

Hochwasserentlastung eines steilen Dorfbaches

Autor(en): **Boes, Robert / Volkart, Peter**

Objektyp: **Article**

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

Band (Jahr): **93 (2001)**

Heft 7-8

PDF erstellt am: **13.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-939906>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Hochwasserentlastung eines steilen Dorfbaches

■ Robert Boes, Peter Volkart

Kurzfassung

Eine Hochwasserentlastung des Dorfbaches mit unterirdischem Abflusskanal soll in Zukunft einen wirksamen Hochwasserschutz für die Gemeinde Spreitenbach AG gewährleisten. Das Trenn- und Einlaufbauwerk wurde in Bezug auf seine hydraulische Effizienz in einem physikalischen Modell an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich untersucht und optimiert. Am Beispiel der Hochwasserentlastung Spreitenbach wird eine für steile, schiesende Gewässer mögliche konstruktive Gestaltung des Verzweigungsbauwerks unter Beachtung der typischen hydraulischen Phänomene und Randbedingungen vorgestellt.

Résumé

Un évacuateur de crue avec canal de fuite souterrain assurera une protection efficace contre les crues du ruisseau traversant la commune de Spreitenbach AG. Le déversoir latéral ainsi que l'ouvrage et d'entrée du canal souterrain ont été optimisés du point de vue hydraulique grâce à un modèle physique réalisé au Laboratoire de Construction Hydrauliques, d'Hydrologie et de Glaciologie (VAW) de l'EPFZ. L'évacuateur de crue de Spreitenbach constitue un exemple constructif d'un organe de décharge pour cours d'eau à forte pente en écoulement torrentiel avec considération des phénomènes hydrauliques et conditions aux limites.

Abstract

A flood discharge concept with an underground storm water channel shall guarantee a safe flood protection of the Spreitenbach AG community in the near future. The diversion and inlet structure was hydraulically tested and optimized in a scale model at the Laboratory of Hydraulics, Hydrology and Glaciology (VAW) of ETH Zurich. The Spreitenbach flood discharge structure exemplifies a design concept of the diversion work in steep, supercritical torrents with consideration of the typical hydraulic phenomena and boundary conditions.

1. Einleitung

Der durch Spreitenbach AG verlaufende Dorfbach entspringt dem Nordhang des Heitersberges, fliesst in Richtung Baugebiet Spreitenbach und vereinigt sich unterhalb mit dem Wilenbach, bevor er via Industriegeleände und SBB-Areal in die Limmat einmündet. Nach heftigen Niederschlägen führte der Dorfbach am 16. Juli 1993 grosse Mengen an Geschiebe und Treibgut mit, welche zur Verklausung des Bachbettes führten. Die daraus resultierenden Überflutungen der Dorfstrasse richteten erhebliche Schäden im Ort Spreitenbach an (Bild 1) und kosteten ein Todesopfer. Die meteorologische Ausnahmesituation war im Zeitraum von etwa 1930 bis 1994 eines von insgesamt vier Extremereignissen, die in Spreitenbach zu Hochwasser führten. Auslöser war ein 100 Minuten langer Gewitterregen über dem Einzugsgebiet mit einer durchschnittlichen Intensität von 23 mm/h, was etwa einem 25-jährlichen Niederschlag entsprach (Zeller et al. 1978). Dies alleine hätte auf Grund der Retentionswirkung des zu 28% bewaldeten, 2,1 km² grossen Einzugsgebietes noch nicht zu den massiven Überschwemmungen im Ortskern geführt, jedoch waren die Böden infolge intensiver Regenfälle so vorgesättigt, dass der Niederschlag grösstenteils direkt zum Abfluss kam. Innerhalb von zehn Tagen waren beispielsweise im benachbarten Dietikon insgesamt 158 mm Niederschlag gefallen, was im langjährigen Mittel nur etwa alle 10 Jahre vorkommt (Zeller et al. 1978). Das Hochwasser von 1993 wurde von der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) rekonstruiert und mit einer Abflussspitze zwischen 9 und 12 m³/s abgeschätzt, woraus sich eine Wiederkehrperiode zwischen 20 und 70 Jahren ergab. Daraufhin wurde ein HQ₁₀₀ = 15 m³/s als Bemessungshochwasser HQ_d des Dorfbaches zugrunde gelegt (VAW 1994).

2. Ausgangslage und Problemstellung

Die heutige Situation führt bei grösseren Hochwassern an mehreren Stellen im Ort zu Ausuferungen des Dorfbaches (Bild 2). Dieser ist zudem weitgehend eingedolt und naturfern gestaltet (Bild 3).

Das erwähnte Hochwasser veranlasste das Baudepartement des Kantons Aargau, Abteilung Landschaft und Gewässer,

den bereits seit längerem geplanten hochwassersicheren Ausbau des Dorfbaches unter Beachtung möglichst naturnaher Bauweisen voranzutreiben. Bereits im September 1992 war eine Planungsgemeinschaft beauftragt worden, eine Gestaltungsstudie für die Dorfbachstrecke in Spreitenbach vom Geschiebesammler Mühli (Bild 2, Querprofil 1) bis zum Kreuzplatz (Bild 2, Querprofil 20/21) auszuarbeiten. Neben dem Hochwasserschutz und ökologischen Gesichtspunkten (Bild 3) sollte auch das Dorfbild im Bereich des Baches neu gestaltet und aufgewertet werden. Unter Berücksichtigung des erwähnten VAW-Berichtes (VAW 1994) wurde im Frühjahr 1996 schliesslich eine von drei Varianten als das geeignetste Projekt zur Weiterbearbeitung in Auftrag gegeben. Diese Variante sieht eine Neugestaltung des Bachlaufes mit einem Entlastungskanal vor (siehe 3). Die VAW wurde daraufhin beauftragt, das zur Hochwasserentlastung (HWE) erforderliche Verzweigungsbauwerk in hydraulischen Modellversuchen zu überprüfen und gegebenenfalls zu optimieren. Angesichts des zu erwartenden stark dreidimensionalen Strömungsbildes am Verzweigungsbauwerk wurden hydraulische Modellversuche als die einzige nachhaltige Lösungsmöglichkeit der geschilderten Problematik angesehen.

3. Hochwasserschutzkonzept

Zur Entlastung von Hochwasserspitzen am Dorfbach Spreitenbach wurde das Konzept der Umleitung durch Verzweigung (Vischer & Huber 1993) gewählt, bei dem der Zufluss Q_Z im Entlastungsbauwerk E aufgeteilt und die Hochwasserspitze Q_E in ein Entlastungsgerinne gelangt, während das Restwasser Q_R im ursprünglichen Bachbett verbleibt. Auf einer Strecke von 353 m (Bild 2, Querprofil 8/9 bis 20/21) verläuft der Entlastungsstollen weitge-



Bild 1. Überflutung der Hauptstrasse in Spreitenbach am 16. Juli 1993, Dorfbach am unteren linken Bildrand.

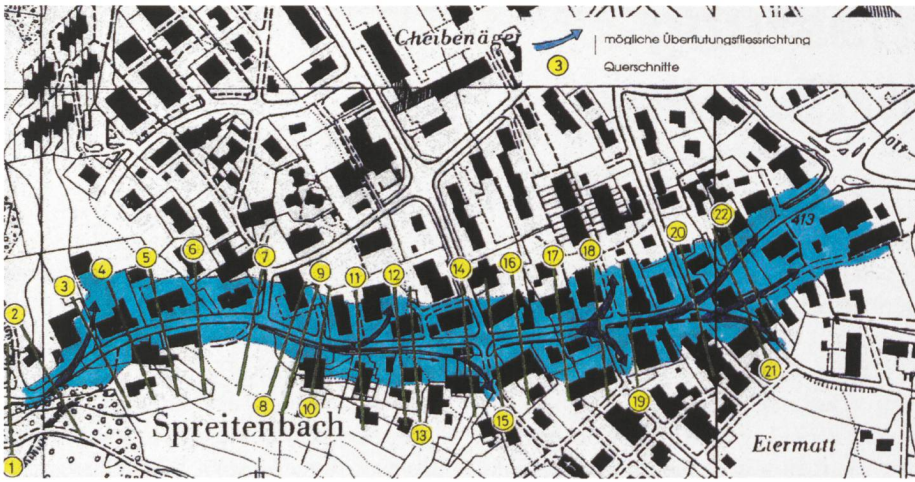


Bild 2. Flutplan vor dem Bau der HWE; die blauen Überflutungsflächen werden mit dem HWE-Konzept (Geschiebesammler bei Querprofil [1], Trennbauwerk bei [8/9], Vereinigungsbauwerk bei [20/21]) wegfallen.

hend unter dem Bachbett. Beim HQ_d sollen 80% entlastet werden, nur ein Fünftel verbleibt im Bachbett, das grösstenteils offen durch den Ort verläuft und im Vereinigungsbauwerk unterhalb des gefährdeten Ortsteils wieder mit dem Entlastungsstollen zusammengeführt wird. Lediglich an Strassenunterführungen und Überfahrten verbleiben Eindolungen.

Auf die Gestaltung des Trennbauwerkes wird in 5 und 6 näher eingegangen. Vom Geschiebesammler bis zum Entlastungsbauwerk (Bild 2, Querprofil 1 bis 8/9) wird das Bachgerinne mittels Profilaufweitung auf den Bemessungsabfluss ausgelegt.

4. Hydraulische Modellversuche

4.1 Ziele

Ziel der Modellversuche war die hydraulische Überprüfung und Optimierung des Trenn- und Einlaufbauwerkes. Es sollte eine hydraulisch funktionsfähige, betriebssichere und sich möglichst gut in die Umgebung einfügende Lösung unter Einhaltung der nachfolgend genannten Randbedingungen erarbeitet werden.

Im Einzelnen wurde ein Bemessungshochwasser $HQ_d = HQ_{100} = 15 \text{ m}^3/\text{s}$ zugrunde gelegt, von dem nach Möglichkeit lediglich $3 \text{ m}^3/\text{s}$, also 20% des Bemessungszuflusses, im Bachgerinne verbleiben sollten. Der durch die HWE zu entlastende Bemessungsdurchfluss beträgt demnach $Q_{d,HWE} = 12 \text{ m}^3/\text{s}$. Auch ein überkritisches Ereignis von $Q_z = 17 \text{ m}^3/\text{s}$ musste noch sicher abgeführt werden können. Die HWE sollte zudem erst ab etwa $Q_z = 0,5 \text{ m}^3/\text{s}$ anspringen.

Wie für Freispiegelströmungen üblich wurde für das physikalische Modell im Massstab 1:10 die Modellähnlichkeit nach Froude angewandt.

4.2 Randbedingungen

Als Randbedingungen waren die Höhenkote des Bachkanaleinlaufes (426,00 m ü.NN) und der linksseitig parallel zum Dorfbach verlaufenden Dorfstrasse (Bild 2) sowie der über das Trennbauwerk führenden Anliegerzufahrt zu berücksichtigen. Wünschenswert war ausserdem ein möglichst grosses Längsgefälle des Entlastungsstollens, damit dieser auf kurzer Strecke unter das Bachgerinne verschwenkt werden kann.

Am oberen Ortsrand von Spreitenbach befindet sich ein Geschiebesammler (Sandfang), der im Zuge des Dorfbachausbaus neu gestaltet wird und einen sicheren Rückhalt von insbesondere bei Hochwasserereignissen anfallendem Geschiebe gewährleisten soll (Bild 2, Querprofil 1). Es ist daher nicht mit nennenswerten Mengen an Geschiebe am ca. 220 m unterstrom liegenden Trennbauwerk zu rechnen, sodass das hydraulische Modell mit fester Sohle und ohne Geschiebezufuhr ausgeführt werden konnte.

Trotz mehrerer enger Strassendurchlässe oberhalb des Geschiebesammlers musste jedoch mit Schwemmholzanfall am Sandfang aus dem bewaldeten Einzugsgebiet des Dorfbachs gerechnet werden. Grösseres Schwemmgut wie Baumstämme und grosse Wurzelstöcke werden allerdings am etwa 4 m breiten Auslauf des Geschiebesammlers oder spätestens am oberstromigen eingedolten Abschnitt (Bild 2, Querprofil 3 bis 6) mit einem Profil $B \times H = 2,0 \times 1,5 \text{ m}$ zurückgehalten. Verklauungsgefahr besteht daher im Wesentlichen durch Schwemmgut, das auf der gut 70 m langen Fliessstrecke zwischen dem Ende der Eindolung und dem Trennbauwerk in den Dorfbach gelangt. Dort ist auf Grund nicht vorhandenen grösseren Baumbestands eher mit Geäst und Wurzelwerk aus der im Rahmen der Bachneugestaltung angelegten Uferbepflanzung zu rechnen.

5. Projektvariante

5.1 Allgemeines

Die ausgewählte Projektvariante sah vor, durch Anordnung eines Verzweigungsbauwerkes eine Aufteilung des Zuflusses des Dorfbaches zu erreichen. Das im Bereich der Anliegerzufahrt eingedolte Bachbett war als Ortbetonkanal mit der Breite $B = 1,20 \text{ m}$ projektiert. Parallel dazu ist ein Entlastungsstollen aus Betonfertigteilen $B \times H = 2,10 \times 1,20 \text{ m}$ vorgesehen. Die provisorischen Sohlenkoten lagen bei 426,00 m ü.NN für den Ortbetonkanal und bei 426,40 m für die HWE. Als Abgangsgefälle für den Entlastungsstollen waren 85‰ geplant, um auf möglichst kurzer Strecke unter das Bachgerinne zu verschwenken. Die Längsneigung des Bachkanals war mit 22‰ deutlich flacher und in etwa dem Strassengefälle angepasst (Bild 4). Die projektierte Variante ordnete eine schräg zum Gerinne verlaufende Überströmschwelle auf 426,41 m als eigentliches Trennbauwerk an, die für Niederwasser den Zufluss zunächst dem Bachgerinne zuleitet. Erst mit steigender Beaufschlagung wird die Schwelle zusätzlich in Richtung Entlastungskanal überströmt.

5.2 Versuchsergebnisse

Wie in Bild 5 zu erkennen, weist das Streichwehr der Projektvariante eine ungenügende Trenncharakteristik auf. Bereits ab einem



Bild 3. Blick in Fliessrichtung des Dorfbaches Spreitenbach im Ist-Zustand auf die künftige Lage des Einlaufbauwerkes. Im Zuge der hochwassersicheren Umgestaltung werden das Gewässer wo möglich aufgeweitet und die Ufer mit Böschungen und Bepflanzung naturnah gestaltet.

Zufluss von etwa $Q_Z = 4,6 \text{ m}^3/\text{s}$ wird der im Bachgerinne gewünschte maximale Durchfluss von $Q_{\text{Bach}} = 3 \text{ m}^3/\text{s}$ überschritten. Bis zum Maximalzufluss von $Q_Z = 17 \text{ m}^3/\text{s}$ fliesst stets mehr Wasser durch den Bachkanal als den Entlastungsstollen ab. Der Grund für die geringe Entlastungskapazität des Streichwehres liegt in der durch das starke Sohlgefälle von durchschnittlich 64‰ bedingten hochschiessenden Anströmung mit Geschwindigkeiten von bis zu $v = 7 \text{ m/s}$ bzw. Froudezahlen $Fr = v/(g \cdot h)^{1/2} > 2,5$, mit g als Erdbeschleunigung und h als mittlere Fliesstiefe.

Dadurch schiesst der grösste Teil des Zuflusses unmittelbar in Richtung Bachgerinne, und nur ein kleinerer Teil gelangt über die vertikale, scharfkantige Überfallkrone in den 0,4 m höher gelegenen Entlastungsstollen. Klassische Streichwehrformeln dürfen bei diesen Zuströmbedingungen nicht mehr angewandt werden.

Die grossen Fließgeschwindigkeiten beim Aufprall des Wassers auf den 0,34 m breiten Trennpfeiler zwischen den beiden Kanälen führen ausserdem zu hohen Stosswellen, die bei Hochwasser deutlich über das Strassenniveau (ca. Kote 428 m im Bereich Anliegerzufahrt) schwappen. Dies erforderte Schutzmauern (inkl. Freibord) von etwa 2 m über dem Strassenniveau. Die Energielinie verläuft bei HQ_d gar auf etwa 429,25 m.

6. Lösungsvariante

6.1 Allgemeines

Obwohl sich bei schiessender Zuströmung grundsätzlich ein Tirolerwehr bzw. eine Bodenöffnung als Entnahmebauwerk anbietet, wird im vorliegenden Projekt eine Seitenentnahme bevorzugt, da die Bodenöffnung ein kompliziertes und teures Verschwenken des HWE-Kanals unter das Bachbett erfordert hätte. Jedoch muss bedacht werden, dass Streichwehre zuverlässig nur bei strömendem oder allenfalls leicht schiessendem Zufluss funktionieren, da hoch schiessender Abfluss zur Ausbildung eines hydraulischen Wechselsprunges im Bereich der Streichkante führt und einen nur geringen seitlichen Abfluss bewirkt (Taubmann 1971, Volkart 1983, Hager 1995, Bollrich 1996). Deshalb wurde die Energielinie der Anströmung durch Absturz und Energieumwandlungsbauwerk zunächst auf ein weitgehend strömendes Niveau gebracht.

Die vorgeschlagene Lösungsvariante (Bild 6) besteht aus einem Absturzbauwerk (①) mit anschliessendem Tosbecken (②) zur Umwandlung der grossen vorhandenen hydraulischen Energie und zur Reduzierung der Anströmgeschwindigkeiten auf das eigentli-

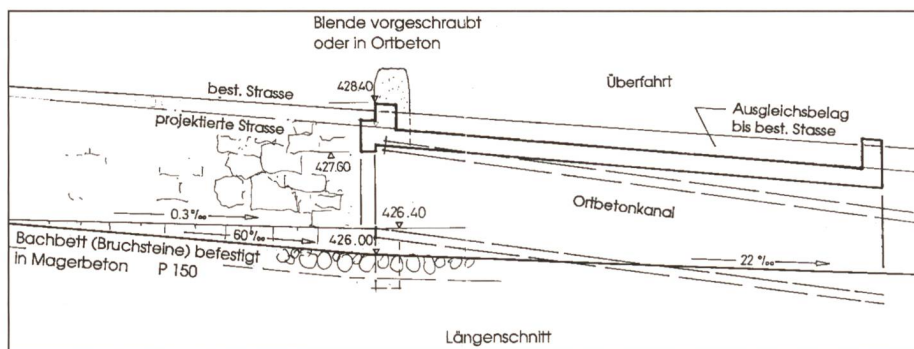


Bild 4. Längsschnitt durch das Verzweigungsbauwerk der Projektvariante.

che Trennbauwerk in Form eines rundkronigen Streichwehres (⑤). Zur lokalen Fließstiefenerhöhung im Bereich des Streichwehres wird die Anordnung einer Buhne (④) am gegenüberliegenden Ufer empfohlen, was den Entlastungsabfluss vergrössert. Ein strömungsgünstig ausgebildeter Trennpfeiler (⑥) verbessert die Anströmung auf die beiden Kanaleinläufe, den Bachkanal (⑧) sowie den Entlastungsstollen (⑨). Ersterer wird durch eine voreinstellbare Schütze (⑦) auf $3 \text{ m}^3/\text{s}$ bei HQ_d gedrosselt, während Letzterer gegenüber der ursprünglichen Projektvariante abgesenkt und ausgerundet wird. Beides bewirkt eine signifikant erhöhte «Schluckfähigkeit», und die tiefere Einlaufhöhenkote ermöglicht zudem eine kürzerer Abwicklungslänge bis zum Verschwenken des Entlastungsstollens unter das Niveau des Bachgerinnes. Um das Überschwappen von Wellen auf die Dorfstrasse beim überkritischen $HQ = 17 \text{ m}^3/\text{s}$ zu vermeiden, wird eine Hochwasser-Schutzmauer (③) entlang der parallel zum Dorfbach verlaufenden Dorfstrasse sowie der rechtwinklig abzweigenden Anliegerzufahrt oberhalb des Einlaufbauwerkes angeordnet. Näheres kann ausserdem dem Grundriss der Lösungsvariante entnommen werden (Bild 7). Im Folgenden werden die Versuchsergebnisse bezüglich Trenncharakteristik und Verklauungsgefahr sowie die Einzelbauwerke beschrieben und erläutert.

6.2 Trenncharakteristik

Die vorgeschlagene Lösungsvariante ermöglicht die Einhaltung der unter 4.1 genannten Ziele bezüglich der Trenncharakteristik unter Berücksichtigung der gegebenen Randbedingungen. Wie Bild 5 zu entnehmen ist, springt die HWE bei $Q_Z \approx 0,55 \text{ m}^3/\text{s}$ an. Beim Bemessungshochwasser fließen lediglich ca. $3,1 \text{ m}^3/\text{s}$ durch das Bachgerinne ab, was nur mit einer Drosselung des Einlaufquerschnitts durch ein Schützenorgan erreicht werden kann (siehe 6.7). Ein Vergleich mit der Projektvariante (5.2) verdeutlicht die grosse Kapazitätssteigerung des Entlastungsstollens (Bild 5).

6.3 Absturzbauwerk

Das Absturzbauwerk (Bilder 6 und 8) weist eine Absturzhöhe von total $w = 3,10 \text{ m}$ bis zur unterstromigen Tosbeckensohle (Kote 425,08 m) auf. Die effektive Absturzhöhe variiert je nach Unterwasserstand zwischen $w_{\text{eff}} = 1,98 \text{ m}$ bei Niedrigwasser mit $Q \approx 0,1 \text{ m}^3/\text{s}$ über $w_{\text{eff}} = 0,58 \text{ m}$ bei $Q_d = 15 \text{ m}^3/\text{s}$ bis $w_{\text{eff}} = 0,35 \text{ m}$ bei $Q = 17 \text{ m}^3/\text{s}$.

Um bei den an vielen Tagen im Jahr, insbesondere im Sommer, vorliegenden Niedrigwasserabflüssen die effektive Absturzhöhe optisch zu verringern, wird der Absturz in sechs unterschiedlich grosse Treppeinstufen untergliedert, über die das Wasser wie bei einer natürlichen Kaskade fällt (sog.

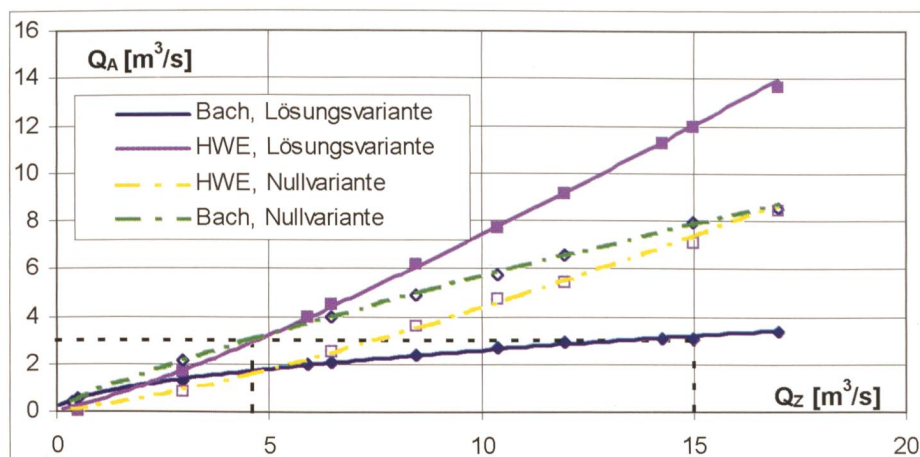


Bild 5. Trenncharakteristik des Streichwehres der Projektvariante und der Lösungsvariante.

Kaskadenabfluss) und sich mit Sauerstoff anreichert (Bild 8a, Boes 2000).

Erst ab $Q \approx 2,5 \text{ m}^3/\text{s}$ überspringt der Wasserstrahl die Stufen komplett und trifft direkt auf das Wasserpolster des eingestauten Tosbeckens auf (Bild 8b). Dies vermeidet unzulässig grosse dynamische Drücke auf den Kaskadenstufen bei grösseren Abflüssen. Letztere können daher aus in Beton verlegten Wasserbausteinen naturnah gestaltet werden.

Beim Absturzbauwerk ist auf eine ausreichende Belüftung des Überfallstrahls zu achten, um eine Unterdruckbildung unterhalb des Strahls zu vermeiden. Andernfalls bestünde die Gefahr eines oszillierenden Wasserstrahls, was eine Lärmbelästigung mit tiefen Schallfrequenzen nach sich ziehen könnte.

Die Belüftung wird dadurch erreicht, dass die obersten Stufen über die rechte seitliche Böschungsberandung reichen (Bild 7, ①) und somit Luft auch bei mittleren und grossen Abflüssen von der rechten Seite unter den Abflussstrahl gelangt (Bild 8b).

6.4 Tosbecken

Zur Umwandlung der hydraulischen Energie der hochturbulenten, schiessenden Zuflussströmung ist unterhalb des Absturzes ein Energieumwandlungsbauwerk in Form eines knapp 9 m langen, eingestauten Tosbeckens vorgesehen. Der Einstau wird durch Anordnung einer 0,95 m hohen Endschwelle am Tosbeckeneinde erreicht (Bilder 6 und 7). Dadurch trifft der Absturzstrahl stets auf ein in seiner Tiefe je nach Durchfluss variables Wasserpolster (siehe 6.3), wo es infolge Verwirbelungen und Rückströmungen zu einer signifikanten Energiedissipation kommt. Das Wasserkissen verringert teilweise die hydrodynamischen Drücke auf die Tosbeckensohle.

Dennoch wird bei der vorhandenen Absturzhöhe von total über 3 m die Ausführung in Beton mit Steinplattenauskleidung empfohlen, um Auskolkungen, insbesondere im Strahlaufprallbereich, zu verhindern.

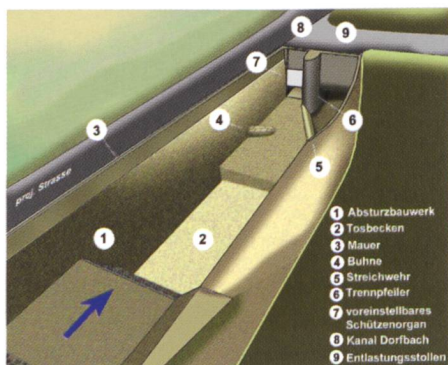


Bild 6. Schematische Ansicht der Lösungsvariante.

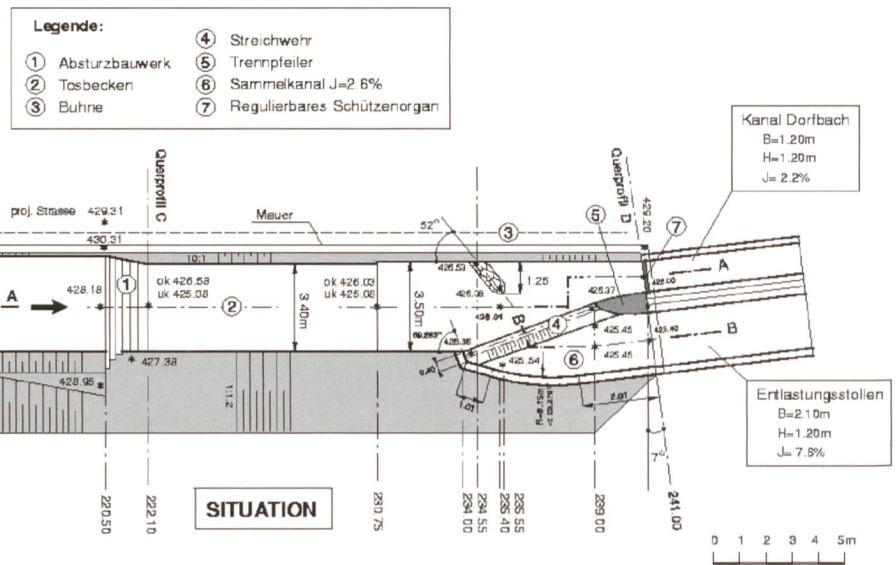


Bild 7. Grundriss der Lösungsvariante (Längsprofile B-B siehe Bild 11, Querprofil D siehe Bild 12).

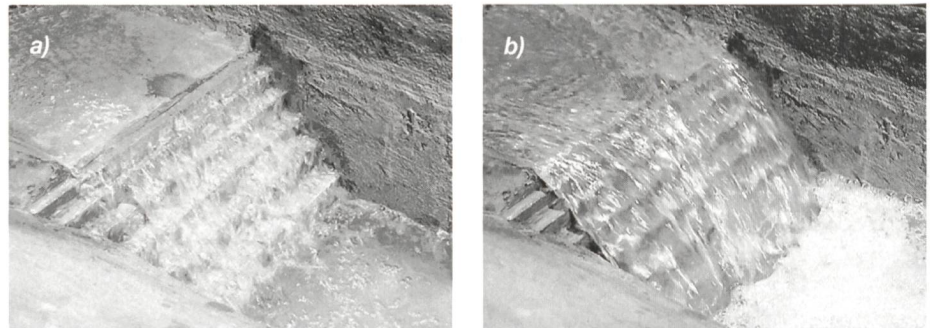


Bild 8. Absturzbauwerk bei a) $Q = 0,2 \text{ m}^3/\text{s}$, b) $Q = 3,0 \text{ m}^3/\text{s}$.

Die Untersuchung von verschiedenen Tosbeckeneinbauten wie Störkörper, Endschwelle und auf die Endschwelle aufgesetzte Zahnreihe zeigte, dass diese im vorliegenden Fall keinen wesentlichen Einfluss auf die Energiedissipation und damit auf die Tosbeckenlänge haben. Lediglich in Bezug auf die Sohlgeschwindigkeiten unterstrom des Tosbeckens erweist sich eine aufgesetzte Zahnreihe mit einem Verbauungsgrad von ca. 50% als die Variante mit den geringsten sohlnahen Fließgeschwindigkeiten in einer Entfernung von 1,5 m unterstrom der Endschwelle. Ein Abfluss von $Q = 10,4 \text{ m}^3/\text{s}$, bei dem unterstrom des Tosbeckens noch leicht schiessender Abfluss herrschte, erwies sich dabei als der kritische Durchfluss bezüglich Sohlgeschwindigkeiten. Auf Grund der gemessenen sohlnahen Geschwindigkeiten wird zwischen Tosbeckeneinbauten und Einlaufbauwerk eine Sohlpflasterung mit in Beton eingelegten Bruchsteinen gemäss der Projektvariante empfohlen. Die Zahnreihe sollte mit grossen, verankerten naturnahen Blocksteinen gestaltet werden.

6.5 Streichwehr und Sammelkanal

Das Streichwehr stellt das eigentliche Trennbauwerk dar, welches den Abfluss in einen

im Bachgerinne verbleibenden Restwasserdurchfluss und einen über die HWE entlasteten Anteil aufteilt (Bild 9). Auf Grund des schräg zur Hauptflussrichtung angeordneten Grundrisses (Bilder 7 und 10a) handelt es sich um ein so genanntes schiefes Streichwehr. Dies ermöglicht bei sonst gleichen Randbedingungen einen höheren Entlastungsabfluss gegenüber geraden Streichwehren wegen der grösseren Fließstiefen infolge der Bachverengung am Streichwehrende. Zudem ist die seitliche Entlastungsverteilung gleichmässiger (Hager 1995). Die Höhenkote der Streichwehr-Überfallkante, die ein Längsgefälle von etwa 4‰ aufweist, ist gegenüber der Nullvariante nahezu unverändert. Die Streichwehrrhöhen über Bachgerinnesohle betragen ca. 0,37 m bei einer Gesamtlänge von 5,25 m.

Bei etwa einem Drittel der Streichwehrlänge ist an dem gegenüberliegenden linken Ufer eine deklinante Buhne angeordnet (Bild 9). Die gut 1,5 m lange und bis 0,5 m hohe Buhne verbessert wegen der Inklination in Fließrichtung nicht etwa die Anströmung auf das Trennbauwerk, sondern sie bewirkt eine lokale Einengung des Querschnitts und damit eine Erhöhung der Fließstiefen (Weber et al. 2000), sodass der Abfluss über das Streich-

wehr gegenüber einer Lösung ohne Buhne leicht gesteigert werden kann.

Im Unterschied zur Nullvariante ist die Wehrkrone beim Lösungsvorschlag ausgerundet ($R = 0,15 \text{ m}$), an das Kronenprofil schliesst sich ein ca. $1,1 \text{ m}$ langer, $1:0,53$ geneigter Wehrrücken an (Bild 11). Dieser mündet auf dem um ca. $2,6\%$ längsgeneigten Sammelkanal, der das ausgeleitete Wasser dem Entlastungsstollen zuführt (Bilder 7, ⑥, 9 und 11).

6.6 Einlauf Entlastungsstollen

Der Entlastungsstollen (Bilder 6 und 7) wird gegenüber der Nullvariante um $1,0 \text{ m}$ tiefer angeordnet, was neben dem hydraulischen Vorteil der grösseren Druckhöhe und eines deutlich höheren Q_{HWE} ausserdem eine kürzere Längenentwicklung bis zum Verschwenken unter das Bachgerinne mit sich bringt, nämlich nur etwa $\frac{2}{3}$ der ursprünglichen Länge.

Ab einem Hochwasserzufluss von $Q_Z \approx 14,3 \text{ m}^3/\text{s}$ bzw. $Q_{\text{HWE}} \approx 11,3 \text{ m}^3/\text{s}$ kommt es am Einlauf zum Entlastungsstollen zu einem Rückstau und Einstau des Sammelkanals sowie des Streichwehres. Der Abfluss durch die HWE schlägt dann an der oberen Stollenwand an, und es findet ein typischer Schützenabfluss statt. Da das Sohlgefälle grösser als das kritische Gefälle ist, also $I_s > I_c$ mit $I_c = v_c^2 / (k_{\text{St}}^2 R_{\text{hy,c}}^{4/3})$, kommt es jedoch selbst bei Unterwassereinstau nie zum Druckabfluss im Stollen. Dabei sind v_c die Grenzgeschwindigkeit und $R_{\text{hy,c}}$ der kritische hydraulische Radius, die jeweils durch Einsetzen der kritischen Fliesstiefe erhalten werden, und k_{St} ist der Rauheitsbeiwert nach Manning-Strickler. Das vorhandene Sohlgefälle von $I_s = 0,076$ liegt beispielsweise beim Bemessungszufluss von $Q_Z = Q_d = 15 \text{ m}^3/\text{s}$ deutlich über dem Grenzgefälle von $I_c = 0,005$ für $Q_{\text{HWE}} = 11,95 \text{ m}^3/\text{s}$ bei Annahme eines für Betonrohre typischen Strickler-Beiwertes von $k_{\text{St}} = 75 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (Bollrich 1996) bzw. einer äquivalenten Sandrauheit von $k = 1,5 \text{ mm}$.

Um die Energieverluste am Einlauf in den Entlastungsstollen möglichst klein zu halten (Reinauer et al. 1994), wurde der Einlauf mit einer ebenen Ausrundung von $R = H_{\text{HWE}} = 1,2 \text{ m}$ versehen (Bild 11), mit H_{HWE} als Höhe des HWE-Kanals. Dadurch kann die «Schluckfähigkeit» des Entlastungsstollens gegenüber einem scharfkantigen Einlauf deutlich heraufgesetzt werden.

Die Ausrundung bringt eine Steigerung des Durchflusses von rund 30% beim Bemessungsabfluss. Gleichzeitig wird die Gefahr des Verklausens von allfällig transportierten Feststoffen und Geschwemmsel erheblich verringert.

Unmittelbar unterstrom der Einlaufausrundung, im Bereich der Anliegerzufahrt, wurde eine Stollenbelüftung in Form eines Rohres mit einem Durchmesser von $D = 0,8 \text{ m}$ angeordnet (Bild 11), was einem Belüftungsquerschnitt von etwa 20% des Stollenquerschnitts entspricht. Die Be- und Entlüftungsleitung soll u.a. unzulässige Unterdrücke im Stollen unterbinden, die vor allem bei hohen Fließgeschwindigkeiten sowie im Falle eines Zuschlagens des Stollens auftreten können, bei dem die Luftzufuhr durch den Kanal von unterstrom unterbunden ist. Die Gefahr des Zuschlagens tritt besonders bei leicht überkritischem Abfluss mit Froudezahlen bis etwa $1,7$ auf (Vischer 1993). Auf Grund des grossen Längsgefälles von $7,6\%$ herrscht jedoch schon nach kurzer Einlaufstrecke im HWE-Kanal stets eindeutiges Schiessen mit $Fr > 2$, sodass ein Zuschlagen des Stollens, was zu pulsierendem Abfluss und dadurch zu baulichen Schäden führen kann, unterstrom des Einlaufbauwerkes nicht beobachtet werden konnte.

Für eine ausreichende Stollenbelüftung sprechen jedoch neben der Vermeidung von Pulsationen auch die relativ hohen Fließgeschwindigkeiten im Stollen, die bereits kurz unterhalb des Einlaufes bis gut 14 m/s betragen und damit zu Unterdrücken führen könnten. Auf Grund der niedrigen gemessenen

Luftgeschwindigkeiten im Belüftungsrohr von maximal $3,5 \text{ m/s}$ selbst bei Einstau des HWE-Stollens und damit Unterbindung der Luftzufuhr von unterstrom wurde letztendlich eine Belüftungsleitung mit $D = 0,6 \text{ m}$ als ausreichend erachtet. Der Belüftungsquerschnitt beträgt dann ca. 11% des Stollenquerschnitts.

6.7 Einlauf in den Bachkanal

Der Einlaufquerschnitt des Bachkanals wird gegenüber der Nullvariante ($B \times H = 1,2 \times 1,6 \text{ m}$ gemäss Detailplan Bauprojekt 96) mittels einer Schütze auf eine Querschnittsfläche von $B \times H = 1,2 \times 0,8 \text{ m}$ halbiert (Bilder 12 und 10a). Dadurch wird gewährleistet, dass beim HQ_d nur noch etwa $3 \text{ m}^3/\text{s}$ gemäss den Zielsetzungen (siehe 4.1) durch das Bachgerinne abfliessen (Bild 5). Die Einlaufkote bleibt unverändert auf $426,0 \text{ m ü.NN}$.

Das Schützenorgan sollte voreinstellbar ausgeführt werden, z.B. in Form einer einfachen Gleitschütze, um etwaige zukünftige Änderungen der hydraulischen Randbedingungen berücksichtigen zu können. Die Schütze bietet weiterhin den Vorteil, für Revisionszwecke als Absperrorgan zu dienen.

Zwischen Bachkanal und Entlastungsstollen wird ein $0,8 \text{ m}$ breiter, strömungsgünstig geformter Trennpfeiler in Form einer Korbbogengeometrie angeordnet (Bilder 6, ⑥ und 7, ⑤), der in Verbindung mit dem Sammelkanal eine eher axiale Zuströmung auf den Entlastungsstollen bewirkt und die Stosswellen im Einlaufbereich deutlich reduziert (Bild 10b).

6.8 Hochwasser-Schutzmauer

Für grosse Hochwasserabflüsse liegen die Wellenaufbau- und Energiehöhen im Bereich des Trenn- und Einlaufbauwerkes z.T. über den Höhenkoten der projektierten Dorfstrasse und Anliegerzufahrt. Dies bedeutet, dass dort Hochwasser-Schutzmauern erforderlich sind, um bei Hochwasserereignissen ein Überschwappen des Wassers auf die

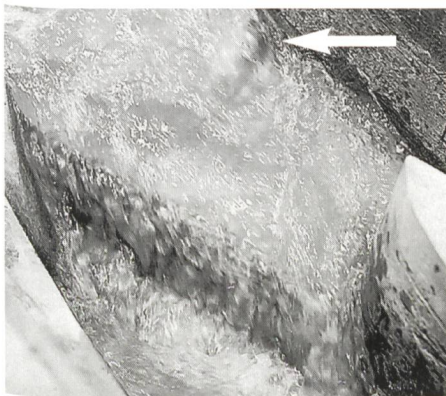


Bild 9. Streichwehr sowie überströmte Buhne mit Fließwechsel (←) für $Q_Z = 6,5 \text{ m}^3/\text{s}$, Blick gegen Fließrichtung.

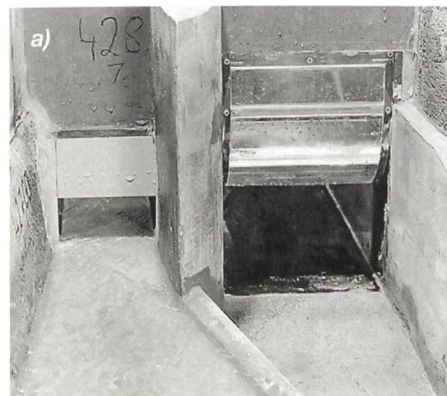


Bild 10. Lösungsvariante: Einlauf in den Bachkanal (links) bzw. den Entlastungsstollen (rechts) für $Q_Z = a) 0,5 \text{ m}^3/\text{s}$, $b) 17,0 \text{ m}^3/\text{s}$.

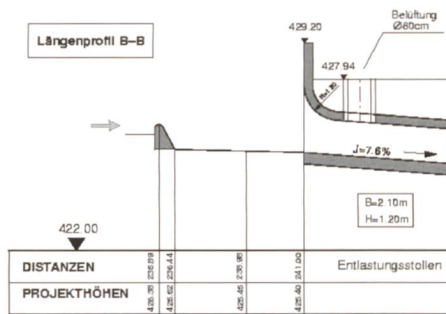


Bild 11. Längsprofil B-B (Grundriss siehe Bild 7) durch das Streichwehr, den Sammelkanal und den HWE-Einlauf.

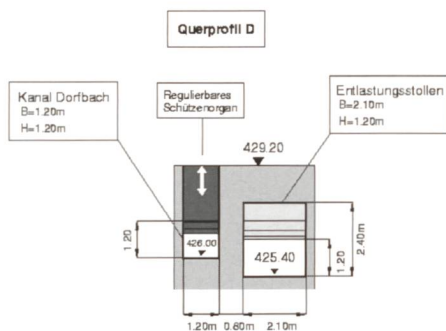


Bild 12. Querprofil D (Grundriss siehe Bild 7) des Einlaufbauwerkes in den Bachkanal (links) sowie in den Entlastungsstollen (rechts).



Bild 13. Schwemmholz im Tosbecken bei $Q_z = 3,0 \text{ m}^3/\text{s}$.

Dorfstrasse und Zufahrt zu vermeiden. Unter Berücksichtigung eines erforderlichen Freibords von mindestens 0,5 m, das den Wellenschlag und einen Sicherheitszuschlag beinhaltet, wird empfohlen, die Koten der Maueroberkanten im Bereich der Zufahrt auf 429,20 m ü.NN festzulegen. Von dort können die Schutzwände bis oberstrom des Absturzbauwerkes geführt werden (Bilder 6, 3 und 7). Am Einlauf zum Bachkanal schwappen lediglich beim überkritischen Ereignis von $Q_z = 17,0 \text{ m}^3/\text{s}$ einige Wellen über die HW-Schutzwand, während das Freibord bei H_{Q_d} fast 1,0 m beträgt.

6.9 Verklausungsgefahr

Wie in 4.2 erwähnt, muss mit beschränktem Schwemmholzanfall aus der Zuflussstrecke

zum Trenn- und Entlastungsbauwerk gerechnet werden. Da grössere Baumstämme oberstrom zurückgehalten werden, sind Äste, Wurzelwerk und kleine Stämme der Uferbepflanzung die relevanten Bemessungshölzer. Aus diesem Grunde wurden Versuche mit Schwemmhölzern bis zu gut 3 m Länge (Naturmassstab) durchgeführt.

Die Untersuchungen zeigten eindeutig eine geringe Verklausungsgefahr trotz der Verkleinerung des Einlaufquerschnitts zum Bachkanal. Die Walzenbildung im Tosbecken sorgt für eine Verweilzeit des ankommenden Treibholzes von einigen Sekunden bis Minuten (Bild 13). Dadurch findet selbst beim gleichzeitigen Zufluss von grossen Schwemmholzmengen eine Art Zwischenspeicherung im Energieumwandlungsbauwerk statt, sodass Hölzer das Tosbecken nur einzeln von Zeit zu Zeit verlassen und zum Trennbauwerk gelangen. Dort werden sie für kleine Abflüsse in der Regel durch den Bachkanal stromab befördert.

Für mittlere und grosse Abflüsse hingegen wird das Treibholz über das Streichwehr in den Entlastungsstollen geschwemmt. Da die Baumstämme insbesondere bei grossen Abflüssen meist in Fliessrichtung ausgerichtet und damit gefahrlos durch die Strömung weitertransportiert werden, sind kleine Hochwasser die kritischen Abflusszustände hinsichtlich Verklausungsrisiko. Jedoch wurde selbst beim Verklemmen von Baumstämmen am Trennpfeiler kein unzulässiger Rückstau oder gar eine nennenswerte Beeinträchtigung der Abflusskapazität festgestellt.

7. Schlussfolgerungen

Am Beispiel der Hochwasserentlastung Dorfbach Spreitenbach wurde erneut sichtbar, dass in kleinen Einzugsgebieten oft kurze Starkniederschläge Auslöser von Überschwemmungen sind. Als Hochwasserschutzkonzept bietet sich häufig eine Umleitung durch Verzweigung an, bei der die Hochwasserspitze durch einen Entlastungskanal abgeführt wird und unterhalb des gefährdeten Gebietes wieder mit dem Vorfluter vereinigt wird. Ein ausreichender Geschiebe- und Schwemmholzurückhalt vor der Verzweigung ist deshalb sicherzustellen. Streichwehre sind bei stark schiessender Anströmung als Trennbauwerke ungeeignet, weshalb durch Energieumwandlung strömender Zufluss erzeugt werden sollte. Bühnen können durch lokale Fliesstiefenerhöhung den Entlastungsabfluss leicht steigern. Durch Abrundungen an Einlaufbauwerken lässt sich eine signifikant grössere Abflusskapazität schaffen, ausserdem sinkt die Verklausungsgefahr. Am Beginn von längeren Stollen sollte immer eine ausreichende Belüftung angeordnet werden,

um unliebsame Pulsationen und Druckstösse zu vermeiden. Schliesslich kann auf Grund einer Art «Retentionsfunktion» von Tosbecken in Bezug auf angeschwemmtes Treibholz die Verklausungsgefahr an Verzweigungsbauwerken verringert werden.

Dank

Die Verfasser danken den Vertretern der Sektion Wasserbau, Baudepartement Aargau, Aarau, für die fruchtbare Zusammenarbeit bei der Auftragsdurchführung an der VAW. Weiterhin wird die Erstellung der Konstruktionspläne durch Herrn W. Thüring, CAD und Grafik VAW, herzlich verdankt.

Literatur

- Boes, R. (2000): Zweiphasenströmung und Energieumsetzung an Grosskaskaden. Dissertation. Mitteilung Nr. 166, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich.
- Bollrich, G. (1996): Technische Hydromechanik I. Verlag für Bauwesen: Berlin.
- Hager, W. H. (1995): Abwasserhydraulik. Springer-Verlag: Berlin.
- Reinauer, R., Müller, D., & Filippini, L. (1994): Die Hydraulik eines Entlastungsbauwerkes. «wasser, energie, luft» 86(11/12): 354–358.
- Taubmann, K.-C. (1971): Strömungsvorgänge an Freispiegelkanal-Verzweigungen am Beispiel des Regenüberlaufes. Dissertation. Mitteilung Nr. 1, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich.
- VAW (1994). Das Hochwasser vom 16. Juli 1993 in Spreitenbach. VAW-Bericht Nr. 4071/50, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich.
- Vischer, D. L. (1993): Das Zu- und Aufschlagen eines geschlossenen Kanals. gwf – Wasser/Abwasser 134(8): 492–497.
- Vischer, D., & Huber, A. (1993): Wasserbau. Springer-Verlag, 5. Auflage: Berlin, Heidelberg.
- Volkart, P. (1983): Spatially varied flow over short side-weirs in channels of circular shape. Proc. 20th IAHR Congress, Moskau, Thema D(b): 519–526.
- Weber, M., Roth, M., & Hermann, F. (2000): Der Einfluss von Bühnen auf die Hydraulik, die Flussmorphologie und den Geschiebetransport. «wasser, energie, luft» 92(5/6): 125–130.
- Zeller, J., Geiger, R., & Röthlisberger, G. (1978): Starkniederschläge des schweizerischen Alpen- und Alpenrandgebietes, Bd. 3. Eidgenössische Anstalt für das forstliche Versuchswesen: Birmensdorf.

Anschrift der Verfasser

Dr. sc. techn. Dipl.-Ing. Robert Boes, E-Mail: boes@vaw.baug.ethz.ch

Dr. sc. techn. dipl. Bau-Ing. ETH Peter Volkart, E-mail: volkart@vaw.baug.ethz.ch

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH-Zentrum, CH-8092 Zürich.