere in grossen Gewässern zur sinnvollen Schwalldämpfung eine gewässerspezifische Zusammenstellung von Grenzwerten erstellt werden sollte. Solch massgeschneiderte Kriterien wurden am Alpenrhein definiert und dazu verwendet, verschiedene mögliche Szenarien einer Schwallregelung zu entwickeln (Schälchli et al., 2003).

Zur Schwalldämpfung sind theoretisch verschiedene wasserbauliche, flussbauliche und betriebliche Massnahmen möglich (Meile 2006). Betriebliche Massnahmen schränken den Betrieb der Speicherkraftwerke aber stark ein und verursachen Kosten, die in den meisten Fällen deutlich höher liegen als z. B. der Bau von Ausgleichsbecken (Wickenhäuser et al. 2005). Der fehlende Spitzenstrom müsste zudem anderweitig beschafft werden, z. B. mit Gaskombikraftwerken, was wiederum die CO<sub>2</sub> Emissionen erhöhen würde. Wasserbauliche Massnahmen wie Ausgleichsbecken benötigen zwar auch grössere Investitionen und Landbedarf, sind aber energiewirtschaftlich oft die einzige sinnvolle Lösung. Eine Studie basierend auf 14 Messstellen an 6 schwallbeeinflussten grösseren Gewässern der Schweiz untersuchte die notwendigen Rückhaltevolumen zur Einhaltung bestimmter Schwall/Sunk-Verhältnisse im Tages- und Wochen ausgleich. Bei längeren Schwallimpulsen und zur Auffüllung des Sunks am Wochenende sind z. T. sehr grosse Volumen not-



**Bild 1. Typische Abflussschwankungen für eine Oktoberwoche im Jahre 2003 an der Rhone in Porte du Scex beim Eintritt in den Genfersee und Definition der Schwallkennwerte.  $Q_{max}$ : täglicher Maximalabfluss;  $Q_{min}$ : täglicher Minimalabfluss;  $Q_{mittel}$ : mittlerer täglicher Abfluss.**

wendig (VAW-LCH 2006), wie sie nur durch Rückhaltebecken respektive Mehrzweckbecken (Heller et al. 2007) zur Verfügung gestellt werden könnten. In Flusssystemen mit Zentralen an verschiedenen Standorten und grosser Länge müssen zusätzlich Fließ- und Turbinierzeiten bei der Wahl von geeigneten Standorten und dem Betrieb von Rückhaltebecken berücksichtigt werden. Grössere, direkt auf dem Hauptfluss angeordnete Becken sind vorteilhaft. Die Schwallspitzen verschiedener Zentralen können dadurch im selben Becken gedämpft werden, da diese nicht zwingend gleichzeitig beim Becken eintreffen.

Flussbauliche Massnahmen wie die Verbesserung der Flussmorphologie zur Reduktion von Schwallwellen wurden in einer umfangreichen Parameterstudie von Stranner (1996) im numerischen Modell untersucht. Nebst dem Einfluss der Sohlenneigung ( $S_0$ ) der Turbinierdauer ( $T$ ), des Basisabflusses ( $Q_{min}$ ), des Turbinienabflusses inklusive Basisabfluss ( $Q_{total}$ )<sup>1</sup> und der Rauheit (Strickler-Beiwert  $K_{st}$ ) wurden auch ständig benetzte Flächen seitlich des Flusses untersucht, die zur passiven Retention führen. Anhand von Bemessungsdiagrammen kann die Auswirkung der Parameter auf die Schwallwellen flussabwärts bestimmt werden.

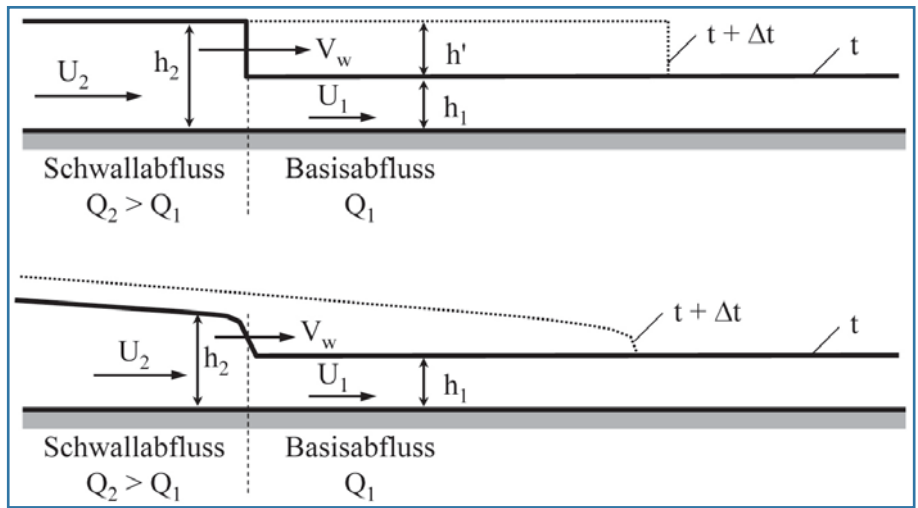
### 3. Einfluss von Rauheiten und Buchten auf Schwallwellen im Experiment

#### 3.1 Theoretische Grundlagen

Im reibungsfreien, horizontalen Rechteckkanal pflanzt sich die Front einer Schwallwelle, verursacht durch eine Abfluss- oder Wasserstandzunahme, mit der absoluten Fortbreitungs geschwindigkeit  $V_w$  fort:

$$V_w = U_1 + \sqrt{gh_1} \cdot \sqrt{\frac{h_2}{2h_1} \left(1 + \frac{h_2}{h_1}\right)} \quad (1)$$

Geht man davon aus, dass die Höhe der Wellenfront im Vergleich zur Wassertiefe  $h_1$  gering ist, nähert sich der zweite Term der Gleichung dem Wert 1 an. Im reibungsfreien Horizontalkanal schwächt sich weder die Fortbreitungs geschwindigkeit  $V_w$  noch die Höhe der Front  $h'$  ab (Bild 2, oben).  $U_1$  und  $U_2$  sind die mittleren Fließgeschwindigkeiten des Querschnittes vor und nach der Front der Schwallwelle.



**Bild 2. Fortbewegung einer Schwallwelle im horizontalen, reibungsfreien Rechteckkanal (oben) und im gienigten Gerinne mit Fließwiderstand (unten).**

Bei Berücksichtigung der Wandreibung und der Sohlenneigung, wie sie in der Natur immer vorhanden sind, unterliegt die Fortpflanzung der Schwallwelle dynamischen Abläufen, die durch die Schrägstellung der Wasseroberfläche verursacht werden. Unter diesen Bedingungen nimmt die Höhe der Wellenfront, exponentiell mit der Fließstrecke ab (Favre 1935; Bild 2 unten). Zur Berechnung solcher instationärer Strömungen können die Gleichungen von de Saint-Venant herbeigezogen werden wobei die resultierenden Differenzialgleichungen mit numerischen Verfahren gelöst werden. Dies gilt auch zur Bestimmung ob sich überhaupt eine steile Wellenfront ausbildet oder ob diese rasch verflacht (Henderson 1966).

Im Falle einer raschen Änderung des Abflusses durch Turbinieren von Speicherkraftwerken resultieren die Strömungsverhältnisse in einem Gewässerabschnitt aus dem komplexen Zusammenspiel von Sohlenneigung, Gewässer geometrie, Wandreibung, dem Verhältnis zwischen Totalabfluss  $Q_{total}$  und Basisabfluss  $Q_{min}$ , der Turbinierdauer  $T$  sowie der Dauer  $\Delta t$  um vom Basis- zum Totalabfluss an der Rückgabestelle zu gelangen (Stranner 1996). Wird ein längerer Gewässerabschnitt berücksichtigt, so können vier Phasen einer Abflusswelle verursacht durch Speicherkraftwerke unterschieden werden. Die Phase der Entstehung der Welle ist mit dem Erreichen eines konstanten Abflusses unterhalb der Rückgabestelle abgeschlossen. Danach bildet sich ein Wellenplateau mit Maximalabfluss aus. Dieses wächst in der Länge bis die Turbinen ab-

gestellt werden. In der Folge verschiebt sich der Wellenkörper flussabwärts und verformt sich (Abbau des Wellenplateaus). Nach dem kompletten Abbau des Wellenplateaus, wird auch der Maximalabfluss durch die weitere Verformung verringert. Dieser Vorgang wird als Fließretention bezeichnet.

Die Strömungsverhältnisse gemäss Bild 2 beziehen sich, sofern vorhanden, auf den vordersten Teil der Welle. Sie werden per Definition als Schwallwelle bezeichnet. Im Zusammenhang mit Abflussverhältnissen wie sie durch Speicherkraftwerke verursacht werden, wird aber oft der gesamte oben beschriebene Ablauf einer Abflusswelle als Schwallwelle bezeichnet, was aus rein hydraulischer Sicht nicht richtig ist.

#### 3.2 Versuchsrinne und grossmassstäbliche Uferrauheiten

Modellversuche wurden in einer 38,3 m langen Rinne mit einem durchschnittlichen Gefälle von 1,14‰ durchgeführt. 40 verschiedene, idealisierte grossmassstäbliche Uferrauheiten (Bild 4, Bild 5) wurden zuerst unter stationären und dann unter instationären Abflussbedingungen untersucht. Die Schwall- und Sunkwellen wurden am oberen Ende des Kanals durch eine plötzliche Abflussänderung verursacht wobei die Verhältnisse von  $Q_{total}$  zu  $Q_{min}$  zwischen 1.1 und 10.2 variierten.

Die Abflussbedingungen während der Versuche waren strömend mit Froudezahlen im Bereich von  $0,3 < Fr < 0,7$ . Die Versuche wurden mit fester Sohle durchgeführt. Im Vergleich zum prismatischen

<sup>1</sup> Hier wird bewusst zwischen  $Q_{total}$  und  $Q_{max}$  unterschieden.  $Q_{total}$  ist auf den Ort der Rückgabe und  $Q_{max}$  auf einen beliebigen Querschnitt flussabwärts bezogen.  $Q_{max}$  beinhaltet somit eine allfällige Fließretention.



Gerinne haben die grossmassstäblichen Rauheiten zwei Effekte:

- 1.) Vertikale Mischschichten, Wirbelzonen und Rezirkulationszellen verursachen Energieverluste, zusätzlich zur Wandreibung.
- 2.) Die im Modell untersuchten Buchten sind ständig benetzt und führen bei ansteigendem Wasserspiegel im instantanen Versuch zu einer passiven Retention.

**3.3 Versuche mit stationärem Abfluss: Empirische Ansätze zur Bestimmung des Fließwiderstandes von grossmassstäblichen Uferauheiten**

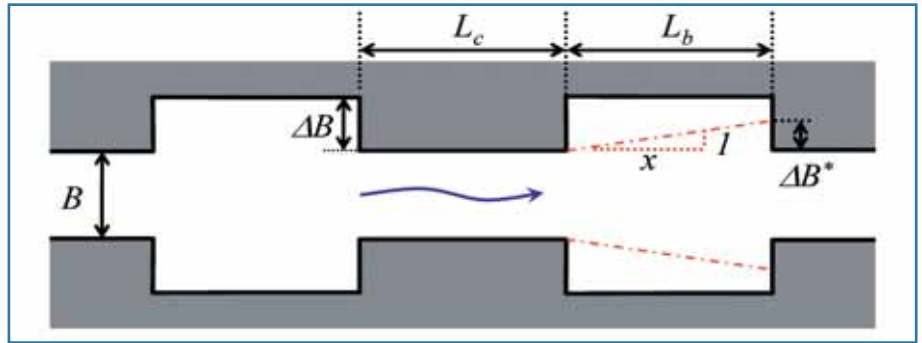
Unter der Annahme, dass die grossmassstäblichen Uferauheiten (GMR) analog zur Wandreibung einen zusätzlichen linearen Energieverlust erzeugen, konnte die durch die Geometrie verursachte Uferauheit mittels Staukurvenberechnungen bestimmt werden. Mit zunehmendem Abfluss nehmen auch die Abflusstiefen und somit der Einfluss der Wandrauheit zu. Die Rauheit der getesteten Geometrien ist in Bild 6 am Beispiel des Chezy-Beiwertes der Wand  $C_w$  dargestellt wobei dieser Wert den Effekt der grossmassstäblichen Rauheiten einschliesst. Ein hoher Chezy-Wert charakterisiert eine kleine Rauheit.

Es zeigt sich, dass die «Störung» der prismatischen Ufer die Rauheit dieses Bereichs signifikant erhöht ( $C_{w,prismatisch} - C_{w,143} = 39 m^{0.5}s^{-1}$ ) was sich bei zunehmendem Verhältnis der Abflusstiefe zur Basisbreite  $h/B$  auf den Fließwiderstand auswirkt. Die verschiedenen Geometrien mit grossmassstäblichen Rauheiten der Ufer hingegen liegen näher beisammen ( $C_{w,143} - C_{w,212} = 19 m^{0.5}s^{-1}$ ). Die zufällig generierte Geometrie weist einen Chezy-Beiwert bezüglich der Wand von  $C_{w,zufällig} = 27,4 m^{0.5}s^{-1}$  auf und liegt somit in etwa in der Mitte der verschiedenen Geometrien.

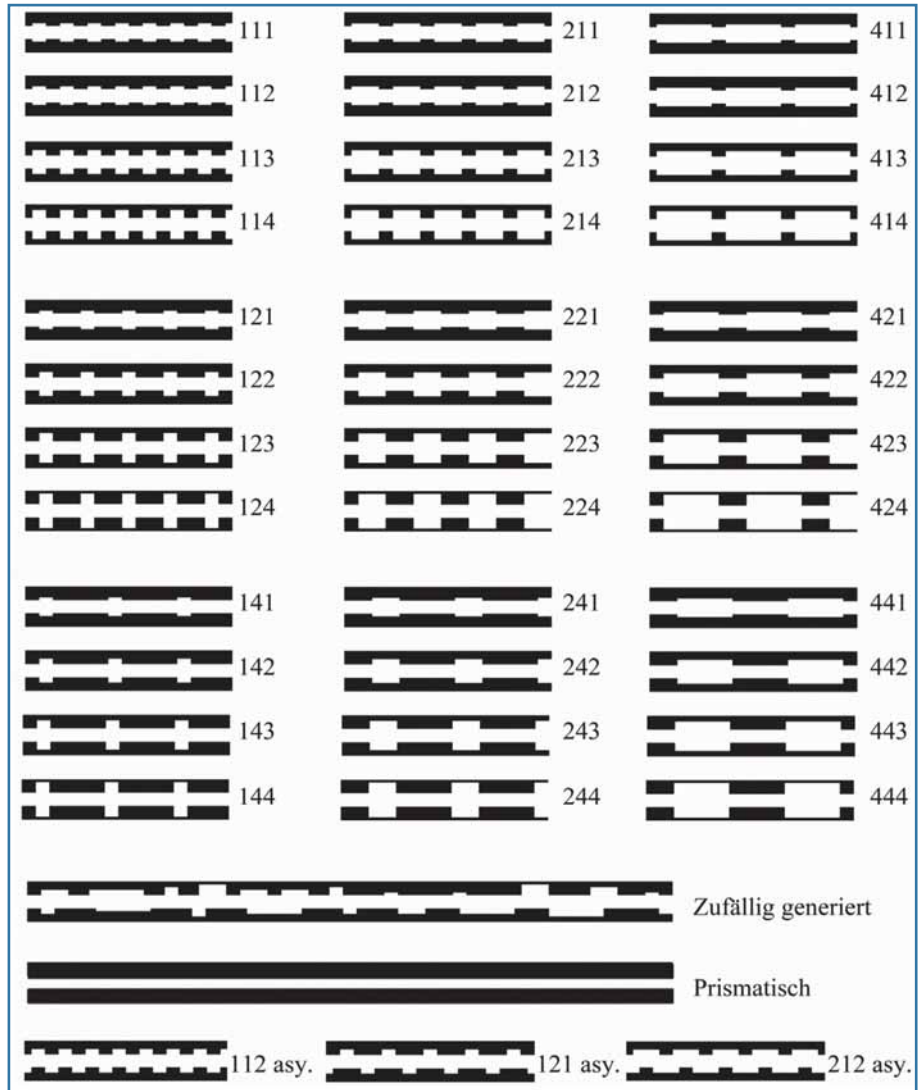
Anhand der Versuche mit verschiedenen Abflüssen konnten empirische Fließwiderstandsgesetze entwickelt werden, die zur Abschätzung des Einflusses der grossmassstäblichen Rauheiten der Ufer dienen. Sie basieren auf der Hypothese, dass der totale Darcy-Weisbach Fließwiderstandsbeiwert eines Querschnittes  $f_m$  wie folgt aufgeteilt werden kann:

$$f_m = f_{prism} + f_{GMR} \quad (2)$$

$f_{prism}$  beschreibt den Anteil aller Effekte am Fließwiderstand bezüglich des Querschnitts, wie beispielsweise auch



**Bild 3.** Definition der geometrischen Parameter der grossmassstäblichen Rauheiten der Ufer. Variable Parameter sind die Buchtenlänge  $L_b$  und deren Abstand  $L_c$  sowie die Tiefe  $\Delta B$ . Die Basisbreite  $B = 0,5 m$  ist konstant. Die effektive Breite im Fließwiderstandsmodell ist definiert als  $\Delta B^* = L_b/x$ .

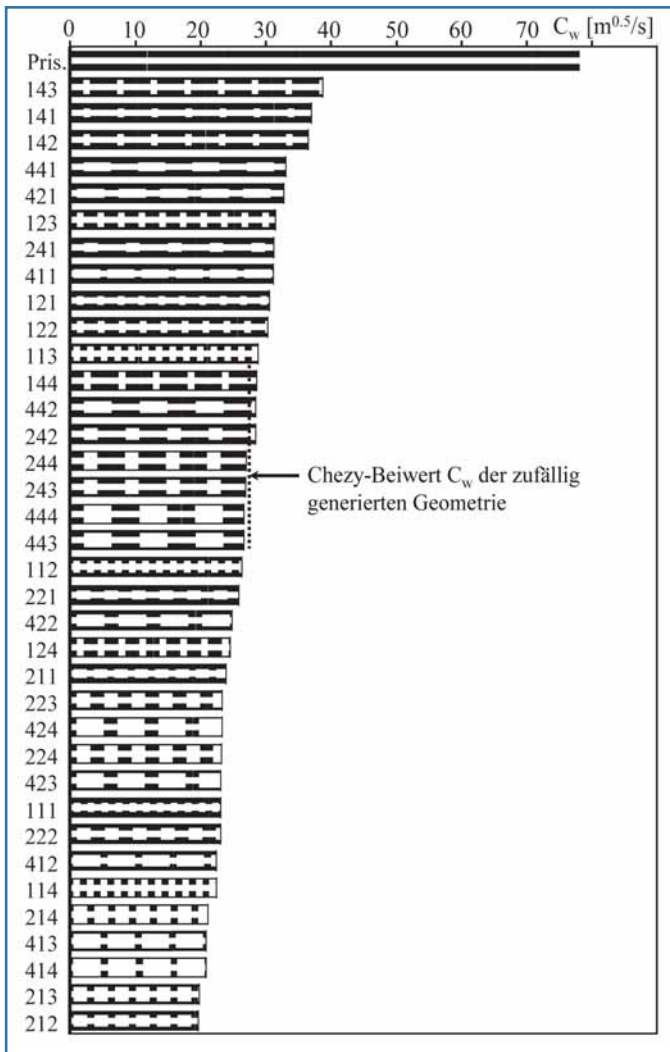


**Bild 4.** Untersuchte Geometrien (Draufsicht) der grossmassstäblichen Uferauheiten.

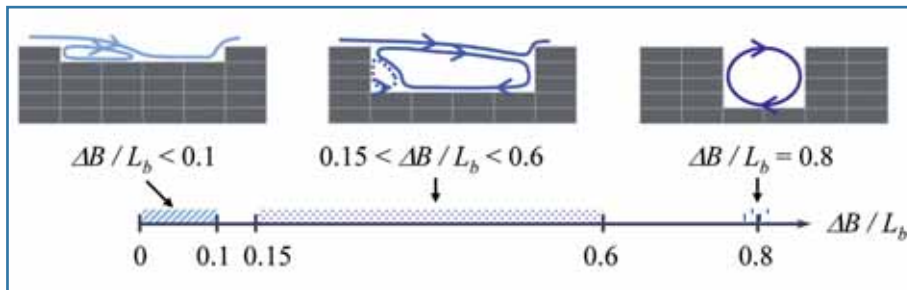
Bettformen, jedoch ohne grossmassstäblichen Rauheiten der Ufer. Der Fließwiderstandsbeiwert  $f_{prism}$  kann mit allgemein bekannten Gesetzen bestimmt werden.  $f_{GMR}$  ist der zusätzliche Anteil und dient der Berücksichtigung des Fließwiderstandes durch die grossmassstäblichen Uferauheiten. Die Berechnung sämtlicher hydraulischer Grössen bezieht sich gemäss Bild 4 auf die Basisbreite  $B$ . Zur besseren

physikalischen Beschreibung der Rauheit wurden zudem die Geometrien unter der Berücksichtigung des Verhältnisses  $\Delta B/L_b$  in drei Fälle unterschieden (Bild 7).

Die auf Grund der Versuche erhaltenen empirischen Formeln und deren Anwendungsbereich für die 3 Fliesstypen sind in Tabelle 1 zusammengefasst. Formel (3) und Formel (4) basieren auf einem konzeptuellen Modell welches das Kräfte-



**Bild 5. Chezy-Beiwert  $C_w$  der verschiedenen Geometrien bezogen auf die Wand inklusive dem Effekt der grossmassstäblichen Rauheiten. Der Beiwert entspricht dem grössten untersuchten Abfluss, und bezieht sich auf ein Verhältnis der Abflusstiefe zu Basisbreite  $h/B \cong 0,6-0,7$ .**



**Bild 6. Aufteilung der Geometrien in Fliesstypen unter Berücksichtigung von  $\Delta B/L_b$ : «wiederanliegende Buchtströmung» ( $\Delta B/L_b < 0,1$ ); «langgezogene Rotationsströmung in Bucht (2 Zellen)» ( $0,15 < \Delta B/L_b < 0,6$ ); «kreisförmige Rotationsströmung in Bucht (1 Zelle)» ( $\Delta B/L_b \cong 0,8$ ).**

gleichgewicht mittels eines Widerstandsbeiwertes  $C_d$  (drag coefficient) berücksichtigt. Formel (5) wurde mittels der Optimierung der Konstanten und der Exponenten eines Potenzgesetzes gefunden.

Befinden sich die Rauheiten nur an einem Ufer, reduziert sich der Fließwiderstandsbeiwert  $f_{GMR}$  um 50%. Formel (4b) beschreibt eine empirisch bestimmte Grösse, die eine konzeptuelle Ausweitung der Strömung umfasst, so dass die effektive Fläche  $\Delta B^*$  in Formel (4a) zum in den Modellversuchen beobachteten Fließwiderstandsbeiwert führt.

Der  $C_d$ -Wert von Formel (3) und Formel (4a) wurde basierend auf den Versuchen für rechteckige Buchten bestimmt und beträgt  $C_d = 0,475$ . Eine Anwendung der selben Formeln auf nicht überströmte Leitbahnen (Carvalho Pereira 2007) für den normal zirkulierenden Fliesstyp ergab einen Wert  $C_d \cong 0,25$  (Bild 8). Letzterer ist erwartungsgemäss kleiner als für rechteckige, scharfkantige Buchten. Der Wert ist aber weniger breit abgestützt.

Mit Hilfe der Formeln (2) bis (5) kann der Einfluss von grossmassstäblichen Rauheiten der Ufer zur Berechnung der

Normalabflusstiefe oder des Reibungsgefälles in Staukurven berücksichtigt werden. Das Berechnungsbeispiel von Bild 9 weist geometrische Eigenschaften auf, die der langgezogenen Rotationsströmung in der Bucht entsprechen. Für eine gegebene Sohlenneigung  $S_0$  und einen gegebenen Abfluss  $Q$ , kann die Normalabflusstiefe als einzige Unbekannte mit Hilfe der Darcy-Weisbach Formel (6) bestimmt werden. Wird zudem die Rauheit des Querschnittes mit Basisbreite  $B$  mit  $K_{st,prism} = 35 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$  beschrieben, errechnet sich  $f_{prism}$  mit Formel (7).

$$S_0 = S_f = (f_{prism} + f_{GMR,lg}) \cdot \frac{1}{4R_h} \left( \frac{Q}{B \cdot h} \right)^2 \quad (6)$$

$$f_{prism} = \frac{8g}{K_{st,prism}^2 \cdot R_h^{1/3}} \quad (7)$$

Bild 8 fasst die in der prismatischen Referenzkonfiguration und unter Berücksichtigung der grossmassstäblichen Rauheiten der Ufer berechneten Normalabflusstiefen zusammen. Der Unterschied in der Normalabflusstiefe gewinnt mit zunehmendem Verhältnis der Abflusstiefe zur Basisbreite  $h/B$  an Bedeutung.

### 3.4 Versuche mit instationärem Abfluss: Verformung und Verminderung von Schwallwellen durch grossmassstäbliche Uferauheiten

In der zweiten Modellversuchsphase wurden Schwallwellen mit steiler Front im prismatischen Gerinne und in der Rinne mit GMR getestet. Folgende Aussagen können gemacht werden.

- Die Höhe der Schwallwellenfront  $h'$  nimmt exponentiell mit der Distanz ab. Dieser Effekt wird durch GMR der Ufer verstärkt. Nach der Wellenfront steigt der Wasserspiegel im Wellenkörper weiter kontinuierlich an und erreicht, infolge der erhöhten Uferauheit und der Tatsache dass die Basisbreite  $B$  nicht erhöht wurde, einen Wert, der über jenem des prismatische Gerinnes liegt.
- Die Ausbreitungsgeschwindigkeit  $V_w$  der Schwallwellenfront wird mit zunehmendem Fließwiderstandsbeiwert reduziert. Die Theorie für prismatische Gerinne ist nicht mehr anwendbar.
- Die asymmetrischen Geometrien verhalten sich ähnlich wie die entsprechenden symmetrischen Geometrien

und die zufällig generierte Geometrie liegt im Bereich der Geometrie 222 (Bild 4).

Ein weiteres Resultat der Analyse der Versuche ist, dass mehrere zufällig ausgewählte, getestete Schwallwellen im numerischen eindimensionalen Modell mit recht guter Übereinstimmung nachgerechnet werden konnten. Ausgangslage dazu war ein einfacher Rechtecksquerschnitt mit Basisbreite  $B$ . Die eindimensionalen Gleichungen von de Saint Venant mussten aber wie folgt angepasst werden:

- In der dynamischen Gleichung wurden die grossmasstäblichen Rauheiten in der Berechnung des Reibungsgefälles unter Beibehaltung der Gewässerbreite  $B$  berücksichtigt.
- In der Kontinuitätsgleichung wurde die Gewässerbreite angepasst um der passiven Retention in den Buchten gerecht zu werden. Die Gewässerbreite in der Kontinuitätsgleichung ist  $B' = B + \Delta S/\Delta L$ , wobei  $\Delta S/\Delta L$  die zusätzliche, benetzte Fläche  $\Delta S$  pro Gewässerdistanz  $\Delta L$  darstellt. Für die Modellversuchsgeometrien berechnet sich die Breite gemäss Bild 3 als  $B' = B + 2\Delta B L_b / (L_b + L_c)$ .

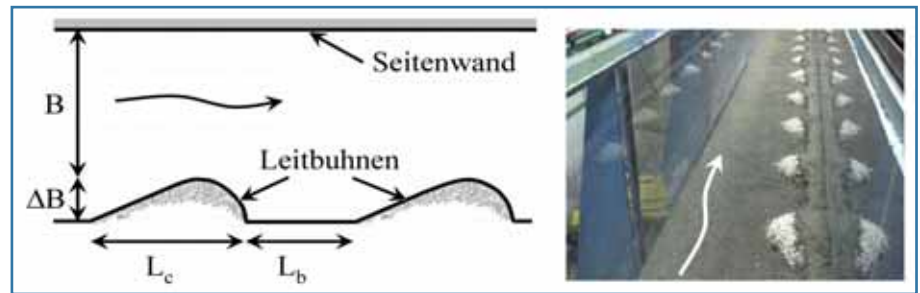
Die Berechnungen lassen den Schluss zu, dass die Wirkung flussbaulicher Massnahmen wie grossmasstäbliche Uferrauheiten auf die Abflüsse und Wasserspiegel für ein spezifisches Gewässer unter Verwendung der empirischen Widerstandsbeiwerte in der dynamischen Gleichung sowie einer angepassten Gewässerbreite in der Kontinuitätsgleichung mit einem eindimensionalen Modell abgeschätzt werden können.

#### 4. Schlussfolgerungen

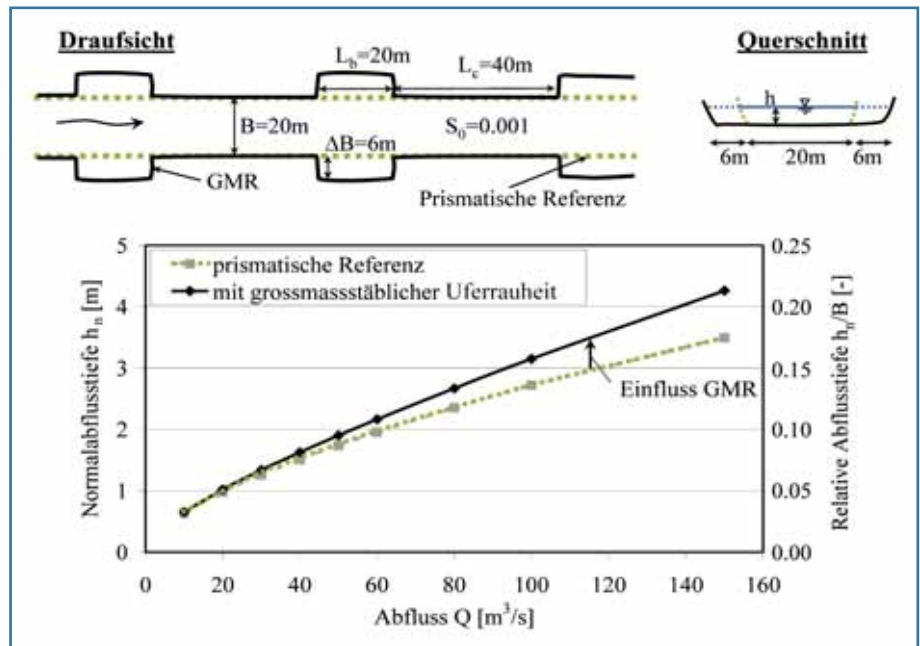
Die Ausbreitung sowie die Abschwächung einer Schwallwelle hängt von der Morphologie des Gewässer (Geometrie, Rauheit und evt. passiver Retention) sowie von zentralen- und produktionspezifischen Parametern der Speicherkraftwerke ab. Morphologie und produktionspezifische Parameter entscheiden darüber, ob vor dem Abstellen der Turbinen stationäre Abflussbedingungen ( $dh/dt = 0$ ) erreicht werden. Je steiler und je glatter das Gewässer, desto schneller werden für eine gegebene Breite  $B$  und ein gegebenes Verhältnis  $Q_{total}/Q_b$  diese Verhältnisse erreicht. Ist dies der Fall bildet sich ein Wellenplateau mit einem Abfluss von  $Q_{total}$  aus, welches nach dem Abstellen der Turbinen zuerst abgebaut werden muss. Dies wirkt sich in Bezug auf Fließretentionsvorgänge ungünstig aus.

Fliesstyp	Formel	Anwendungsbereich
„wiederanlegende Buchtenströmung“	Konzeptuelles Modell basierend auf $C_d$ : $f_{GMR,wa} = C_d \frac{8R_h \Delta B}{B(L_b + L_c)} \quad (3)$	$\Delta B / L_b \leq 0.1$ $R_h/B < \sim 0.25$ $12 < (L_b + L_c)/R_h < 65$ $12 < (L_b + L_c)/\Delta B < 40$ $\sim 1.5 < (L_b + L_c)/L_b < \sim 3$
„langgezogene Rotationsströmung“	Konzeptuelles Modell basierend auf $C_d$ : $f_{GMR,lg} = C_d \frac{8R_h \Delta B^*}{B(L_b + L_c)} \quad (4a)$ $\Delta B^* = \min(\Delta B; (L_b/x)) \quad (4b)$ $x = \left( \frac{150'000}{Re} + 4.5 \right) \left( \frac{L_b}{\Delta B} \right)^{0.18} \quad (4c)$	$0.1 \leq \Delta B / L_b \leq 0.75$ $R_h/B < \sim 0.25$ $9 < (L_b + L_c)/R_h < 67$ $3.3 < (L_b + L_c)/\Delta B < 25$ $2 < (L_b + L_c)/L_b < 5$
„kreisförmige Rotationsströmung“	Von Potenzgesetz: $\sqrt{f_{GMR,kf}} = 5 \cdot \left( \frac{L_b + L_c}{R_h} \right)^{1/3} \quad (5)$	$0.75 \leq \Delta B / L_b \leq 1.0$ $R_h/B < \sim 0.25$ $B \cong L_b$ $\sim 2 < (L_b + L_c)/L_b < \sim 5$

**Tabelle 1. Empirische Formeln zur Berechnung des zusätzlichen Fließwiderstandsbeiwertes  $f_{GMR}$ .** Für  $R_h/B < 0,08$  sind keine experimentelle Daten vorhanden. Da sich mit abnehmendem Verhältnis der Wandeinfluss verringert dürfte ein Fehler betreffend  $f_{GMR}$  aber vernachlässigbar sein. Die Froudezahl variierte in den Versuchen von ca. 0,3 bis 0,7 und die Reibungsneigungen von 1‰ bis 5‰.  $U$  ist die mittlere Fließgeschwindigkeit,  $R_h$  der hydraulische Parameter und  $Re = UR_h/\nu$  die Reynoldszahl.  $U$ ,  $R_h$  und  $Re$  beziehen sich auf einen Querschnitt mit Basisbreite  $B$ .



**Bild 7. Charakteristiken der im Modell untersuchten, nicht überströmten Leitbuhnen (Carvalho Pereira 2007).**



**Bild 8. Berechnungsbeispiel für die Normalabflusstiefe unter Berücksichtigung von grossmasstäblichen Uferrauheiten.**

Die Modellversuche mit stationären Abflüssen erlaubten die Bestimmung von drei empirische Formeln zur Abschätzung des Einflusses von Uferformrauheiten auf den Fließwiderstandsbeiwert eines Querschnittes. Der Einfluss auf das Reibungsgefälle nimmt mit zunehmendem Verhältnis  $h/B$  respektive  $R_f/B$  zu. Für die Anwendung der Formeln wird in verschiedene Fliesstypen unterschieden. Zwei der drei Formeln basieren auf einem konzeptuellen Modell welches das Kräftegleichgewicht und einen Widerstandsbeiwert  $C_d$  («drag coefficient») berücksichtigen. Die Modellversuche mit instationären Abflüssen beziehen sich auf die Abflussvorgänge unterhalb von Wasserrückgaben. In diesem Bereich ist der Wasserspiegelanstieg charakterisiert durch einen schnellen Anstieg (Wellenfront) gefolgt von einem progressiveren Anstieg (Wellenkörper). Die Höhe der Wellenfront nimmt im Fließverlauf unter dem Einfluss der Sohlenneigung und dem Fließwiderstand exponentiell ab wobei die Abnahme durch grossmassstäbliche Rauheiten und Buchten verstärkt wird.

Betreffend morphologischer Massnahmen in Schwall/Sunk Strecken sind folgende Überlegungen zu berücksichtigen. Vorteile betreffen die Strömungsvielfalt, strömungs-geschützte Zonen als Fischrefugien, die Diversifizierung des Substrats, die Aufwertung des Umlandes und generell die Zunahme von potentiell interessanten Lebensräumen. Morphologische Massnahmen, die Vergleich zum kanalisierten Gerinne zudem die benetzte Breite des durchflossenen Querschnittes bei Sunk erhöhen sind grundsätzlich interessant, da bei gleicher Rauheit, Sohlenneigung und gleichem Schwall/Sunk Verhältnis die Wasserspiegelschwankung abnimmt. Morphologische Massnahmen in geschiebeführenden Flüssen sind aber auch verbunden mit Flachuferbereichen, welche bei Schwall/Sunk die Wasserwechselzone bilden und in welcher bei raschem Rückgang des Wasserspiegels die Gefahr von strandenden Organismen erhöht ist.

Morphologische Massnahmen in Form von ständig benetzten, seitlichen Buchten wie im Modell getestet erhöhen die passive Retention sowie die Rauheit. In typischen Querschnitten mit einem kleinen Verhältnis  $h/B$  dominiert dabei die passive Retention den Effekt des kaum erhöhten Fließwiderstandes verursacht durch die Rauheit der Ufer. Um die passive Retention auch effektiv zu erreichen und gleichzeitig die Gefahr des Strandens zu verhindern,

müssten die grossmassstäblichen Rauheiten so ausgestaltet sein, dass die zusätzlichen Flächen auch bei Sunk benetzt sind und die wechselnd benetzten Flächen geringe Ausmasse einnehmen.

Die Wirkung morphologischen Massnahmen hinsichtlich Fließretention ist gewässerspezifisch. Für kurze Turbiniersequenzen kann die lokale Erhöhung der Rauheit sowie die passive Retention interessant sein, da das Erreichen der stationären Abflussbedingungen an der Rückgabestelle verzögert und dadurch die Fließretention begünstigt wird. Für lange Turbinierzeiten, wie sie im schweizerischen Alpenraum im Normalfall vorherrschen, kann das Schwall/Sunk-Verhältnis  $Q_{max}/Q_{min}$  und somit die täglichen Wasserspiegelschwankungen jedoch nur durch Rückhaltebecken unterhalb der Zentralen (Wickenhäuser et al. 2005) oder am effizientesten durch Mehrzweckbecken direkt im Fluss (Heller et al. 2007) massgebend beeinflusst werden. Der Gewinn der morphologischen Massnahmen betrifft in diesem Fall hauptsächlich die Struktur- und Strömungsvielfalt.

#### Bibliographie

- Baumann P., Klaus I. (2003). Gewässerökologische Auswirkungen des Schwallbetriebes – Ergebnisse einer Literaturstudie. Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft (BUWAL), Bern, Switzerland.
- Carvalho Pereira S. (2007). Ouvrages de protection de berges sur les rivières. Travail de Master of Advanced Studies. Rapport LCH-EPFL.
- Cushman R. M. (1985). Review of ecological effects of rapidly varying flows downstream of hydroelectric facilities. North American Journal of Fisheries Management, 5: 330–339.
- Favre H. (1935). Etude théorique et expérimentale des ondes de translation dans les canaux découverts, Dunod, Paris.
- Heller Ph., Pellaud M., Bollaert E., Schleiss A., Schlaepfer R. (2007). River Rehabilitation through a Multipurpose Reservoir, Proceedings of the 32nd Congress of IAHR, Special session 01 (SS01-01-0), Venice, Italy, 1.–6. July 2007, CD-Rom, 2007.
- Henderson F. M. (1966). Open Channel Flow, Macmillan, New York, USA.
- Meile T. (2006). Schwall und Sunk in Fließgewässern. Eawag News (61d): 28–29.
- Meile T. (2007). Influence of macroroughness of walls on steady and unsteady flow in a channel. Thèse N° 3952 de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne.
- Meile T., Fette M., Baumann P. (2005). Synthesebereicht Schwall/Sunk. Publikation des Rhone-Thur Projektes, Eawag, WSL, LCH-EPFL, VAW-

- ETHZ, pdf auf [www.rivermanagement.ch](http://www.rivermanagement.ch).
- Meile T., Schleiss A., Boillat J.-L. (2005c). Entwicklung des Abflussregime des Rhone seit dem Beginn des 20. Jahrhunderts. Wasser Energie Luft – eau énergie air, 97(5/6): 133–142.
- Pellaud M. (2007). Ecological response of a multi-purpose river development project using macro-invertebrates richness and fish habitat value. Thèse N° 3807 de l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne, Lausanne.
- Pfaundler M., Keusen M. (2007). Veränderungen von Schwall-Sunk. Hydrologische Datenanalyse zur Charakterisierung von Schwall-Sunk Phänomenen in der Schweiz. Umwelt-Wissen Nr. 0712. Bundesamt für Umwelt, Bern.
- Schälchli U., Eberstaller J., Moritz C., Schmutz S. (2003). Notwendige und wünschbare Schwallreduktion im Alpenrhein. Bericht im Auftrag der IRKA Alpenrhein, Projektgruppe Gewässer- und Fischökologie.
- Stranner H. (1996). Schwallwellen im Unterwasser von Spitzenkraftwerken und deren Reduktion durch flussbauliche Massnahmen. Schriftenreihe zur Wasserwirtschaft N°20, Technische Universität Graz, Austria.
- VAW-LCH (2006). Kraftwerksbedingter Schwall und Sunk, Eine Standortbestimmung. VAW 4232, LCH 05-2006.
- Wickenhäuser M., Hauenstein W., Minor H.-E. (2005). Massnahmen zur Schwallspitzenreduktion und deren Auswirkungen. Wasser Energie Luft – eau énergie air, 97(1/2): 29–38.

#### Verdankung

Diese Arbeit wurde im Rahmen des Rhone-Thur Projekts durchgeführt und mitfinanziert durch das Bundesamt für Wasserwirtschaft und Geologie BWG (heute Bundesamt für Umwelt BAFU).

#### Anschrift der Verfasser

Dr. Tobias Meile, Dr. Jean-Louis Boillat und Prof. Dr. Anton Schleiss  
Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH)  
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)  
Station 18, CH-1015 Lausanne  
Tel. +41 21 693 23 85, <http://lchwww.epfl.ch>  
[tobias.meile@hydrocosmos.ch](mailto:tobias.meile@hydrocosmos.ch)  
[jean-louis.boillat@epfl.ch](mailto:jean-louis.boillat@epfl.ch)  
[anton.schleiss@epfl.ch](mailto:anton.schleiss@epfl.ch)