Zeitschrift: Wasser Energie Luft = Eau énergie air = Acqua energia aria

Herausgeber: Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband

Band: 97 (2005)

Heft: 9-10

Artikel: Wechselwirkung zwischen einer seitlichen Notentlastung und dem Geschiebetransport

Autor: Rosier, Burkhard / Boillat, Jean-Louis / Schleiss, Anton

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-941768

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 05.02.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

Wechselwirkung zwischen einer seitlichen Notentlastung und dem Geschiebetransport

■ *Burkhard Rosier, Jean-Louis Boillat und Anton Schleiss*

Zusammenfassung

Im Rahmen des Hochwasserschutzes kommt dem Einsatz von Rückhalteräumen durch kontrolliertes Überfluten mit Hilfe überströmbarer bzw. erodierbarer Dämme ein besonderes Interesse zu. Die Reduktion des Durchflusses im Hauptgewässer bewirkt eine Verminderung des Geschiebetransportvermögens und führt zu einer lokalen Erhöhung des Sohlenniveaus durch Sedimentablagerungen. Der reduzierte Fliessquerschnitt bewirkt einen Rückstaueffekt und erhöht die Druckhöhe über dem Wehr. Zusammen mit einer erhöhten Sohlenrauheit durch die Bildung von Sohlenformen steigt der Bemessungsabfluss über das Wehr in unkontrollierter Weise und das Feststofftransportvermögen wird weiter reduziert. In physikalischen Modellversuchen sind die diesen Vorgang beeinflussenden hydraulischen und geometrischen Parameter systematisch untersucht und die oben genannten Prozesse bestätigt worden. Der durch Sohlenformen erhöhte Fliesswiderstand wird durch theoretische Ansätze nur unzureichend wiedergegeben, spielt aber eine nicht zu vernachlässigende Rolle. Das lokale Sedimentdepot trägt massgeblich zu einem erhöhten Abfluss über das Wehr bei, welcher im Vergleich zu einer unbeweglichen Sohle um bis zu 40% unterschätzt werden kann.

Résumé

Dans le cadre de la protection contre les inondations, l'utilisation de volumes de rétention par débordement contrôlé des digues latérales revêt un intérêt particulier tant d'un point de vue technique que d'aménagement du territoire. La perte d'une partie du débit a toutefois pour effet de réduire la capacité de transport solide par charriage. Il en résulte la formation locale de dépôts sédimentaires provoquant une réduction de la section mouillée. Par conséquence, le niveau d'eau amont augmente et la charge sur le déversoir est accrue. Accompagnée d'une augmentation de la rugosité induite par le développement de formes de lit, notamment des dunes, le débit de dimensionnement déversé latéralement augmente. Cette interaction entre le déversement latéral et le transport solide doit être prise en compte afin d'éviter un comportement non-contrôlé de l'ouvrage. Sur la base d'une approche expérimentale, une analyse systématique des processus physiques et hydrauliques a été effectuée. Les essais confirment les phénomènes évoqués ci-dessus. Les dimensions des ondulations observées en présence d'un déversement latéral sont mal représentées par la théorie classique mais jouent un rôle non négligeable par rapport à l'intensité du débit déversé. En négligeant les changements morphologiques induits par le déversement latéral des différences significatives de l'ordre de 40% peuvent se manifester dans le calcul du débit déversé.

1. Einleitung

Der folgende Beitrag basiert auf Untersuchungen, die im Rahmen des interdisziplinären Forschungs- und Entwicklungsprojektes DIFUSE (Digues Fusibles et Submersibles, Erodierbare und überströmbare Flussdeiche), durchgeführt wurden. Das Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH) der Eidgenössischen Technischen Hochschule in Lausanne (EPFL) befasst sich in diesem Zusammenhang mit der Interaktion zwischen einer seitlichen Notentlastung und dem Geschiebetransport. Zum jetzigen Zeitpunkt gibt es keine allgemein gültigen Bemessungsregeln, welche die Aspekte Seitlicher Überfall, Geschiebetransport und Sohlenmorphologie verknüpfen. Aufgrund der intensiven Wechselwirkung muss die Dimensionierung aber unter integralen Gesichtspunkten erfolgen.

Im vorliegenden Artikel wird zunächst kurz auf die Versuchsanordnung und die durchgeführten systematischen hydraulischen Modellversuche eingegangen. Während der Versuche wurde beobachtet, dass die seitlich abgegebene Wassermenge keineswegs konstant ist, sondern ausgehend von einer ebenen Sohle zu Beginn des Versuches stark ansteigt und sich allmählich auf einem höheren Niveau einpendelt. Die Zunahme der Druckhöhe über dem Wehr kann prinzipiell mit einer erhöhten Sohlenrauheit durch Bildung von Sohlenformen sowie durch die zeitgleiche Entwicklung eines lokalen Sedimentdepots erklärt werden. Das Depot führt zu einer Verringerung des Fliessquerschnitts und somit zu Rückstaueffekten. Zur Klärung der Frage, welchen Anteil die jeweiligen Phänomene an der Zunahme des seitlichen Abflusses haben, werden gemessene Sohlenrauheiten, bestehend aus einem Korn- und einem Formanteil, mit zwei Ansätzen aus der Literatur verglichen. Die durch die Präsenz des seitlichen Überfalls veränderte Sohlenmorphologie wird durch die theoretischen Ansätze nur unzureichend erfasst und erlaubt es nicht, die signifikante Zunahme des seitlichen Abflusses zu erklären. Eine detaillierte Analyse der Sohlen- und Strömungsstrukturen hingegen verdeutlicht den bedeutenden Einfluss des lokalen Sedimentdepots im Vergleich mit einer festen Sohle.

2. Laborversuche

Die Experimente wurden in einem rechteckigen, 30 m langen und 2,0 m breiten Versuchskanal durchgeführt (vgl. Bild 1). Die Rinne wurde in Längsrichtung durch eine vertikale glatte Wand in einen 1,5 m breiten und einen 0,47 m breiten Kanal unterteilt. Der erste stellt den eigentlichen Versuchsstand mit der beweglichen Sohle (d_{50} = 0,72 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 abgeschlagene Wasser abgeführt wird. Als massgebliche Einflussgrössen sind der Abfluss im Hauptgerinne (Q_1 = 120 – 300 l/s) einschliess-

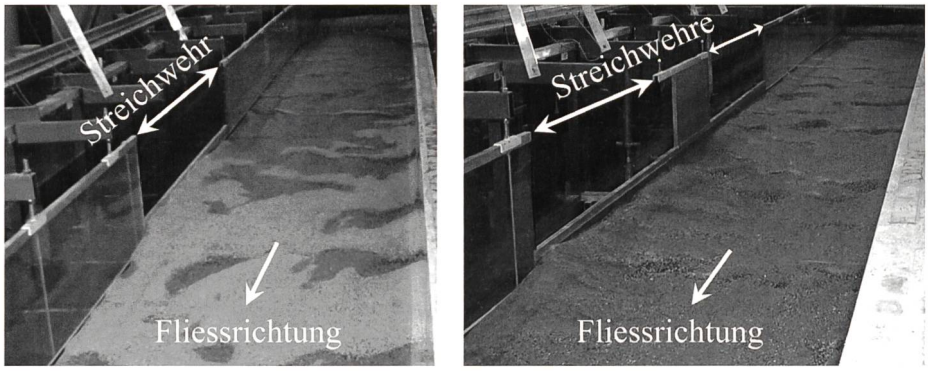

Bild 1. Versuchsstand mit Hauptgerinne und beweglicher Sohle, Streichwehr(en) und Seitenkanal zur Ableitung des über das Wehr abgegebenen Abflusses.

Test-reihe	Anzahl Wehre n_D	Kronen-länge L_D [m]	Wehr-höhe w_D [m]	Sohlen-neigung S_0 [%]	Durch-fluss Q_1 [l/s]	Versuchs-dauer t [h:min]
B01	1	3,0	0,10	0,2	150	3:40
B02	1	3,0	0,10	0,2	210	3:20
B03	1	3,0	0,10	0,4	190	2:00
B04	1	3,0	0,10	0,1	120	4:10
B05	1	3,0	0,10	0,2	180	2:08
B06	1	3,0	0,10	0,3	175	2:18
TdC01-1	1	6.0	0,10	0,2	140	2:05
TdC01-2	1	6.0	0,10	0,2	170	2:00
TdC01-3	1	6.0	0,10	0,2	300	2:00
TdC01-4	1	6.0	0,10	0,2	255	2:00
TdC01-5	1	6.0	0,10	0,2	200	2:00
TdC02-1	2	2,5	0,10	0,2	180	2:07
TdC02-2	2	2,5	0,10	0,2	200	2:00
TdC02-3	2	2,5	0,10	0,2	250	2:00
TdC02-4	2	2,5	0,10	0,2	200	2:00
TdC02-5	2	2,5	0,10	0,2	180	2:00
D01	0	0	0,00	0,2	180	2:05

Tabelle 1. Übersicht der durchgeführten Testreihen und untersuchte Einflussparameter.

lich des Ablaufs einer Hochwasserwelle, die Sohlenneigung (S_0 = 0,1 – 0,4 %), die Länge der überströmbaren Wehrkrone (L_D = 1 × 3,0 m, 1 × 6,0 m, 2 × 2,5 m) sowie die Anzahl der Wehre (n_D = 1 oder 2) untersucht worden (Rosier et al., 2004a). Eine Übersicht der durchgeführten Modellversuche findet sich in Tabelle 1. Zur Bestimmung der Sohlenmorphologie ist ein photogrammetrischer Ansatz verwendet worden (Rosier et al., 2004b). Die Auflösung des DGMs in der x-y-Ebene beträgt 2,5 × 2,5 cm.

3. Einfluss von Sohlenformen auf den Gesamtströmungswiderstand

Bei Fliessgewässern mit einer Sohle aus Sand oder feinem Kies können zusätzlich zur Oberflächenrauheit durch Riffel, Dünen oder Antidünen verursachte Formrauheiten auftreten. Sie bewirken eine Erhöhung des Gesamtfliesswiderstandes und somit der Fliesstiefe. Zur Bestimmung des Einflusses von Sohlenformen werden zwei Literaturansätze mit Versuchsdaten verglichen.

3.1 Geometrie der Sohlenformen

Bevor näher auf die Abmessungen der Sohlenformen eingegangen wird, werden die Versuchsergebnisse mit drei in der Literatur zu findenden Methoden zur Klassifizierung von Sohlenformen verglichen. Zu nennen sind in diesem Zusammenhang die Konzepte von Engelund und Hansen (1967), Simons und Richardson (1966) und Van Rijn (1984). Werden die Versuchsdaten auf die genannten Ansätze angewandt, so kann festgestellt werden, dass die vorherrschenden Sohlenformen in der vorliegenden Studie Dünen sind und somit den beobachteten Sohlenformen entsprechen. Folglich werden in diesem Beitrag ausschliesslich Dünen behandelt. In Bild 2 ist beispielhaft die Sohlenoberfläche am Ende der Versuchsserie B02 dargestellt.

Zur Bestimmung der Abmessungen von Dünenlänge und Dünenhöhe liegen zahlreiche Ansätze vor. Im vorliegenden Beitrag werden die Ansätze von Van Rijn (1982, 1984) und Yalin und da Silva (2001) betrachtet, da sie neben einem Berechnungsansatz zur Bestimmung der Sohlenformengeometrie auch eine auf diesen basierende Widerstandsbeziehung formulieren, aus welcher wiederum die Fliesstiefe ermittelt werden kann.

Nach Van Rijn (1982, 1984) kann die Dünenlänge Λ_d und Dünenhöhe Δ_d wie folgt bestimmt werden:

$$\frac{\Lambda_d}{h} = 7.3, \quad \frac{\Delta_d}{h} = 0.11\left(\frac{d_{50}}{h}\right)^{0.3}\left(1-e^{-0.5T}\right)(25-T) \qquad (1)$$

In Gl. (1) bedeuten h Wassertiefe, d_{50} Durchmesser für 50 % Siebdurchgang, T Parameter zur Beschreibung des Transportregimes ($(u^{*\prime}/u^*_{cr})^2-1$)), $u^{*\prime}$ kornbezogene Schubspannungsgeschwindigkeit und u^*_{cr} kritische Schubspannungsgeschwindigkeit nach Shields.

Yalin und da Silva (2001) schlagen folgenden Berechnungsansatz vor:

$$\frac{\Lambda_d}{d_{50}} = 6Z\left[1+0.01\frac{(Z-40)(Z-400)}{Z}e^{-m_\Lambda}\right] \qquad (2)$$

In Gl. (2) sind Z relative Wassertiefe (h/d_{50}), $m_\Lambda = 0{,}055\, Z^{0.5}+0{,}04X$ und X Korn-Reynoldszahl ($u^*\, d_{50}/\upsilon$). Die Dünensteilheit δ_d wird nach folgender Beziehung ermittelt:

$$\delta_d = \frac{\Delta_d}{\Lambda_d} = \Psi_d(X)\ \phi_{\delta_d}(\eta_*, Z) \qquad (3)$$

mit $\Psi_d(X)$ dimensionslose Funktion zur

Bild 2. Sohlenmorphologie nach Beendigung der Versuchsreihe B02.

Reduktion von δ_d, falls das Abflussregime nicht turbulent ist, sondern sich im Übergangsbereich befindet und $\Phi_{\delta d}$ Einsteins dimensionslose Transportrate mit η. relative Fliessintensität (τ/τ_{cr}). Zur Bestimmung der Dünenhöhe Δ_d werden Gl. (2) und Gl. (3) kombiniert.

Werden die nach den oben genannten Ansätzen ermittelten Dünenlängen und -höhen mit Werten der Versuchsserie B02 verglichen (Rosier et al., 2005), so wird die Dünenlänge im Bereich des Wehres vergleichsweise gut wiedergegeben. Die Bandbreite der gemessenen Dünenlängen Λ_d variiert zwischen 0,60 und 1,80 m. Am ehesten trifft der Ansatz von Yalin und da Silva (2001) zu. Sowohl ober- als auch unterstrom des Überfalls weichen die berechneten Werte aber mehr oder weniger stark nach oben von den Gemessen ab, dies mit einer schlechter werdenden Tendenz für den unterhalb liegenden Bereich. Die Dünenhöhen gliedern sich verhältnismäßig gut in die nicht unerhebliche Streubreite der Literaturansätze ein. Die gemessenen Dünenhöhen Δ_d bewegen sich zwischen 0,02 und 0,05 m. Als obere Schranke kann hier der Ansatz von Van Rijn (1982, 1984) angesehen werden. Die Methode von Yalin und da Silva (2001) befindet sich etwa in der Mitte.

An dieser Stelle sei angemerkt, dass sich die Dünen keineswegs nur im Modell beobachten lassen und mit Ansätzen aus der Literatur relativ gut abgeschätzt werden können, sondern sich auch in der Natur bilden. Untersuchungen mit gemessenen Abflüssen und Wassertiefen der Rhone bei Visp zeigen, dass für den Ansatz nach Yalin und da Silva (2001) Dünenlängen Λ_d von 10 bis 15 m und Dünenhöhen Δ_d von 0,30 bis 0,70 m zu erwarten sind. Diese prognostizierten Grössenordnungen sind als einigermassen verlässlich anzusehen, da sich der Ansatz sowohl auf Labor- als auch auf Naturdaten stützt, welche die geometrischen und hydraulischen Charakteristika der Rhone abdecken.

3.2 Gesamtwiderstand und bezogene Fliesstiefe

Da sich Kräfte, die in gleicher Richtung wirken, addieren, ist es üblich, den Gesamtströmungswiderstand zu zerlegen und anschliessend zu überlagern. Im Falle einer beweglichen Sohle aus Sand setzt sich der Gesamtströmungswiderstand hauptsächlich aus einem Oberflächen- und einem Formanteil zusammen.

Im Folgenden werden die Ansätze von Van Rijn (1984) und Yalin und da Silva (2001) kurz erläutert. Hierbei ist zu beachten, dass für den Widerstandsbeiwert nach Chézy (C) zwei Schreibweisen vorliegen, die durch die Beziehung $C = c\, g^{0.5}$ verknüpft sind.

Van Rijn (1984) schlägt für den Oberflächenanteil folgende Beziehung vor:

$$k_{s,Korn} = 3\ d_{90}\,. \tag{4}$$

In Gl. (4) ist k_s die äquivalente Sandrauheit nach Nikuradse. Für den Formanteil gilt:

$$k_{s,Form} = 1.1\ \Delta(1\text{-}e^{-25\delta})\,. \tag{5}$$

Die Gesamtrauheit k_s setzt sich durch Überlagerung der Einzelrauheiten zusammen:

$$k_s = k_{s,Korn} + k_{s,Forn}$$
$$= 3\ d_{90} + 1.1\ \Delta(1\text{-}e^{-25\delta}). \tag{6}$$

Der Widerstandsbeiwert errechnet sich schliesslich zu:

$$C = 18\log\left(\frac{12R_b}{k_s}\right) \tag{7}$$

mit R_b auf die Sohle bezogener hydraulischer Radius.

Yalin und da Silva (2001) entwickelten den folgenden Ausdruck:

$$\frac{1}{c^2} = \frac{1}{c_f^2} + \frac{1}{2h}\left(\delta_d^2\Lambda_d + \delta_r^2\Lambda_r\right), \tag{8}$$

in dem der Index d den Dünenanteil beschreibt, r den Riffelanteil und c_f den Anteil der Kornrauheit wiedergibt. Für c_f gilt:

$$c_f = \frac{1}{\kappa}\ln\left(0.368\frac{h}{k_s}\right) + B_s\,. \tag{9}$$

In Gl. (9) ist κ die von Karman Konstante, h die Fliesstiefe und B_s eine Rauheitskorrekturfunktion. Der Riffelanteil in Gl. (9) wird in dieser Studie nicht berücksichtigt, da keine Riffel beobachtet wurden.

Die zum entsprechenden Widerstandsbeiwert C gehörenden Fliesstiefen werden iterativ über die Ablussformel:

$$Q = A\ \mathrm{v} = A\ \mathrm{C}\sqrt{R_h S_0} = A\ \mathrm{k_{st}}\ \mathrm{R_h^{2/3}}\ \mathrm{S_0^{1/2}} \tag{10}$$

berechnet. In Gl. (10) ist Q der Durchfluss, A die durchflossene Querschnittsfläche, v die mittlere Fliesgeschwindigkeit, R_h der hydraulische Radius, S_0 das Sohlengefälle und k_{st} der Strickler-Beiwert.

Beispielhaft sei hier die Berechnung für die Versuchsserie B02 erläutert, da hier der Einfluss des Sedimentdepots am deutlichsten ausgeprägt ist. Mit den Parametern aus Tab. 1 und d_{90} = 2,28 mm ergibt sich nach Meyer-Peter und Müller (1949) ein auf die Kornrauheit bezogener k_{st}-Wert von:

$$k'_{st} = \frac{26}{d_{90}^{1/6}} = 69.25\ \frac{m^{1/3}}{s}\,. \tag{11}$$

Wird unter der Annahme eines k_{st}-Wertes von 100 $m^{1/3}/s$ für die glatten Kanalwände ein äquivalenter Ablussbeiwert für den zusammengesetzten Fliessquerschnitt ermittelt, so wird die Wassertiefe zu Versuchsbeginn (h'), wenn sich noch keine Sohlenformen entwickelt haben, recht gut wiedergegeben (vgl. Bild 3).

Wird bei dem Ansatz von Van Rijn (1984) nur der Kornanteil berücksichtigt, d.h. in Gl. (6) wird nur Gl. (4) verwendet, so werden zu grosse Wassertiefen erhalten. Findet in Gl. (4) anstelle von $3 \times d_{90}$ der von Simons und Richardson (1966) vorgeschlagene Wert $1 \times d_{85}$ (= 2 mm) Verwendung, so wird eine gute Übereinstimmung mit gemessenen Fliesstiefen erzielt.

Die Fliesstiefen zu einem späteren Zeitpunkt (h"), wenn also bereits Dünen vorhanden sind, werden durch die Ansätze von Van Rijn (1984) (Gln. 4 bis 7) und Yalin und da Silva (2001) (Gl. 8) nur unzureichend wiedergegeben. Werden in Gl. (8) anstelle berechneter gemessene Dünenabmessungen verwendet, so verkleinern sich zwar die Differenzen, sie weichen aber nach wie vor stark von den gemessenen Werten ab.

4. Einfluss eines lokalen Sedimentdepots auf die Intensität des seitlichen Abflusses

Wie bereits oben erwähnt, wird im vorliegenden Beitrag näher auf die Versuchsserie B02 eingegangen, da die beobachteten Phänomene hier am prägnantesten sind und somit den Einfluss des Depots am besten veranschaulichen. Zu Versuchsbeginn (t = 2 min) beträgt der über das Streichwehr abgegebene Durchfluss Q_D = 0,03 m^3/s. Der im Hauptgerinne unterstrom des Wehres verbleibende Durchfluss Q_2 ergibt sich folglich zu $Q_2 = Q_1 - Q_D$ = 0,21 – 0,03 = 0,18 m^3/s. Wird nun angenommen, dass sich zu diesem Zeitpunkt noch keine nennenswerten Sohlenformen gebildet haben, so kann

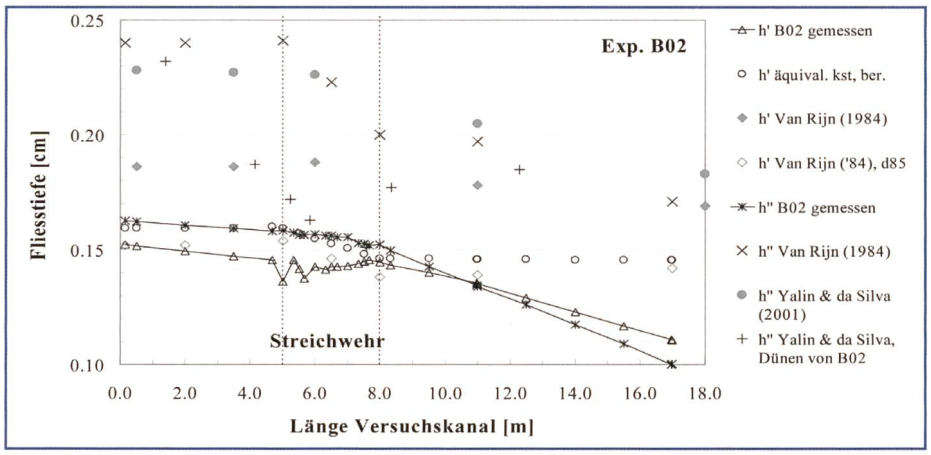

Bild 3. Vergleich gemessener und berechneter Fliesstiefen. h' steht für kornbezogene bzw. Anfangswassertiefen, h" für auf den Gesamtwiderstand bezogene bzw. dünenbeeinflusste Wassertiefen nach fortgeschrittener Versuchsdauer.

die gemessene Wassertiefe der Kornrauheit zugeordnet werden. Sie beträgt $h'_2 = 0{,}139$ m. Unter Verwendung von Gl. (10) und (11) und h anstelle von R_h sowie den in Tab. 1 gegebenen Parametern berechnet sich die Fliesstiefe h'_2 zu 0,141 m. Sie stimmt damit gut mit der gemessenen Fliesstiefe von $h'_2 = 0{,}139$ m überein.

Mit fortschreitender Versuchsdauer steigt Q_D von $Q_D = 0{,}03$ m³/s auf $Q_D = 0{,}051$ m³/s. Wird das Verhältnis $Q_{D,\,Ende} / Q_{D,\,Anfang}$ eingeführt, so errechnet sich ein Wert von 0,051/0,03 = 1,70. Dieser gemessene Wert vereint Einflüsse aus Korn- und Formrauheit sowie den Einfluss des Depots. Wird ferner in erster Annäherung $Q_D \sim H^{3/2}$ eingeführt, wobei H die Druckhöhe über der Wehrkrone ist, so wird ein Quotient von $(0{,}047\ m/\ 0{,}033\ m)^{3/2} = 1{,}69$ erhalten. Dieser liegt in guter Übereinstimmung mit 1,70.

Auf Grund des gestiegenen seitlichen Überfalls von $Q_D = 0{,}051$ m³/s reduziert sich der Abfluss im Hauptgerinne zu $Q_2 = 0{,}159$ m³/s. Die kornbezogene Fliesstiefe für diesen Abfluss errechnet sich zu $h'_2 = 0{,}131$ m. Die gemessene Fliesstiefe h", welche bereits Einflüsse von Oberflächen- und Formrauheit beinhaltet, beträgt $h''_2 = 0{,}137$ m und ist somit 0,006 m höher als $h'_2 = 0{,}131$ m. Da das Abflussregime strömend ist und die Abflusskontrolle folglich im Unterwasser liegt, überträgt sich diese Differenz nach oberstrom. Die Druckhöhe über dem Wehr steigt damit vom Anfangswert H = 0,033 m auf H = 0,039 m an. Folglich ergibt sich ein Quotient von $(0{,}039\ m/0{,}033\ m)^{3/2} = 1{,}28$.

Zu Beginn des Versuches wird für $Q_{D,\,Ende} / Q_{D,\,Anfang}$ ein Wert von 1,00 erhalten, da sich noch keine Sohlenformen entwickelt haben.

Mit den oben ausgeführten Überlegungen und Berechnungen kann der Anstieg des seitlichen Überfalls offensichtlich nicht hinreichend erklärt werden. Die Sohlenformen tragen zu etwa 28% am Gesamtanstieg von 70% bei. Die verbleibenden 42% müssen folglich auf andere Ursachen zurückgeführt werden.

Im vorliegenden Fall führt das lokale Sedimentdepot zu einer mittleren Sohlenerhöhung sowie einer Reduzierung des Fliessquerschnittes von etwa 1/3. Diese Tatsache kann als plötzliche Verengung bzw. Erweiterung betrachtet werden. Die lokalen Druckhöhenverluste können demzufolge wie folgt bestimmt werden (Sinniger und Hager, 1989):

$$\Delta H_{Verengung} = \xi \frac{v_1^2}{2g}, \quad \xi = \sin^2\left(\frac{\alpha}{2}\right) \qquad (12)$$

mit ζ Verlustbeiwert, α Winkel der Verengung und v_1 mittlere Fliessgeschwindigkeit im verengten Querschnitt.

Die Verluste der plötzlichen Erweiterung ergeben sich zu:

$$\Delta H_{Erweiterung} = \frac{v_1^2}{2g}\left(1 - \frac{A_1^2}{A_2^2}\right). \qquad (13)$$

In Gl. (13) stellen A_1 und A_2 die Fliessquerschnittsflächen für den reduzierten bzw. ursprünglichen Querschnitt dar.

Mit Gl. (12) und $\alpha \approx \Delta \sim 15$ egibt sich ein Druckhöhenverlust von $\Delta H = 0{,}001$ m. Unter Verwendung von Gl. (13) und $h''_2 = 0.137$ m folgt $\Delta H = 0{,}007$ m. Die Ausgangsdruckhöhe von 0,033 m steigt somit auf 0,041 m und der Quotient $Q_{D,\,Ende}/Q_{D,\,Anfang}$ berechnet sich zu $\sim (0{,}041\ m/0{,}033\ m)^{3/2} = 1{,}39$. Dieser Wert liegt in der Größenordnung der «fehlenden» 42%.

Zusammenfassend ergibt sich folgende Aufteilung:

Gesamt: $$\frac{Q_{D,final}}{Q_{D,initial}} = \frac{0.051}{0.030} = 1.70$$

(gemessen, alle Effekte berücksichtigt)

Dünen: $$\frac{Q_{D,final}}{Q_{D,initial}} = \left(\frac{0.039}{0.033}\right)^{3/2} = 1.28$$

(gemessen und berechnet, mit Dünen)

Depot: $$\frac{Q_{D,final}}{Q_{D,initial}} = \left(\frac{0.041}{0.033}\right)^{3/2} = 1.39$$

(berechnet, mit Sedimentdepot)

Gesamt: $$\frac{Q_{D,final}}{Q_{D,initial}} = 1.28 + 1.39 = 1.67$$

(gemessen und berechnet, mit Sedimentdepot)

Unter Berücksichtigung vernachlässigbarer Fehler bei den getroffenen Annahmen sowie des Berechnungsgangs kann der gemessene Anstieg des seitlichen Überfalls von 70% sehr gut mit der Entstehung von Sohlenformen und dem lokalen Sedimentdepot erklärt werden (67%).

5. Analyse und Diskussion der Ergebnisse

In den Ansätzen von Van Rijn (1984) und Yalin und da Silva (2001) spielt die Dünensteilheit δ_d zur Berücksichtigung des Einflusses von Sohlenformen eine bedeutende Rolle (Gln. 5 und 8). Sie ist als $\delta_d = \Delta_d/\Lambda_d$ definiert. Da die berechneten Dünenlängen, insbesondere unterstrom des Überfalls, wesentlich kleiner als die

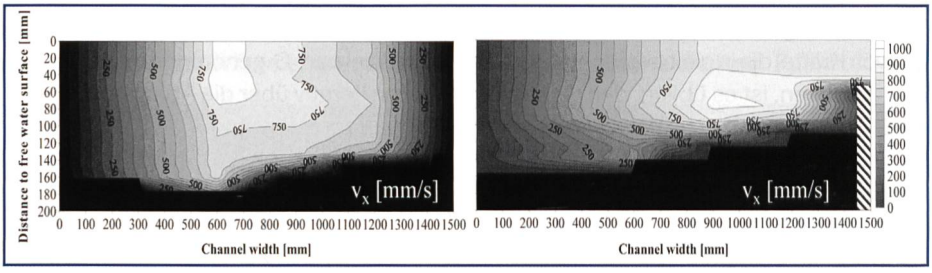

Bild 4. Linien gleicher Geschwindigkeit (Isotachen) in Kanalachse oberstrom (links) und im Bereich des Überfalls (rechts).

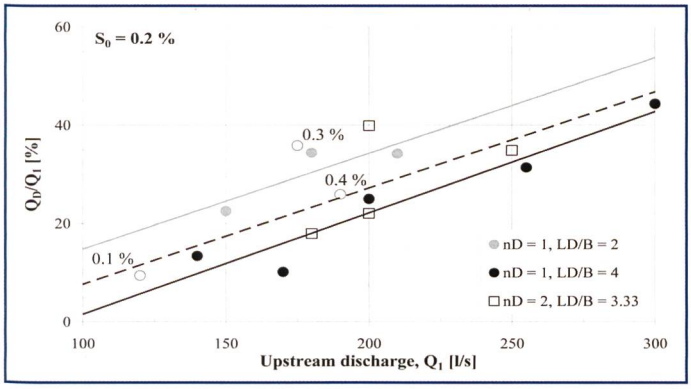

Bild 5. Einfluss von Überfalllänge und Wehranzahl auf die seitliche Überfallmenge.

gemessenen Werte sind, nimmt die gemessene Steilheit δ_d vergleichsweise ab und verliert an Bedeutung. Für $\Lambda_d \rightarrow \infty$ wird schliesslich eine ebene Sohle erhalten. Dies führt dazu, dass der berechnete Gesamtströmungswiderstand grösser als der gemessene ist und die dazugehörigen Fliesstiefen überschätzt werden.

Die Dünenkämme sind zudem nicht (mehr) rechtwinkelig zur Hauptströmungsrichtung ausgerichtet, sondern diagonal angeordnet (Bild 2). Oberstrom des Wehres sind sie in Richtung des Wehres geneigt, im Bereich des Überfalls annähernd rechtwinkelig und unterstrom laufen sie auf das gegenüberliegende Ufer zu. Mit dieser schrägen Anordnung verlieren sie im Vergleich zu einer rechtwinkeligen Stellung an Rauhigkeitswirkung.

Als Hauptgrund für diese Phänomene ist die Präsenz des seitlichen Überfalls und sein Einfluss auf die Sohlenmorphologie zu nennen. Wie aus Bild 4 ersichtlich ist, wird die Strömung vom seitlichen Überfall angezogen und das Strömungszentrum mit den maximalen Geschwindigkeiten von der Kanalmitte in Richtung des Wehres verschoben. Zudem wird die Strömung nach dem Wehr durch das Depot auf die gegenüberliegende Seite abgelenkt und führt dort zu erhöhter Uferbeanspruchung.

Es stellt sich nun die Frage, von welchen Parametern der Anstieg der seitlichen Überfallmenge abhängt. Aus Bild 5 ist ersichtlich, dass das Verhältnis von Wehrlänge zu Kanalbreite L_D/B von grösserer Bedeutung als die Anzahl der Wehre n_D ist. Für ein vergleichbares L_D/B-Verhältnis (3,33 und 4,0), aber unterschiedlicher Wehranzahl (n_D = 1 oder 2) ist der Einfluss geringer als für die gleiche Wehranzahl (n_D = 1) aber unterschiedlichem L_D/B-Verhältnis (2,0 und 4,0).

6. Schlussfolgerungen

Gegenstand dieser Studie ist die Untersuchung der Wechselwirkung eines seitlichen Überfalls mit dem Geschiebetransport. In hydraulischen Modellversuchen wurde beobachtet, dass der seitliche Überfall um bis zu 70% höher ausfallen kann als für eine ebene feste Sohle.

Dieser bedeutende Unterschied kann teilweise mit einem erhöhten Gesamtströmungswiderstand durch die Bildung von Sohlenformen erklärt werden und Grössenordnungen im Bereich von bis zu 28% erreichen. Die Geometrie von Dünen wird durch die Präsenz des seitlichen Überfalls signifikant beeinflusst. Der Dünenkamm verläuft nicht länger senkrecht zur Hauptströmungsrichtung, sondern ist diagonal geneigt. Zudem werden grössere Dünenlängen beobachtet als mit theoretischen Ansätzen vorausgesagt. Beide Effekte haben tendenziell einen reduzierenden Einfluss auf den Gesamtströmungswiderstand.

Die Ursache ist vielmehr auf ein lokales Sedimentdepot im Bereich des Überfalls zurückzuführen. Dieses Depot bedeutet eine lokale Anhebung der Gewässersohle und führt durch eine Querschnittsverengung zu lokalen Druckhöhenverlusten. Diese Effekte können sich auf bis zu 39% belaufen. Eine entscheidende Rolle spielt in diesem Zusammenhang das Verhältnis von Streichwehrlänge zu Gerinnebreite, wohingegen die Anzahl der Wehre von geringerer Bedeutung ist.

Um einen kontrollierten Betrieb von Hochwasserentlastungsbauwerken wie seitlich angeordneten Streichwehren zu gewährleisten, kommt der Planung und Bemessung eine ausserordentliche Bedeutung zu. Sollen beträchtliche Abweichungen vom Bemessungsabfluss vermieden werden, so ist der Einfluss einer beweglichen Sohle sowie die Bildung eines lokalen Sedimentdepots und die Erhöhung der mittleren Sohlenlage unbedingt zu berücksichtigen.

Bibliographie

Engelund, F., Hansen, E. (1967). A monograph on sediment transport. Teknish Forlag, Copenhagen, Denmark.

Meyer-Peter, E., Müller, R. (1949). Eine Formel zur Berechnung des Geschiebetriebs. Schweizerische Bauzeitung, 67. Jhrg., Nr. 3, pp. 29-32.

Rosier, B., Boillat, J.-L., Schleiss, A.J. (2004a). Influence of laterally placed side weirs on bedload transport in a prismatic channel. River Flow 2004, Proceedings of the 2nd Int. Conference on Fluvial Hydraulics, 23-25 June 2004, Napoli, Italy; Editors Grecco et al., A.A Balkema Publishers, Vol. 1, pp. 593 – 600.

Rosier, B., Boillat, J.-L., Schleiss, A.J. (2004b). Mapping of bed morphology for lateral overflow using digital photogrammetry. 2nd International Conference on Scour and Erosion – ICSE-2, Singapore – Singapore, 14-17 November.

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. XXXI IAHR Kongress, 11-16 September 2005, Seoul, Südkorea.

Simons, D.B., Richardson, E.V. (1966). Resistance to flow in alluvial channels. Geological Survey Prof. Paper 422-I, Washington, USA.

Sinniger, R.O. Hager, W.H. (1989). Constructions Hydrauliques. Traité de Genie Civil, Vol. 15, Presses Polytechniques Romandes, Lausanne, Switzerland.

Van Rijn, L.C. (1982). Prediction of bed forms, alluvial roughness and sediment transport. Delft Hydraulics, S 487 III, Delft, The Netherlands.

Van Rijn, L.C. (1984). Sediment transport, Part III: Bed forms and alluvial roughness. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, Vol. 110, No. 12, pp. 1733-1754.

Yalin, M.S., da Silva, A.M. (2001). Fluvial Processes. IAHR Monograph.

Danksagung

Das Forschungsprojekt DIFUSE wurde von der Kommission für Technologie und Innovation (KTI) unterstützt (Nr. 4898.1). Weitere finanzielle Partner des Projektes waren: Bundesamt für Wasser und Geologie (BWG), Dienststelle für Strassen- und Flussbau des Kantons Wallis (DFSB) und Kantonale Gebäudeversicherung Freiburg (ECAB).

Adresse der Autoren

Burkhard Rosier, Jean-Louis Boillat und Anton Schleiss

Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)

Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH)

CH-1015 Lausanne, Schweiz

Tel.: +41-21-693 63 38, +41-21-693 23 76, +41-21-693 23 82, Fax: +41-21-693 22 64

burkhard.rosier@epfl.ch,

jean-louis.boillat@epfl.ch,

anton.schleiss@epfl.ch