Zeitschrift: Schweizer Ingenieur und Architekt
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 111 (1993)
Heft: 4

Artikel: Absturzbauwerke
Autor: Hager, Willi H.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-78123

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: 27.11.2025

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

Absturzbauwerke

Anhand einer Literaturübersicht werden verschiedene standardisierte Abstürze dargestellt, die sich in den USA und in den deutschsprachigen Gebieten bis heute durchgesetzt haben. Allen Typen sind drei Elemente gemein, nämlich eine Absturzkrone, der Absturzbereich und das nachfolgende Tosbecken. Die hier besprochenen Bauwerke lassen sich einsetzen bei kleinen Fallhöhen von max. 3 bis 5 m und relativ kleinen Durchflüssen von 5 bis 10m³/(sm).

Absturzbauwerke sind überall dort anzuordnen, wo Wasser in Bächen oder Flüssen Erosionsschäden hervorruft.

VON WILLI H. HAGER, ZÜRICH

Grundsätzlich werden dabei lokalisierte Abstürze von räumlich ausgedehnten Anlagen unterschieden, wie sie etwa in Gebirgsbächen als Kaskaden auftreten. In der vorliegenden Arbeit sollen eigentliche Absturzbauwerke allein betrachtet werden, welche also nicht beeinflusst werden durch Nachbaranlagen. Das Hauptargument gilt dabei einerseits den ungeführten Abstürzen, wo ein Wasserstrahl auf einen Tosboden aufprallt und die speziell in den USA entwickelt wurden. Sie werden auch heute häufig bei Strassendurchlässen, kleinen Gefällsstufen und anderen Abstürzen angeordnet.

Das zweite Absturzbauwerk wird als Blocksteinrampe bezeichnet und ist eine Entwicklung des Alpenraumes. Im Gegensatz zum eigentlichen Absturz wird hier das Wasser durch eine rauhe Rampe in ein Tosbecken geführt, in welchem die Restenergie dissipiert wird und dadurch im Unterwasser weder Kolke noch Wellenschäden entstehen. Beiden Bauwerkstypen gemeinsam ist die weitgehend standardisierte Form, die in der Folge mitgeteilt werden soll.

Ältere Beiträge

Aufbauend auf den klassischen Untersuchungen von *Bazin* (1898) studierte *Rehbock* (1917) im Zusammenhang mit der Sanierung der Sihl in der Stadt Zürich Abstürze. Während diese Arbeiten noch stark durch empirische Formeln geprägt waren, verlieh *Böss* (1929) der Berechnung des Absturzes einen theoretischen Aufbau. Durch Einführung eines Druckkoeffizienten, der Abweichungen von der hydrostatischen Druckverteilung berücksichtigt, gelang ihm der Nachweis der Abfluss-Steigerung bei Unterdruckbildung. Da er nur relativ kleine, auf den Stromlinien-Krümmungsradius bezogene Absturztiefen in Rechnung stellte, mass er der Form des Absturzes keinen Einfluss zu.

Ramshorn (1932) untersuchte den Einfluss von Abstürzen zur Stabilisierung von offenen Kanälen, welche eine Bodenbefestigung haben. Anhand von bestehenden Bauwerken wies er dem genügenden Unterwassereinstau zur Bildung eines Wassersprungs eine zentrale Rolle zu. Mit sogenannten Wasserbremsen, welche Querriegeln auf rund halber Wassertiefe entsprechen, liess sich die Energiedissipation verbessern und bestehende Bauwerke einfach ergänzen. Auf die Nachteile des damit verbauten Abflussquerschnitts wurde jedoch nicht eingegangen. Nach *Keutner* (1937a) ergibt sich beim Absturz für $h_o/h_u \geq 1.17$ ein Tauchstrahl und für $1 > h_o/h_u > 1.17$ ein Wellstrahl. Dabei bedeuten h_o und h_u die auf die Absturzkrone bezogenen Ober- und Unterwasserhöhen (Bild 1). Auf die Reduktion der Querschnittsbreite im Zulauf zum Absturz zur Verhinderung einer starken Absenkung wird eingegangen, und das Trapezprofil wird als optimal sowohl in hydraulischer als auch in bautechnischer Hinsicht herausgestrichen.

In einer zweiten Arbeit untersucht Keutner (1937b) die strömungstechnisch und wirtschaftlich günstigste Form des Absturzbauwerks. Es werden vier Absturzzustände unterschieden, nämlich (Bild 2):

- vollkommener Überfall mit schiessendem Unterwasser,
- Grenzeinstau so, dass sich der Wassersprungfuss am Auftreffpunkt einstellt,
- Tauchstrahl bei kleinem Einstau und
- Wellenform bei grossem Unterwassereinstau.

Als Absturzbauwerk wird ein wasserförmiges Becken empfohlen, das ein genügendes Wasserpolster aufweist, von der Höhenlage einen Einstau erzeugt und am Bauwerkende verbleibende Boden-Geschwindigkeitskonzentrationen an die freie Oberfläche ablenkt. Hinsichtlich der Ausbildung des Tosbeckens werden eine Vielzahl von «akademischen» Varianten diskutiert, ohne diese systematisch durch Messungen zu untersuchen. Es wird jedoch die Ausführung in Beton oder mit Steinplatten empfohlen, wenn immer die Absturzhöhe über rund 50 cm liegt, da sonst mit teuren Erneuerungsarbeiten zu rechnen sei. Nach einer umfassenden Sichtung von bestehenden Absturzbauwerken kommt Keutner zum Schluss, dass es unmöglich sei, die Form solcher Bauwerke zu normen. Die örtlichen Verhältnisse spielen eine zu grosse Rolle, um Standardbauwerke zu entwickeln.

Die Arbeit von *Rand* (1955), welche zu Kriegsende in Deutschland als Dissertation fertiggestellt wurde, bezieht sich auf einen strömenden Zufluss zu einem vertikalen Absturz. Der vollständig belüftete Strahl kann dabei vom Unterwasser entweder eingestaut werden oder frei sein (Bild 3). Seine Ausführungen beziehen sich auf den Fall a), bei dem also ein freier Wassersprung den Absturzstrahl gerade noch nicht einschnürt. Die konjugierten Wassertiefen des Sprungs sind dabei h_1 und h_2.

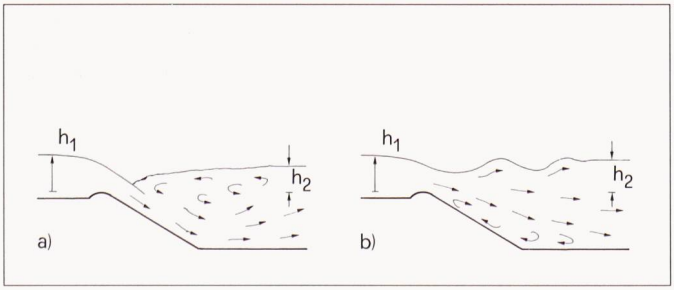

Bild 1. Eingestauter Absturz, a) Tauchstrahl und b) Wellstrahl

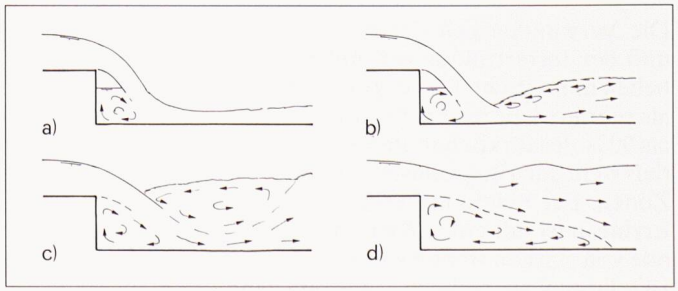

Bild 2. Absturzzustände nach Keutner (1937b)

Die weiteren Variablen sind die durch den Absturzstrahl aufgestaute Wandhöhe h_a, die zugehörige Länge L_a und die Länge des Wassersprungs L_j; sie hängen ab von der Absturzhöhe w und vom Einheitsdurchfluss q bzw. von der kritischen Tiefe $h_c = (q^2/g)^{1/3}$. Weiter definiert Rand eine «Drop-Zahl» **D** = $(h_c/w)^3$, welche eine auf w bezogene Froude-Zahl darstellt. Für $0.07 < h_c/w < 1$ ergeben sich die Resultate

$$h_1/w = 0.54(h_c/w)^{1.275}, \quad (1)$$

$$L_a/w = 4.3(h_c/w)^{0.81}, \quad (2)$$

$$h_a/w = (h_c/w)^{0.66} \text{ und} \quad (3)$$

$$L_t/w = 2[(h_c/w)(1+0.36h_c/w)]^{1/2}. \quad (4)$$

Dabei stellt L_t die Distanz zwischen der Absturzwand und dem Auftreffpunkt des Strahlmittelpunktes dar. Die Länge des Wassersprungs ist identisch mit derjenigen des klassischen Wassersprunges. Interessant ist die Tatsache, nach der das Verhältnis $L_a/h_2 = 2.6$ konstant bleibt bei veränderlicher «Drop-Zahl». Der Einfluss einer Schwelle und einer Vertiefung im Unterwasser des Absturzes wurde von *Maekawa* (1972) untersucht.

Aus diesen früheren Untersuchungen geht der noch stark empirisch geprägte Charakter hervor. Obwohl gewisse Ansätze zur systematischen Entwicklung eines Bauwerks vorliegen, wird mit Ausnahme von Rand (1955) noch zu sehr auf lokale Eigenheiten Rücksicht genommen. War bis zum Zweiten Weltkrieg die Hydraulik stark von Deutschland geprägt, so übernahmen bereits während des Krieges die USA die Führung. Sie waren es auch, die im Bereich der Absturzbauwerke durch klares und kompromissloses Zurechtstutzen Standardbecken entwickelten, die noch heute aktuell sind oder die heutige Entwicklung beeinflussen.

Amerikanische Standard-Abstürze

Aufgrund einer Studie der Soil Conservation Service (SCS) untersuchten *Morris* und *Johnson* (1943) ein spezifisches Absturz-Bauwerk. Vorerst wird auf den Zweck des Absturzes als Energiedissipator und gleichzeitiger Unterwasser-Kolkschutz hingewiesen. Das entwickelte Becken besteht aus einem sich linear verengenden Zulauf, dem vertikalen Absturz, den durch Längsschwellen unterteilten Aufprallboden und der Endschwelle mit Abschlussmauern (Bild 4). Die Endschwelle hat dabei eine Bodenablösung der Strömung auzufachen, damit kein Kolk den Bauwerkabschluss gefährden kann.

Anhand von Vorversuchen wurden die Einflüsse des Unterwassereinstaus, der Beckenlänge und des Durchflusses untersucht. In der zweiten Versuchsserie zeigte sich der Einbau von Längsschwellen als vorteilhaft. Als Endresultat ergab sich folgendes:

- Die Höhe der Zulaufwand h_z sollte mindestens gleich der Zulaufenergiehöhe $H_o = (3/2)h_c$ plus das Freibord betragen.
- Die *Beckenlänge* L_b setzt sich zusammen aus der horizontalen Strahlwurfdistanz und der zur Erzeugung des Wassersprunges nötigen Beruhigungslänge zu

$$\frac{L_b}{(wh_c)^{1/2}} = 2.5 + 1.1\frac{h_c}{w} + 0.7\left(\frac{h_c}{w}\right)^3 \cdot \quad (5)$$

Dabei bedeuten (Bild 4) w die Höhe des Absturzes und $h_c = [Q^2/(gb^2)]^{1/3}$ die auf die Zulaufbreite bezogene kritische Wassertiefe. Der Zufluss zum Absturz ist strömend, und die Absturzhöhe sollte mindestens $w = h_c$ betragen.

- Die *Endschwelle* sollte eine Höhe $s_e = (1/2)h_c$ aufweisen. Ist der Zulaufkanal breiter als die Absturzbreite b, also ist das Breitenverhältnis $ß = B/b > 1$, so sind *Längsschwellen* einzubauen von der Höhe $s = (3/4)s_e$ und vom Abstand

$$\frac{e}{b} = 0.29\left[\mathrm{Tgh}(\beta\text{-}1)\right]^{1/3}. \quad (6)$$

- Die *Ausführung A* (Bild 4) besitzt eine Belüftungskante am Absturzquerschnitt von der Breite $a < 0.03b$. Dadurch lassen sich Vibrationen im Gegensatz zur Ausführung B weitgehend vermeiden.
- Die *Flügelmauer* ist unter 30° zum Absturzquerschnitt zu führen. Die *Abschlusswand* muss mindestens die Höhe $h_a = 2h_c$ aufweisen, damit sie vom Unterwasser nicht überströmt wird.

In der Diskussion wurde die Aufmerksamkeit auf Probleme mit Seitenkolken sowie die notwendigen Unterwasserstände gelenkt.

Aufbauend ebenfalls auf dem SCS gelang dem amerikanischen Meister der praktischen Hydraulik, *Fred Blaisdell*, nach dem SAF-Tosbecken mit dem «Inlet Drop Spillway» ein weiterer Wurf. Wie sein Vorgänger setzt sich dieses standardisierte Bauwerk zusammen aus einem Absturz und einem Tosbecken. Der Absturz wird jedoch durch eine dreiseitige Wehröffnung begrenzt, und das Tosbecken verbreitert sich gegen den Auslauf, um die Gesamtlänge zu verkürzen. Absturzhöhen von 0.5 m bis 5 m lassen sich durch dieses Bauwerk bewältigen.

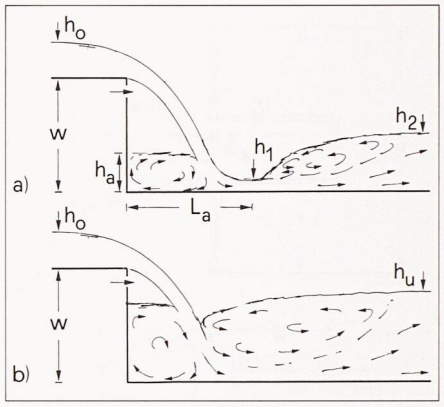

Bild 3. Absturzbauwerk nach Rand (1955) für a) freien und b) eingestauten Abfluss

Entsprechend der Ausdauer und Präzision von Blaisdell ist das Absturzbauwerk äusserst genau beschrieben. Bild 5 zeigt die Geometrie des «Box Inlet Drops» sowohl für freien als auch für eingestauten Zustand. Mit L_w als Länge und L_B als Breite der Wehrkrone, w als Absturzhöhe, B als Zulaufbreite und b_u als Auslaufbreite sind die folgenden Bereiche getestet worden:

$L_w/L_B \leq 4$, $w/L_B \leq 1$, $B/(L_B+2L_w) \leq 10$, $1 \leq b_u/L_B \leq 2$ und $Q/(gL_B^5)^{1/2} \leq 34$.

Für freien Abfluss über die Wehrkrone (Typ Überfall) gilt

$$Q = C_d L_u (2gH^3)^{1/2} \quad (7)$$

mit C_d als Überfallbeiwert und $L_u = L_B + 2L_w$ als Wehrlänge. Für Überfallhöhen $H/L_B > 0.2$ darf $C_d = 0.425$ gesetzt werden, der Einfluss der Geometrie des Wehrgrundrisses L_B/L_w und des Auslaufbauwerkes beläuft sich auf ± 10%.

Der Abfluss durch die Absturzöffnung (Typ Durchlass) lässt sich berechnen zu

$$Q = C_{ds} L_B [2g(H-H_o)^3]^{1/2} \quad (8)$$

mit $C_{ds} = 0.345+0.083(w/L_B)^3$ als Durchflussbeiwert. Die Relativhöhe H_o hängt für $w/L_B \geq 0.25$ nur ab vom Parameter L_w/w durch

$$H_o/w = \exp(-0.6L_w/w)-1. \quad (9)$$

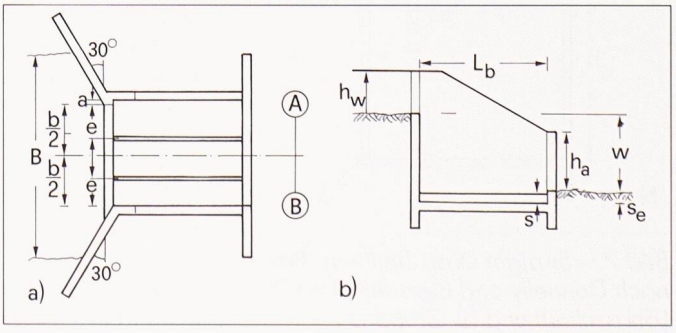

Bild 4. Absturzbauwerk nach Morris und Johnson (1943), a) Grundriss und b) Längsschnitt

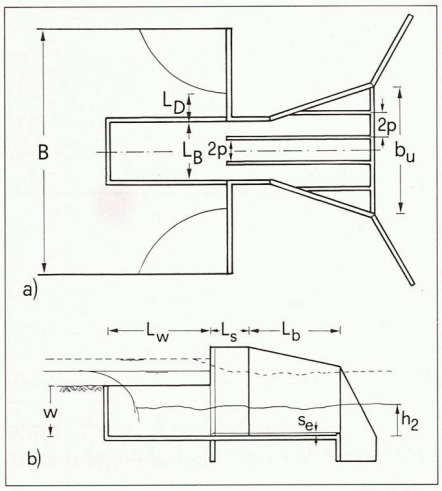

Bild 5. «Inlet Drop Spillway» nach Blaisdell (1954), a) Grundriss und b) Längsschnitt

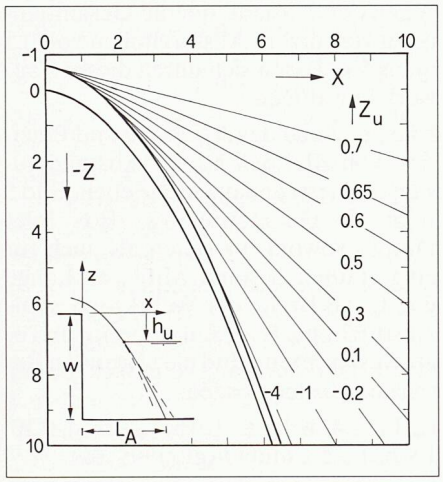

Bild 6. Massgebender Aufprallpunkt der Strahlachse $X = L_A/h_c$ in Abhängigkeit des Relativeinstaus $Z_u = h_u/h_c$ und der Höhe des Absturzes $Z = w/h_c$

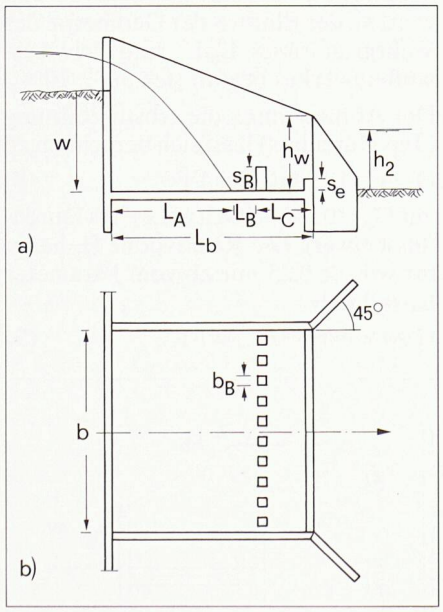

Bild 7. «Straight Drop Spillway Basin» nach Donnelly und Blaisdell (1965), a) Längsschnitt und b) Grundriss

Für die Bemessung des «Inlet Drop Spillways» wird die kritische Tiefe im Zulauf $h_c = (Q^2/gL_B^2)^{1/3}$ und im Auslauf $h_{cu} = (Q^2/gb_u^2)^{1/3}$ zu Hilfe genommen. Als Minimallänge L_s des geraden Tosbeckenteils gilt für $L_w/L_B > 0.25$

$$L_s/h_c = 1+\frac{0.2}{L_w/L_B}. \qquad (10)$$

Als minimale Länge L_b des sich eventuell verbreiternden *Tosbeckens* gilt

$$\frac{L_b}{L_B+2L_w} = \frac{0.5}{L_w/L_B}. \qquad (11)$$

Die maximale Tosbeckenverbreiterung beträgt 1(quer):2(längs). Die *Unterwassertiefe* h_2 soll mindestens die folgenden Werte aufweisen:

$h_2/h_{cu} = 1.6$,
falls $b_u/h_{cu} < 11.5$ und (12)

$h_2/h_{cu} = 1+0.052(b_u/h_{cu})$,
falls $b_u/h_{cu} \geq 11.5$. (13)

Die Höhe der *Endschwelle* hat $s_e/h_2 = 1/6$ zu betragen. *Längsschwellen* verbessern die Durchflussverteilung im Unterwasser von sich verbreiternden Tosbecken. Ihre Höhe beträgt $s = s_e = h_2/6$. Für $b_u/L_B < 2.5$ genügen zwei um $p/L_B = 1/6$ bis 1/4 von der Achse versetzte Schwellen (Bild 5). Bei grösserer Verbreiterung sind zwei zusätzliche Schwellen nötig.

Die *Seitenwände* sind um mindestens $h_2/3$ am Tosbeckenauslass über die Unterwasserhöhe zu sichern. Die *Abschlusswände* sollen im Längsschnitt dreieckig ausgeführt werden mit einer Neigung von 45° (Bild 5). Im Grundriss sollen sie sich zwischen 45° und 60° verbreitern.

Donnelly und *Blaisdell* (1965) stellten nach Jahren der Erfahrung mit ihrem Absturzbecken unzulässige Kolke fest. Das modifizierte Bauwerk «Straight Drop Spillway Stilling Basin» hat nun ein prismatisches Tosbecken und zusätzlich zur End- und zu den Längsschwellen auch noch Prallblöcke. Es lässt sich für Absturzhöhen $1 \leq w/h_c \leq 15$ anwenden, falls die Absturzbreite b grösser als $1.5h_c$ ist. Die kritische Wassertiefe $h_c = [Q^2/(gb^2)]^{1/3}$ ist wiederum der Bemessungsparameter.

Die *Beckenlänge* L_b setzt sich zusammen aus Absturzlänge, Länge vom Aufprallpunkt bis zu den Blöcken und Länge von den Blöcken bis zur Endschwelle. Damit ist nun eine Konzept-Änderung eingeschlagen worden, die sich an den Arbeiten von *Bradley/Peterka* um 1957 orientierte.

Je nach Unterwasserstand fällt der Wasserstrahl auf das horizontale Tosbecken (freier Absturz) oder auf ein Wasserkissen bei Unterwassereinstau. Entgegen der landläufigen Meinung, dass eingestaute Tosbecken weniger Länge als nichteingestaute Becken benötigen, besitzt ein «Wasserpolster» nur einen geringen Dissipationsgrad. Gegenüber dem freien Absturz hat die Schwerkraft im eingestauten Absturz nur wenig Einfluss, der Strahl wird deshalb weniger steil und damit vom Absturzquerschnitt weiter im Unterwasser auftreffen (Bild 2). Nach Donnelly und Blaisdell kann das Unterwasser erst bei extrem hohem Stau von $(2/3)h_c$ über der Absturzkante vernachlässigt werden.

Vereinfacht lässt sich die obere Strahlbegrenzung eines eingestauten Absturzes annehmen durch diejenige des freien Absturzes bis zum Eintauchpunkt und von dort durch die Tangente weiter ins Unterwasser. Bild 6 zeigt sowohl die auf h_c normierte obere und untere Strahlbegrenzung mit $X = x/h_c$ und $Z = z/h_c$ als auch die Tangenten an die auf h_u liegenden Unterwasserstände. Damit lässt sich die obere Strahlbegrenzung in Abhängigkeit des Unterwassereinstaus h_u/h_c berechnen. Definiert man als massgebende Strahlachse die Mitte zwischen Strahloberfläche von freiem und eingestautem Absturz, so lässt sich der massgebende Aufprallpunkt x_A/h_c und damit L_A in Abhängigkeit des Relativeinstaus h_u/h_c und der Absturztiefe w/h_c ermitteln.

Der Abstand L_B vom massgebenden Aufprallpunkt des Strahls bis zu den Prallblöcken soll mindestens $0.8h_c$ betragen, und die Länge von den Blöcken bis zur Endschwelle hat mindestens $L_C = 1.75h_c$ zu sein.

Als *minimale Unterwassertiefe* wird $h_2 = 2.15h_c$ bezüglich der Beckensohle empfohlen. Damit muss unabhängig von der Absturztiefe w ein minimaler Unterwasserstand gewährleistet werden, damit keine übergrossen Kolke auftreten. Speziell die Seitenkolke werden durch zusätzliche Prallblöcke vermindert, während sich die Zentralerosion durch die Endschwelle beseitigen lässt. Die optimale Höhe der Prallblöcke beträgt $s_B = 0.8h_c$, diejenige der Endschwelle $s_e = (1/2)s_B = 0.4h_c$. Längsschwellen wurden als unnötig empfunden. Die Breite der kubischen Prallblöcke ist auf $b_B = (0.4\pm0.15)h_c$ zu setzen, um genügend Turbulenz zu erzeugen, und sie sollen rund 50–60% der Beckenbreite ausmachen.

Um die Wasserspiegelschwankungen im Tosbecken aufzunehmen, sollten die *Seitenwände* eine Höhe von $h_w = 2.4h_c$ aufweisen und damit $0.25h_c$ über dem Unterwasser aufhören. Im Bereich der Prallblöcke kann eine stehende Welle von sogar $2.75h_c$ Höhe auftreten. Donnelly und Blaisdell (1965) empfehlen als Höhe für die Seitenwand dort sogar h_w

$= 3h_c$. Die *Flügelmauern* am Beckenende sollen um 45° gespreizt werden, und ihr Gefälle hat 1:1 zu betragen.

Der *Zulaufkanal* soll nahezu horizontal und direkt an der Absturzkante angeschlossen werden. Um keine seitliche Kontraktion des Zuflusses zum Absturzquerschnitt hin zu erzeugen, sollen ausgerundete Dämme als Übergang vom Zulauf zum Absturz gebaut werden, deren Gefälle etwa 1:2 beträgt. Die Dämme müssen gegen Erosion geschützt werden.

Berechnungsbeispiel: Der Bemessungsdurchfluss betrage $Q = 9.4\ m^3s^{-1}$ und die Zuflussbreite b = 4.3 m. Die Normalabflusstiefe in diesem Kanal ist $h_N = 1.2$ m. Die Energiehöhe am Absturzquerschnitt betrage $H_o = 1.2$ m, damit ergibt sich als kritische Tiefe $h_c = (2/3)H_o = 0.8$ m. Die minimale Unterwassertiefe hat deshalb $h_2 = 2.15 \cdot 0.8 = 1.7$ m zu sein. Da der normale Unterwasserstand 0.6 m unter der Absturzkrone liegt, muss der Beckenboden auf Kote w = - 0.6 - 1.7 = -2.3 m darunter gelegt werden.

Nun lässt sich die *Beckenlänge* berechnen. Mit $w/h_c = -2.3/0.8 = -2.9$ und $h_u/h_c = -0.6/0.8 = -0.75$ folgt aus Bild 6 für $X_A = L_A/h_c = 3.8$, entsprechend $L_a = 3.15$ m. Für $L_B = 0.8h_c$ ergibt sich 0.65 m und für $L_c = 1.75h_c = 1.4$ m, womit die minimale Beckenlänge $L_b = 3.15+0.65+1.4$ m = 5.2 m beträgt. Wäre das Unterwasser eingestaut auf 0.45 m über die Zulaufkote, so würde sich L_A von 3.15 m auf 5.3 m vergrössern. Die Wandhöhe beträgt $h_w = 3h_c = 2.4$ m, diejenige der Endschwelle $s_c = 0.4h_c = 0.35$ m und für die Blockhöhe folgt $s_B = 2s_c = 0.7$ m.

In der Diskussion verglich Rand zwei ähnliche Absturzbecken, nämlich das vorher diskutierte «Straight-drop-Becken» mit dem «USBR-III-Becken» (Peterka 1983), welches für kleinere Zuflussgeschwindigkeiten ($V_1 < 15$m/s) besonders empfohlen wird. Daraus geht hervor, dass für eingestauten Abfluss die Länge L_B extrem klein ist und das Becken nicht sehr wirtschaftlich ist für hohen Unterwassereinstau. Die kurze Beckenlänge erklärt sich mit den relativ hohen Prallblöcken und dem steilen Wasseranstieg über den Blöcken, der die hohen Seitenwände erfordert. Die Autoren weisen in der Erwiderung auf den Umstand hin, dass ihr Becken nicht unbedingt wirtschaftlich ist bei hohem Unterwassereinstau.

Praktische Erfahrungen mit diesem Beckentyp wurden von *Hite* und *Daniel* (1982) mitgeteilt. Blaisdell et al. (1982) berichteten über die Entwicklung des Kolks im Modell und in der Naturausführung. *Rice und Kadavy* (1989) untersuchten das Kolkverhalten und den Einfluss von Unterwasserschwankungen auf das «Straight Drop Spillway Stilling Basin». Auch sie kommen zur Folgerung, dass Unterwassereinstau bis zur Absturzkrone gefährliche Kolke hervorrufen kann.

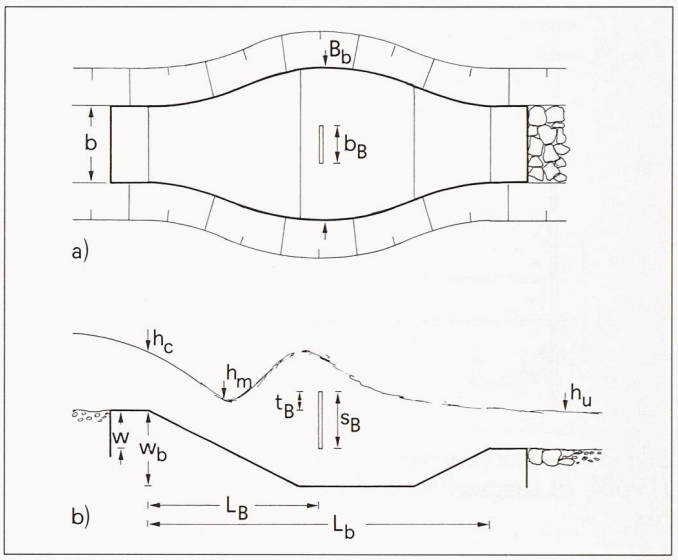

Bild 8. Absturzbauwerk nach Little und Murphy (1982), a) Grundriss und b) Längsschnitt

Little und *Murphy* (1982) beziehen sich auf Absturzbauwerke, deren relative Absturzhöhe w/h_c kleiner als Eins ist und damit auf eine absolute Absturzhöhe von rund 1 m. Solche Bauwerke seien wichtig, um die Bettstabilität zu gewährleisten. In der Vergangenheit seien zu viele Abstürze ausgeführt worden, die im wesentlichen aus einer Schwelle allein bestanden hätten und infolge von Kolken rasch ihrer Aufgabe nicht mehr gewachsen gewesen seien. Ein Absturzbauwerk soll deshalb grundsätzlich über ein *energiedissipierendes Element* verfügen.

Der Überfallquerschnitt ist trapezförmig mit 1V:2H. Da der Zufluss strömend ist, stellt sich am Absturzquerschnitt die kritische Wassertiefe h_c ein. Die minimale Wassertiefe h_m am Sprungfuss des ondulierenden Wassersprungs ist folgendermassen abhängig von der Absturzhöhe w (Bild 8)

$$\frac{h_m}{h_c} = 0.68\left(\frac{w}{h_c}\right)^{-0.19} \quad . \qquad (14)$$

Dabei ergibt sich für $w/h_c < 1$ ondulierende, für $1 < w/h_c < 1.2$ schwach ondulierende und für $w/h_c > 1.2$ direkte Wassersprünge. Die Länge des Tosbeckens lässt sich stark verkürzen durch den Einbau einer *Aufprallplatte.* Sie befindet sich optimal an der ersten Wellung des Wassersprungs. Bezeichnet L_B den Abstand der Platte vom Absturzquerschnitt, so ergibt sich experimentell

$$\frac{L_B}{h_c} = 3.54 + 4.26\left(\frac{w}{h_c}\right) . \qquad (15)$$

Die Plattenbreite $b_B = (1/2)b$ ergab die optimale Umströmung und verursachte die geringsten Unterwasserwellen. Die Höhe der Aufprallplatte hat so zu sein, dass die ondulierende Welle wirksam gebrochen wird und dabei keine grossen Kolke entstehen. Mit einer Höhe von $s_B = h_c$ und einer Höhenlage t_B/h_c über der Absturzkrone zwischen 0.25 und 0.33 zeigte sich die optimale Wirkung. Die Breite B_b des sich verbreiternden Tosbeckens soll etwa 2b betragen. Die Tosbeckenlänge L_b beträgt $2L_B$, und die Tosbeckentiefe ist $w_b = h_c+w$. Das Quergefälle des trapezförmigen Beckens hat zwischen 1:2 und 1:2.5 zu sein. Der Übergang vom Becken zum Unterwasser soll durch einen Steinwurf vor Auskolkung geschützt werden. Ausführungsdetails gehen aus der Arbeit von Little und Daniel (1982) hervor.

Blocksteinrampen

Ein erster deutscher Beitrag zum Absturz folgte kurz nach dem Krieg durch *Bellina* (1950). Ein Absturz arbeitet optimal, falls sich der *getauchte* Wassersprung nach Bild 1a) einstellt. Die weitere Berechnung basiert jedoch auf Pauschalverlusten, die fragliche Resultate ergeben. Praktische Beispiele von Absturzbauwerken gab *Feuerhake* (1957).

Fanta (1959) unterscheidet bei Bauwerken mit kleineren Absturzhöhen zwischen zwei- und dreidimensionaler Strömung. Bei den ersten findet man im Gegensatz zu den amerikanischen Arbeiten grosse Unsicherheit, Ausdehnung der Resultate auf nicht untersuchte Zustände und pauschale Aussagen, die wenig mit quantitativer Hydraulik gemein haben. Hinsichtlich der dreidimensionalen Strömungen wird der Abfluss in Kanalerweiterungen erklärt und auf die Gefahr der *Randkolke* hingewiesen. Diese lassen sich bei trapezförmigen Becken mit einer Böschungsneigung von 1:2 und durchgehender Bodenbreite deutlich vermindern. Typi-

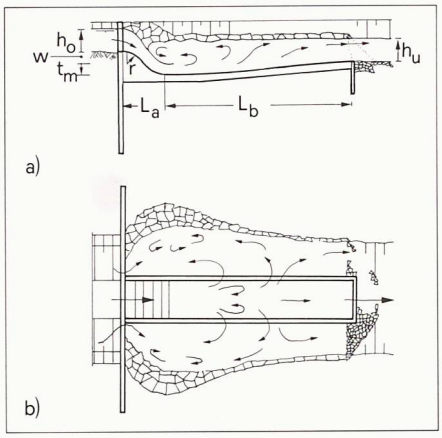

Bild 9. Absturzbauwerk nach Höss (1968), a) Längsschnitt und b) Grundriss

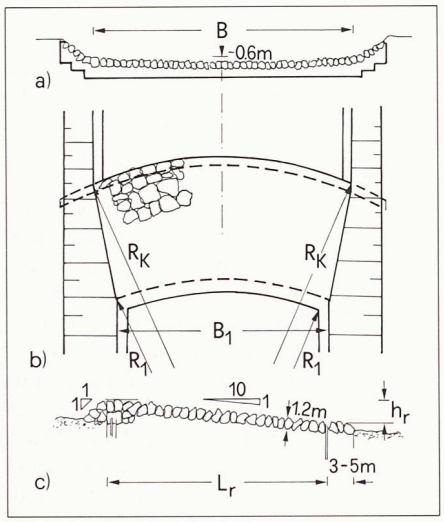

Bild10. Räumlich gekrümmte Sohlrampe nach Schauberger, a) Kronenquerschnitt, b) Grundriss und c) Längsschnitt

sche Kolkschäden wurden von *Gunzelmann* (1963) beschrieben. Er schildert 1966 auch Ausführungsbeispiele, die erfolgreich ausgeführt wurden.

Eine Weiterentwicklung der vorhin beschriebenen Absturzbauwerke stellte *Höss* (1968) vor. Der Absturzquerschnitt besteht aus einem eingeengten, aus Stahl hergestellten *Trapezquerschnitt* (Bild 9), um Erosionsschäden im Zulauf zu verhindern. Als Übergang vom Absturz zum Tosbecken dient ein doppelt gekrümmtes, maximal 45° geneigtes Gerinne. Das Tosbecken selbst ist birnenförmig im Grundriss und muldenförmig im Längsschnitt, wobei die horizontale Sohle durchgezogen wird. Der Übergang vom Tosbecken zum Vorfluter ist durch Wurfsteine ausgekleidet. Höss weist auf den wichtigen Umstand hin, den Absturz um höchstens 80% einzustauen, da sich dann der energiedissipierende Tauchstrahl ausbilde. Somit ist die Absturzhöhe w so zu wählen, dass $(h_u\text{-}w) < 0.8h_o$ befriedigt wird und sich ein Wassersprung am Absturzfuss einstellt.

Hinsichtlich der *Tosbeckenabmessungen* gilt modifiziert nach Fanta (1959) mit w als Absturzhöhe über der Unterwassersohle, h_o als Zuflusswassertiefe und $h_R = h_o+(1/2)w$ als Referenzlänge für

Absturzlänge $L_a = h_o + \frac{3}{2}w = h_R + w,$ (16)

Beckenlänge $L_b = 6.05h_R$ (17)

Muldentiefe $t_m = 0.4h_R$ und (18)

Ausrundungsradius $r = 1.065h_R$. (19)

Schauberger (1973, 1975) schlug anstelle der im Grundriss geradlinigen die *gewölbte* Absturzrampe vor, damit die Seitenkolke reduziert werden. Somit lässt sich ein nahezu prismatischer Querschnitt längs des Absturzes durchziehen und auf die birnenförmige Gestalt verzichten, da nun seitlich Auflandung anstelle von Erosion eintritt. Hydraulisch wird der Abfluss durch das «Bogenwehr» und die um etwa 1:10 geneigte Sohlenrampe auf die Absturzachse konzentriert (Bild 10). Es entsteht ein Unterwasser-Kolk im Achsenbereich. Gleichzeitig ergibt sich seitlich eine Rückströmung mit Anlandungen, die selbst bei unveränderlicher Absturzbreite keine Böschungsbrüche mehr hervorrufen sollen. Die Ausführung lässt sich auch in Flusskrümmungen anwenden durch Drehen des Wehrbogens nach der Innenseite. Diese Sohlenrampen lassen sich bis gut h_R = 3 m Absturzhöhe und knapp B = 70 m Breite erfolgreich einsetzen. Die räumlich gekrümmte Sohlrampe hat die Krümmungsradien R_k = (5/4) B an der Kronenmauer und R_1 = (5/4) B_1 an der Basismauer. Sie sei auf asymmetrische Anströmung empfindlich, weshalb die Abflusskonzentration auf Flussmitte durch niedere Buhnen von rund 0.6 m Höhe u.U. verstärkt werden muss. Die Sohlrampe selbst wird durch rund 1.2 m hohe Blocksteine ausgeführt, deren Schichtung von unten nach oben mit kleiner Rückwärtsneigung durchgeführt wird, um eine Abstützung an die untere Steinreihe zu erhalten. Damit entsteht im Gegensatz zu Betonbauten ein naturnaher Flussverbau, der sich gut in die Landschaft einpasst.

Knauss (1979) versuchte die Blocksteinrampe hydraulisch zu erklären und insbesondere auf den Rauhgerinne-Charakter der Strömung einzugehen. Vorerst wird als Vorteil der Rampe die naturnahe Ausführung hervorgehoben, die jedoch nicht wartungsfrei und nur begrenzt anwendbar ist (falls w ≤ 3 m, q ≤ 9 m³/(sm). Die Blockrampe zeichnet sich aus durch:

- eine Rampenneigung von etwa 1:10,
- einen erforderlichen Steindurchmesser d_s von etwa der mittleren Wassertiefe, also rund d_s = 0.6 m bis 1.2 m
- Krümmung der Krone im Grundriss R_K = (5/4)B mit B als Kronenbreite,
- Kronenanstieg im Querschnitt h_k = 0.3 – 0.6 m,
- Uferböschung im Rampenbereich rund 1:15 und
- Steinwurf im Unterwasser auf einer Länge von 3 bis 5 m.

Folgende Angaben zur Konstruktion sind zu beachten:

- als *Gründung* soll ein tragfähiger und standsicherer Untergrund vorliegen,
- als *Rampe* werden hochgestellte und abriebfeste Steine benötigt, und die verbleibenden Löcher werden mit Steinen (nicht mit Beton) verfüllt,
- als *Rampenkrone* dient eine betonierte Mauer oder eine Spundwand, falls dichter Abschluss erforderlich ist, und
- als *Rampenfuss* wird eine Schienenpilotenreihe verwendet zur Abstützung der untersten Steinreihe.

Nach Knauss (1979) ergibt sich für «Normalabfluss auf Rauhgerinne» als Beziehung für die mittlere Wassertiefe h_m

$$\frac{q}{(8gJ_s h_m^3)^{1/2}} = \log\left[\left(\frac{12}{1.7 + 4.05J_s}\frac{h_m}{d_s}\right)^{3.2}\right]. \quad (20)$$

Um die *Standsicherheit der Rampe* zu gewährleisten, darf der Durchfluss pro Breiteneinheit q folgenden Maximalwert q_{max} nicht überschreiten

$$q_{max} = (1.2 + \frac{0.064}{J_s})(gd_s^3)^{1/2}. \quad (21)$$

Normalabfluss bei Rampen mit J_s = 0.1 stellt sich erst ein, falls die Rampenhöhe $h_r > 1.3d_s$ ist. Dann beträgt die Froude-Zahl am Sprungfuss rund $\mathbf{F}_1$ = 2, wodurch eine Restenergie am Rampenfuss zu dissipieren ist. Der Absturz ist dann frei und hydraulisch wirksam.

Bezeichnet

$$s^* = \frac{h_u\text{-}h_r}{(2/3)h_c} = 2.3\frac{h_u}{h_2} - \frac{h_r}{d_s} \quad (22)$$

den *Einstaugrad* der Rampenkrone, wobei für J_s = 1:10 die Beziehungen $(2/3)h_c = d_s$ und $h_2 = 2.3\ d_s$ gelten, so ist die hydraulisch wirksame Blocksteinrampe gekennzeichnet durch $s^* \leq 1$ (Bild 11a). Die Unterwassertiefe hat dann zwischen $2.3 \leq h_u/d_s \leq 3.3$ zu liegen, und die Energieverlusthöhe beträgt rund $\Delta H = 1.1d_s$. Ohne Eintiefung ist die erforderliche und zu befestigende Tosbeckenlänge $L_b = 11.5d_s$, wobei die Muldenform vorgezogen wird.

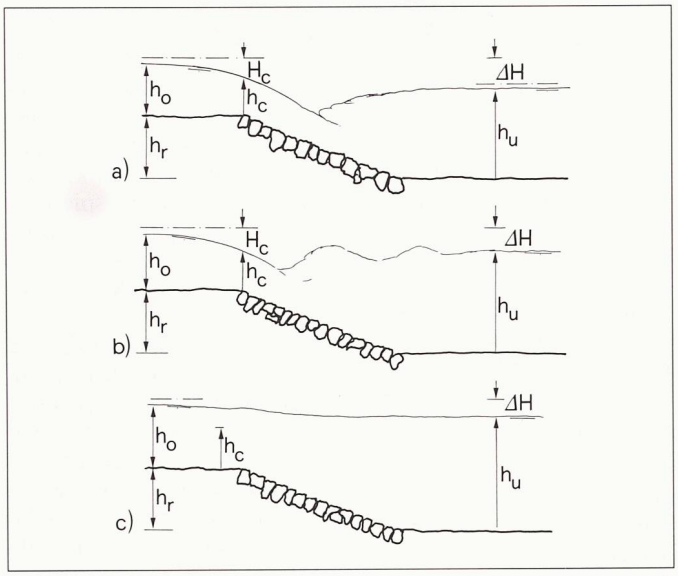

Bild 11. Wichtige Abflusstypen bei Blocksteinrampen nach Knauss (1979), a) mit freiem Wassersprung, b) mit gewelltem Wassersprung und c) durchgehend strömendem Abfluss

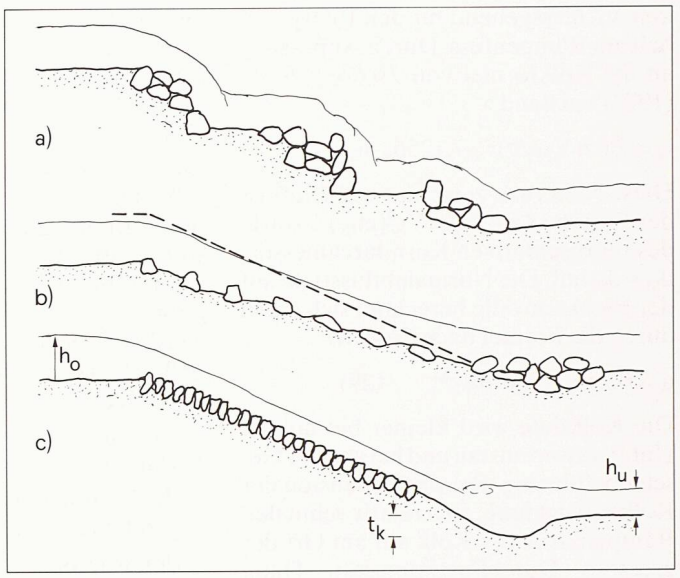

Bild 12. Zerstörungsmechanismen bei Blockschwellen

Hydraulisch weniger wirksam ist die Blocksteinrampe ausgebildet als *Querschwelle,* falls $1 < s^* < 1.5$, da sich dann ein gewellter Wassersprung einstellt. (Bild 11b). Der totale Energieverlust liegt dann im Bereich $0.65 \leq \Delta H/d_s \leq 1.1$. Als *Grundschwelle* wirkt die Rampe bei Energieverlusten im Bereich $0 \leq \Delta H/d_s < 0.65$, dann liegt durchgehend strömender Abfluss vor (Bild 11c).

Die Blocksteinrampe besteht demnach aus drei Elementen, nämlich dem Vorbodenschutz im Zulauf, der eigentlichen Rampe, die eine Mindestlänge von $23d_s$ aufweisen soll, dem Tosbecken von einer Länge $L_b = 7.5d_s$ *mit* Eintiefung von $(1/2)d_s$ und $L_b = 11.5d_s$ *ohne* Eintiefung sowie einem Unterwasserschutz infolge der Oberflächenwellen.

Praktische Erfahrungen zur «Sohlrampe» teilt *Lochner* (1980) mit. Er wies insbesondere auf Ausführungen hin, die kein Tosbecken besitzen und beträchtliche Schäden während Hochwasser erlitten. Auch bestehe ein Unterschied zwischen Ausführungen in Alpengebiet (mit Sedimenttransport) zum bayrischen Hügelland. Als Verbesserungen konstruktiver Art wurden deshalb vorgesehen:

- Aufbau des Rampenkörpers auf 0.5 m starker Filterschicht,
- Spundwände von 5 m Länge am Absturzquerschnitt und 7.5 m Länge am Rampenfuss,
- Reduktion des spezifischen Durchflusses auf 5 m²/s durch Kronenverbreiterung sowie
- Aufweitung des Tosbeckens und Verstärkung durch groben Steinwurf.

Durch diese aufwendige Ausführung dürfte ein Zustand erreicht werden, der nur noch kleine Unterhaltungsarbeiten erfordert. Auf eine ähnliche Feststellung kommt *Knauss* (1981). Auf allgemeinere Aspekte der breiten Blocksteinrampe geht *Platzer* (1983) ein, so insbesondere auf die Energiedissipation und die Unterwasserwellen.

Das Ziel der Arbeit von *Whittaker* und *Jaeggi* (1986) war die Analyse des Zerstörungsmechanismus von Blockschwellen bei Hochwasser und davon Richtlinien zur Bemessung abzuleiten (Bild 12). «Lockere» Blockschwellen können durch Herausreissen von Elementen zerstört werden, während «dichte» Blockschwellen durch Kolkwirkung am Rampenfuss Schaden nehmen. Bei beiden Konstruktionsarten kann durch Auswaschung von Sohlenmaterial eine Positionsveränderung der Blöcke und damit u.U. die Zerstörung eintreten.

Als zulässiger Maximalabfluss q_{max} in Abhängigkeit der Relativdichte $s_r = \rho/\rho_w$ des unter Wasser gewogenen Bettmaterials, des repräsentativen Korndurchmessers d_{65} und des Sohlengefälles J_s erhalten Whittaker und Jaeggi

$$\Phi^* = \frac{q_{max}}{\left[g(s_r-1)d_{65}^3\right]^{1/2}} = 0.257\, J_s^{-7/6}. \quad (23)$$

Diese in der Art eines Shields-Gesetzes formulierte Grenzbeziehung gibt eine Tendenz wieder, die jedoch zudem abhängt von der Art des Einbringens der Blockschwelle. In vielen Fällen sei nicht die direkte Erosion verantwortlich für die Zerstörung, sondern die Interaktion der Blöcke mit dem Untergrundmaterial. Stellt β [t/m²] die Belegungsdichte der Blöcke und D_a der zu den Blöcken äquivalente Kugeldurchmesser dar, so folgt als *Sicherheit gegen Einsinken*

$$\frac{q}{(g\, D_a^3)^{1/2}} \leq 4.75 \left(\frac{(\beta/\rho_w D_a)^{2.35}}{J_s^{1.9}}\right)\left(\frac{d_{65}}{D_a}\right)^2. \quad (24)$$

Der Maximaldurchfluss lässt sich damit steigern durch:

- Vergrössern der Belegungsdichte β,
- Verkleinern des Rampengefälles J_s oder
- Vergrössern des Untergrundmaterials d_{65}.

Bezeichnet d_B die Einbauhöhe der Blockschwelle, so gilt mit n als Porosität die Beziehung

$$\beta = 1.6(s_r-1)(1-n)d_B\rho_w. \quad (25)$$

Mit einer Porosität von $n = 0.3$ und $s_r \simeq 2.65$ wird weiter

$$\beta = 1.85 d_B \rho_w \quad (26)$$

und somit anstelle von Gl. (24)

$$\frac{q}{\left[g d_{65}^3\right]^{1/2}} \leq 20 J_s^{-1.9} \left(\frac{d_B}{D_a}\right)^{2.35} \left(\frac{d_{65}}{D_a}\right)^{1/2}. \quad (27)$$

Daraus folgt eine Erhöhung des Maximalabflusses durch:

- Verkleinerung des äquivalenten Blockdurchmessers D_a,
- Vergrösserung der Schichtdicke d_B,
- Vergrösserung des Untergrundmaterials d_{65} oder
- Verkleinerung des Rampengefälles.

Damit nun ist die Interaktion zwischen Blöcken und Untergrundmaterial hergestellt.

Als direktes Kriterium ist die Stabilität der Schwellen gegen einen *Unterwasserkolk* nachzuweisen. Bei langen Blockschwellen, bei welchen nahezu der Normalabfluss erreicht wird, ist die zugehörige Normalabflussgeschwindig-

keit V_N massgebend für den Energieinhalt am Rampenfuss. Durch Anpassung an die Kolkformel von *Tschopp-Bisaz* (1972) entstand

$$t_k = 2.65(V_N q/g)^{1/2} - 7.125 d_m - h_u. \quad (28)$$

Diese Näherung zeigt klar den Einfluss der Froude-Zahl $\mathbf{F}_N = V_N/(gh_N)^{1/2}$ sowie des repräsentativen Korndurchmessers $d_M \approx d_{90}$ auf. Die Normalabflusstiefe auf der Blockschwelle berechnet sich dabei durch die Formel nach *Strickler*

$$q = 6.7 g^{1/2} J_s^{1/2} h_N^{5/3} d_{65}^{-1/6}. \quad (29)$$

Die Kolktiefe wird kleiner bei hohem Unterwassereinstau und bei starker Geschiebeführung. Bei dreidimensionaler Kolkentwicklung, also relativ schmalen Rampen, tritt der Kolk auf am Ort der grössten Durchflussintensität. Dann soll ein Blockteppich angelegt werden, um diesem Vorgang entgegenzuwirken, wobei die Blöcke mindestens rund zwanzigmal grösser als das Untergrundmaterial sind. Bei stark variablem Unterwasserstand muss die Blockrampe durch eine Spundwand zusätzlich gesichert werden.

Die Arbeit von *Chervet* und *Weiss* (1990) bezieht sich auf «kleine» Bäche, deren Breite also unter 5 m ist. Vorerst werden die Bedingungen (23) und (24) nach Whittaker und Jaeggi graphisch ausgewertet. Beispiele mit Praxisbezug werden dann vorgestellt und durchgerechnet, und als konstruktive Grundsätze werden angeführt:

- eine rauhe Rampenoberfläche ist erwünscht,
- die Rampe muss auf einem tragfähigen Untergrund gebaut sein,
- der Rampenfuss und evtl. die Ufer sind zu sichern,
- auf ästhetisches Aussehen ist zu achten.

Schlussfolgerungen

Sowohl die vertikalen, betonierten Abstürze mit massivem Tosbecken als auch die rampenartigen Blockschwellen lassen sich zur Überwindung von kleinen Gefällstufen einsetzen. Dabei spielt die kritische Wassertiefe die Schlüsselrolle als Bemessungsparameter, sind doch die meisten massgebenden Abmessungen beider Beckentypen mit ihr verbunden. Beide Absturzbauwerke sind heute soweit standardisiert, dass sie im Modellversuch nicht speziell getestet werden müssen. Trotzdem soll bei Anlagen, durch deren Versagen ein grosser Schaden entsteht, der Rat des Wasserbauers eingeholt werden, da er u.U. Schwachpunkte einer Lösung erkennt.

Adresse des Verfassers: Dr. sc. techn. *Willi H. Hager*, dipl. Bauing. ETH, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH-Zentrum, 8092 Zürich

Literatur

Bazin, H. (1898): *L'écoulement en déversoir.* Dunod: Paris.

Bellina, W.K. (1950): Der Entwurf von Abstürzen und Grundschwellen. *«Bautechnik»* 27(3):77–81;27(6):188–191.

Blaisdell F.W., und *Donnelly, C.A.* (1954): The box inlet drop spillway and its outlet. Proc. ASCE, *«Journal Hydraulics Division»* 80(534):1–41; 1955, 81(841)1–2.

Blaisdell, F.W., Hayward, K.M., und *Anderson, C.L.* (1982): Model-prototype scour at Yocona drop structure. ASCE Nat. Conf. *«Applying Research to Hydraulic Practise»* (Jackson, Mi.): 1–9.

Böss, P. (1929): Berechnung der Abflussmengen und der Wasserspiegellage bei Abstürzen und Schwellen unter besonderer Berücksichtigung der dabei auftretenden Zusatzspannungen. *«Wasserkraft und Wasserwirtschaft»* 24(2):13–14; 24(3):28–33.

Chervet, A. und *Weiss, H.W.* (1990): Sohlenstabilisierung mit Blockrampen. «Schweizer Ingenieur und Architekt» 108 (42): 1205–1210.

Donnelly, C.A. und *Blaisdell, F.W.* (1965): Straight drop spillway stilling basin. Proc. ASCE, *«Journal Hydraulics Division»* 91(HY3):101–131; 92(HY1):102–107; 92 (HY4):140–145.

Fanta, K. (1959): Absturzbauwerke in kleineren Flüssen und Bächen. *«Wasserwirtschaft»* 49(1):14–22.

Feuerhake, F. (1957): Sohlenabstürze – Absturzbauwerke. *«Wasser und Boden»* 9 (10): 400–408.

Gunzelmann, F. (1963): Erfahrungen aus der Praxis des Ausbaues von Gewässern. *«Wasser und Boden»* 15(5): 191–193.

Gunzelmann, F. (1966): Blocksteinrampen und Blocksteinsohlabstürze. *«Wasser und Boden» 18(1): 7–9.*

Hite, J.E., und *Daniel, R.C.* (1982): Two stage drop spillways for Tillatoba Creek. ASCE Nat. Conf. *«Applying Research to Hydraulic Practise»* (Jackson, Mi.): 76–85.

Höss, R. (1968): Sohlabsatz mit eingeengtem Überfallquerschnitt und dreidimensional erweitertem Tosbecken. *«Wasser und Boden»* 20(1):15-18.

Keutner, C. (1937a): Die Regelung kleiner Wasserläufe durch Errichtung von Gefällstufen. *«Bautechnik»* 15 (13/14): 173–188.

Keutner, C. (1937b): Die Ausbildung der Gefällbrechpunkte geregelter kleinerer Wasserläufe. *«Bautechnik»* 15 (40/41): 518–533.

Knauss, J. (1979): Flachgeneigte Abstürze, glatte und rauhe Sohlrampen. Bericht *41*, ed H. Blind. Versuchsanstalt für Wasserbau, TU München: München/Obernach.

Knauss. J. (1981): *Neuere Beispiele für Blocksteinrampen an Flachlandflüssen.* Bericht *45*, ed. H. Blind. Versuchsanstalt für Wasserbau, TU München: München/ Obernach.

Little, W.C., und *Murphy, J.B.* (1982): Model study of low drop grade control structures. Proc. ASCE, *«Journal of Hydraulics Division»* 108 (HY10): 1132–1146.

Little, W.C., und *Daniel, R.C.* (1982). Design and construction of low drop structures. ASCE Nat. Conf. *«Applying Research to Hydraulic Practise»* (Jackson, Mi.): 21–31.

Lochner, W. (1980): Erfahrungen bei der Bemessung und der konstruktiven Ausbildung von Sohlrampen, erläutert am Beispiel der niederbayerischen Vils. *«Wasserwirtschaft»* 70(7/8): 251–256.

Maekawa, K. (1972): On the reduction of the stilling basin of the drop in which the sill was placed. *«Trans. Japanese Soc. Irrigation, Drainage and Reclamation Engineering»* JSIDRE 39(1):55–61.

Morris, B.T., und *Johnson, D.C.* (1943): Hydraulic design of drop structures for gully control. «Trans. ASCE» 108:887–940.

Peterka, A.J. (1983): Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators. *«Engineering Monograph»* 25. Bureau of Reclamation, U.S. Dept. Interior: Denver.

Platzer, G. (1983): Die Hydraulik der breiten Blocksteinrampe, Rampenneigung 1:10. *«Bundesanstalt für Wasserbauversuche und hydrometrische Versuche».* Sonderheft. Wien.

Rahmshorn, A. (1932): Die Energievernichtung bei Abstürzen und Schussstrecken in offenen Abwasserkanälen. «Bautechnik» 10(12):139–160.

Rand, W. (1955): Flow geometry at straight drop spillways. Proc. ASCE, *«Journal of Hydraulics Division»* 81 (HY5) Paper 791:1–13; 1956, 82(HY1) Paper 881:57–62; 1956, 82(HY3) Paper 1010:7–9.

Rehbock, T. (1917): Betrachtungen über Abfluss, Stau und Walzenbildung bei fliessenden Gewässern. *Bericht* zuhanden der Generaldirektion der Schweiz. Bundesbahnen: Zürich.

Rice, C.E., und *Kadavy, K.C. (1989):* Scour protection at the straight drop spillway. ASCE Nat. Conf. *«Hydraulic Engineering»* (New Orleans, La.):7–12.

Schauberger, W. (1973): Die räumliche Krümmung von Gefällstufen und Sturzbett-Endschwellen. *«Österreichische Wasserwirtschaft»* 25(5/6):120–124.

Schauberger, W. (1975): Die räumliche Krümmung von Gefällstufen und Sturzbett-Endschwellen. *«Wasser und Boden»* 27(10):265–268.

Whittaker, J. und *Jaeggi, M.* (1986): Blockschwellen. *Mitteilung* 91. Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie VAW, ETH Zürich: Zürich.