Versuchsanstalt für Wasserbau
Hydrologie und Glaziologie
der Eidgenössischen
Technischen Hochschule Zürich

Mitteilungen 227



Internationales Symposium

WASSER- UND FLUSSBAU IM ALPENRAUM

25.-27. Juni 2014 in Zürich

Band 1

Wasserkraft und Gewässerrenaturierung

Zürich, 2014

Herausgeber: Prof. Dr. Robert Boes



Internationales Symposium

Wasser- und Flussbau im Alpenraum

25.-27. Juni 2014 in Zürich

Band 1

Wasserkraft und Gewässerrenaturierung

Veranstalter:

ETH zürich — Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich

In Zusammenarbeit mit:

TU Graz — Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität Graz

Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München

Wissenschaftliches Komitee:

Prof. Dr. R.M. Boes (Vorsitz)	Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich
Prof. Dr. W.H. Hager	Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich
Prof. em. Dr. H.-E. Minor	Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich
Prof. Dr. M. Aufleger	Institut für Infrastruktur, AB Wasserbau, Universität Innsbruck
Prof. Dr. P. Rutschmann	Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München
Prof. Dr. A.J. Schleiss	Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH), EPF Lausanne
Prof. Dr. G. Zenz	Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität Graz

Organisations-Komitee:

Dr. C. Volz D. Addor C. Auer	Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich

Herausgeber:

Prof. Dr. R.M. Boes

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie,
ETH Zürich

CH-8093 Zürich

Tel.: +41 44 632 40 91

Fax.: +41 44 632 11 92

E-Mail: info@vaw.baug.ethz.ch

Vorwort

Dieser zweiteilige Tagungsband beinhaltet die Fachbeiträge des Symposiums „Wasser- und Flussbau im Alpenraum“ vom 25. bis 27. Juni 2014 in Zürich. Das Symposium gliedert sich in die traditionelle Veranstaltungsreihe der Wasserbauinstitute der Technischen Universität Graz, der Technischen Universität München und der ETH Zürich ein, welche dieses Jahr auf eine 30-jährige Geschichte zurückblickt und mittlerweile von der dritten Professorengeneration weitergeführt wird. Trotz oder gerade wegen der Tendenzen in der heutigen akademischen Welt zu englischsprachigen Veranstaltungen sehe ich einen wichtigen Beitrag dieses deutschsprachigen Symposiums darin, den Austausch zwischen Wissenschaft und Ingenieurpraxis in Wirtschaft und Verwaltung in den deutschsprachigen Alpenländern zu fördern. Sonst laufen wir Gefahr, vor lauter Globalisierung und Streben nach internationaler und interkontinentaler Vernetzung die Bedürfnisse und Anforderungen unserer nächsten Umgebung zu vernachlässigen.

Der Titel des Symposiums verweist auf den geografischen Tätigkeitsschwerpunkt der veranstaltenden Institute, welcher im Wasser- und Flussbau besondere Randbedingungen mit sich bringt, notabene hohe Feststoff- und Schwimmstofffrachten in unseren Gewässern. Diese stellen wiederum spezielle Herausforderungen auf den Gebieten der klassischen Tätigkeitsfelder Wasserkraft, Hochwasserschutz und Fliessgewässerrenaturierung dar, die mehr und mehr in den Fokus rücken. Zu nennen sind hier insbesondere die im Schweizer Gewässerschutzgesetz geforderte Herstellung der Geschiebedurchgängigkeit und die Umgestaltung von Flüssen und Bächen – oft im Zusammenhang mit Hochwasserschutzmassnahmen – hin zu einer naturnäheren Morphologie, aber auch der zunehmend schwierige Umgang mit Feststoffen an Speichern und Fassungen der Wasserkraftwerke. Letztere erfahren im Zuge der beabsichtigten Energiewende eine zunehmende Bedeutung, stellen sie doch im Alpenraum die auf lange Sicht mit Abstand wichtigste erneuerbare Energiequelle zur Stromerzeugung dar.

Mein besonderer Dank gilt an dieser Stelle allen, die zum Gelingen dieses Symposiums beigetragen haben: allen Autoren und Referenten, den Sessionsleitern und Mitgliedern des wissenschaftlichen Komitees, allen Mitwirkenden bei der Vorbereitung und Durchführung, vor allem Dr. Christian Volz als Leiter des Organisationskomitees, und allen unseren Sponsoren für ihre hochgeschätzte grosszügige Unterstützung.

Zürich, im Juni 2014 Prof. Dr. Robert Boes

Sponsoren



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Bundesamt für Umwelt BAFU

Bundesamt für Energie BFE



Arbeits-
gemeinschaft
Alpine
Wasserkraft



Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband
Association suisse pour l'aménagement des eaux
Associazione svizzera di economia delle acque

PÖYRY



Internationale Rheinregulierung

ewz
Die Energie

Basler & Hofmann



Kanton Zürich
Baudirektion
Amt für Abfall, Wasser,
Energie und Luft

TK CONSULT AG

FLOW-3D
FLOW Science DEUTSCHLAND

Inhaltsverzeichnis

Band 1 – VAW Mitteilung 227

Wasserkraft

Einleitung

Strobl T. 3

Wasserkraft – Utopische und mögliche Projekte

The use of hydro power – Utopia and realistic Projects

Wasserkraft 1

Gabl R., Matzke C., Birkner F., Neuner J., Aufleger M. 17

Bestimmung des lokalen Verlustbeiwertes anhand von zwei unterschiedlichen Modellaufbauten

Investigation of local head loss coefficient of an asymmetric orifice based on two different scale model test concepts

Goldgruber M., Shariari S., Zenz G. 29

Dynamische Wasser-Struktur-Interaktion einer Bogenstaumauer mit unterschiedlichen numerischen Ansätzen

Dynamical fluid structure interaction of an arch dam with different numerical approaches

Schefer R., Lutz N., Lais A. 41

FM Mauvoisin – Hydraulische Modellversuche zu Wasserverlusten am Überlauf Corbassière

FM Mauvoisin – Hydraulic model investigation on water losses at overflow weir Corbassière

Pfister M., Schleiss A.J. 51

Hydraulische Bemessung des Klaviertastenwehrs

Hydraulic design of Piano Key Weirs

Balestra A. 63

Hydraulische Bemessung von Skisprüngen unter Berücksichtigung des Zuflussgefälles

Chute slope at flip buckets: Hydraulic considerations

Šulc J., Stara V., Žoužela M., Špano M. 75

Hydraulische Modellversuche von Entlastungsanlagen ausgewählter Talsperren in der Tschechischen Republik

Hydraulic research of emergency structures of dams in the Czech Republic

Brommundt J., Stahl H., Ihly T., Peter S.J. 85

Neubau des PSW Nant de Drance: Erfassen und Bewerten der Einflüsse auf die bestehende Bogenstaumauer Emosson

Construction of PSP Nant de Drance: Monitoring and evaluation of impacts on the existing double-curved Arch Dam Emosson

Hagmann M., Albayrak I., Boes R.M. 97

Untersuchung verschleissfester Materialien im Wasserbau mit in-situ-Geschiebetransportmessung

Investigation of wear-resistant materials at hydraulic structures: In-situ measurements of sediment transport and invert abrasion

Wasserkraft 2

Richter W., Vereide K., Schneider J., Knoblauch H., Lia L., Zenz G. 109

Druckluftwasserschlösser für alpine Hochdruckwasserkraftanlagen

Air cushion chambers for Alpine high-head hydropower plants

Arnason A., Heyer G. 121

Innovative Blockrampenfassung an der Landquart bei Küblis, Schweiz

The Landquart block ramp water intake: An innovative and eco-friendly design for hydro power development in the Swiss Alps

Straßer K.-H., Rehm H. 135

Instandsetzung Mittlerer Isar Kanal Unterwassereinbau Kanalabdichtung

Rehabilitation Mittlerer Isar Canal: Underwater installation new lining

Auel C., Albayrak I., Boes R.M. 147

Laborversuche über die Partikelbewegung in schiessendem Abfluss

Laboratory experiments on particle motion in supercritical flows

Wörndl M., Matzke C., Gems B., Mayer R., Mitteregger K., Aufleger M. 157

Modell KW Tumpen-Habichen: Anforderungen an Konzept und Betrieb eines alpinen Ausleitungskraftwerks

Model KW Tumpen-Habichen: Conceptual and operational requirements of an Alpine diversion plant

Geiger F., Sepp A., Rutschmann P. 169

Prototypanlage Schachtkraftwerk – Konzept Mehrschachtanlage

Prototype Hydro Shaft power plant

Felix D., Albayrak I., Boes R.M. 183

Variation des Feinsedimentgehalts im Triebwasser infolge Speicherstollenbewirtschaftung

Variation of suspended sediment load in a penstock due to operation of a storage tunnel

Diggelmann P., Schmidiger R., Sierotzki K. 195

Xayaburi Hydropower Project – Reservoir sediment management

Band 1 – VAW Mitteilung 227

Gewässerrenaturierung

Gewässerrenaturierung 1

Yao W., Bui M.D., Rutschmann P. 207

Application of habitat and population modeling in river management

Gostner W., Spechtenhauser M., Hecher P. 217

**Dem Fischrückgang auf der Spur:
Hydromorphologische Untersuchungen an einem Fallbeispiel in Südtirol**

Investigating causes for fish biomass reduction:
A case study with hydromorphological analysis at a stream in South Tyrol

Böttcher H., Brinkmeier B., Aufleger M. 227

Der Seilrechen als neues Fischschutzkonzept – Untersuchung der technischen Machbarkeit

Fish protection facilities. The Flexible Fish Fence – A technical feasibility study

Schweizer S., Schmidlin S., Bieri M., Büsser P., Maire A., Meyer M., Monney J., Rouge M., Schläppi S., Schneider M., Stalder P., Theiler Q., Tonolla D., Tuhtan J., Wächter K. 237

Die erste Schwallsanierung der Schweiz: Die Hasliaare als Fallbeispiel

Concrete measures to mitigate the effects of hydropeaking:
The Hasliaare as a first case study in Switzerland

Corbe S., Heilig J., Hollenstein R. 251

Dimensionierung und Optimierung eines Fischpasses mittels hochaufgelöster 2D-Modellierung

Dimensioning and optimization of a fishway by high-resolution 2D modeling

Albayrak I., Kriewitz C.R., Boes R.M. 261

Downstream fish passage technologies: Experiences on the Columbia and Snake Rivers, USA

Schutzsysteme für den Fischabstieg: Erfahrungen vom Columbia und
Snake River, USA

Kriewitz C.R., Albayrak I., Boes R.M. 273

Hydraulische Modellversuche zum Fischabstieg an grossen Flusskraftwerken

Hydraulic model investigation on downstream fish migration at
large river hydro powerplants

Cuchet M., Rutschmann P. 283

Laboruntersuchungen zu Fischschutz und Fischabstieg an geneigten Rechen

Investigations of fish protection and downstream migration at inclined screens

Grünzner M., Rutschmann P. 295

Large Eddy Simulation – Ein Beitrag zur Auflösung turbulenter Strömungsstrukturen in technischen Fischaufstiegshilfen

LES – Resolving turbulent flow in technical fish bypasses

Bui M.D., Abdelaziz S., Rutschmann P. 305

Numerische Untersuchung zur Verbesserung des Geschiebehaushalts und Fischhabitats im Hochrhein

Numerical study on the improvement of the bed-load transport and fish habitat in the High Rhine River

Gewässerrenaturierung 2

Berchtold T., Vetsch D., Weitbrecht V., Boes R.M. 321

Aspekte zur Simulation von Geschiebetransport in kompakten Gerinnen

Aspects of bed-load transport simulation in narrow open channels

Dähler M., Speerli J. 333

Aufgelöste Blockrampen in Kurven – Erfahrungen aus Theorie und Praxis

Unstructured block ramps in river bends – A pilot study and experiences from the field

Schneider J., Barbas T., Harb G., Redtenbacher M., Stangl J., Sass O. 343

Beurteilung des Sedimenttransports in alpinem Einzugsgebiet (ClimCatch)

Appraisal of sediment transport in an Alpine catchment (ClimCatch)

Rickenmann D., Wyss C.R., Turowski J.M., Weitbrecht V., Boes R.M. 355

Geschiebemessungen mit Geophonsensoren: Ableitung der Kalibrierfunktion durch Messungen im Feld und Labor

Bed-load transport measurements with geophone sensors: establishing a calibration function by field and flume measurements

Grünzner M., Rutschmann P. 367

Large Eddy Simulation und physikalisches Modell einer gleichförmig rauen Rinne

LES and physical model test of a uniform rough flume

Nackler K., Gober H. 379

$\mathrm{N}Q_t$ ist kein absolutes Muss! Moderate Restwasseranpassung unter Einhaltung der gesetzlichen Vorgaben

Minimum water flow ($\mathrm{N}Q_t$) – Not an absolute must! Moderate residual water adjustment by legal compliance

Detert M., Weitbrecht V. 389

Oberflächen-PIV aus Helikopteraufnahmen

Surface PIV based on recordings from a helicopter

Hostmann M., Roulier C., Paccaud G. 399

Raumbedarf für die natürlichen Funktionen beim Alpenrhein

Space required for natural functions in and around the Alpine Rhine River

Hengl M., Eder A., Rubey W., Schwingshandl A., Müllebner B. 411

Untersuchungen zu Erosionsprozessen an Fließgewässern im Löss

Investigation on fluvial erosion processes in Loess

Band 2 – VAW Mitteilung 228

Naturgefahren

Einleitung

Willi H.P 423

Umsetzung des Integralen Risikomanagements (IRM) im Hochwasserschutz – Wo stehen wir in der Schweiz?
Implementation of the integrated risk management (IRM) for flood protection – Where do we stand in Switzerland?

Naturgefahren 1

Mani P., Liener S., Caduff U. 433

Gefahrenhinweiskarte Überflutung – Methodik und Anwendung
Inundation Index Map – Methodology and implementation

Meyer J., Rimböck A. 443

GIS basierter Ansatz zur Abschätzung des Schwemmholzpotenzials in Wildbächen
GIS based method to estimate woody debris potential in torrents

Berger C., Ulrich M., Lauber G., Speerli J. 453

Hochwasserschutz Illgraben: Ausleitbauwerk für grosse Murgänge
Flood protection Illgraben: Deflection structure for large debris flows

Nussle D., Zimmermann M., Hollenstein R., Ritler S. 463

Integrales Schutzkonzept Vitznauer Bäche
Integrated protection concept for the Vitznau torrents

Elsener Metz J., Schneider A., Willi C., Stocker S., Angst R., Rauber M., Schulthess J. 473

Kosteneffiziente Schutzmassnahmen basierend auf Risikokarten
Cost-efficient flood protection measures based on risk maps

Hartlieb A. 485

Maßgebende Parameter für den Aufstau durch Schwemmholzverklausungen
Decisive parameters for backwater effects caused by floating debris jams

Liener S., Dobmann J. 495

Massnahmenplanung bei Murgängen mit dem Modell MURDIS
Planning of protection measures in mountain torrents using the debris flow model MURDIS

Autenrieth M., Hollenstein R. 505

Massnahmenplan Naturgefahren (MANAGE)
Action plan for integrated natural hazards management

Friedl F., Weitbrecht V. 515

Schwemmholzrückhalt Kleine Schliere

Driftwood retention Kleine Schliere

Schmocker L., Schmidt M., Hochstrasser H., Detert M., Weitbrecht V. 527

Schwemmholzrückhalt Sihl

Driftwood retention structure Sihl River

Naturgefahren 2

Hinkelammert F., Weitbrecht V., Boes R.M. 541

Die Sihl-Durchlässe am Hauptbahnhof Zürich im hydraulischen Modellversuch

Laboratory experiments on the Sihl River culverts at Zurich main station

Schmocker L., Detert M., Marti C., Huber A., Billeter P., Weitbrecht V. 553

Hochwasserentlastungsstollen Sihl

Spillway tunnel Sihl River

Inderwildi A., Ruf W., Bezzola G.R. 565

Hochwassermanagement und Seeregulierungen

Flood management and lake control

Marti C., Oplatka M., Scapozza C. 577

Hochwasserschutz Sihl - Zürichsee - Limmat

Flood protection Sihl - Lake Zurich - Limmat

Haider S., Walder S., Federspiel M. 591

Hochwasserschutz Tiroler Unterinntal – Kompensation der entfallenden Retention

Flood protection in the Lower Inn Valley in Tyrol – Compensation of retention reduction

Hitz O.M., Amacher M., Künzi R., Schwab S. 603

Hochwasserschutz und wasserbauliche Planung im Wandel der Zeit: Beispiel Gryfenbach (Lauterbrunnen)

Times are a changing in flood protection and planning: The Gryfenbach example

Baumann M., Gall R., Raschle T. 615

Thur Plus – Das Thurrichtprojekt für den Hochwasserschutz im Thurgauer Thurtal

Thur Plus – Flood protection at Thurgauer Thurtal

Schenk D., Schatzmann M., Meng A., Schälchli U. 629

Zukunft Alpenrhein – Definition Freibord und Überlastfall

Alpine Rhine project – Definition of freeboard and concepts to manage the extreme event

Naturgefahren 3

Kokai G., Weiß M., Zanker K. 645

Auflassung entbehrlicher Sperrenbauwerke in einem Wildbacheinzugsgebiet – Ein integrales Sanierungskonzept

Abandonment of dispensable check dams in a torrential catchment – An integral concept of analysis and maintenance

Stauder F., Rimböck A. 659

Historisch gewachsene Wildbachschutzsysteme – Fit für die Zukunft?

Historically grown torrent control systems – Fit for the future?

Carstensen D., Rudolf A., Sattler R., Heß M., Vollweiler T. 671

Hochwasserrückhaltebecken Wippra – Wasserbauliche Modellversuche

Flood control reservoir Wippra – Physical modeling

Fuchs H., Hager W.H. 681

Impulswellen und deren Ufer-Interaktion

Impulse waves and their shore interaction

Ehrbar D., Eder M., Lang U., Vetsch D. 693

Simulation des Sedimenttransports in der Rheinvorstreckung und im Bodensee im Rahmen des Projekts Rhesi

Simulation of sediment transport in the Rheinvorstreckung and in the Lake Constance within the project Rhesi

Zünd B., Yousaf R. 705

Trennbauwerk des Hochwasserrückhalteraums Hegmatten, Winterthur

Flow separation/diversion structure of flood retention basin Hegmatten, Winterthur

Peter S.J., Siviglia A., Boes R.M. 715

Unsicherheiten bei der Modellierung von Erddammbrüchen und deren Auswirkung auf die Flutwellenberechnung

Uncertainties in modeling of earthen dam breach processes and their impact on flood wave calculations

Farshi D., Job D., Trösch J., Faust B. 725

Untersuchung des Feststofftransports bei Extremereignissen mit einem 2D-Mehrkornmodell

Investigation of sediment transport effect during an extreme flood event using a 2D multi-grain model

Bettler M., Herzog B., Lanz M., Speerli J. 735

Vergleich einer numerischen und hydraulischen Modellierung am Beispiel der Geschiebedotierstrecke Aare Innertkirchen

A comparison of numerical and hydraulic model studies of sediment retaining structures in the River Aare, Canton of Bern

Braito S., Rimböck A. 745

Wildbachhydrologie in Bayern – Entwicklung eines Standardverfahrens

Torrent hydrology in Bavaria – Development of a standard method



Wir machen uns stark für eine umweltgerechte und stabile Stromversorgung!

Arbeitsgemeinschaft
Alpine Wasserkraft e. V.

Weitere Informationen
zur AGAW und zu
unseren Partnern unter
www.alpine-wasserkraft.com

Arbeitsgemeinschaft
Alpine Wasserkraft

Konzept: www.modus-vm.de



- **Werden Sie Mitglied beim Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband**
- **Abonnieren Sie unsere Fachzeitschrift «Wasser Energie Luft»**
- **Bestellen Sie unsere Verbandsschriften**
- **Näheres finden Sie unter: www.swv.ch**

- **Devenez membre de l'Association suisse pour l'aménagement des eaux**
- **Abonnez notre revue technique «Eau énergie air»**
- **Commandez nos publications**
- **Pour plus de détails: www.swv.ch**

Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband
Association suisse pour l'aménagement des eaux
Associazione svizzera di economia delle acque



Wasserbau im Dienst von Mensch und Natur

In kaum einer anderen Ingenieursdisziplin stossen Ökologie und Raumanspruch des Menschen so direkt aufeinander wie im Wasserbau. Wir suchen Lösungen, die beiden Anforderungen gerecht werden. Dafür haben wir alle Kompetenzen unter einem Dach: von der Hydrometrie über Simulationen bis zur Umsetzung von Schutzmassnahmen und Renaturierungen. Mit ganzheitlichem Denken schaffen wir Räume zum Leben.





www.baslerhofmann.ch

Basler & Hofmann

Ingenieurdienstleistungen

$$\int_{\text{Real Estate}}^{\text{Qualität}} \frac{\text{Verkehr}^{\text{Umwelt}} + \text{Energie}^{\text{Wasserkraft}}}{\log(\text{Gebäudetechnik}) \cdot \xi + 1} \, d\xi$$

$$= \sum_{N=\text{Engineering}}^{\text{Consulting}}$$

Pöyry · N¹ { Ihre Formel **für Erfolg** }





Aus Elektrowatt wurde Pöyry – Ein starkes Ingenieurunternehmen mit Tradition, schweizerischer Ingenieurskunst und der Kraft der weltweit tätigen finnischen Pöyry-Gruppe mit 6500 Mitarbeitenden.

PÖYRY

Engineering balanced sustainability™

www.poyry.ch

Wasserkraft 1

Sessionsleiter



Prof. Dr. R.M. Boes
ETH Zürich

Wasserkraft – Utopische und mögliche Projekte

The use of hydro power – Utopia and realistic projects

Theodor Strobl

Kurzfassung

Die ferne Zukunft ist für uns Menschen – und damit auch für Ingenieure nur begrenzt vorhersehbar. Aber wir sollen und müssen uns Gedanken über diese Zukunft machen, wir müssen voraus denken und dabei Probleme analysieren und dafür auch Lösungen suchen. Utopien wurden Realität oder ein zunächst gangbarer Weg entpuppte sich bei näherem Hinsehen als Utopie. An Hand von realisierten, möglichen und utopischen Projekten soll die Wechselwirkung von Utopie und Realität in Abhängigkeit von Zeit und Gesellschaft aufgezeigt werden.

Abstract

Future is not predictable. But at least scientific engineers are obliged in research of the needs of the society in the future. For these activities sometimes dreams about today unthinkable solutions are necessary. These dreams may also be called utopia. In this paper some examples are presented of how utopia were transferred in reality and also contrary how definite plans of hydro power are going to become utopia by changing boundary conditions of the community spirit.

1 Die Utopie im Licht der Philosophen

Ernst Bloch (1885 – 1977) ist der Philosoph der „konkreten Utopien“, der Tagträume, des Prinzips der Hoffnungen. Im Zentrum seines Denkens steht der über sich hinausdenkende Mensch. Das Bewusstsein des Menschen ist nicht nur das Produkt seines Seins, es ist vielmehr mit „Überschuss“ ausgestattet. Dieser „Überschuss“ findet seinen Ausdruck in den sozialen, ökonomischen, religiösen und, so möchte ich einfügen, in den technischen Utopien. In diesem Zusammenhang hat Ernst Bloch folgende Aussagen gemacht:

„*Wenn wir zu hoffen aufhören, kommt, was wir befürchten, bestimmt.*“ und

„*Man muss ins Gelingen verliebt sein, nicht ins Scheitern.“*

In diesem Verständnis der Utopie sollen auch nachfolgende Beispiele aus der Wasserkraft und dem Wasserbau verstanden werden, die zeitweise oder bis heute einer technischen Utopie zugerechnet werden. Ein frühes Beispiel für eine Utopie ist der 1869 erschiene Roman von Jule Verne „Zwanzigtausend Meter unterm Meer“. Schon 50 Jahre später war die Utopie Wirklichkeit geworden.

2 Die Utopie der Verbindung von Europa mit Afrika – Atlantropa

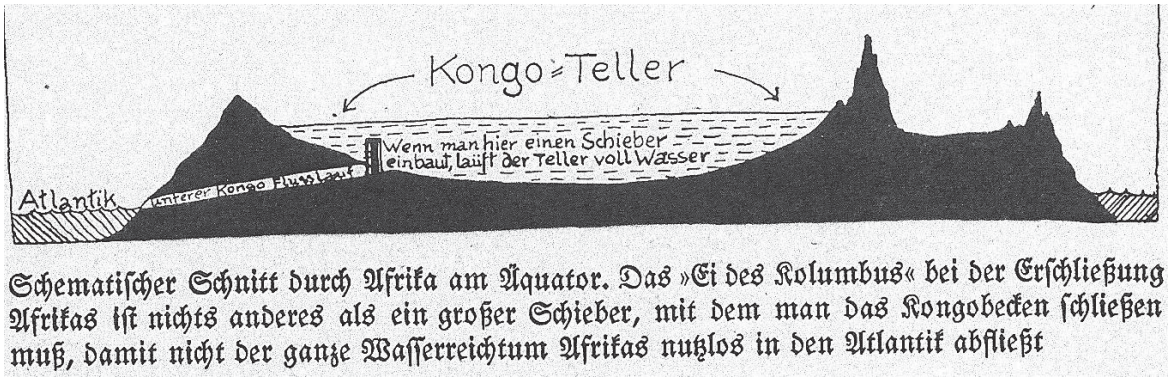
Atlantropa sollte Europa mit Afrika im Hinblick auf die Energieversorgung und die Infrastruktur verbinden. Durch den Bau von Staumauern sollte dabei der Zufluss aus dem Atlantik und dem Schwarzen Meer in das Mittelmeer unterbunden werden. Durch die Verdunstung würde dann im Mittelmeer der Wasserspiegel um 100 m im westlichen und 200 m im östlichen Teil absinken. Wasserkraft, Landgewinnung und neue Verkehrsverbindungen zwischen Europa und Afrika wären das Ergebnis dieses utopisch anmutenden Projektes.

Anfang der 20-er Jahre des letzten Jahrhunderts begann der Münchner Architekt Hermann Sörgel zusammen mit dem Schweizer Ingenieur Bruno Siegwart die Planung des Staudamms Atlantropa an der Meerenge von Gibraltar. Der Fuß des Staudammes wäre ca. 2,5 km breit gewesen; seine Höhe hätte ca. 300 m betragen (Sörgel 1931).

Das Projekt hätte wertvolles Neuland, Lebensraum und Arbeitsplätze geschaffen und elektrische Energie mit einer Leistung von über 300 GW für ganz Europa geliefert. Nach den Erfahrungen des ersten Weltkrieges sollten durch dieses über mehrere Generationen laufende Großprojekt die Schaffenskräfte der euro-

päischen Völker positiv gebündelt und dadurch neuerliche kriegerische Auseinandersetzungen in Europa vermieden werden.

Wie groß die Technikgläubigkeit in den 30-er Jahren des letzten Jahrhundert war zeigt ein Zitat aus dem Buch „Das Neue Universum“ von 1936: „*Die technischen Probleme Atlantropa, die seit zehn Jahren von etwa vierzig Spezialfachleuten bearbeitet werden, sind lösbar*“. Hier verschwimmen die Grenzen zwischen Utopie und realer Möglichkeit. Dies gilt vor allem auch für ein weiteres Projekt von Herr Sörgel, den Aufstau des Kongos in Zentralafrika. Hierzu ein Zitat aus oben genanntem Buch: „*Die riesigen Kräfte, die im Kongo schlummern – 240 Mio. PS (*= 180 GW!*) können durch Bildung von Binnenmeeren in Zentralafrika ausgenutzt werden.*“ In Abb. 1 ist diese Idee dargestellt. In jüngster Zeit sind ganz konkrete Pläne vorhanden, den Unterlauf des Kongos zwischen Kinshasa und der Meeresmündung für die Wasserkraft mit 80 GW Leistung zu nutzen. Die Utopie wird nach 100 Jahren Wirklichkeit?



Schematiſcher Schnitt durch Afrika am Äquator. Das »Ei des Kolumbus« bei der Erſchließung Afrikas iſt nichts anderes als ein großer Schieber, mit dem man das Kongobecken ſchließen muß, damit nicht der ganze Waſſerreichtum Afrikas nutzlos in den Atlantik abfließt

Abb. 1: Wasserkraftnutzung durch Aufstau des Kongo nach Sörgel (Das Neue Universum 1936)

Im Zusammenhang mit dieser Planung könnte auch das Projekt „Desertec“ gesehen werden, mit dem durch die Nutzung der Sonnenenergie in Nordafrika Europa mit Strom versorgt werden soll. Dabei würde eine Fläche von 500×500 km^2 ausreichen, den Weltstrombedarf zu decken. Ist dies eine Utopie, die vielleicht in wenigen Jahrzehnten ebenfalls Wirklichkeit werden könnte?

3 Von der Utopie zur Wirklichkeit

Wie im letzten Abschnitt bereits angedeutet, kann aus Utopien auch eine Wirklichkeit werden. Dies gilt beispielsweise für das Walchensee Kraftwerk bei Kochel in Bayern. Oscar von Miller, der weltweit bekannte bayerische Wasserkraftpionier, hatte Ende des 19. Jahrhunderts die Idee, die Isar bei Krün in den Walchensee auszuleiten und von dort die 200 m Gefälle zum Kochelsee in einem Wasserkraftwerk mit einer Leistung 125 MW zu nutzen. Bei der Inbetriebnahme vor 100 Jahren war dies das größte Wasserkraftwerk weltweit.

Die Tagespresse von damals bestritt die Absatzmöglichkeiten des Stroms und das Projekt wurde als Schildbürgerstreich bezeichnet. Die vielgelesene Zeitschrift „Das Bayernland“ führte 1907 hierzu aus:

> „*Bayern sei im Begriff, die Henne, die goldene Eier lege, in unbedachtsamer Weise zu schlachten und den Fremdenverkehr, an dem weite Kreise ihr Brot verdienen, das Wasser abzugraben, ohne entsprechende Gegenwerte zu schaffen. Der Walchensee mit dem Isarwinkel und der Jachenau sollten leichtfertig der Vernichtung preisgegeben werden*“.

Auch prangerten viele Gruppen die Umweltzerstörung durch dieses damals als Großprojekt empfundene Vorhaben an. Vor 100 Jahren ging das Walchensee Kraftwerk ans Netz. Heute werden in diesem Gebiet neue Pumpspeicherwerke geplant und mit den gleichen Argumenten wie vor 100 Jahren abgelehnt.

4 Wasserkraft Großprojekte an der Schwelle zur Umsetzung

Die Wasserkraftanlagen Itaipu in Brasilien (14 GW) und Three Gorges in China (18 GW) sind heute die größten Anlagen weltweit.

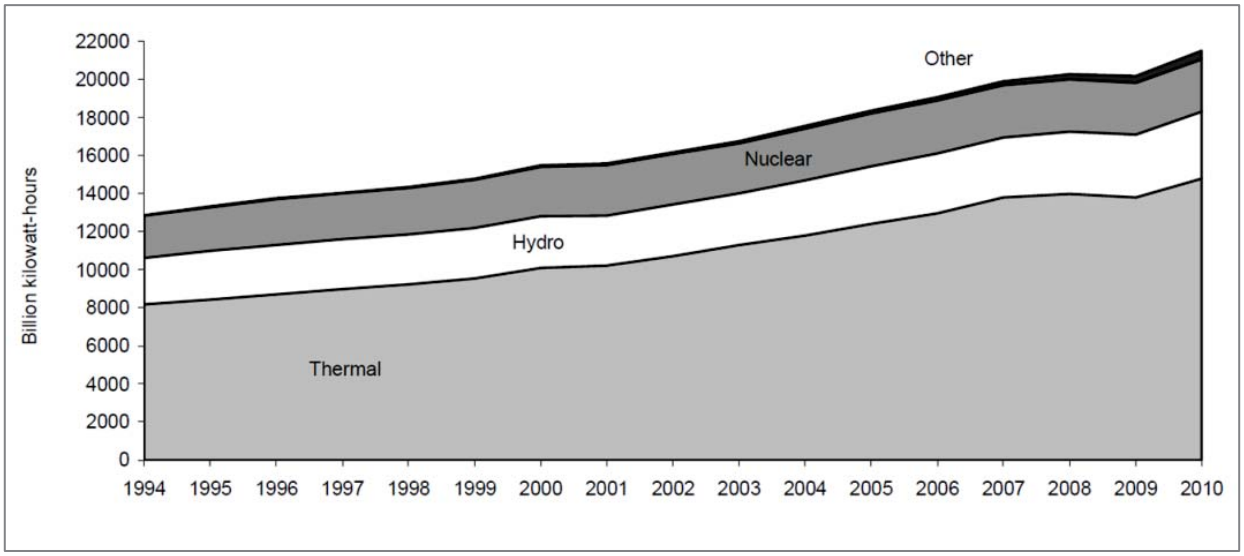


Abb. 2: Strombedarf nach Statistiken der Vereinten Nationen

Natürlich bedeuteten diese mit Stauseen bis zu 500 km Länge und Umsiedlungen von 1 Mio. Menschen einen riesigen Eingriff in die Natur und das menschlichen Zusammenleben. Das Nutzen/Kosten-Verhältnis und die Technikfolgenabschätzung werden nicht nur bei diesem bereits seit vielen Jahren fertiggestellten Projekten diskutiert. Der Strombedarf wird jedoch gerade in Ländern wie China und Brasilien weiter steigen (siehe Abb. 2).

Allein Brasilien plant derzeit 30 weitere Wasserkraftwerke im Einzugsgebiet des Amazonas. Anhand von sechs Beispielen soll im Folgenden aufgezeigt werden, wie nah Utopie und Wirklichkeit heute beisammen liegen können. Die nahe oder erst die fernere Zukunft wird zeigen, was Utopie geblieben ist oder Realität wurde.

4.1 Red Sea – Dead Sea Canal

Dieses Projekt dürfte wohl noch am weitesten von der Realisierung entfernt sein, obwohl seine Verwirklichung in Palästina zum Frieden beitragen könnte. Durch die Ableitung des Jordanflusses aus dem See Tiberias zur Wasserversorgung von Israel in den 50-er Jahren des letzten Jahrhundert, verbunden mit der Entnahme von Bewässerungswasser für die Landwirtschaft in Palästina sank der Wasserspiegel im Toten Meer in den letzten 35 Jahren um ca. 25 m. Damit sind für die Umwelt (zunehmende Versalzung), den Tourismus und die Infrastruktur (Sinkholes durch Salzauswaschung im Untergrund) große Probleme entstanden; diese werden sich weiter verschärfen, wenn nicht das weitere Absinken des Wasserspiegels verhindert werden kann.

Eine Lösung dieses Problems verspricht die Überleitung von Wasser in einem 180 km langen Kanal aus dem Roten Meer in das Tote Meer (Abb. 3). Im Dezember 2013 wurde ein Vertrag zwischen Israel, den Palästinensern und Jordanien unterschrieben wonach in einem ersten Bauabschnitt der Kanal erstellt werden soll. Die Finanzierung erfolgt durch die Weltbank. Im Endausbau dieses Projektes hofft man, den Seespiegel im Toten Meer zu stabilisieren, das Gefälle zwischen den Meeren von über 430 m zur Erzeugung von Wasserkraft mit einer Leistung von 550 MW zu nutzen und mit dem Wasser aus dem Roten Meer und der gewonnenen Energie durch den Bau von Entsalzungsanlagen das dringend benötigte Trinkwasser gewinnen zu können.

Die Verteilung der in Palästina vorhanden Wasser Ressourcen ist mit ein Dreh- und Angelpunkt, um einen für alle Parteien annehmbaren Friedensvertrag abschließen zu können. Die Kosten für das gesamte Projekt werden mit ca. fünf Mrd. € angegeben.

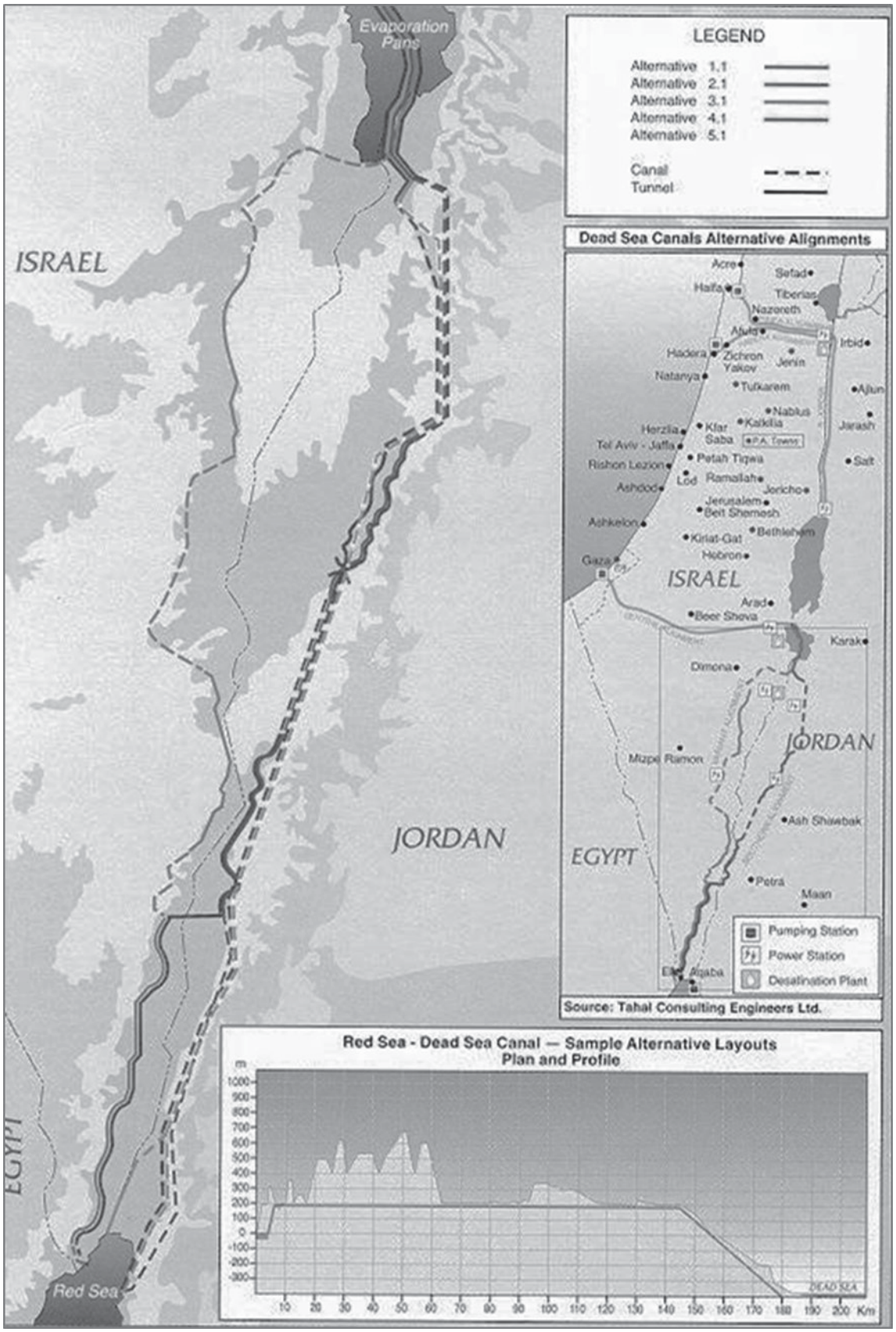


Abb. 3: Read Sea – Dead Sea Kanal Projekt (Quelle: Prof. A. Malkawi, JUST Irbid)

4.2 Rogun Staudamm in Tadschikistan

Am Vachsch, einen der wichtigsten Zuflüsse zum Aralsee, soll neben den bereits bestehenden Wasserkraftanlagen (z. B. Nurek mit 300 m hohem Damm) ein weiterer 336 m hoher Damm errichtet werden. Das damit verbundene Kraftwerk würde eine Leistung von 3600 MW haben. Die Planungen gehen in die 80-er Jahre des letzten Jahrhunderts zurück. Nach dem Baubeginn zerstörte ein Hochwasser den Fangedamm und die bereits fertiggestellten Stollen. Derzeit sind Bemühungen im Gange, die damaligen Pläne weiter zu verfolgen. Allerdings befürchtet Usbekistan als Unterlieger weitere Wasserverluste. Vor allem die Baumwollindustrie ist auf ausreichende Wasserversorgung aus dem Pamir Gebirge in Tadschikistan angewiesen. Unabhängig davon ist das dramatische Absinken des Wasserspiegels im Aralsee auch durch die Stauanlagen am Vachsch Fluss mit der damit verbundenen Wasserentnahme für die Landwirtschaft und der Verdunstung in den Stauseen verursacht. Die Weltbank hat sich derzeit aus der Finanzierung zurückgezogen. Allerdings beabsichtigt die Regierung von Tadschikistan durch eine zwangsweise verordnete Anleihen Zeichnung der Bevölkerung das Projekt selbst zu finanzieren.

4.3 La Grand Inga Staudamm am Kongo

Schon im letzten Jahrhundert hatte der Architekt Sörgel die Idee, das Kongobecken zur Stromgewinnung für Europa aufstauen. Diese Pläne wurden nun weiter konkretisiert.

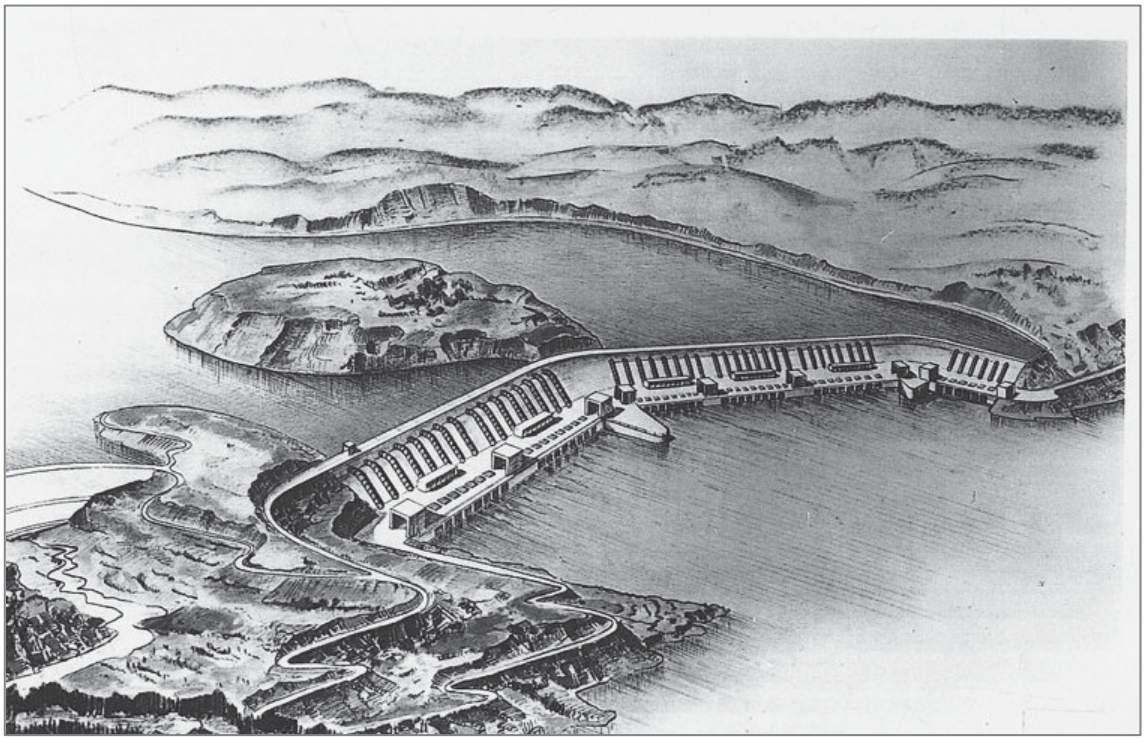


Abb. 4: Mumbombo Dam am Kongo (Quelle: Mr. Palmeri, World Bank)

Am Unterlauf des Kongo soll zwischen Kinshasa und der Mündung eine Wasserkraftanlage mit insgesamt 40 GW Leistung entstehen (Abb. 4).

Der Kongo hat erst im Unterlauf das größte Gefälle. An der Sperren Stelle kann man auf 25 km Lauflänge ein Gefälle von 150 m für die Wasserkraft nutzen. Allerdings sind hier noch große technische Probleme zu lösen. So müsste das Flussbett mit 55 m Tiefe abgesperrt werden und eine entsprechende Hochwasserentlastung gebaut werden. Durch das riesige Einzugsgebiet von 3'800'000 km² hat der Kongo ein sehr gleichmäßiges Abflussverhalten von 30'000 bis 60'000 m³/s innerhalb des Jahres. Das Bemessungshochwasser wurde mit 100'000 m³/s abgeschätzt. Der erzeugte Strom soll nach Südafrika und Europa verkauft werden. Probleme der Umsiedlung, des gigantischen Eingriffes in eine Landschaft und auch die in der Republik Kongo ausgeprägten Korruption lassen das Gesamtprojekt heute noch als Utopie erscheinen. Es ist aber geplant, eine erste kleinere Wasserkraftanlage mit 3000 MW Leistung in den nächsten Jahren zu errichten. Die Finanzierung hierzu wurde von China angeboten, mit dem Bau soll 2016 begonnen werden.

4.4 Erhöhung der Mauern des Grimselsees der KWO

Der Grimselsee ist Teil des Wasserkraftsystems der Kraftwerke Oberhasli in Innertkirchen, Schweiz (Abb. 5).

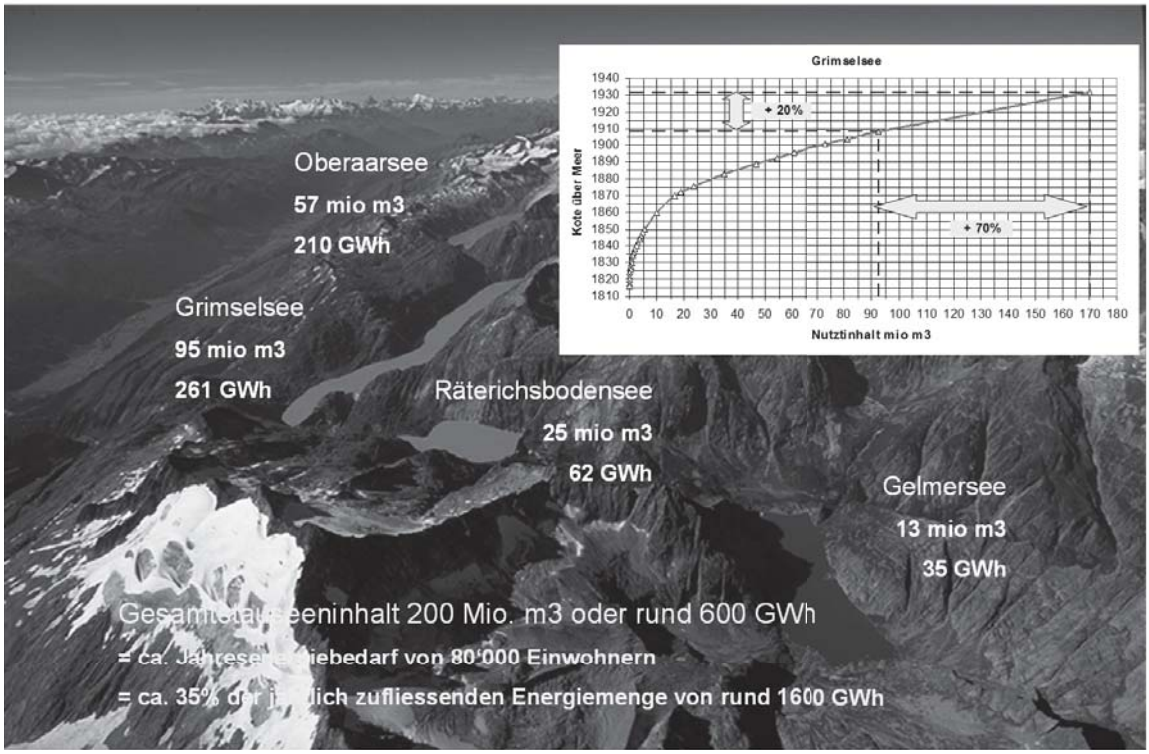


Abb. 5: Energiespeicher der KWO im Einzugsgebiet der Aare (Quelle: KWO)

Bedingt auch durch das verstärkte Abschmelzen der Gletscher muss derzeit im Sommer Wasser aus der Talsperre abgegeben werden, ohne dass es energetisch genutzt werden kann. Durch die geplante Erhöhung der Bogenmauer und Gewichtsmauer um 23 m könnte der Nutzinhalt der Talsperre von derzeit 90 auf 170 Mio. m³ erhöht werden. Der jährliche Zugewinn an elektrischer Arbeit wäre mit ca. 200 GWh beträchtlich und könnte zusätzlich etwa 25'000 Haushalte mit Strom versorgen.

Gegen dieses Projekt, das baureif vorliegt, wurde seitens der Umweltverbände beim Verwaltungsgericht des Kantons Bern Klage erhoben. Die Umweltbedenken konzentrieren sich dabei auf eine Randzone von 5% des Moorgebietes, das vom Höherstau betroffen würde. Der Moorschutz hat in der Schweiz einen sehr hohen Stellenwert. Eine Entscheidung des Gerichtes ist im Laufe des Jahres 2014 zu erwarten. Gegen diese Entscheidung kann vor dem Bundesgericht in Lausanne wiederum geklagt werden.

An diesem Beispiel wird deutlich, dass selbst eine als zunächst unproblematisch angesehene Erhöhung einer Staumauer zur Utopie werden könnte.

4.5 Das Projekt der TIWAG: „Ausbau Kraftwerk Kaunertal“

Das Projekt „Ausbau Kraftwerk Kaunertal“ besteht aus einer Erweiterung des bestehenden Kraftwerks Kaunertal durch Zubau einer Oberstufe am Speicher Gepatsch und einer zweiten Unterstufe in Prutz. Weiterhin werden in einem 23 km langen Stollen aus dem Ötztal bis zu 79 m³/s aus der Venter und Ötztaler Ache in den bestehenden Gepatschspeicher übergeleitet. Das Einzugsgebiet der beiden Wasserfassungen beträgt 272 km². Durch dieses Projekt könnten zusätzlich aus natürlichen Zuflüssen jährlich ca. 600 GWh aus Wasserkraft gewonnen werden.

Für das Ötztal ergäbe sich bei diesem Projekt der Vorteil des Hochwasserschutzes bis zu einem $\mathrm{H}Q_{100}$ ohne dass es hierfür im Tal umfangreiche zusätzliche Schutzmaßnahmen bedürfe. Dies bedingt allerdings, dass die beiden Wasserfassungen bis zu einem hundertjährigen Abflussereignis voll funktionsfähig bleiben.

Allein die Antragsunterlagen für dieses Großprojekt sprengen den überschaubaren Rahmen. Durch die ausufernde Gesetzgebung ist für Großprojekte dieser Art, die immer Eingriffe in Natur, Landschaft und Infrastruktur bedeuten, die Erlangung einer Genehmigung fast unmöglich gemacht. Damit läuft die Gesellschaft Gefahr, dass große Wasserkraftprojekte zumindest in Zentraleuropa technisch zwar durchaus vorstellbar sind, aber unter dem Gesichtspunkt der Genehmigungsfähigkeit fast zur Utopie werden.

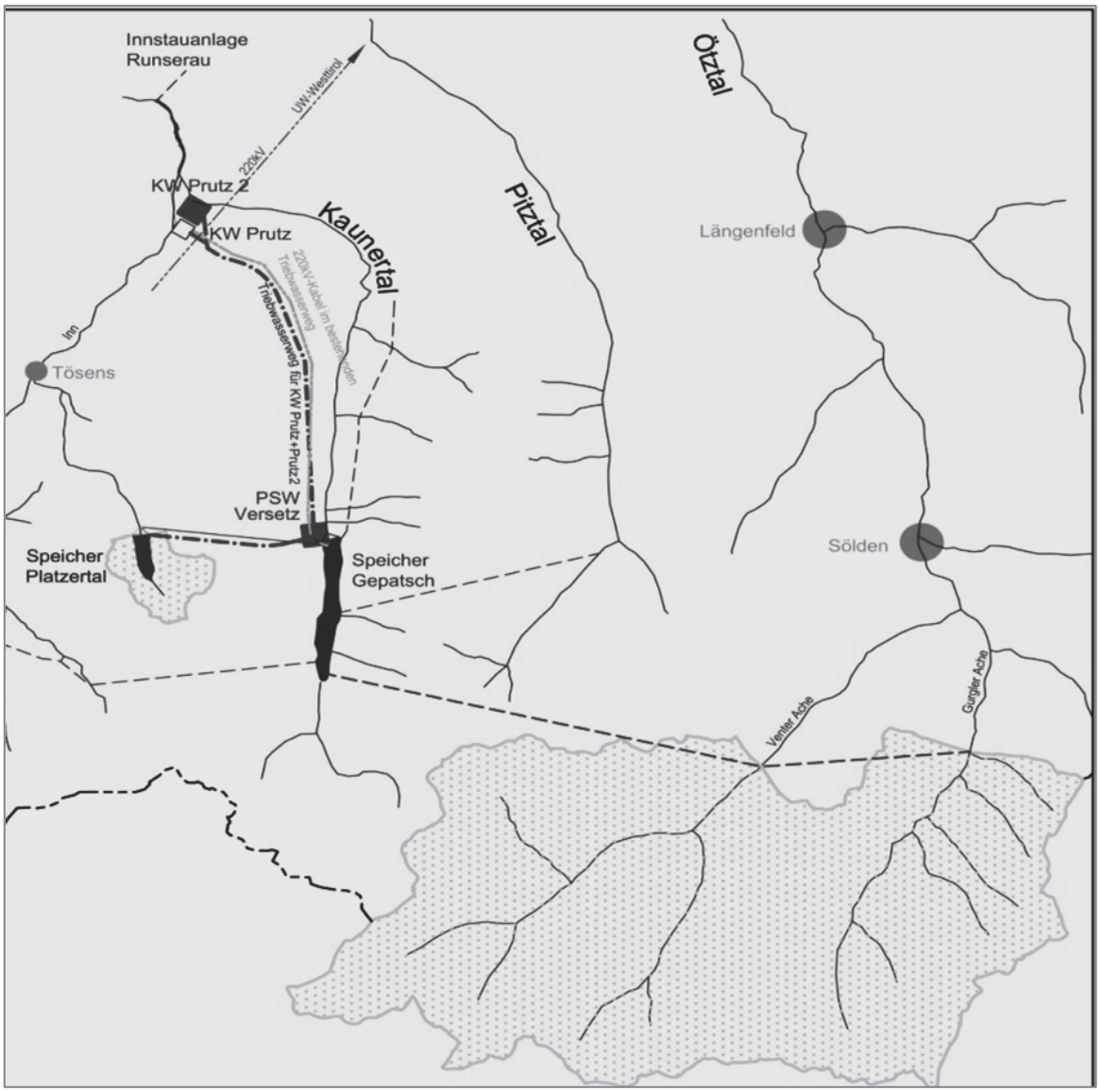


Abb. 6: Das Projekt „Ausbau Kraftwerk Kaunertal“, Quelle: TIWAG Innsbruck

4.6 Sanierung der Unteren Salzach in Bayern

Bedingt durch die Wasserkraftnutzung im Oberlauf der Salzach und der damit verbundenen Geschieberückhaltung – auch durch Geschiebesperren im Einzugsgebiet der Salzach – tieft sich die Untere Salzach ständig weiter ein (Hengl 2012). Es besteht die Gefahr des Sohldurchschlages, da bereichsweise die Kiesauflage auf dem Tertiär schon abgetragen wurde (siehe Abb. 7).

Die Nutzung des Gefälles der Unteren Salzach zwischen Laufen und Burghausen war ursprünglich mit drei Wasserkraftwerken geplant, die auch die Sohle stabilisiert hätten. Diese Pläne scheiterten an der grundsätzlichen Ideologie, dass heute noch freifließende Flüsse nicht aufgestaut werden dürfen.

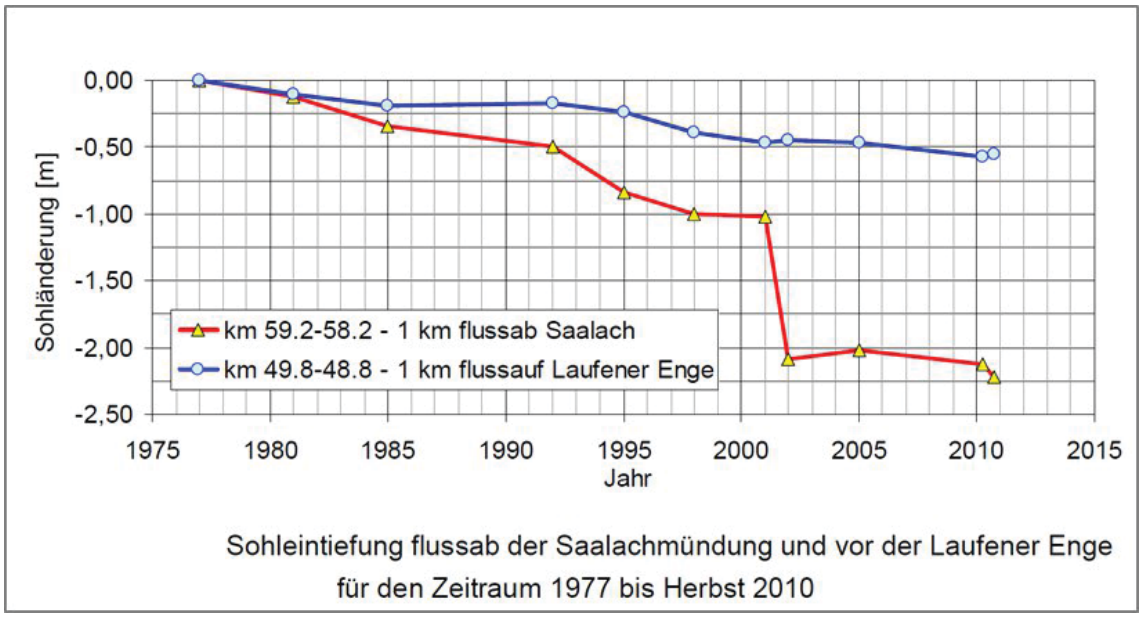


Abb. 7: Verlauf der Sohleintiefung Untere Salzach (Quelle: Hengl 2012)

Dabei wäre die Frage zu diskutieren, ob die Untere Salzach noch als „frei fließender Fluss“ zu bezeichnen ist. Durch die Jahrzehnte der Eintiefung ist die Salzach fast zum Kanal geworden. Nach vielen Untersuchungen ist zumindest die Nutzung der Wasserkraft wieder in den Bereich der Möglichkeiten des Ausbaues gekommen. Dabei wurden aus den drei Stufen vier bis fünf Stufen mit einer Fallhöhe von nur 3,0 bis 4,5 m konzipiert. Hinsichtlich der Durchgängigkeit der Salzach, die nach der Wasserrahmenrichtlinie unabdingbar ist, wurde ein völlig neuer Wehr- und Kraftwerktyp geplant (Abb. 8).

Mit nunmehr vier Kraftwerkstandorten und der deutlich reduzierten Fallhöhe können nach den Ermittlungen der GKW etwa 6 MW Leistung mit einer Jahresstromerzeugung von ca. 130 GWh installiert werden. Die ursprünglichen Planungen sahen etwa die zweifache Erzeugung vor. Damit ergibt sich zwangsläufig die Frage nach der Finanzierbarkeit dieser ökologisch optimierten Wasserkraftanlagen. Nur durch einen deutlichen Zuschuss von staatlicher Seite ist der Bau der Anlagen heute denkbar. Ein Modell hierfür wäre der Ausbau der Unteren Isar zwischen Landshut und der Isarmündung, wo der Freistaat Bayern und die Bayernwerke eine gemeinsame Gesellschaft gegründet hatten und so der Anteil der Kosten an der Sohlstabilisierung vom Staat getragen wurde. Durch die Privatisierung der EVU’s in Bayern sind diese Lösungen wenn nicht gar unmöglich so doch sehr schwierig geworden. Dies ist auch ein Beispiel dafür, wie sich ein an sich sehr reales Projekt bedingt durch geänderte Umweltvorstellungen, veränderte finanzielle Randbedingungen und Privatisierung des Strommarktes beinahe in eine Utopie verwandeln kann.



Abb. 8: Beispiel für ein ökologisch optimiertes Flusskraftwerk an der unteren Salzach (Quelle: Grenzkraftwerke)

5 Zusammenfassung und Ausblick

Am Ende dieser Betrachtungen muss man feststellen, dass die Utopie oder Realität von Großprojekten in der Wasserkraft im Laufe der Zeit in beiden Richtungen umkehrbar geworden sind. Aus Utopie kann Realität werden, aber ein konkretes realistisches Projekt von heute kann schon morgen Utopie sein!

1933 schrieb die französische Zeitung „Allier Socialiste“ über den Schöpfer von Atlantropa, Hermann Sörgel: "Wenn ein Ingenieur zu träumen beginnt, sticht er jeden Dichter aus." Wie im Beitrag gezeigt wurde, kann aus einer Utopie Wirklichkeit werden, wenn die Zeit dafür reif ist. Aber es ist auch das Gegenteil vor allem in der heutigen Zeit möglich, indem aus einer realen Projektmöglichkeit durch die sich wandelnden gesellschaftlichen Randbedingungen plötzlich eine Utopie wird.

Für uns Ingenieure soll aber die optimistische Variante festhalten werden wonach aus der Utopie eines Tages ein Bauwerk entsteht: Wurde der Traum des Ingenieurs Realität, berührt das Ergebnis nicht nur wie bei einem Dichter die Herzen der Menschen. Der Traum ist oftmals von großem Segen für die Menschen. Das ist es, was Ingenieure zu Recht stolz sein lässt, und warum es sich für einen Ingenieur heute noch lohnt, zu träumen.

Referenzen

Sörgel, H. (1931). Europa-Afrika: Ein Weltteil, Sozialistische Monatshefte 1931, 37 Heft 10, 983–988.

Neues Universum. (1936). Atlantropa, Union Deutsche Verlagsgesellschaft Stuttgart, Berlin, Leipzig, 1936, 57, 168–172.

Hengl, M. (2012). Hochwasserschutz und Sohlstabilisierung im Freilassinger Becken. Institut für Wasserbau und hydrometrische Prüfung Wien, Flussdialog Untere Salzach 2012.

Adresse des Autors

Prof. (em.) Dr.-Ing. Theodor Strobl
Email: theodor.strobl@tum.de
Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau der TU München
Joseph-Haas-Weg 35
D-81243 München

Bestimmung des lokalen Verlustbeiwertes anhand von zwei unterschiedlichen Modellaufbauten

Investigation of local head loss coefficient of an asymmetric orifice based on two different scale model test concepts

Roman Gabl, Christoph Matzke, Florian Birkner, Johann Neuner, Markus Aufleger

Kurzfassung

Im Beitrag werden zwei aufeinander folgende Modelluntersuchungen von asymmetrischen Düsen vorgestellt, die unter anderem als Validierungsexperiment für die 3D-numerische Berechnung dienen. Für den ursprünglichen Versuch wurde die Symmetrieebene des zu untersuchenden Bereiches des neuen Wasserschlosses in die Horizontale gedreht. Um diese Annahme zu überprüfen wurde nachfolgend ein stehender Einbau gewählt. Damit sind zusätzliche Entleerungs- und Belüftungsversuche möglich. Die jeweiligen Vor- und Nachteile der Anordnungen werden aufgezeigt. Zusätzlich wird auf die messtechnischen Erfahrungen und daraus folgenden Weiterentwicklungen der Modellanordnungen eingegangen. Dazu gehören neben labortechnischen Besonderheiten auch die Verifikation und Validierung.

Abstract

The paper presents an overview of two different scale model tests for the quantification of the local head loss coefficient of an asymmetric orifice with different orientations. For the first investigation, the symmetry plane, which includes the main parts of a new designed surge tank (shaft, asymmetric orifice, 90°-elbow, lower chamber), is rotated into the datum plane. In this particular case the gravity component in the basic Bernoulli equation can be neglected. In a second installation, the upright direction was preserved to investigate the emptying of the system and in addition to allow an additional air inflow after the orifice (ventilation). The advantages and disadvantages of each model concept are presented with a main focus on the achieved experiences, especially concerning the measurement systems.

1 Einleitung

1.1 Untersuchungsgegenstand

Im Zuge des Neubaus des Kraftabstieges vom Kraftwerk Kaunertal der TIWAG-Tiroler Wasserkraft AG wird ein neues Wasserschloss (WS) errichtet. In Abb. 1 ist das neue Design als konzeptionelle Skizze dargestellt. In diesem Zusammenhang wurde ein Forschungsprojekt in Zusammenarbeit mit der TIWAG durchgeführt. Ein Überblick über die 3D-numerisch untersuchten Bereiche und die entsprechenden Modellansätze wurde in Gabl *et al.* (2013) und Gabl *et al.* (2014b) veröffentlicht. Kernpunkt war die Untersuchung der asymmetrischen Düse, deren richtungsabhängiger Verlustbeiwert die Wasserschlossschwingung entsprechend dämpft und somit die Ausbruchsvolumina in den Wasserschlosskammern reduziert werden können. Diesen lokalen Verlust gilt es zu quantifiziert und das asymmetrische Verhältnis zu optimiert.

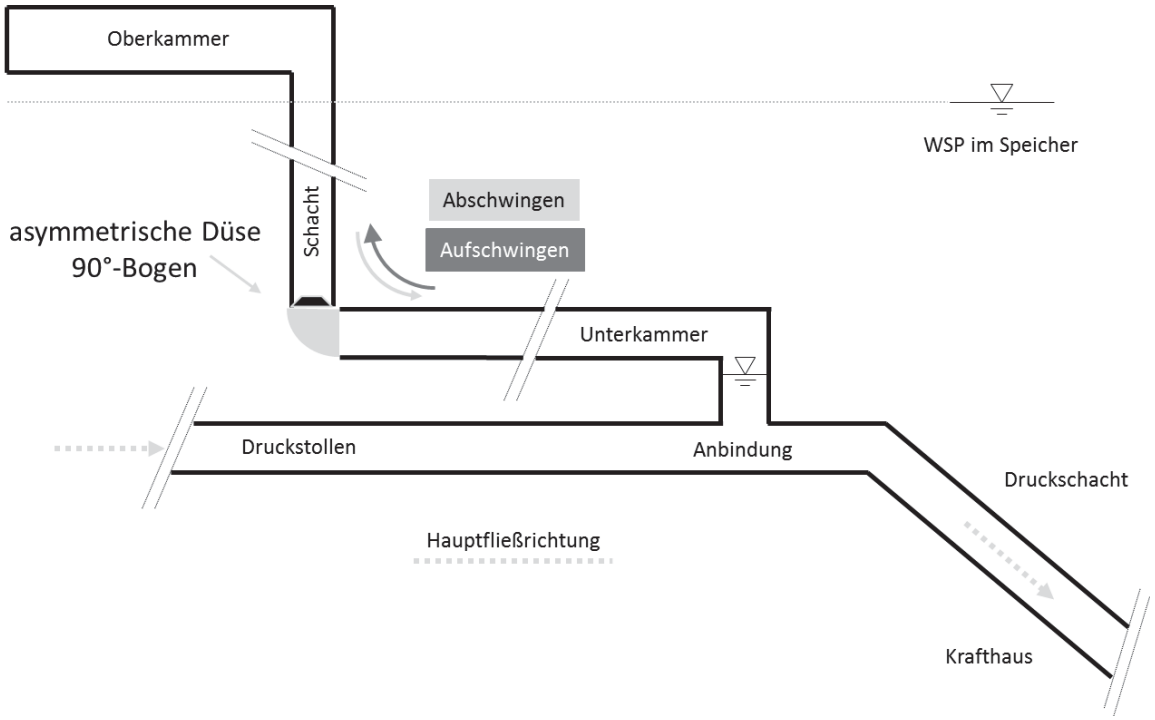


Abb. 1: Schematische Darstellung des neuen Wasserschlosses

Um die numerischen Ergebnisse und gewonnenen Hypothesen zur Bemessung solcher Drosseln zu validieren, wurde ein Modellversuch im Maßstab 1:25 erstellt. Detaillierte Informationen zur Verifikation dieses Modellversuches findet sich in Gabl *et al.* (2014a). Für diese Untersuchung wurde die in der Natur vertikale Symmetrieebene, in der die Achse von Unterkammer, 90°-Krümmer, asymmetrische Düse und der Lotschacht liegen, in die Horizontale gedreht. Dadurch weisen alle Auswerteebenen dieselbe geodätische Höhe auf und die Erdbeschleunigung kann, wie nachfolgend noch gezeigt wird, in der grundle-

genden Bernoulli-Gleichung gekürzt werden. Bedingt durch diesen Modellaufbau ist es aber nicht möglich, eine gesonderte Belüftung der unter der Düse liegenden Unterkammer zu berücksichtigen. Für das konkrete Projekt hat dies keine Relevanz, da keine zusätzliche Belüftung vorgesehen ist.

Im Hinblick auf zukünftige Untersuchungen von vergleichbaren Anordnungen wurde ein zweiter Modellaufbau erstellt, bei dem die korrekte Einbaurichtung eingehalten wurde. Der vorliegende Beitrag bezieht sich auf den Vergleich dieser beiden Modellansätze und soll die aufgetretenen Schwierigkeiten, aber auch die Weiterentwicklung und gewonnen Erfahrungen aufzeigen.

1.2 Grundgleichung

Aus Ausgangsgleichung dient die Bernoulli-Gleichung, in die geodätische Höhe z, Dichte ρ, Erdbeschleunigung g, Druck p, Geschwindigkeitshöhenausgleichswert α und Geschwindigkeit v am jeweiligen Kontrollquerschnitt eingehen. Nachfolgend wird die Annahme getroffen, dass die kontinuierlichen Verluste durch Reibung im Vergleich zum lokalen Verlust gering sind und somit nur der lokale Verlust h_L durch die Drossel berücksichtigt wird (Bollrich 2007):

$$z_1 + \frac{p_1}{\rho g} + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = z_2 + \frac{p_2}{\rho g} + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + h_\mathrm{L} \qquad [1]$$

Die Verlusthöhe h_L kann mit Hilfe unterschiedlicher Verlustbeiwerte beschrieben werden:

$$h_\mathrm{L} = \xi \frac{v_\mathrm{B}^2}{2g} = \xi \cdot Q^2 \qquad [2]$$

Der verwendete Verlustbeiwert ξ ist einheitenlos und durch eine Bezugsgeschwindigkeit v_B mit der Verlusthöhe h_L verknüpft. In der Regel ist dies die Geschwindigkeit nach dem Verlust. Der Wert kann wie folgt berechnet werden:

$$\xi = \left(z_1 - z_2 + \frac{p_1 - p_2}{\rho g} + \frac{\alpha_1 v_1^2 - \alpha_2 v_2^2}{2g}\right) \cdot \frac{2g}{v_\mathrm{B}^2} \qquad [3]$$

Im Modellversuch wird der Durchfluss Q, wobei durch die Kontinuitätsgleichung auf die beiden Geschwindigkeiten v_1 und v_2 zurückgeschlossen werden kann, und der Differenzdruck Δp gemessen. Die Messung des (Relativ-)Drucks an der jeweiligen Stelle birgt größere Messungenauigkeiten in sich und wird deshalb nicht für die Auswertung herangezogen (Gabl 2012). Für die Differenzdruckmessung müssen die jeweiligen Drücke über Schläuche zum Messgerät geführt werden. Die Messung beinhaltet somit neben der Druckkomponente am Querschnitt noch einen zusätzlichen hydrostatischen Anteil.

Wird die Höhe des Messgerätes als Bezugsebene herangezogen, ergibt sich folgender Zusammenhang:

$$\Delta p = (p_1 + z_1 \rho g) - (p_2 + z_2 \rho g) \quad [4]$$

Damit kann die genaue Messung der Höhenlage entfallen, da dieser Anteil in die Differenzdruckmessung eingeht.

$$\xi = \left(\frac{2\Delta p}{Q^2 \rho} + \frac{\alpha_1}{A_1^2} - \frac{\alpha_2}{A_2^2}\right) \cdot A_{\mathrm{B}}^2 \quad [5]$$

Dobler und Zenz (2011) haben gezeigt, dass der numerisch ermittelte Geschwindigkeitshöhenausgleichswert α gut mit den Werten übereinstimmt, die mit Hilfe von Particle Image Velocimetry (PIV) gemessenen wurden. Deshalb wurde der numerische Beiwert für die Auswertung herangezogen.

Für den direkten Vergleich zwischen Numerik und Modellversuch (Validierung) ist die Bestimmung des α-Beiwertes nicht entscheidend, da der Differenzdruck in Abhängigkeit vom Durchfluss verglichen wird. In diesem Zusammenhang sollte darauf hingewiesen werden, das die verwendete numerische Simulationssoftware ANSYS-CFX die Druckanteile gesondert berechnet. Somit wird erst bei der Verwendung der Variablen „*Absolute Pressure*“ der hydrostatische Druckanteil berücksichtigt.

2 Modellaufbau

2.1 Liegendes Modell

Der liegende Modellversuch, welcher sich rein auf den Verlustbeiwert konzentriert, ist in der Abb. 2 dargestellt. Pro Messquerschnitt wurden jeweils vier Bohrungen mit ca. 1,5 mm Durchmesser in der Rohrleitung über ein Schlauchsystem zusammengeschlossen, die einzeln durch Ventile abgetrennt werden konnten. Die Anordnung in Längsrichtung erfolgte mit Hilfe der 3D-Numerik (ANSYS-CFX), sodass sie für beide Strömungsrichtungen optimale Entfernungen aufwiesen. Zusätzlich enthielt der Krümmer, welcher aus kohlenstofffaserverstärktem Kunststoff (CFK) hergestellt wurde, weitere Druckmesspunkte. Dabei wurden die jeweils in der Symmetrieebene gegenüberliegenden Punkte verbunden und gemeinsam gemessen.

Die 3D-numerisch voroptimierten asymmetrischen Düsen (gedreht aus Aluminiumzylindern) wurden dabei nacheinander zuerst im Abschwinglastfall (Richtung mit der größeren Verlusthöhe) untersucht. Anschließend wurde das Modell komplett umgebaut und die Fließrichtung für das Aufschwingen realisiert. Dabei wurden neun unterschiedliche Düsen getestet, um die Bemessungshypothesen zu überprüfen. Eine detaillierte Beschreibung des Aufbaus und Betriebes findet sich in Gabl (2012).

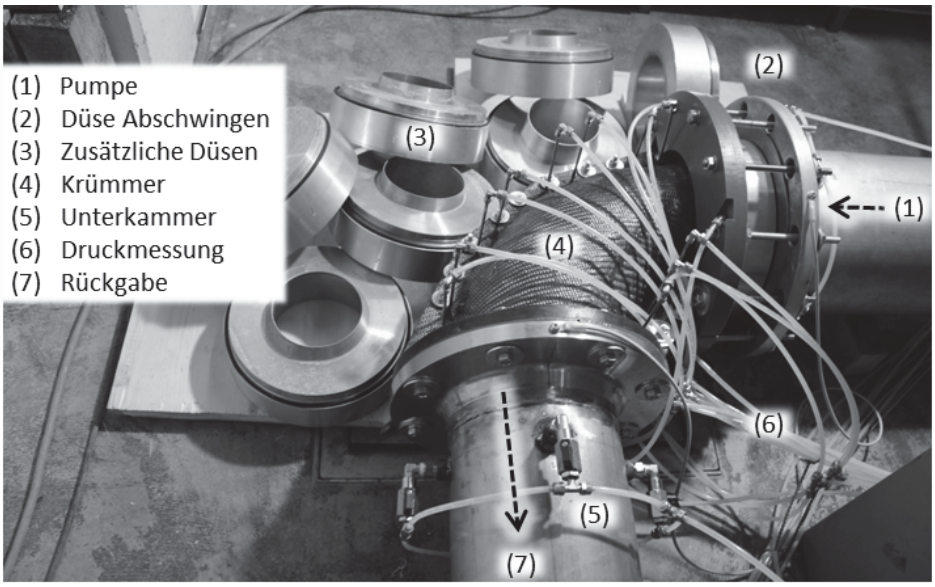


Abb. 2: Modellaufbau liegender Versuch

2.2 Stehendes Modell

Beim zweiten nachfolgenden Modellaufbau werden jeweils zwei Düsen gleichzeitig untersucht (Abb. 3) und auf den Krümmer, welcher direkt unterhalb der Düse angeordnet ist, verzichtet. Dadurch ergibt sich ein rotationssymmetrischer Aufbau im Bereich der Düse.

Die oberhalb der Düse angeschlossenen Plexiglasrohre weisen einen Innendurchmesser von 250 mm auf und entsprechen somit der Rohrleitung des liegenden Versuchs. Eine Abweichung stellt die unterhalb angeordnete Rohrleitung dar, welche 160 mm statt der skalierten Unterkammer mit 200 mm aufweist. Das Wasser wird im kontinuierlichen Betrieb direkt aus dem Tiefkanal mit Hilfe einer drehzahlgesteuerten Pumpe zur Düse gepumpt, an der Hallendecke (in ca. 6 m Höhe) umgeleitet und durch die zweite Düse in Abschwingrichtung geleitet. Auf dem Niveau des Hallenbodens erfolgt eine zweite Durchflussmessung. Als Abschluss dient eine schnellschließende Druckluftklappe, deren minimale Schließzeit im Bereich von einer Sekunde liegt. Um eine Überlastung des Modellversuches durch einen Druckstoß zu verhindern, ist direkt nach der Klappe ein T-Stück mit einer Schwachstelle angeordnet, die eine entsprechende Entlastungsmöglichkeit in Form einer Sollbruchstelle vorsieht.

Neben dem kontinuierlichen Betrieb unter Druck, der dazu dient, die Modellannahmen des liegenden Modellversuches kontrollieren zu können, wird eine zweite Untersuchungsreihe durchgeführt. Dabei wird das System gefüllt und am höchsten Punkt belüftet. Der aufsteigende Ast entleert sich dabei entweder über die Pumpe oder kann – am oberen Ende des Modellversuches als Freispiegel fungierend – einen zusätzlichen Zufluss liefern. Durch kontrolliertes Öffnen der

Klappe am Ende des Modellversuches können unterschiedliche instationäre Abschwing- bzw. Entleerungsversuche durchgeführt werden. Ziel dieser Messreihen ist es, das instationäre Verhalten der Strömung bei unterschiedlich großer Belüftung nach der Düse zu untersuchen.

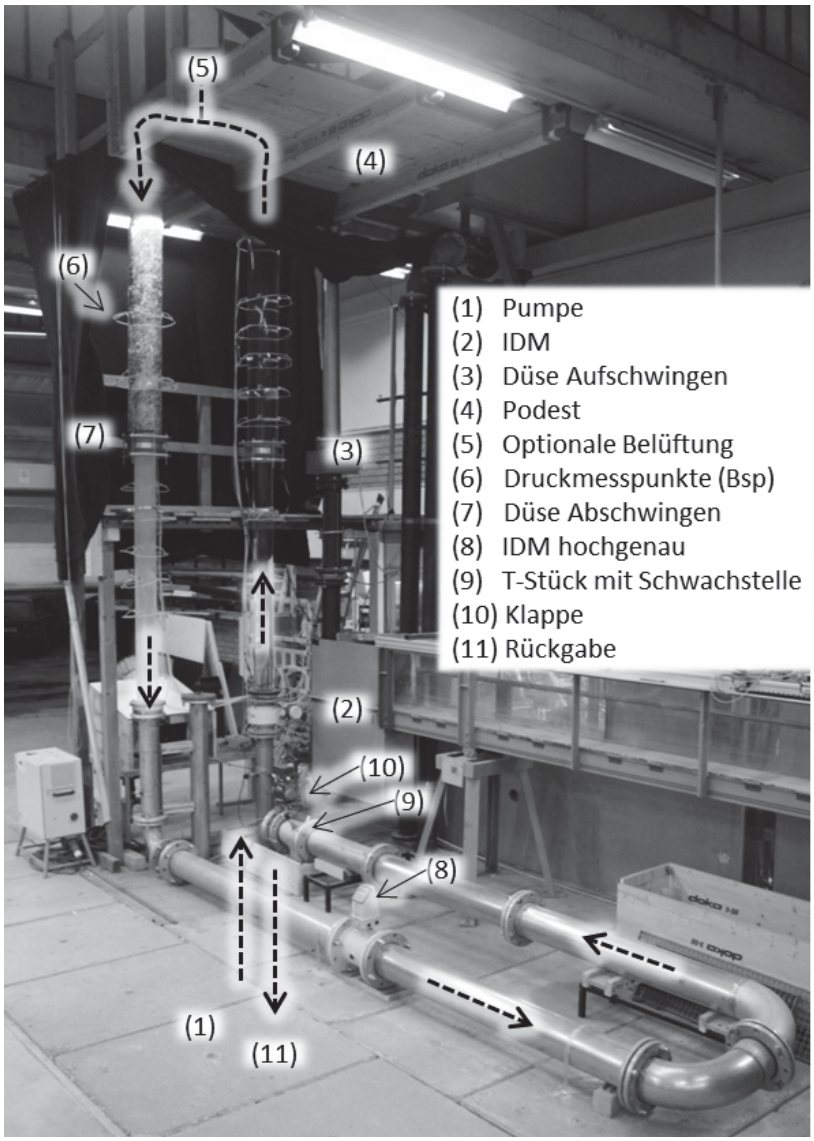


Abb. 3: Modellaufbau stehender Versuch

3 Betriebserfahrung

3.1 Bettung

Bei beiden Modellversuchen erfolgt die Bettung der Rohrleitungen auf Holzklötzen, wodurch die genaue Ausrichtung und Handhabung vereinfacht wird. Zusätzlich wurde nur eine punktuelle Lagesicherung mit Lochband ausgeführt. Diese Flexibilität hat sich besonders beim liegenden Modellversuch bewährt. Für den Düsenwechsel musste nur die Verspannung der Düse gelöst werden

und die Rohrleitung mit dem Krümmer verschoben werden. Der Tausch beim stehenden Versuch erfolgt über einen Hubmechanismus, bei dem auf dem Podest an der Hallendecke der obere Teil des Modellversuches mit einem dort platzierten Hubwagen angehoben wird und die Düsen freigibt.

In der Natur sind alle Teile hinterbetoniert und somit direkt mit dem Gebirge verbunden. Besonders beim liegenden Einbau bestand die Befürchtung, dass das gesamt Modell schwingt. Deshalb wurde in Zusammenarbeit mit dem Arbeitsbereich Stahlbau und Mischbautechnologie der Universität Innsbruck eine dynamische 3D-Analyse mit Hilfe des PONTOS-Messsystems durchgeführt. Dazu werden Messmarken auf Krümmer, Düse und Rohrleitung befestigt. Deren relative Verschiebung jedes einzelnen Punktes kann mit Hilfe des Stereokamera-Systems gemessen werden. Als Messfrequenz wurden 200 und 500 Hz verwendet. Dabei wurden Verschiebungen knapp über der Messgenauigkeit des Systems (±0,04 mm) aufgezeichnet. Dies lässt den Schluss zu, dass keine zusätzliche Sicherung oder Fixierung notwendig ist.

3.2 Randbedingungen

Vor und nach dem in Abb. 2 ersichtlichen Ausschnitt des liegenden Modellversuches waren jeweils mindestens 16 m Rohrleitungen angeordnet, so dass eine gleichmäßige An- und Abströmung gewährleistet werden konnte. Diese Längen konnten beim stehenden Einbau (Abb. 3) nicht mehr erreicht werden. Im Zuge eines Vorversuchs wurden dem Modellversuch ohne Beruhigungseinbauten Partikel zugegeben. Dabei war die Rotationsströmung bedingt durch die Pumpe im gesamten aufsteigenden Ast erkennbar. Durch den Einbau von zusätzlichen Beruhigungslamellen in der Rohrleitung direkt oberhalb der Pumpe konnte dies aber einfach unterbunden werden.

Am Ende des Modellversuches ist jeweils eine Klappe angeordnet. Beim liegenden Modellversuch herrscht jeweils ein Überdruck im gesamten Modell, da das Wasser nach der Klappe in die deutlich höher liegende Glasrinne geleitet wurde. Der Abfluss wurde dort mittels eines V-Wehrs kontrolliert. Um ebenfalls eine redundante Messung beim stehenden Modellversuch ermöglichen zu können, wurden dort zwei bewusst nicht baugleiche IDM (Innendurchmesser 200 mm) verbaut. Der liegende Modellversuch wurde mit einem maximalen Druck von 7 bar in der Zuleitung betrieben. Zwar sind die Rohrleitungen und Schläuche theoretisch auf 10 bar ausgelegt, es wurde jedoch aus Sicherheitsgründen darauf verzichtet. Die verwendete Hochdruckpumpe ist nur bedingt regelbar, somit wurde hauptsächlich die Klappe zur Regelung verwendet und eine typische Druck-Durchfluss-Beziehung jeweils untersucht. Beim stehenden Aufbau sind solche hohen Drücke nicht mehr möglich, da Plexiglasrohre verwendet wurden, um eine visuelle Kontrolle der Lufteinmischung und eine Ge-

schwindigkeitsmessung mit dem LDA zu ermöglichen. Als Ersatz für die Hochdruckpumpe wird für diese Versuche eine kleinere aber dafür drehzahlgesteuerte Pumpe eingesetzt. Diese volle Steuerungsmöglichkeit bringt mit sich, dass bei gleichem Durchfluss unterschiedliche Druckniveaus im Modellversuch erreicht werden können.

Die Rückgabe des Wassers erfolgt beim stehenden Modellversuch nur knapp oberhalb des Wasserspiegels im Unterwasserkanal. Somit entsteht ein Hebereffekt und nach dem Füllen des Systems kann es bei weiter geöffneter Klappe nahezu im gesamten Modellversuch zu Unterdrücken kommen. In Abb. 4 sind die unterschiedlichen Betriebsbereiche schematisch in Abhängigkeit von Durchfluss Q und der Klappenöffnung W (90° entspricht der vollen Öffnung) eingezeichnet. Die Unterscheidung zwischen Unter- und Überdruck wird jeweils auf den obersten Punkt des Modelles bezogen. Für die Begrenzung des maximal zulässigen Überdrucks wird das Relativdruckmessgerät knapp oberhalb des Hallenbodens verwendet. Wie aus Gleichung [5] erkennbar, hat der Druck in den Rohrleitungen keinen Einfluss auf die Auswertung, da nur der Differenzdruck in die Berechnung eingeht. Diese Unabhängigkeit kann beim stehenden Aufbau auch für Unterdrücke untersucht werden.

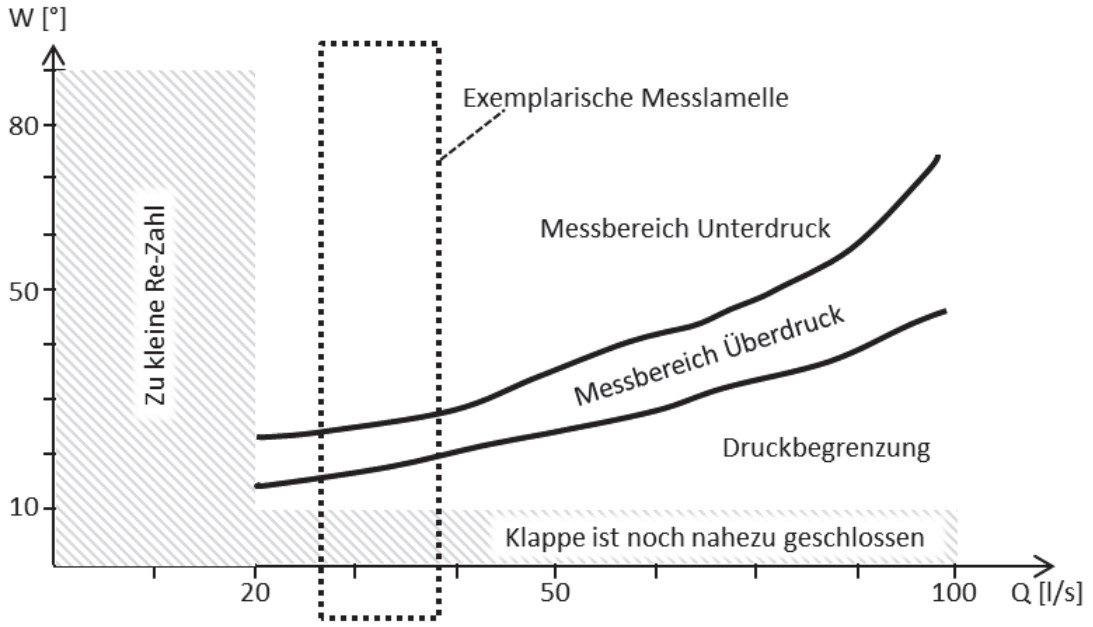


Abb. 4: Schematische Skizze des Messbereiches für den stehenden Modellversuch

Im Hinblick auf die Entleerungsversuche ist die Reproduzierbarkeit der Klappenstellung sehr wichtig. Deshalb wird vom Messsystem nicht nur ein Sollwert für den Winkel übermittelt, sondern auch der Istwert an der Klappe mitaufgezeichnet. Der Wechsel von einer mit Hilfe eines Elektromotors gesteuerten Klappe, wie sie beim liegenden Modellversuch zum Einsatz kam, auf die Druck-

luftsteuerung hat sich bewährt (Preis, Handhabung, Genauigkeit). Beachtet werden muss bei der druckluftgesteuerten Klappe aber, dass sich bei ungünstigen Verhältnissen durch einen Stromausfall die Klappe schließt. Nachdem keine optionale Dämpfung (eine zusätzliche Blende in der Zuleitung) verwendet wird, würde dies zu einer deutlichen Überlastung des Modellversuches führen. Um dies zu vermeiden wurde ein zusätzliches Ventil verwendet, welches bei einem Stromausfall die Druckluftzuleitung absperrt und ein plötzliches Schließen der Klappe verhindert.

3.3 Differenzdruckmessung

In Abhängigkeit vom Durchfluss wird der Differenzdruck zwischen zwei Messquerschnitten direkt gemessen. Dazu wird das Messgerät SITRANS P DS III der Firma SIEMENS verwendet. Die Wahl fiel auf dieses Gerät, da obere und untere Grenze des Messbereiches jeweils eingestellt werden können. Die dadurch erhöhte Genauigkeit und Flexibilität erleichtert das Einhalten der maximal zulässigen Messungenauigkeit für unterschiedlichste Düsen und über einen größeren Durchflussbereich. Als Grundlage dient dazu die theoretische Fehlerberechnung nach Gabl (2012), wobei eine maximale Abweichung von 1% des Verlustbeiwertes zugelassen wird (Annahme kombinierter theoretischer Fehler bei Differenzdruck- und Durchflussmessung). Eine solche exemplarische Messlamelle ist in Abb. 4 eingezeichnet. Dem aktuellen Messsystem für den stehenden Aufbau können Sollwerte für Pumpe und Klappe übergeben werden, welche automatisiert durchfahren werden. Der Wechsel zwischen den unterschiedlichen Messquerschnitten erfolgt eigenständig mit Hilfe von Ventilen, die den jeweiligen Druckmesspunkt freigeben. Die Einstellung der Grenzen am Differenzdruckmessgerät erfolgt aber manuell.

Aus Kostengründen wurden beim ersten Versuch Magnetventile mit Membranen verwendet. Diese können aber nur einen Druckunterschied in eine Richtung abschließen. Um ein Aufdrücken der Membran zu verhindern, wurden Rückschlagventile nach dem Membranventil angeordnet. Dies hat sich aber als nicht praktikabel erwiesen, da diese durch den Druckstoß des Schaltvorgangs geschlossen wurden. Erst nach einer Entlastung gibt das Rückschlagventil in der geöffneten Leitung die Strömung frei. Die Investition in deutlich teurere Ventile, die für verschmutze Flüssigkeiten ausgelegt sind und einen Überdruck in beide Richtungen absperren können, ist deshalb notwendig. Beim aktuellen Modellversuch wurden zwölf Ventile verwendet, wobei diese die sechs Messquerschnitte jeweils in Fließrichtung nach den Düsen schalten.

3.4 Zusammenspiel Numerik und Laborversuch

Die Vorteile der Kombination von klassischem Laborversuch und unterstützender Numerik für wasserbauliche Fragestellungen werden verstärkt genutzt. Im vorgestellten Fall der asymmetrischen Düsen wurden die Verlustbeiwerte zuerst mit Hilfe der 3D-Numerik ermittelt und basierend auf den dabei numerisch ermittelten Bemessungshypothesen neun Düsen ausgewählt. Bedingt durch die sehr gute Übereinstimmung der Ergebnisse mit dem Validierungsexperiment (liegender Modellversuch) wurden alle weiteren Anpassungen der Düsengeometrie inklusive des Krümmers rein numerisch durchgeführt. Die dabei entwickelte und aktuell umgesetzte Geometrie geht als Düse D10 in den stehenden Modellversuch ein.

Für beide Versuche wurden die numerischen Ergebnisse für die Wahl der Messebenen herangezogen. Zusätzlich werden die instationären Strömungsvorgänge beim stehenden Versuch jeweils mit Hilfe von 1D-Numerik geplant und parallel untersucht. Eine gute Übereinstimmung von zwei unabhängigen Modellen gibt zusätzliche Sicherheit in der Bemessung und erleichtert eine Skalierung in den Naturmaßstab.

4 Zusammenfassung

Für zwei Modellversuchsaufbauten wurde die Weiterentwicklung und unterschiedliche Schwerpunktsetzung der Untersuchungen aufgezeigt. Von besonderer Bedeutung ist die unterstützende Numerik, welche bei der Auslegung und Geometriewahl entscheidend war. Die instationären Untersuchungen am stehenden Modellversuch laufen aktuell (Dezember 2013).

Danksagung

Der Dank gilt der TIWAG-Tiroler Wasserkraft AG für die Finanzierung des Hauptversuches und der Universität Innsbruck, welche durch zusätzliche Förderungen es ermöglicht hat, dass der zweite Modellaufbau erstellt werden konnte.

Referenzen

Bollrich, G. (2007). Technische Hydromechanik 1 – Grundlagen. Berlin, HUSS-Medien GmbH.

Dobler, W., Zenz, G. (2011). Particle Image Velocimetry of a Y-bifurcator. 34th IAHR World Congress: Balance and Uncertainty: Water in a Changing World, Brisbane, 2257–2264.

Gabl, R. (2012). Numerische und physikalische Untersuchung des Verlustbeiwertes einer asymmetrischen Düse im Wasserschloss. Innsbruck, *innsbruck* university press (*i*up) (Forum Umwelttechnik und Wasserbau, Band 14). ISBN 978-3-902811-66-0 http://www.uibk.ac.at/wasserbau/bibliothek_publikationen/schriftenreihe/band14_dissertation_gabl_2012.pdf

Gabl, R., Achleitner, S., Gems, B., Neuner, J., Aufleger, M. (2013). Numerische Berechnung von Hochdruckanlagen: global betrachtet – lokal verbessert, ÖWAW, 65/9–10, 348–353.

Gabl, R., Achleitner, S., Neuner, J., Aufleger, M. (2014a). Accuracy analysis of a physical scale model using the example of an asymmetric orifice, Flow Measurement and Instrumentation. http://dx.doi.org/10.1016/j.flowmeasinst.2014.02.001

Gabl R., Gems, B., Plörer, M., Klar, R., Gschnitzer, T., Achleitner , S., Aufleger M. (2014b). Numerical Simulations in Hydraulic Engineering, In Computational Engineering, Ed.: G. Hofstetter, Springer, in press.

Adressen der Autoren

Dr. Roman Gabl (korrespondierender Autor)
Email: roman.gabl@uibk.ac.at
DI Christoph Matzke
Florian Birkner, BSc
Prof. Dr.-Ing. Markus Aufleger
Arbeitsbereich (AB) Wasserbau, Universität Innsbruck
Technikerstraße 13
A-6020 Innsbruck

Dr.-Ing. Johann Neuner
Tiroler Wasserkraft AG (TIWAG), Division Engineering Services
Eduard-Wallnöfer-Platz 2
A-6020 Innsbruck

Dynamische Wasser-Struktur-Interaktion einer Bogenstaumauer mit unterschiedlichen numerischen Ansätzen

Dynamical fluid structure interaction of an arch dam with different numerical approaches

Markus Goldgruber, Shervin Shariari, Gerald Zenz

Kurzfassung

Zur Strukturanalyse stehen unterschiedliche numerische Programme mit benutzerfreundlichen Schnittstellen zur Verfügung. Diese Analysen erfordern einen soliden theoretischen Hintergrund. Auf der anderen Seite steht die Interpretation der Ergebnisse in Bezug auf die zugrunde gelegten Annahmen und ihre praktische Relevanz. Bei der Berechnung von Staumauern stehen hier die Definition der Kennwerte, die räumliche Diskretisierung und eine entsprechende Simulation von Lastfolgen im Vordergrund. Darüber hinaus wird speziell bei Bogenstaumauern besonderes Augenmerk auf die strukturelle Integrität und die Sicherheit unter seismischer Belastung gelegt.

Basierend auf den Ergebnissen des „12th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams“, Theme A – „Fluid Structure Interaction, Arch Dam – Reservoir at Seismic loading“, an dem insgesamt 11 Teilnehmer aus 8 unterschiedlichen Ländern teilnahmen, werden die Unterschiede bei der Anwendung von verschiedenen FE-Programmen und Detailierungsgraden des Modells in Bezug auf Spannungen und Verformungen der Struktur bei Erdbebenbelastung gezeigt. Hauptaugenmerk wird dabei auf die Interaktion zwischen Bauwerk und Reservoir gelegt. Ein gängiger Ansatz, um die dynamische Wasser-Struktur-Interaktion zu berücksichtigen, sind addierte Massen. Eine anspruchsvollere Möglichkeit ist die Verwendung von Acoustic- oder Fluid-Elementen. Simulationen von Bogenstaumauern bei Erdbebenbelastung haben gezeigt, dass die analysierten Spannungen in der Struktur, bezogen auf die Interaktionsmodellierung, erheblich variieren können.

Abstract

For structural analysis, different numerical programs with user friendly interfaces are available. These analyses require a solid theoretical background. On the other hand there is the interpretation of the results in terms of the underlying assumptions and their practical relevance. When simulating the behavior of

dams the parameter definitions, the spatial discretization and a corresponding simulation of load effects are in the foreground. In addition, special attention is given to the structural integrity and safety at seismic loading, especially for arch dams.

Based on the results of the „12th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams", Theme A – „Fluid Structure Interaction, Arch Dam – Reservoir at Seismic loading", with 11 participants from 8 different countries, differences are shown in the application of various finite element programs and in the levels of detail of the model in terms of stresses and deformations of the structure during an earthquake. Main attention is paid to the interaction between the structure and reservoir. It is common to consider the dynamic fluid-structure interaction with an added mass approach. A more sophisticated way is the use of acoustic or fluid elements. Arch dam simulations in earthquake loading have shown that the analyzed stresses in the structure, based on interaction modeling, can vary considerably.

1 Einführung

Zur Strukturanalyse stehen unterschiedliche numerische Programme mit benutzerfreundlichen Schnittstellen zur Verfügung. Diese Analysen erfordern einen soliden theoretischen Hintergrund. Auf der anderen Seite steht die Interpretation der Ergebnisse in Bezug auf die zugrunde gelegten Annahmen und ihre praktische Relevanz. Bei der Berechnung von Staumauern stehen hier die Definition der Kennwerte, die räumliche Diskretisierung und eine entsprechende Simulation von Lastfolgen im Vordergrund. Darüber hinaus wird speziell bei Bogenstaumauern besonderes Augenmerk auf die strukturelle Integrität und die Sicherheit unter seismischer Belastung gelegt.

Mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode können lineare und nichtlineare Analysen von Strukturen unter dynamischer Anregung durchgeführt werden. Für die Simulationen von Wasser-Bauwerk-Interaktionen unter dynamischer Belastung gibt es jedoch unterschiedliche Annahmen und Möglichkeiten. Die einfachste Art und Weise ist dabei der Ansatz der addierten Massen nach Westergaard oder Zangar. Diese durchaus grobe Annahme resultiert meist in überschätzten Ergebnissen in Abhängigkeit der Geometrie und Dimension des Bauwerks. Eine bessere Möglichkeit der Modellierung bilden da sogenannte Acoustic- oder Fluid Elements, die auf den Grundgleichungen nach Euler oder Navier-Stokes für Akustische Wellen oder Fluid Dynamik basieren.

1.1 Schwerpunkt des Benchmark Workshop

Der ICOLD - *„12th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams"* (Graz, 2.–4. Oktober, 2013) bestand aus 3 Aufgabenstellungen zum Thema Talsperren, die mittels numerischer Programme gelöst werden sollten. Das Thema A – *„Fluid Structure Interaction, Arch Dam – Reservoir at Seismic loading"* befasste sich mit dem in dieser Publikation behandeltem Thema. Die Themen B und C behandelten einerseits die numerische Modellierung und den Vergleich mit Messergebnissen von Setzungen in einem Schüttdamm, sowie die Simulation eines Dammbruchszenarios und dessen Auswirkungen auf das Vorland (Überflutung, Leben, Risiko, etc.).

Das Ziel des Themas A war die Durchführung einer dynamischen Wasser-Bauwerk-Interaktion Simulation einer Bogenstaumauer. Dabei konnte jeder Teilnehmer seinen eigenen Detailierungsgrad in der Modellierung wählen.

Das Hauptziel dieses Benchmark-Beispiels war die Anwendung von unterschiedlichen Ansätzen zur Interaktionsmodellierung, wie

- Addierte Massen (Westergaard, Zangar,…),
- Acoustic Elements (kompressibel, inkompressibel),
- Fluid Elements (kompressibel, inkompressibel)

und das Definieren unterschiedlicher Randbedingungen zwischen Reservoir und Gebirge als

- Reflektierend/Absorbierend (am Boden und/oder den Seiten).

Die Modellierung der Blockfugenöffnung durch Zugspannungen und nichtlineare Effekte waren nicht Teil dieses Benchmark-Beispiels.

1.2 Allgemeine Annahmen und Randbedingungen

Folgende allgemeine Annahmen und Randbedingungen sollten von den Teilnehmern eingehalten werden:

- Verwendung des bereitgestellten Finite-Elemente Netzes,
- Materialparameter,
- Beschleunigungs-Zeit-Verlauf in x -,y -,z – Richtung,
- "Unendliches" Reservoir (nicht reflektierend),
- Rayleigh Dämpfung.

2 Modell und Geometrie

Für die Berechnungen wurden 3D Modelle der Bogenstaumauer, des umliegenden Gebirges und des Reservoirs den Benchmark-Teilnehmern bereitgestellt.

Die Geometrie der Bogenstaumauer ist vollständig symmetrisch und hat eine Höhe von 220 m, eine Breite im Tal von 80 m und an der Krone 430 m. Die Geometrie wurde mittels desProgramms „Arch Dam Design“ erstellt, welches im Zuge einer Masterarbeit von DI Manuel Pagitsch entwickelt wurde.

Die Geometrie des Gebirges ist ebenfalls vollständig symmetrisch. Die Abmessungen sind in Abb. 1 dargestellt.

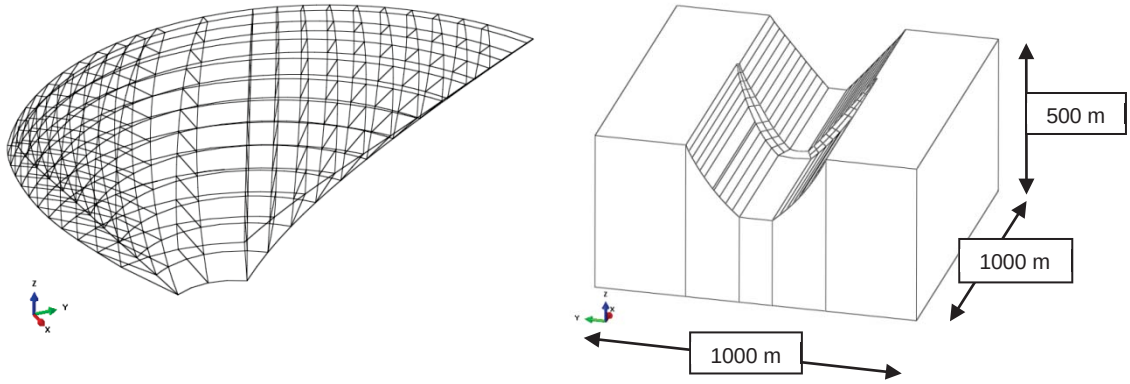


Abb. 1: Modell der Bogenstaumauer und des Untergundes

Das 3D-Modell des Reservoirs, zur Simulation mittels Acoustic oder Fluid Elementen hat eine minimale Länge von 460 m. (Abb. 2)

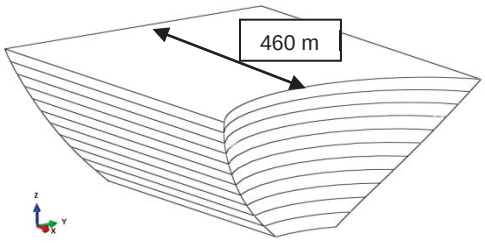


Abb. 2: Modell des Reservoirs

2.1 Erdbebenlast

Die Beschleunigungs-Zeit-Verläufe werden in allen drei Richtungen x, y und z an den Rändern des Untergrundes aufgebracht. Die drei orthogonal unabhängigen Verläufe wurden nach den österreichischen Richtlinien erzeugt und basieren auf Spektren. Die maximale Beschleunigung in jeder Richtung entspricht 0.1 g. (Abb. 3)

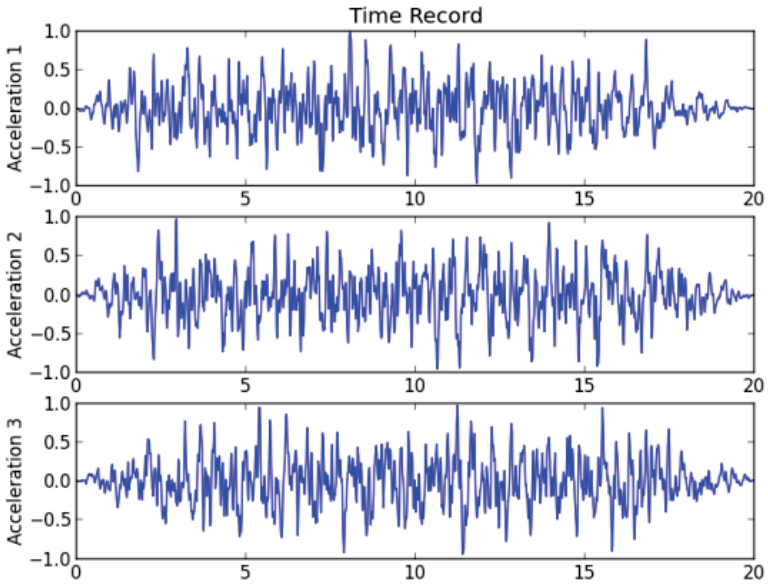


Abb. 3: Beschleunigungs-Zeit-Verläufe

3 Materialparameter

Die Materialparameter wurden vereinfacht für homogenes und isotropes Materialverhalten definiert. Für den Lastfall „Gravitation“ heißt das, dass auf das Verformungsverhalten der Mauer aufgrund des Öffnens der Blockfugen verzichtet wird und derselbe Elastizitätsmodul in allen drei Raumrichtungen wirkt. Für den Lastfall „Gravitation“ stand es den Teilnehmern offen orthotrop zu rechnen (Bauabschnitte).

Tab. 1: Materialparameter

	Dichte [kg/m^3]	Poisson - Ratio [-]	Youngs/Bulk - Modulus [MPa]
Bogenstaumauer	2400	0.167	27'000
Untergrund	0	0.2	25'000
Reservoir	1000	-	2200

4 Belastungen

Folgende Lasten werden auf das Modell aufgebracht:

- Gravitation,
- Hydrostatische Wasserlast (Volles Reservoir, Wassersp. = Kronenhöhe),
- Erdbeben (Modal Superposition oder Direct Time Integration).

Temperaturlasten wurden am Modell nicht berücksichtigt.

5 Teilnehmer, Verwendete Programme und Ansätze

Insgesamt gab es 11 Teilnehmer aus 8 unterschiedlichen Ländern (Schweiz, Niederlande, Frankreich, Deutschland, Schweden, Italien, Bulgarien und Österreich), welche sich des Benchmark-Beispiels annahmen. Jedem Teilnehmer stand es vollkommen frei, welches numerische Programme und welche Ansätze für die Interaktionsmodellierung er zum Lösen des Problems verwendet. Die allgemein geltenden Randbedingungen waren für jeden Teilnehmer dieselben und sind in Kap. 2 bis 4 definiert.

Die Referenzlösung in den Tabellen und Diagrammen (REF) hat nicht den Anspruch das Optimum sein, sondern sie stellt lediglich das Ergebnis der Berechnungen dar, die von uns am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft zum Vergleich durchgeführt und ausgewertet wurden.

In Tab. 2 sind die Workshop-Teilnehmer und deren verwendete Programme und Ansätze in willkürlicher Reihenfolge aufgelistet. Um die Anonymität zu bewahren, wurde auf die Veröffentlichung der Namen verzichtet und diese wurden durch Großbuchstaben ersetzt.

Tab. 2: Teilnehmer, verwendete Programme und Ansätze

	FE Programm	**Methode**	**Zusätzliche Informationen**
A	ABAQUS	Acoustic Elements	7.5% kritische Dämpfung
B	DIANA	Acoustic Elements	Kompressibles Fluid, Hybrid Frequency-Time Domain (HFTD) method
C	CANT-SD	Acoustic Elements	
D	DIANA	Acoustic Elements	Gleich wie Teilnehmer B, mit Bauabschnitten im Lastfall Eigengewicht
E	DIANA	Addierte Massen nach Westergaard	$E_{\mathrm{dyn}} = E_{\mathrm{sta}} \cdot 1.25$
F	ABAQUS	Acoustic Elements	
G	ABAQUS	Acoustic Elements	Infinite Elements an den Rändern, Beschleunigungen wurden nur auf der Unterseite des Modells definiert
H	FENAS ECCON IPP	Addierte Massen nach Westergaard	Mit Bauabschnitten im Lastfall Eigengewicht
I	ANSYS	Addierte Massen nach Westergaard	Berücksichtigung der vollständigen Westergaard Formel (Frequenzabhängigkeit)
J	COMSOL	Acoustic Elements	
K	CODE_ASTER	Inkompressible Finite Element Addierte Massen	Berechnung der addierten Massen mit dem Potential Ansatz (Acoustic Elements), mit Bauabschnitten im Lastfall Eigengewicht
REF	ABAQUS	Acoustic Elements	

6 Ergebnisse

Nachfolgende Ergebnisse zeigen nur einen Teil der Auswertungen aller Teilnehmer. Die detaillierten Ergebnisse und Paper jedes einzelnen Teilnehmers finden sich im Proceedings-Band des „12th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams“.

6.1 Eigenfrequenzen

Abb. 4 zeigt die Eigenfrequenzen der ersten 5 Eigenformen. Die niedrigeren Eigenfrequenzen der ersten beiden Moden der Teilnehmer H und I sind auf die Verwendung des Ansatzes der addierten Massen zurückzuführen. Die Überschätzung der mitschwingenden Masse führt dabei zu leicht niedrigeren Frequenzen, während sich die restlichen bei etwa 1.5 Hz einstellen. Auffällig ist auch, dass diejenigen, die das Programm DIANA verwendeten (B, D und E), ab der dritten Eigenform höhere Eigenfrequenzen erhalten. Dies gilt ebenso für Teilnehmer K, der das Open Source Programm CODE_ASTER verwendete. Alle weiteren Teilnehmer erhalten ähnliche Eigenfrequenzen.

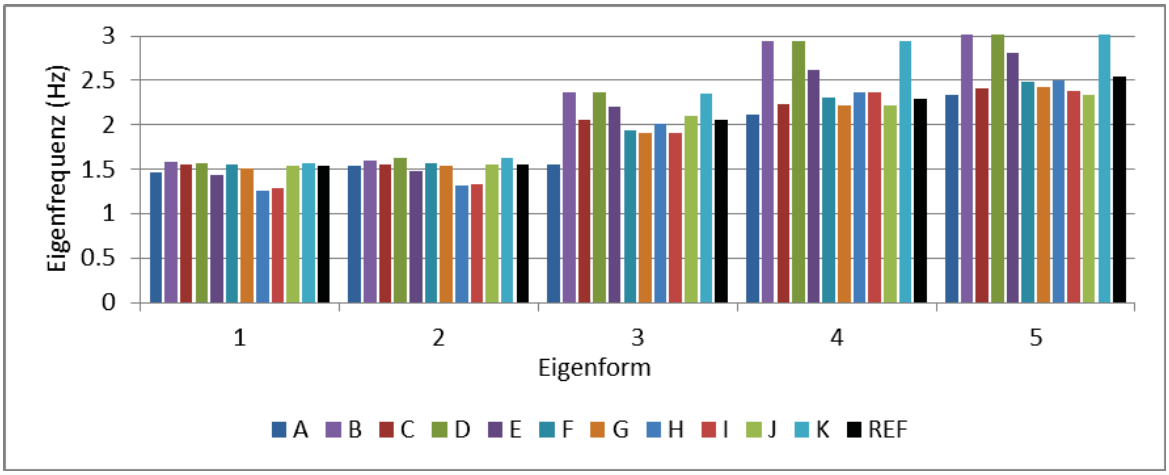


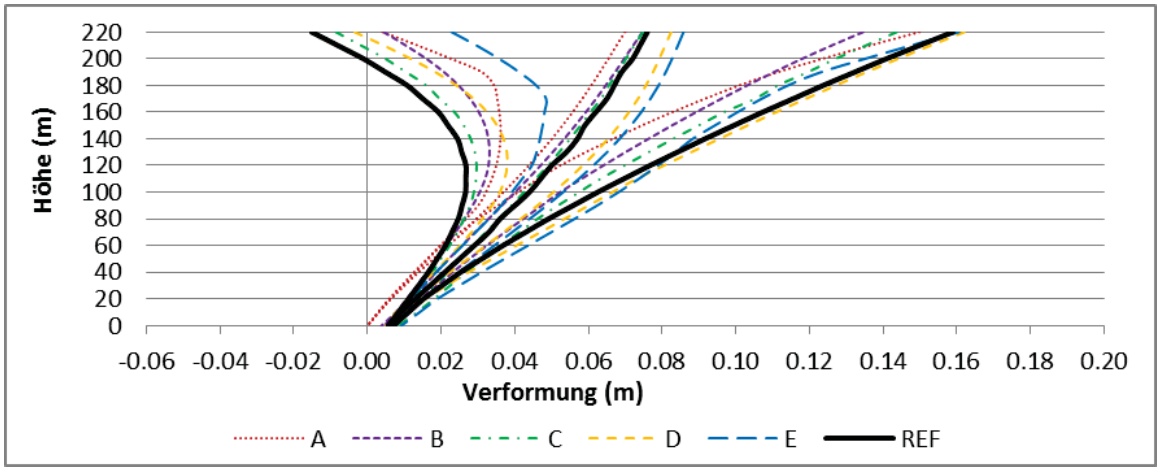
Abb. 4: Eigenfrequenzen

6.2 Verformungen und Bogenspannungen

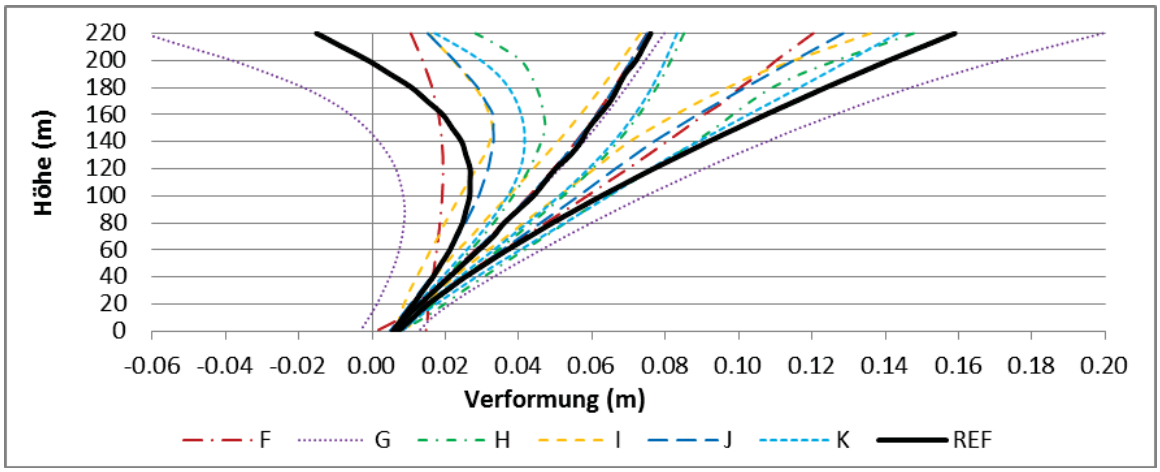
Die Abb. 5 und Abb. 6 zeigen die Verformungen und Bogenspannungen der Bogenstaumauer. An den Linien der Referenzergebnisse ist zu erkennen, dass pro Auswertung und Teilnehmer 3 Linien in einem Diagramm dargestellt werden. Diese 3 entsprechen den minimalen (linke Linie), maximalen (rechte Linie) und statischen Werten (mittlere Linie). Um die Übersichtig in den Abbildungen zu bewahren wurden diese Werte in der Legende nicht explizit ausgewiesen und beschriftet.

Betrachtet man die statischen Verformungen, so verhalten sie sich bei allen, bis auf die Teilnehmer D, E, H und K, ähnlich. Bei den Teilnehmern D, H und K ist

die erhöhte statische Verformung auf die Modellierung der Bauabschnitte im statischen Lastfall zurückzuführen. Die dynamischen Verformungen variieren wie erwartet stärker. Hervorzuheben sind auch die erhöhten Werte des Teilnehmers G, welche auf die Verwendung der Infiniten Elemente und das Aufbringen des Beschleunigungs-Zeit-Verlaufs nur auf der Unterseite des Modells zurückzuführen sind. Die im Vergleich geringeren minimalen Werte des Teilnehmers E sind mit der Erhöhung des E-Moduls im dynamischen Lastfall begründet.



a) Teilnehmer A – E



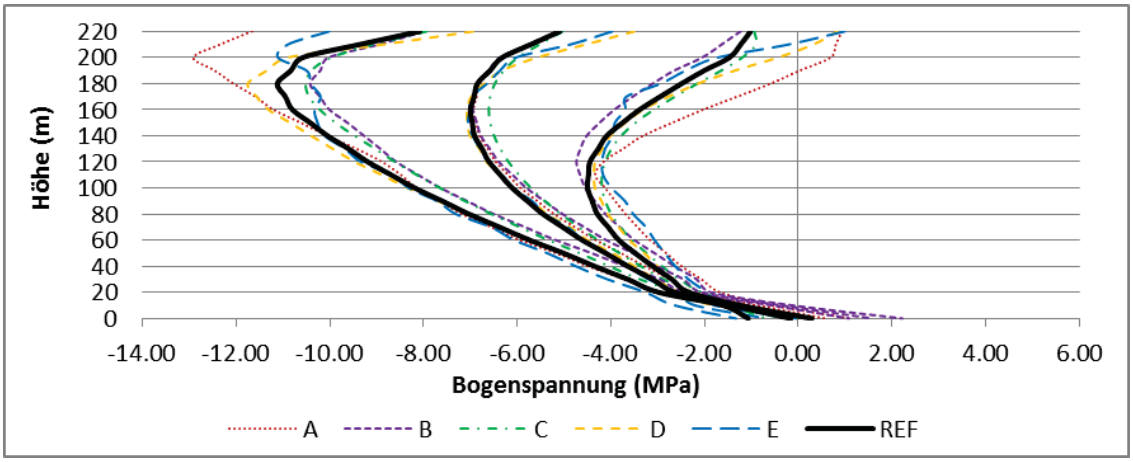
b) Teilnehmer F – K

Abb. 5: Verformungen der Bogenstaumauer über die Höhe im mittleren Querschnitt (Symmetrieebene)

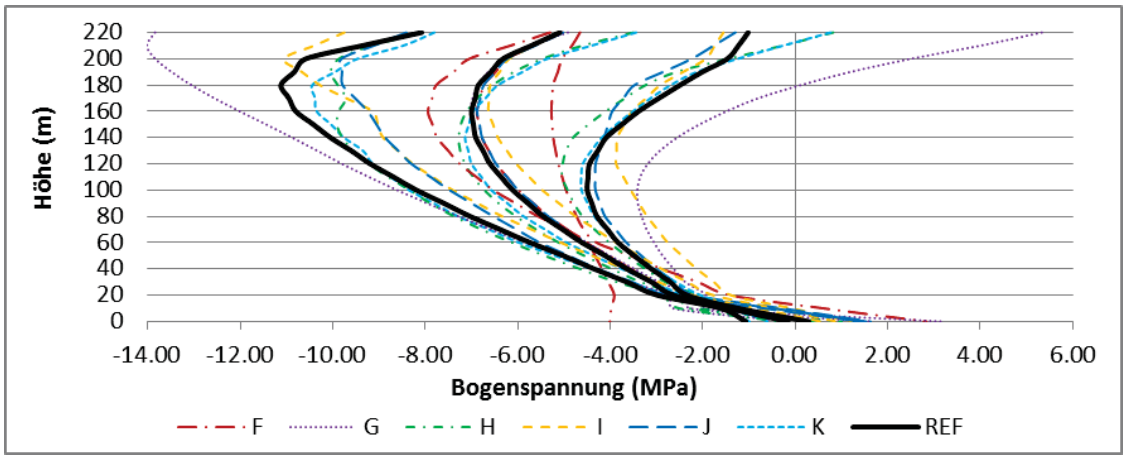
Beim Vergleich der Bogenspannungen an der Oberwasserseite lassen sich, bis auf die 2 Teilnehmer F und G, keine größeren Unterschiede erkennen (Abb. 6). Die Spannungen des Teilnehmers F sind dabei um einiges kleiner als jene der Anderen. Ein Grund dafür könnte sein, dass das Programm die Interaktion zwischen Reservoir und Sperre nicht berücksichtigt hat und sozusagen der Lastfall

„leeres Reservoir“ gerechnet wurde. Wie auch schon bei den Verformungen ersichtlich erhält Teilnehmer G auch bei den Bogenspannungen höhere Werte als die anderen Teilnehmer, was wiederum auf die Verwendung der Infiniten Elemente und des Beschleunigungs-Zeit-Verlaufs auf der Unterseite des Modells zurückzuführen ist. Interessant zu erwähnen ist auch, dass Teilnehmer I, der zwar mittels dem Ansatz der addierten Massen rechnete, aber dafür die vollständige (frequenzabhängige) Formel nach Westergaard verwendete, durchwegs ähnliche Ergebnisse bekommt wie die Teilnehmer mit dem Einsatz von Acoustic Elements.

Die Auswertungen der Bogenspannungen an der Unterwasserseite und der Vertikalspannungen befinden sich im Proceedings-Band des Benchmark Workshops und werden in diesem Artikel nicht dargestellt.



a) Teilnehmer A – E



b) Teilnehmer A – E

Abb. 6: Bogenspannungen an der Oberwasserseite über die Höhe im mittleren Querschnitt (Symmetrieebene)

7 Zusammenfassung

Die Gegenüberstellung aller Teilnehmer zeigt, dass trotz gleicher Randbedingungen (Modell, FE-Netz, Lastannahmen, etc.) stark abweichende Ergebnisse möglich sind. Jeder hatte die Möglichkeit seine präferierte Art der Interaktionsmodellierung zu wählen. Jedoch zeigt sich, dass die Beiden meist verwendeten Arten, addierte Massen und Acoustic Elements, bei einem Großteil der Teilnehmer ähnliche Ergebnisse liefern. In der Praxis ist es nach wie vor üblich den Ansatz der addierten Massen nach Westergaard zu verwenden. Im Regelfall trifft man damit eine konservative Annahme im Vergleich zur Modellierung mit Acoustic Elements. Die Lösung des Problems von Teilnehmer I, der die vollständige, frequenzabhängige Westergaard-Formel verwendete, zeigt, dass man auch mit dem einfachen Ansatz der addierten Masse Ergebnisse erzielen kann, die denen der „höheren" Modelle ähnlich sind. Abschließend sollte man zur Kenntnis nehmen, dass man die Ergebnisse solcher Berechnung immer kritisch betrachten sollte, da man Fehler in der Modellierung oder Anwendung nicht ausschließen kann. In der Regel sind Referenzlösungen aus vorangegangenen Projekten zur Validierung heranzuziehen und die eigenen Ergebnisse auf Plausibilität zu prüfen.

Für eine genauere Betrachtung und Diskussion der Ergebnisse wird auf den Proceedings-Band des *12th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams"*, 29–64, verwiesen.

Danksagung

Wir danken allen Teilnehmern am ICOLD – *„12th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams"* für ihre Beiträge und Teilnahme.

Weiterer Dank gilt dem ATCOLD (Austrian National Committee on Large Dams) für die finanzielle Unterstützung zur Durchführung des Workshops.

Referenzen

Institute of Hydraulic Engineering and Water Resources Management (2012). Benchmark Information on Theme A – Fluid Structure Interaction - Arch Dam – Reservoir at Seismic loading, ICOLD – 12th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, Graz University of Technology.

Institute of Hydraulic Engineering and Water Resources Management (2014). Proceedings of the 12th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, Graz University of Technology.

Adressen der Autoren

Dipl. Ing. Markus Goldgruber
Email: markus.goldgruber@tugraz.at
MSc. Shervin Shahriari
Univ. Prof. Dipl. Ing. Dr. techn. Gerald Zenz
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU Graz
Stremayrgasse 10/II
A-8010 Graz

FM Mauvoisin – Hydraulische Modellversuche zu Wasserverlusten am Überlauf Corbassière

FM Mauvoisin – Hydraulic model investigation on water losses at overflow weir Corbassière

Ruth Schefer, Nicola Lutz, Adriano Lais

Kurzfassung

Der im Wallis gelegene Stausee Mauvoisin wird durch die Forces Motrices de Mauvoisin (FMM) betrieben und unter anderem durch die Fassungen Séry und Corbassière gespiesen. Das bei Corbassière gefasste Wasser wird über einen Fallschacht mit anschliessendem Vereinigungsbauwerk dem von Séry kommenden Zuleitungsstollen zugeführt. Im Laufe der Jahre haben sich unterstrom der Vereinigung bis zu 0.70 m mächtige Ablagerungen im 2.45 m hohen Zuleitungsstollen gebildet. Ein 15 m oberstrom der Vereinigung angeordnetes Überlastbauwerk entlastet den Zuleitungsstollen beim Übergang zur Vollfüllung resp. bei Überschreitung des Ausbaudurchflusses. Vor Ort wird jedoch ein schwallartiges Anspringen des Überlaufs bei deutlich kleineren Abflüssen beobachtet.

Mittels physikalischer Modellversuche im Massstab 1:10 wurde an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) die Ursache des vorzeitigen Überlauf-Anspringens eruiert. Zudem wurden Massnahmen zur Vermeidung dieser Überläufe und zur Verbesserung der Strömungsverhältnisse in der Vereinigung untersucht. Die Modellversuche zeigen zwei Ursachen für das Problem. Einerseits trägt der Fallschacht viel Luft ins System ein. Da die Toskammer am Schachtfuss ohne Entlüftungseinrichtung ausgebildet ist, erfolgt der Luftaustrag über das Stollensystem sowohl nach ober- als auch nach unterstrom. Bei hohem Teilfüllungsgrad bildet sich in beiden Abschnitten eine Pfropfenströmung. Das Ausblasen der Wasserpfropfen in das Überlastbauwerk erzeugt Wellen, die über die Überlaufkrone schwappen und somit zum vorzeitigen Anspringen der Entlastung führen. Eine weitere Ursache sind die Ablagerungen im Stollen, welche die Abflusskapazität deutlich mindern.

Dieser Beitrag beschreibt die Ergebnisse der Modellversuche. Dabei werden die im Ist-Zustand beobachteten Strömungsverhältnisse diskutiert und eine mögliche Optimierung angesprochen. Insbesondere wird auf den Lufteintrag im Fallschacht und die Wasser-Luft-Strömung im System eingegangen.

Abstract

The Mauvoisin Reservoir in Wallis, Switzerland, is filled, among other inflows, by water from the Séry and the Corbassière catchment areas. The water from Corbassière is conveyed by a vertical drop-shaft with an ensuing conjunction structure into the diversion tunnel from Séry. About 15 m upstream of this junction, a side overflow structure with the weir crest at the tunnel ridge level is inserted. Field observations indicated flush-like water losses at the overflow at discharges smaller than the maximum tunnel discharge capacity. Furthermore, sediment deposits of up to 0.7 m in the 2.45 m high tunnel were observed.

The causes of the overspill were studied at a 1:10 scaled Froude model at VAW, ETH Zurich, including measures to avoid water losses and to improve the flow conditions in the junction. The model tests indicated a large air entrainment rate into the drop shaft. The air was observed to be transported up- and downstream of the junction with the diversion tunnel as air pockets, i.e. slug-flow. The air pockets collapse in the pre-chamber of the lateral overflow and thereby cause the overspill. The sediment deposits lead to a reduced discharge capacity of the tunnel, so that the overspill is observed at smaller discharges than without the presence of deposits.

This paper describes the results of the physical model investigations for the present situation and possible optimization measures. The air entrainment in the drop shaft and the water-air-discharge in the system are thereby particularly discussed.

1 Einleitung

Der im Kanton Wallis gelegene Stausee Mauvoisin wird unter anderem durch die Fassungen Séry und Corbassière gespiesen. Das bei Corbassière gefasste Gletscher-Wasser wird über einen rund 40 m hohen Fallschacht mit Innen-durchmesser 1.90 m und anschliessendem Vereinigungsbauwerk dem von Séry kommenden Zuleitungsstollen zugeführt (Abb. 1). Im Laufe der Jahre haben sich unterstrom der Vereinigung bis zu 0.70 m mächtige Ablagerungen im 2.45 m hohen unverkleideten Zuleitungsstollen gebildet, welche die rechnerische Abflusskapazität des Zuleitungsstollens von 10.5 m^3/s auf 6.5 m^3/s mindern. Der Zuleitungsstollen wird im Freispiegelabfluss betrieben. Oberstrom der Vereinigung wurde der ehemalige Fensterstollen Corbassière zur gezielten Ausleitung von Wasser bei Vollfüllung des Stollens zum Überlastbauwerk umgestaltet (Schnitt A-A, Abb. 1). In Natur wird schon bei Zuflüssen ab 6 m^3/s ein schwallartiges Anspringen des Überlaufs beobachtet. Die sich dabei ergebenden jährlichen Wasserverluste beim Fensterstollen Corbassière gibt der Betreiber FMM im Mittel zu 2.3 Mio.m^3 an. Deshalb beauftragte die FMM die

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), in physikalischen Modellversuchen die Ursache der vorzeitigen Wasserverluste zu eruieren und mögliche Gegenmassnahmen zu untersuchen.

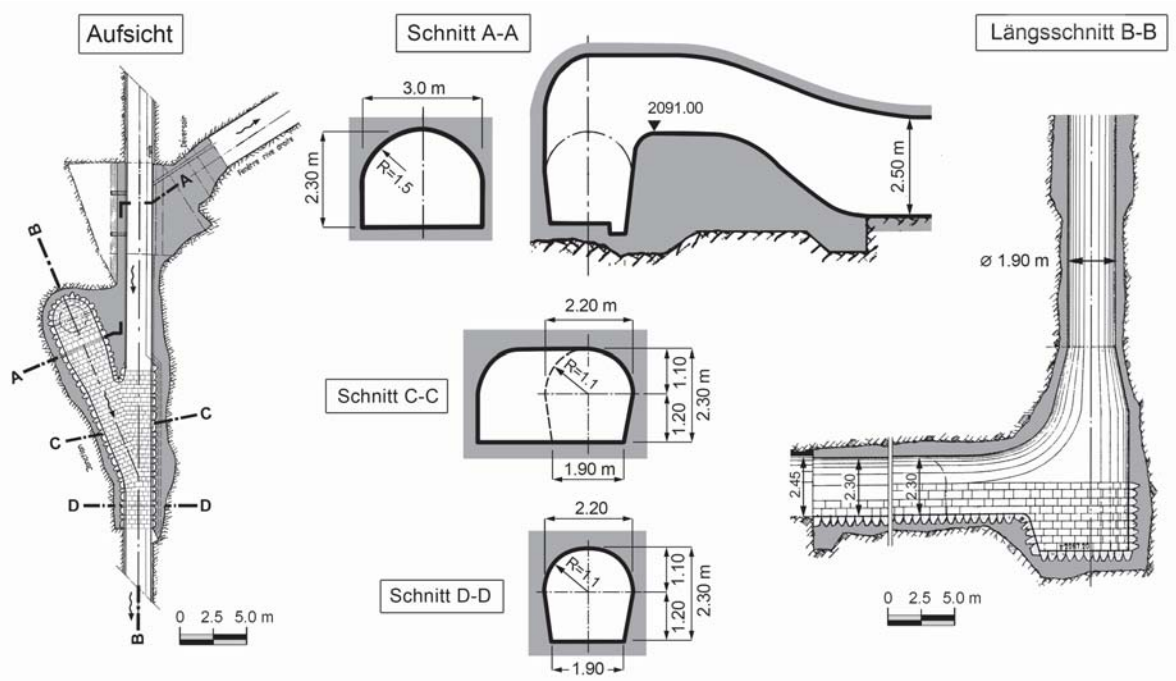


Abb. 1: Aufsicht, Querschnitte und Längsschnitt des Fallschachts Corbassière mit Toskammer, Vereinigung mit Zuleitungstollen und Überlastbauwerk.

2 Physikalisches Modell

2.1 Modellbau und Perimeter

Das physikalische Modell zum Ist-Zustand besteht mehrheitlich aus Plexiglas und bildet den Fallschacht, die Vereinigung der beiden Fassungen und den Überlauf Corbassière detailgetreu im Massstab 1:10 ab (Abb. 2). Der Zuleitungsstollen wird auf einer Länge von 65 m, von 20 m oberstrom des Überlaufs bis 40 m unterstrom der Vereinigung, nachgebildet. Die Modellversuche basieren auf der Ähnlichkeit nach Froude. Dabei wird der Lufteintrag im Modell aufgrund des Einflusses der Oberflächenspannung und der Viskosität generell unterschätzt. Dieser Einfluss ist bei dem Modellmassstab von 1:10 gering, zumal eine glattere Fallschachtoberfläche die Fallgeschwindigkeiten modellgesetzmässig erhöht und somit den hemmenden Einfluss von Oberflächenspannung und Viskosität auf den Lufteintrag teilweise zu kompensieren vermag. Zur Bestimmung des Lufteintrags Q_{L} in den Fallschacht wird der Fallschachteinlauf luftdicht verschlossen, in einem Belüftungsrohr die Luftgeschwindigkeit mit Messflügeln gemessen und über die durchströmte Fläche auf den Luftdurchfluss Q_{L} geschlossen.

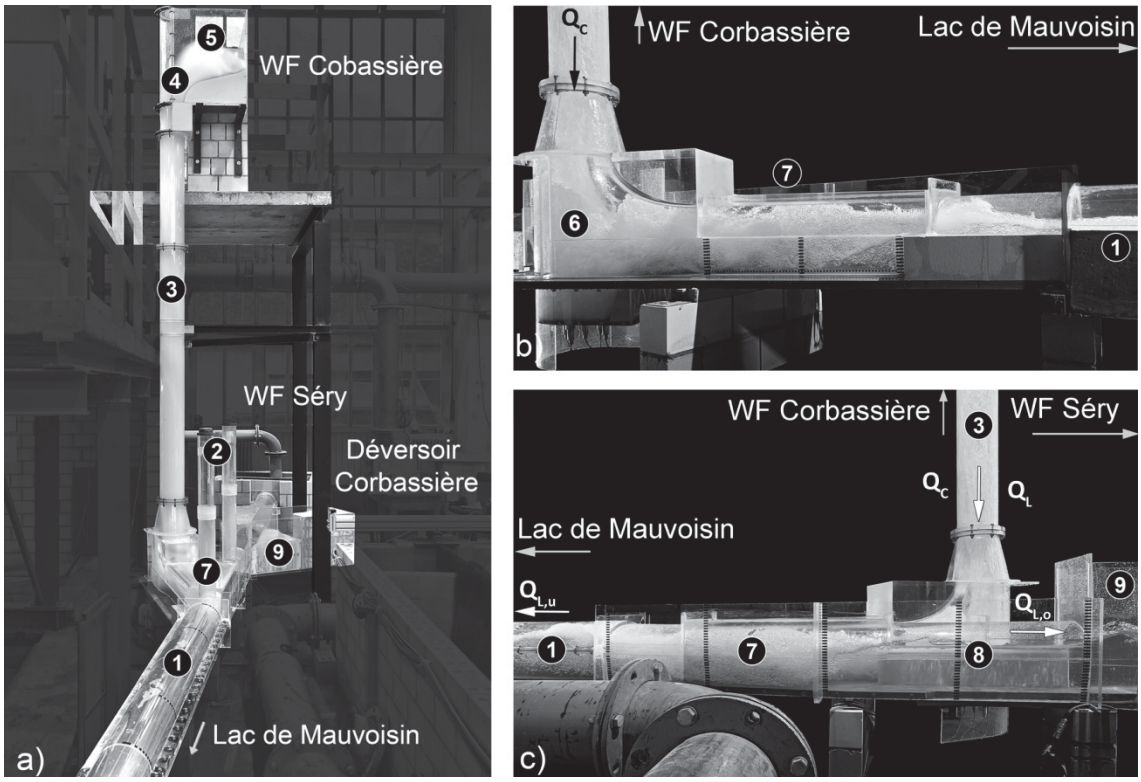


Abb. 2: VAW-Modell zum Ist-Zustand im Massstab 1:10: a) Übersicht gegen Fliessrichtung; Seitenansicht b) Toskammer, c) Zuleitungsstollen. ① Zuleitungsstollen, ③ Fallschacht, ④ Fallschachteinlauf, ⑤ Überlauf des Entsanders und Sammelkanal, ⑥ Toskammer, ⑦ Vereinigung, ⑧ Zwischenstollen, ⑨ Überlastbauwerk. Entlüftungs-Leitungen ② sind rein messtechnischer Natur.

3 Ist-Zustand

Es werden unterschiedliche Lastfallkombinationen (Betrieb beider oder nur einer Fassung) bis zu totalen Durchflüssen entsprechend der Stollenkapazität untersucht. Der Beitrag konzentriert sich auf den alleinigen Betrieb der Fassung Corbassière mit einem Durchfluss von Q_C.

3.1 Strömungsverhältnisse

Das in Corbassière gefasste Wasser fällt nach der Entsanderanlage in den Sammelkanal. An der Prallwand bildet sich eine Stosswelle aus (Abb. 3), die sich überschlägt und folglich Luftblasen in die Wasserphase einschliesst. Die Strömung in den Fallschacht entspricht demnach einem stark vorbelüfteten, hoch turbulenten und schiessenden Wasser-Luft-Gemisch. Diese speziellen Einlaufbedingungen führen zum Zuschlagen des Fallschachteinlaufs bei bereits Q_C > 4.7 m^3/s, was knapp der Hälfte der Ausbauwassermenge des Entsanders entspricht.

Das Wasser fällt mit leichtem Drall in die Toskammer. Bei grossen Durchflüssen füllt ein Wasser-Luft-Gemisch den Querschnitt des Fallschachts aus. Der Strahl

trifft auf das Wasser-Luft-Polster, schlägt bis auf dem Boden der Toskammer durch und wird aus dessen Vertiefung steil nach oben umgelenkt. Diese Strahl-Umlenkung führt zum Aufprall der Strömung an die Firste des Auslaufbauwerks der Toskammer (Abb. 4), womit sich nicht die übliche Ausbildungsform der Toskammer für eine optimale Energieumwandlung bildet (Abb. 1) (Kellenberger 1988).

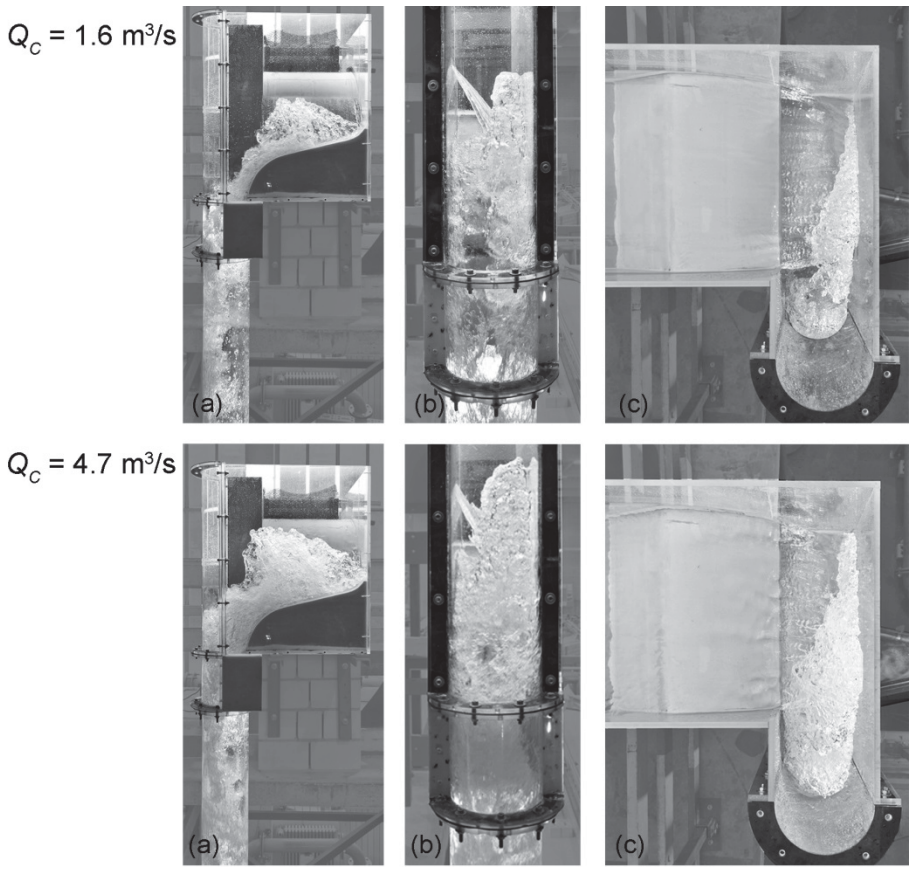


Abb. 3: Strömungsverhältnisse im Fallschachteinlauf bei Q_C = 1.6 m³/s (oben), Q_C = 4.7 m³/s (unten). (a) Blick frontal auf Überlauf des Entsanders, (b) Blick gegen Strömungsrichtung des Sammelkanals, (c) Draufsicht auf Sammelkanal und Einlaufbereich des Fallschachtes. Ab Q_C > 4.7 m³/s wird Fallschachteinlauf durch Wasser-Luft-Gemisch ausgefüllt.

Der Fallschacht wird über einen 90°-Krümmer mit einer Vertiefung in das Auslaufbauwerk geleitet, was ein Aufsteigen der Luft an die Wasseroberfläche und eine freie Luftzirkulation nicht zu gewährleisten vermag. Dies führt zu stark pulsierenden Abflüssen in der Vereinigung. Speziell bei grossen Durchflüssen $Q_C \geq 9.5$ m³/s füllt ein Wasser-Luft-Gemisch den gesamten Querschnitt des Auslaufbauwerks aus. Die für die Abfluss-Stabilität wichtige freie Luftzirkulation ist nicht gewährleistet. Die Trennung der Luft- von der Wasserphase beginnt in der Vereinigung und reicht bei grossen Abflüssen bis in den Zuleitungsstollen, wo sich die sogenannte Schichtströmung ausbildet. Bei Betrieb der Fassung

Corbassière und hohem Teilfüllungsgrad des Zuleitungsstollens wird infolge des hohen Luftdurchsatzes der Übergang von der Schicht- zur Pfropfenströmung beobachtet, was sich mit dem Ansatz von Taitel und Dukler (1976) auf der Basis der Kelvin-Helmholtz Instabilitätstheorie deckt. Die an die Oberfläche aufgestiegene Luft wird in Form von Luftpaketen, getrennt durch Wasser-Pfropfen, nach oberstrom in Richtung Überlastbauwerk und nach unterstrom durch den Zuleitungsstollen transportiert; die Wasserpfropfen werden dabei pulsierend in das Überlastbauwerk ausgetragen. Die dadurch erzeugten Wellen schwappen über den Überlauf und bewirken ein vorzeitiges schwallartiges Anspringen der Entlastung. Ohne Ablagerungen im Zuleitungsstollen springt der Überlauf bei Q_C = 9.5 m^3/s an (Abb. 4).

Mit den 0.70 m hohen Sedimentablagerungen werden analoge Strömungs-Verhältnisse beobachtet. Die Ablagerungen bewirken jedoch hohen Rückstau, was schon ab Q_C = 5.4 m^3/s zu einer Pfropfenströmung und Wasserverlusten führt.

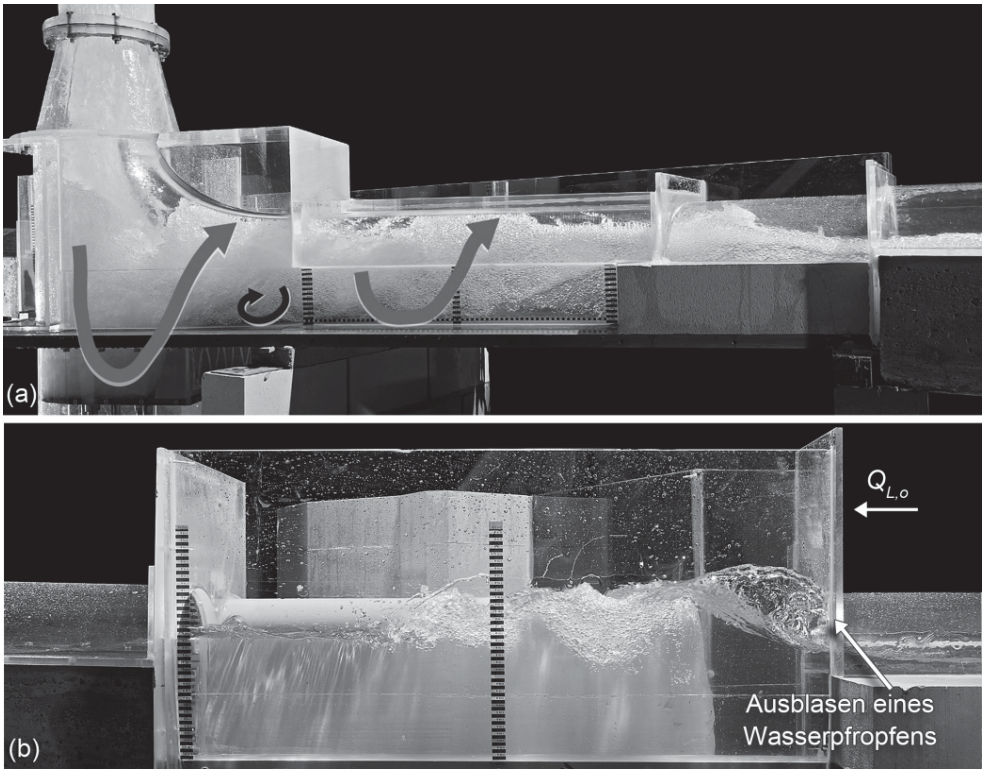


Abb. 4: Strömungspulsationen im Ist-Zustand bei alleinigem Betrieb der Fassung Corbassière mit Q_C = 9.5 m^3/s. (a) Fallstrahl wird an Toskammer-Boden vertikal aus Vertiefung an Firste umgelenkt. Das Wasser-Luft-Gemisch füllt das Auslaufbauwerk der Toskammer aus, (b) Ein Wasserpfropfen wird stromaufwärts in Überlastbauwerk ausgeblasen. Die Pulsation führt zum Überschwappen. (Blick frontal auf Überlauf).

3.2 Zwischenfazit

Die im Prototyp beobachteten Überläufe sind primär auf die Kapazitäts-Minderung durch die Sedimentablagerungen und sekundär auf die durch den hohen Lufteintrag bei fehlender Entlüftung generierte Pfropfenströmung zurückzuführen. Die im Modell beobachteten kritischen Durchflüsse für das Einsetzen des Wasserverlusts decken sich mit den Beobachtungen des Betreibers vor Ort.

4 Optimierte Endvariante

Die Sedimentablagerungen wurden im Winter 20012/13 entfernt. Die Versuche zur Optimierung konzentrieren sich deshalb auf eine Verbesserung des Lufttransports, wobei aus Kostengründen eine gebräuchliche Entlüftungsleitung am Schachtfuss nicht verfolgt wurde. Die Höhenlage der Stollenfirste in der Toskammer, der Vereinigung und im Stollenabschnitt zwischen Vereinigung und Überlastbauwerk wird als kritisch erachtet und gegenüber dem Ist-Zustand angehoben. Die optimierte Endvariante mit einer Anhebung der Firste um 1 m bis 1.7 m gemäss Abb. 5 basiert auf schrittweiser Optimierung der Höhenlage unter Berücksichtigung von bautechnischen Anforderungen des Auftraggebers.

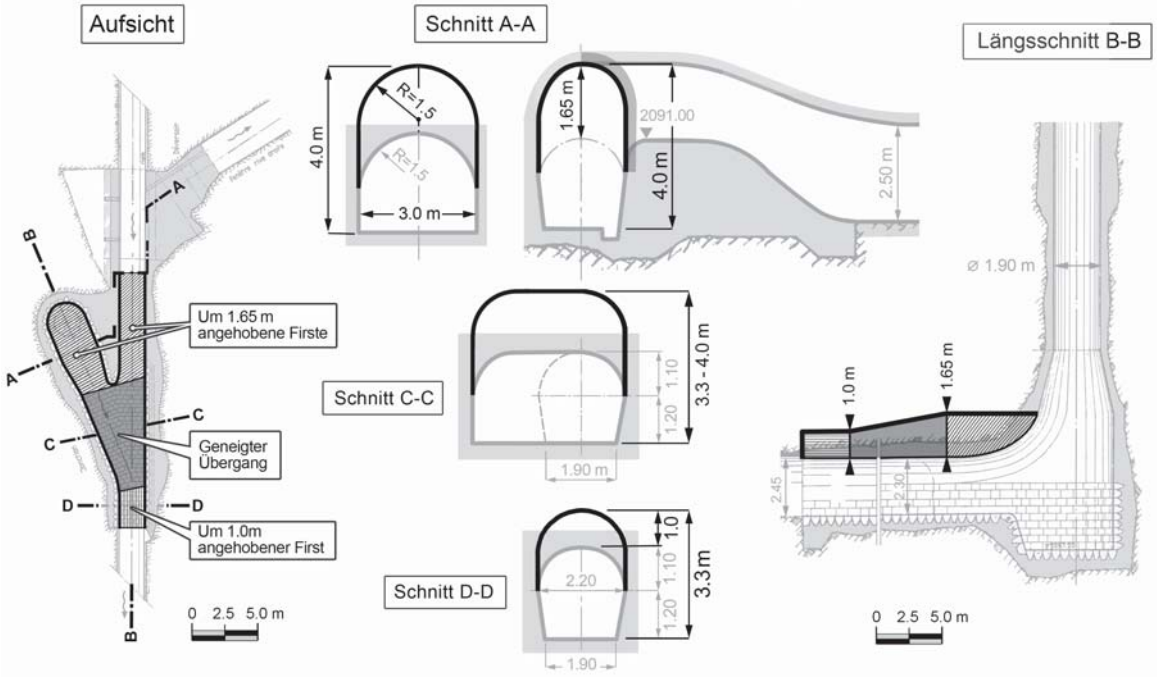


Abb. 5: Grundriss, Querschnitte und Längsschnitt der optimierten Endvariante mit gegenüber Ist-Zustand angehobener Stollenfiste im Bereich der Vereinigung.

Die Strömungsverhältnisse am Schachtfuss sind nicht durch diese Optimierung betroffen, folglich wird das Wasser weiterhin vertikal nach oben aus der Toskammer-Vertiefung ausgeleitet (Abb. 6). Ein Zuschlagen des Auslauf-

Bauwerks auf seiner ganzen Länge wird jedoch durch die erhöhte Firste auch bei hohen Abflüssen vermieden, wodurch die Luft mehrheitlich frei zirkuliert (Abb. 6). Durch die geringeren Luftgeschwindigkeiten über der freien Wasser-Oberfläche und den kleineren Teilfüllungsgrad werden stabile Verhältnisse generiert. Dies hat einen relativ ruhigen Wasserspiegel vor dem Überlauf ohne schwallartige Wasserverluste zur Folge. Der Überlauf springt deshalb erst ab Vollfüllung des Zuleitungsstollens an und die maximale Abflusskapazität des Stollens kann in Richtung Stausee durchgeleitet werden. Ein grosser Anteil der eingetragenen Luft wird durch den erhöhten Stollen in Richtung Überlast-Bauwerk abgeführt, der Fensterstollen wird als Entlüftungseinrichtung genutzt. Durch die im Vergleich zum Ist-Zustand geringere nach stromab transportierte Luftmenge wird die Pfropfenströmung auch im Zuleitungsstollen verhindert, was insbesondere die dynamisch auf den unverkleideten Stollen wirkenden Kräfte reduziert.

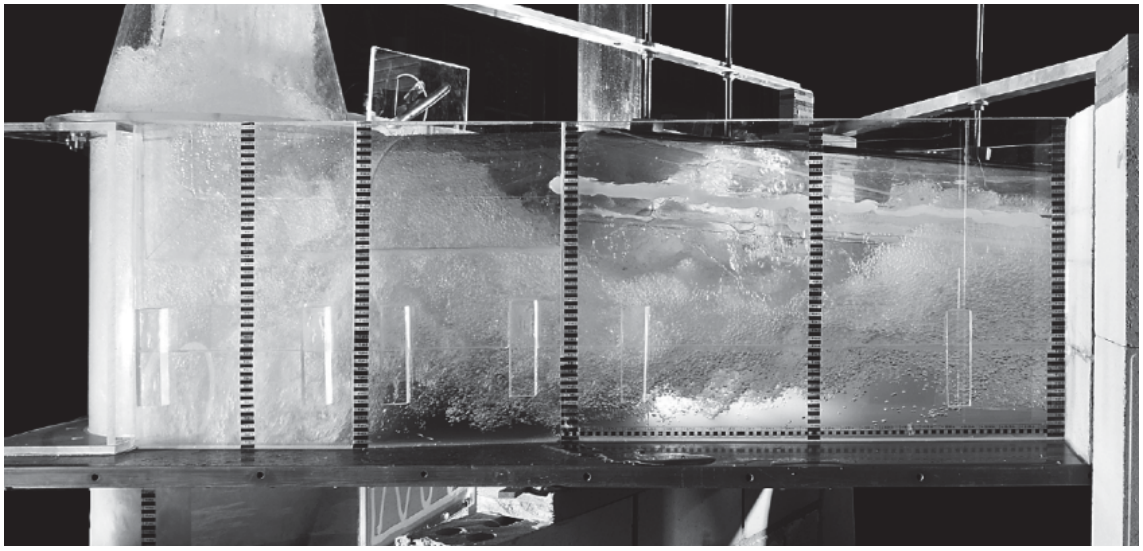


Abb. 6: Strömungsverhältnisse in Toskammer und Vereinigung bei optimierter Endvariante bei alleinigem Betrieb der Fassung Corbassière bei Q_C = 10.5 m^3/s.

5 Lufteintrag in den Fallschacht

In den Modellversuchen wird der Lufteintrag Q_L in Abhängigkeit vom Durchfluss Q_C der Fassung Corbassière gemessen (Abb. 7). Im Ist-Zustand steigt der Lufteintrag mit zunehmenden Durchfluss an, bis er bei Q_C = 3.1 m^3/s das Maximum von Q_L = 31 m^3/s erreicht ($\beta = Q_L/Q_C$ = 10). Der ermittelte Lufteintrag bei diesen Abflüssen deckt sich mit der Berechnung nach Kleinschroth (1972), wobei gemäss einer Kontinuitätsbetrachtung angenommen wird, dass sich die Phasen Wasser und Luft im Fallschacht mit der gleichen Geschwindigkeit bewegen. Die Fallgeschwindigkeit wird dabei nach Hager und Kellenberger (1987) berechnet. Durch die turbulenten Einlaufbedingungen wird im Gegensatz

zu einem Wirbelfallschacht die freie Luftzirkulation unterbunden, weshalb der Ansatz von Kellenberger (1988) für Wirbelfallschächte den Lufteintrag im vorliegenden Fall deutlich unterschätzt.

Bei weiter steigenden Wasserdurchflüssen Q_C fällt der Lufteintrag ab und stagniert bei Durchflüssen Q_C > 8 m^3/s bei Q_L = 22–23 m^3/s (β = 2.3–2.8). Die Abnahme des Lufteintrags bei grossen Durchflüssen wird u. a. durch die eingeschränkte Lufttransportkapazität im Unterwasser verursacht (Zuschlagen des Querschnitts, siehe Kap. 3). In Analogiebetrachtung reduziert der durch die Ablagerungen ausgelöste Rückstau den Lufteintrag (Abb. 7).

Durch das Anheben der Firste wird die freie Luftzirkulation auch bei grossen Abflüssen ermöglicht, es kann sich eine Luftströmung über dem Wasser-Luft-Gemisch-Abfluss ausbilden. Die Lufttransportkapazität im Unterwasser des Fallschachts wird erhöht. Dementsprechend nimmt bei Abflüssen Q_C > 6.3 m^3/s der Lufteintrag in den Fallschacht um 16–23% deutlich zu (Abb. 7). Weiter zeigt die Untersuchung, dass der Luftbedarf bei der Anlage Corbassière bei hohen Abflüssen direkt an die Lufttransportkapazität im Unterwasser gekoppelt ist und die Bedingungen zur Anwendung der gängigen Ansätze zur Ermittlung des Luftbedarfs eines Fallschachts nur bedingt anwendbar sind.

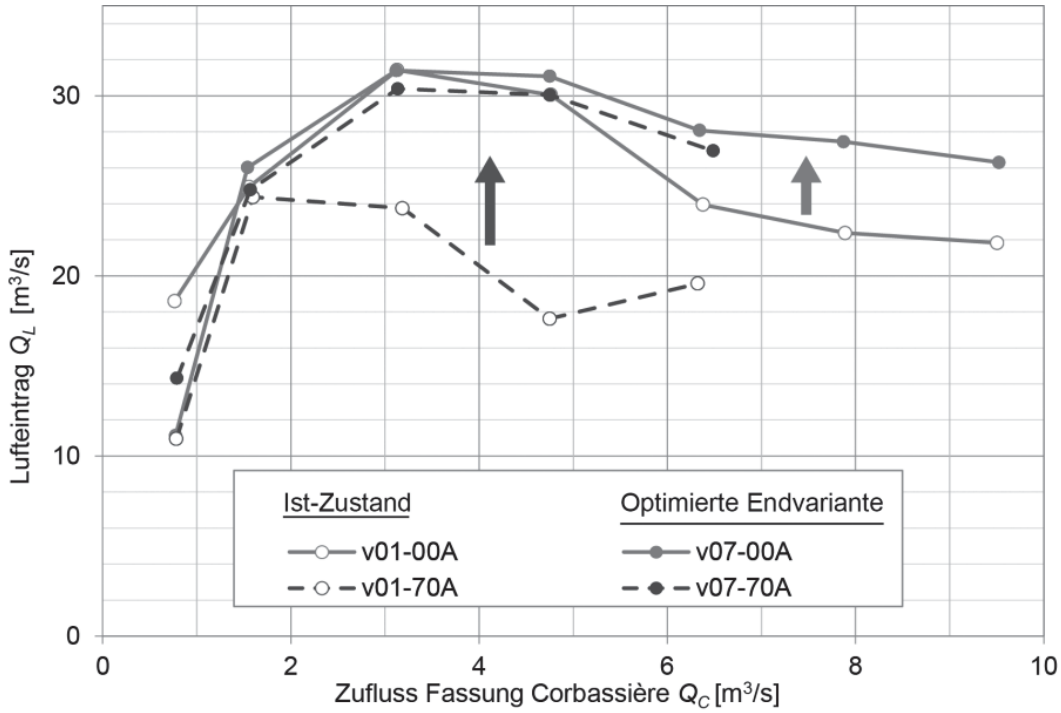


Abb. 7: Lufteintrag in Fallschacht: (○) Ist-Zustand und (●) optimierte Endvariante für (- -) mit und (—) ohne 0.70 m hohe Sedimentablagerungen im Zuleitungsstollen.

6 Zusammenfassung

Die Ergebnisse von hydraulischen Modellversuchen zum Zusammenfluss des Fallschachtes und des Zuleitungsstollens Mauvoisin werden vorgestellt. Es zeigt sich, dass das in Natur beobachtete vorzeitige, schwallartige Anspringen des Entlastungsbauwerks des Stollens primär auf Sedimentablagerungen im Stollen (Reduktion der Abflusskapazität) und sekundär auf grossen Lufteintrag im Fallschacht bei fehlender Entlüftung (Pfropfenströmung, Pulsationen) zurückzuführen ist. Durch Entfernen der Ablagerungen und Anheben der Stollenfirste im Bereich der Toskammer und der Vereinigung lassen sich diese Pulsationen reduzieren und zudem das vorzeitige Anspringen des Überlaufs vermeiden.

Danksagung

Die VAW bedankt sich bei der Forces Motrices de Mauvoisin S.A. für den Auftrag und die angenehme Zusammenarbeit.

Referenzen

Hager, W.H., Kellenberger, M.H. (1987). Die Dimensionierung des Wirbelfallschachtes, gwf-Wasser/Abwasser, 128(11), 585–590.

Kellenberger, M.H. (1988). Wirbelfallschächte in der Kanalisationstechnik. Mitteilung 98, D. Vischer, ed. Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich.

Kleinschroth, A. (1972). Strömungsvorgänge im Wirbelfallschacht, Mitteilung 8, Institut für Hydraulik und Gewässerkunde, TU München.

Taitel, Y., Dukler, A.E. (1976). A model for predicting flow regime transitions in horizontal and near horizontal gas-liquid flow, AIChE Journal, 22(1), 47–55.

Adressen der Autoren

Nicola Lutz (korrespondierende Autorin)

Email: lutz@vaw.baug.ethz.ch

Ruth Schefer

Adriano Lais

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich

Wolfgang-Pauli-Str. 27

CH-8093 Zürich

Hydraulische Bemessung des Klaviertastenwehrs

Hydraulic design of Piano Key Weirs

Michael Pfister, Anton J. Schleiss

Kurzfassung

Freie Überfallwehre sind hydraulisch effizient und sicher im Betrieb. Die Überfallkapazität hängt dabei direkt von der hydraulisch aktiven Wehrlänge ab, welche beim Labyrinthwehr relativ zur konstruktiven Wehrbreite optimiert ist. Als Alternative zum bekannten Labyrinthwehr wurde in neuerer Zeit das Klaviertastenwehr entwickelt, welches gegenüber Labyrinthwehren Vorteile hinsichtlich hydraulischer Leistungsfähigkeit sowie Baukosten aufweist. Dank der vergleichsweise kleinen Aufstandsfläche sind Klaviertastenwehre vor allem eine effiziente und kostengünstige Lösung zur Erhöhung der Hochwasserabflusskapazität bei bestehenden Gewichtsstaumauern.

Aktuelle Forschungsergebnisse, resultierend aus umfangreichen Modellversuchen zu Klaviertastenwehren am *Laboratoire de Constructions Hydrauliques* (LCH) der EPFL, erlauben eine allgemeine Vorhersage der Abflusskapazität in Funktion der Wehrgeometrie. Diese wird im Artikel beschrieben, begleitet von Hinweisen zur Sensitivität des Klaviertastenwehrs bezüglich Verklausung.

Abstract

The Piano Key Weir (PKW) is a hydraulically attractive alternative to linear overflow weirs, increasing the unit discharge for similar heads and spillway widths. This advantage allows for operating dam reservoirs on an increased level and thereby provides an enhanced retention volume, resulting of the non-linear set-up of PKWs being folded back and forth to make repeating cycles or keys. PKWs are relatively novel structures, so that a comprehensive and systematic model test series is presented herein providing design equations. It turned out that primary and secondary parameters exist regarding the relative effect on the discharge rating curve. The main parameters having a significant effect on the capacity are the relative developed crest length and the relative head on the PKW. The secondary parameters of small but not negligible effect comprise the ratio of inlet and outlet key widths, the ratio of inlet and outlet key heights, the relative overhang lengths, and the relative height of the parapet walls.

1 Einleitung

Hochwasserentlastungsanlagen spielen eine zentrale Rolle für die Sicherheit von Talsperren. Eine ungenügende Hochwasserentlastungskapazität ist die Ursache von rund einem Drittel aller Talsperrenbrüche (Schleiss 2011a). Das Einlaufbauwerk einer Hochwasserentlastungsanlage kann geregelt ausgebildet werden, und ist entsprechend mit Kontrollorganen wie Klappen oder Segmenten ausgerüstet, oder ungeregelt, und besteht dann aus einem Überfallprofil. Geregelte Einlaufbauwerke verfügen über eine relativ hohe spezifische Abflusskapazität, während ungeregelte Einlaufbauwerke eine geringere Störungsanfälligkeit aufweisen.

Die Entlastungskapazität eines freien Kronenüberfalls ist direkt proportional zu dessen Länge, für eine gegebene oberwasserseitige Energiehöhe H. Um bei ungeregelten Überfallprofilen das Defizit der vergleichsweise geringen spezifischen Abflusskapazität zumindest teilweise zu kompensieren, kann die abgewickelte Kronenlänge erhöht werden. Dazu werden traditionell gekrümmte oder fächerförmige Wehre verwendet. Als besonders effizient haben sich Labyrinthwehre herausgestellt (Lux und Hinchliff 1985, Tullis *et al.* 1995, Falvey 2003), welche bisher in grosser Anzahl erstellt wurden (Abb. 1). Diese werden meist dann verwendet, falls die verfügbare Wehrbreite oder der oberwasserseitige Überstau beschränkt sind.



Abb. 1: Lake Townsend Dam Labyrinthwehr (Foto Schnabel Engineering, USA)

Das Klaviertastenwehr stellt eine Weiterentwicklung des Labyrinthwehrs dar (Schleiss 2011b). Die Aufstandsfläche ist geringer als bei einem Labyrinthwehr, woraus Überhänge zum Unter- und Oberwasser hin resultieren (Abb. 2). Nebst

einer verbesserten hydraulischen Funktionsfähigkeit hat das Klaviertastenwehr somit den Vorteil, dass es auf äusserst beschränkten Aufstandsflächen, wie zum Beispiel auf Gewichtsmauern, installiert werden kann. Es stellt deshalb insbesondere eine effiziente und wirtschaftliche Lösung für die Erhöhung der Hochwasserentlastungskapazität von Gewichtsmauern dar.

(a)



(b)

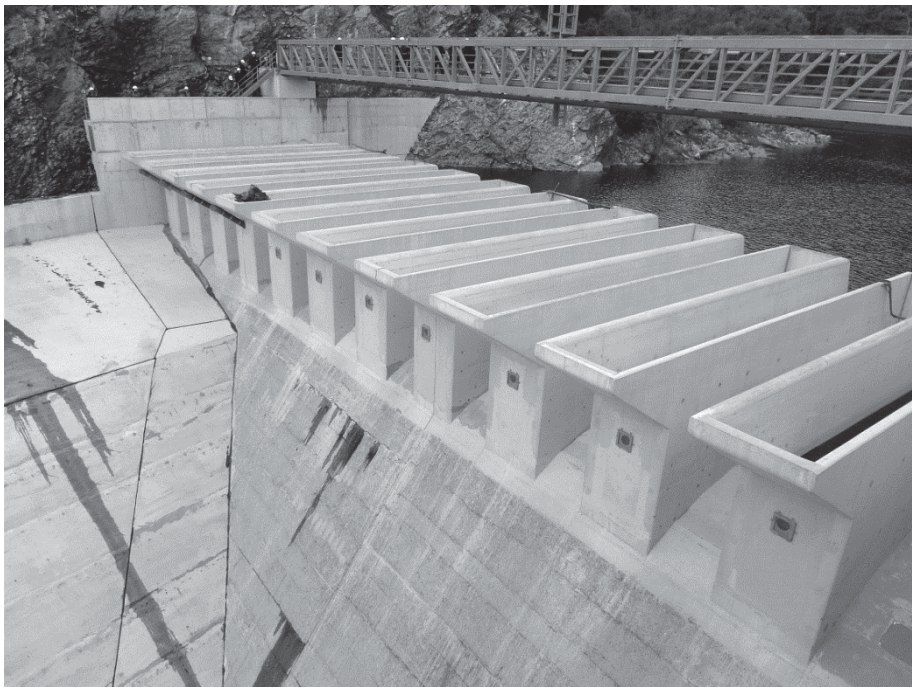


Abb. 2: Klaviertastenwehre der Schwergewichtsmauern (a) L'Etroit F (Foto Sébastien Erpicum), und (b) Malarce F (Foto Michael Pfister)

Das erste Klaviertastenwehr wurde 2006 durch EDF (Electricité de France) bei der Talsperre Golours in Frankreich in Betrieb genommen (Laugier *et al.* 2013).

Dann folgten beinahe jährlich weitere Anlagen in Frankreich: St. Marc (2008), Etroit (2009, Abb. 2a), Gloriettes (2010), Escouloubre (2011), und Malarce (2013, Abb. 2b). Sämtliche Klaviertastenwehre wurden auf oder neben bestehenden, älteren Talsperren installiert, meist als Hilfs-Hochwasserentlastungsanlage, um die zentrale Entlastung zu ergänzen. Hier können Klaviertastenwehre ihre Vorteile am besten unter Beweis stellen: sie benötigen eine geringe Aufstandsfläche (z. B. auf einer Mauerkrone), stellen trotz einer kompakten Breite eine lange abgewickelte Überfallkrone mit einer grosser Abflusskapazität bereit, und führen grosse spezifische Abflüsse unter einer vergleichsweise geringen Energiehöhe H ab. Trotz ihrer anspruchsvollen Geometrie sind Klaviertastenwehre günstig in der Erstellung, wie eine Baukostenaufstellung von Laugier *et al.* (2013) zeigt. Weitere französische Klaviertastenwehre sind in der Planung weit fortgeschritten oder in Bau: Campauleil, Charmines, Raviège, und Gage (Dugué *et al.* 2013). Andere Klaviertastenwehre sind weltweit bereits erstellt oder in Planung.

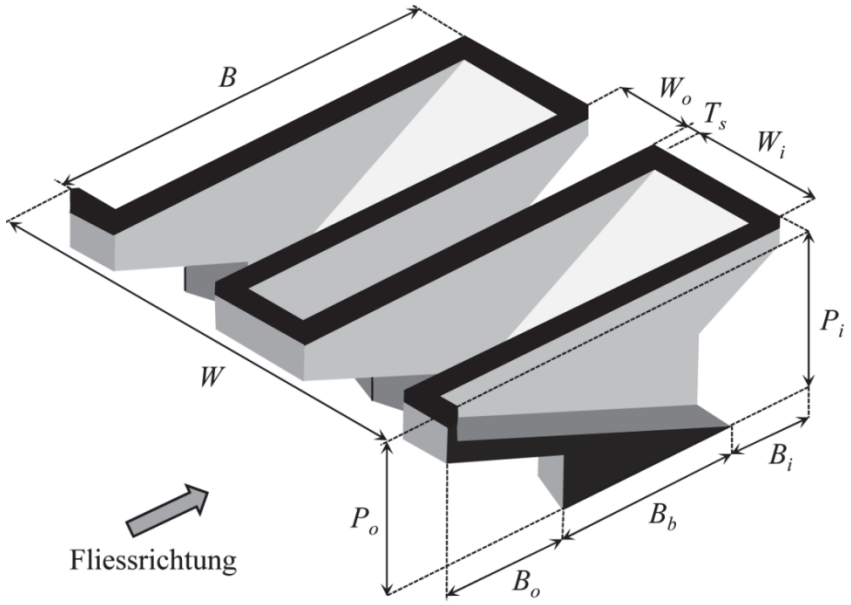


Abb. 3: Parameterdefinition beim Klaviertastenwehr (gemäss Pralong *et al.* 2011)

Häufig wird der A-Typ des Klaviertastenwehrs gebaut, bei welchem die Einlauf- und Auslauftasten sowohl ober- wie auch unterwasserseitig überhängend sind. Die Nomenklatur nach Pralong *et al.* (2011) wird verwendet (Abb. 3), bei der B = Länge in Strömungsrichtung, L = Abwicklungslänge der Krone, P = vertikale Wehrhöhe, T_s = Wanddicke, R = Höhe einer allfälligen Brüstungsmauer, und W = Wehrbreite. Der Index i bezieht sich auf die Einlauftaste, d. h. die bei randvollem Reservoir benetzte Taste, und der Index o auf die Auslauftaste, d. h. die bei randvollem Reservoir trockene Taste.

2 Bemessung

2.1 Definition zur hydraulischen Bemessung

Die Abflusskapazität eines Klaviertastenwehrs lässt sich mit dem Abflusskoeffizienten C_P angeben (Kabiri-Samani und Javaheri 2012), mittels eines Wehransatzes (Machiels *et al.* 2013), oder als Vergleich des Klaviertastenwehr-Abflusses Q_P mit jenem eines linearen scharfkantigen Wehrs Q_S, namentlich als (Leite Ribeiro *et al.* 2012)

$$r = \frac{Q_P}{Q_S} \qquad [1]$$

Unter Annahme von C_s = 0,42 (Hager und Schleiss 2009) folgt der Referenz-Abfluss über das scharfkantige, frontal angeströmte Wehr Q_S zu

$$Q_S = C_S W \sqrt{2g} H^{1.5} \qquad [2]$$

Die Abflussbeziehung Q_P zu H wurde am LCH im Rahmen einer ausgedehnten Messkampagne am physikalischen Modell bestimmt (Leite Ribeiro *et al.* 2012). Insgesamt wurden 49 geometrische A-Typ Konfigurationen untersucht, welche 380 Messwerte lieferten. Die massgebenden Parameter wurden im folgenden Bereich variiert:

1.50 m ≤ L ≤ 3.50 m,	0.33 m ≤ B ≤ 1.00 m,
0.10 m ≤ W_i ≤ 0.20 m,	0.10 m ≤ W_o ≤ 0.20 m,
0.10 m ≤ P_i ≤ 0.28 m,	0.10 m ≤ P_o ≤ 0.28 m,
0.07 m ≤ B_i ≤ 0.40 m,	0.07 m ≤ B_o ≤ 0.40 m,
0.00 m ≤ R ≤ 0.06 m,	0.02 m ≤ H ≤ 0.27 m.

Die beiden Werte T_s = 0.02 m und W = 0.50 m wurden konstant gehalten. Um Massstabseffekte auszuschliessen, blieben die Tests mit H < 0.05 m für die Datenauswertung unberücksichtigt.

2.2 Hydraulischer Effekt der primären Parameter

Den massgebenden Einfluss auf die PKW-Abflusskapazität hat die relative Abwicklungslänge. Diese wird als $(L–W)/W$ formuliert, um Gl. [1] Rechnung zu tragen. Ist nämlich $L = W$, so findet keine Erhöhung des Abflusses im Vergleich zu einem linearen scharfkantigen Wehr statt (r = 1), und $(L–W)/W$ = 0. Zudem ist von Labyrinthwehren bekannt (Tullis *et al.* 1995), dass diese besonders für geringe Energiehöhen H effizient sind. Dann ist hydraulisch die volle Abwicklungslänge L aktiv, während für grosse H der Einfluss der Ecken den

Abfluss etwas reduziert. Entsprechend wird ein Parameter P_i/H eingeführt. Die Auswertung der Modelldaten legt folgende Normalisierung nahe (Leite Ribeiro *et al.* 2012)

$$\delta = \left(\frac{(L - W) P_i}{WH} \right)^{0.9} \qquad [3]$$

Abb. 4a zeigt die aus den Messwerten Q_P bestimmten Parameter r als Funktion der Normalisierung nach Gl. [3]. Im Messbereich ($0 < \delta < 20$) lassen sich die Daten mit einem linearen Trend approximieren zu

$$r = 1 + 0.24\delta \qquad [4]$$

Die Korrelation zwischen den Messdaten und der Vorhersage gemäss Gl. [4] beträgt $R^2 = 0.96$ für die eigenen Daten (Leite Ribeiro *et al.* 2012) und $R^2 = 0.98$ für die von Machiels *et al.* (2013) zur Verfügung gestellten Daten. Die Konstante 1 in Gl. [4] stellt die Vergleichbarkeit mit dem linearen scharfkantigen Wehr sicher (bei welchem $r = 1$ und $\delta = 0$, d. h. ohne relative Abflusserhöhung).

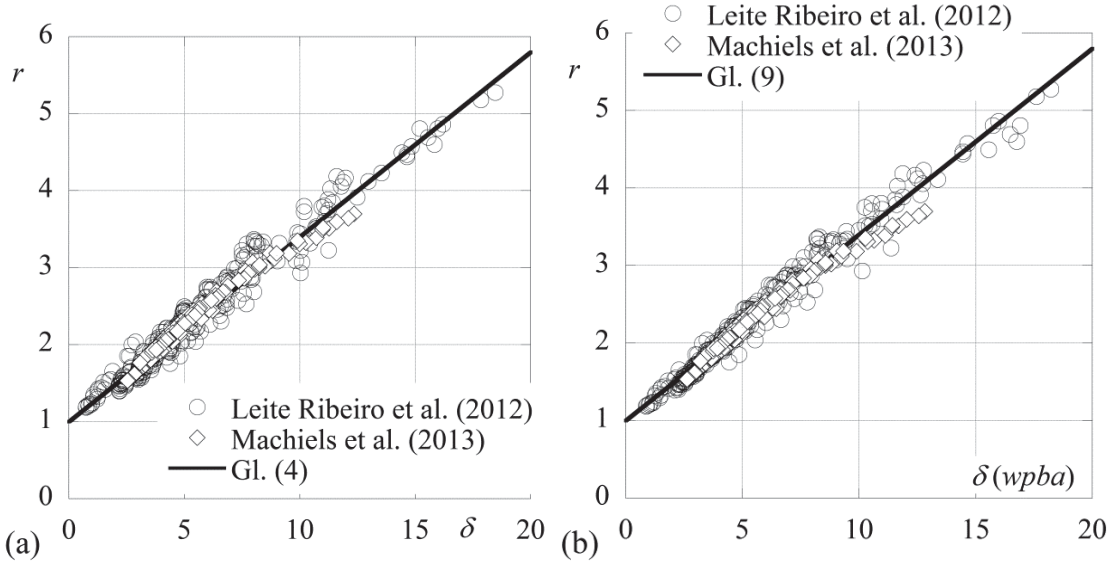


Abb. 4: Darstellung der vom Modell hergeleiteten Werte r mit den Normierungen gemäss (a) Gl. [4], und (b) Gl. [9] unter Berücksichtigung der Korrekturfaktoren für die effektive PKW-Gestalt (in Anlehnung an Pfister und Schleiss 2013)

2.3 Hydraulischer Effekt der sekundären Parameter

Die systemische Variation der Klaviertastenwehre hat gezeigt, dass sich geometrische Details auf die Abflusskapazität auswirken. Deren Effekt entspricht einem Faktor zwischen 0.9 und 1.2 anzuwenden auf δ nach Gl. [4], und ist damit im Gegensatz zu den primären Parametern gering. Aus

Modelldaten konnten nachfolgende Korrekturfaktoren abgeleitet werden (Leite Ribeiro *et al.* 2012):

Korrekturfaktor zum Einfluss der Tastenbreite

$$w = \left(\frac{W_i}{W_o} \right)^{0.05} \quad [5]$$

Korrekturfaktor zum Einfluss der Tastenhöhe

$$p = \left(\frac{P_o}{P_i} \right)^{0.25} \quad [6]$$

Korrekturfaktor zum Einfluss der Überhanglänge

$$b = \left(0.3 + \frac{B_o + B_i}{B} \right)^{-0.50} \quad [7]$$

Korrekturfaktor zum Einfluss der Brüstungsmauern

$$a = 1 + \left(\frac{R_o}{P_o} \right)^{2.00} \quad [8]$$

Werden alle Korrekturfaktoren berücksichtigt, kann Gl. [4] erweitert werden zu

$$r = 1 + 0.24\delta\left(wpba \right) \quad [9]$$

Gleichung [9] und die eigenen Messdaten korrelieren mit $R^2 = 0.98$, und die vom Machiels *et al.* (2013) zur Verfügung gestellten Daten erneut mit $R^2 = 0.98$. Der Zuwachs an Korrelation mag gering erscheinen, gleichzeitig reduziert sich jedoch bei Anwendung von Gl. [9] hauptsächlich die Anzahl von Ausreissern. Dies ist in Abb. 4b ersichtlich, welche die aus den Messungen bestimmten Werte r mit der Normalisierung δ(*wpba*) vergleicht.

2.4 Wirtschaftlichkeit

Machiels (2012) beschreibt nebst hydraulischen Aspekten auch technische und wirtschaftliche Kenngrössen von Klaviertastenwehren:

- Wird ein Klaviertastenwehr auf eine bestehende Schwergewichtsmauer aufgesetzt, muss ein Teil der Mauerkrone entfernt und der See abgesenkt werden. Daraus resultiert ein Interesse, die Wehrhöhe klein zu halten. Niedrige Klaviertastenwehre mit $P_i/(W_o+W_i+2T_s) \approx 0.5$ entsprechen am

ehesten diesen Anforderungen. Allerdings sind dann die verbleibenden, hydraulisch wirksamen Parameter zu optimieren, so dass B_o/B_i bis zu 2.0, und 1.2 ≤ W_i/W_o ≤ 1.5.

- Neu zu erstellende Anlagen weisen einen grösseren Freiraum in der Gestaltung auf. Entsprechend ist ein hohes Wehr mit 1 ≤ $P_i/(W_o+W_i+2T_s)$ ≤ 1.3 vorzuziehen, und infolge der Wirtschaftlichkeit B_o/B_i = 1 und W_i/W_o = 1.
- Die Kronenform sollte möglichst einem Halbkreis entsprechen (cylindrical weir). Aufgrund der meist hohen Anzahl an Zyklen wirkt sich dies kaum auf die Schalungskosten auf.

3 Beobachtungen zu Schwemmholz

Die Verklausung von Wehren beeinflusst deren Abflusskapazität. Diese wird unter dem Einfluss von Schwemmholz verringert, unter einer gleichzeitigen Erhöhung der oberwasserseitigen Energiehöhe. Beide Aspekte sind für die Dimensionierung von Wehren relevant, da sie insbesondere die Anlagensicherheit einer Talsperre betreffen.

Eine weitere Serie von Modellversuchen hat Aufschluss zum Verhalten von Schwemmholz auf Klaviertastenwehren gegeben (Abb. 5, Pfister *et al.* 2013). Drei unterschiedliche Klaviertastenwehre wurden getestet, mit jeweils unterschiedlichen Widerlagern. Das Oberwasser entsprach einem Stausee, mit einer vernachlässigbar kleinen Anströmgeschwindigkeit zum Wehr. Das Schwemmholz bestand aus Stämmen und Wurzelstöcken. Es wurden sowohl Einzelholztests durchgeführt, als auch der Effekt von Schwemmholzhaufen bestimmt. Das Testprogramm hat spezifische Abflüsse bis 12.5 m^3/s/m und spezifische Schwemmholzfrachten bis 9 m^3/m beinhaltet, mit W als Referenzbreite (Abb. 3).

Ohne auf weitere Einzelheiten einzugehen kann folgendes festgehalten werden:

- Einzelhölzer bleiben in der Regel auf dem Klaviertastenwehr liegen, falls Ihr Stammdurchmesser grösser oder gleich der kritischen Abflusstiefe ist. Wurzelstücke verklausen bei geringen Abflusstiefen bzw. Abflüssen.
- Schwemmholzhaufen bleiben bei spezifischen Abflüssen unter ungefähr 3 m^3/s/m immer liegen, und verklausen zumindest teilweise bis zu spezifischen Abflüssen von rund 12 m^3/s/m. Der aus der Verklausung resultierende maximale Überstau beträgt typischerweise zwischen 0.1 und 0.2 m.
- Aufgrund der geringen Anströmungsgeschwindigkeit ist die Verklausung weder kompakt noch hoch, und entsprechend gut durch- und unterströmbar.



Abb. 5: Verklaustes Klaviertastenwehr im physikalischen Modell, Sicht vom Oberwasser (Foto LCH)

4 Zusammenfassung

Klaviertastenwehre bieten sich für die Erhöhung der Abflusskapazität bestehender ungeregelter Hochwasserentlastungsanalgen an. Nebst einem kleinen Platzbedarf und verhältnismässig geringen Baukosten weisen sie vor allem eine überproportionale Länge der Überfallkrone auf, was eine äusserst günstige Abflusskurve bewirkt. In anderen Worten ausgedrückt heisst das, dass ein grosser Abfluss unter einer geringen Energiehöhe abgeleitet werden kann. Dadurch können Speicherseen auf einem verhältnismässig hohen maximalen Betriebs-wasserspiegel bewirtschaftet werden.

Die Abflusskapazität von typischen Klaviertastenwehren des Typs A lässt sich mit den vorgestellten Gleichungen abschätzen. Die wichtigsten Parameter, welche die Abflusskapazität dominieren, sind die relative Abwicklungslänge und die relative Energiehöhe. Eine weitere, wenn auch geringere Steigerung des Abflusses lässt sich mit einer detaillierten Optimierung der Klaviertastenwehr-Geometrie bewirken.

Wie die meisten Wehrtypen sind auch Klaviertastenwehre anfällig auf Verklausung. Ihre Längsstruktur (in Strömungsrichtung gesehen) erlaubt jedoch eine teilweise Unterströmung des blockierten Schwemmholzes, weshalb sich die Abflusskapazität nicht massgeblich verringert. Modellversuche haben gezeigt, dass der aus Verklausung resultierende Überstau bloss zwischen 0.1 und 0.2 m beträgt.

Referenzen

Dugué, V., Pfister, M., Hachem, F., Boillat, J.-L., Nagel, V., Laugier, F. (2013). Etude sur modèle physique du nouvel évacuateur de crue du barrage de Gage II. La Houille Blanche*,* 69(2), 31–38.

Falvey, H.T. (2003). Hydraulic design of Labyrinth weirs. ASCE Press, Reston VA.

Hager, W.H., Schleiss, A.J. (2009). Constructions hydrauliques, Ecoulements stationnaires. Traité de Génie Civil 15, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne.

Kabiri-Samani, A., Javaheri, A. (2012). Discharge coefficient for free and submerged flow over Piano Key weirs. J. Hydraulic Res., 50(1), 114–120.

Laugier, F., Vermeulen J., Lefebvre, V. (2013). Overview of Piano Key Weirs experience developed at EDF during the past few years. Labyrinth and Piano Key Weirs II, CRC Press, Boca Raton, 213–226.

Leite Ribeiro, M., Pfister, M., Schleiss, A.J., Boillat, J.-L. (2012). Hydraulic design of A-type Piano Key weirs. J. Hydraulic Res., 50(4), 400–408.

Lux, F., Hinchliff, D. (1985). Design and construction of labyrinth spillways. 15th Congress ICOLD 4(Q59-R15), Lausanne, Switzerland, 249–274.

Machiels, O. (2012). Experimental study of the hydraulic behaviour of piano key weirs. PhD Thesis. HECE Research Unit, University of Liège B. http://hdl.handle.net/2268/128006

Machiels, O., Dewals, B., Archambeau, P., Pirotton, M., Erpicum, S. (2013). An analytical approach for Piano Key weir hydraulic design. Labyrinth and Piano Key Weirs II, CRC Press, Boca Raton, 131–138.

Pfister, M., Capobianco, D., Tullis, B., Schleiss, A.J. (2013). Debris blocking sensitivity of Piano Key weirs under reservoir type approach flow. J. Hydraulic Engng., 139(11), 1134–1141.

Pfister, M., Schleiss, A.J. (2013). Estimation of A-type Piano Key weir rating curve. Labyrinth and Piano Key Weirs II, CRC Press, Boca Raton, 139–147.

Pralong, J., Vermeulen, J., Blancher, B., Laugier, F., Erpicum, S., Machiels, O., Pirotton, M., Boillat, J.L., Leite Ribeiro, M., Schleiss, A.J. (2011). A naming convention for the Piano Key weirs geometrical parameters. Labyrinth and Piano Key Weirs I, CRC Press, Boca Raton, 271–278.

Schleiss, A.J. (2011a). Vom Labyrinth- zum Klaviertastenwehr. Festkolloquium, WHH – Wasserbau, Hydraulik, Hydrologie, VAW, ETH Zürich, VAW-Mitteilung 217, 19–36.

Schleiss, A.J. (2011b). From labyrinth to piano key weirs: A historical review. Labyrinth and Piano Key Weirs I, CRC Press, Boca Raton, 3–15.

Tullis, J.P., Amanian, N., Waldron, D. (1995). Design of labyrinth spillways. J. Hydraulic Engng., 121(3), 247–255.

Adressen der Autoren

Dr. Michael Pfister (korrespondierender Autor)
Email: michael.pfister@epfl.ch
Prof. Dr. Anton J. Schleiss
Laboratoire de Constructions Hydrauliques (LCH)
Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL)
Station 18
CH-1015 Lausanne

Hydraulische Bemessung von Skisprüngen unter Berücksichtigung des Zuflussgefälles

Chute slope at flip buckets: Hydraulic considerations

Andrea Balestra

Kurzfassung

Skisprünge (engl. *flip buckets*) sind typischerweise am Ende von Schussrinnen oder von Grundablässen angeordnet und können entweder am Dammfuss oder zwischen Dammkrone und Unterwasser gebaut werden. Sie haben zwei Auswirkungen: erstens wird das rasch fliessende Wasser weit vom Absprungspunkt weg geworfen; zweitens wird dem Wasser durch den freien Wurf Luft beigemischt, wobei durch abflussinterne Reibung Energie dissipiert.

Durch Modellversuche an einer Schussrinne mit verstellbarer Neigung und durch Variation von Skisprunggeometrie und Zuflusscharakteristika wurde bestätigt, dass ein Zusammenhang zwischen Luftkonzentration im Wurfstrahl aus Skisprüngen und Strahlgeometrie besteht. Die Berechnung der Strahltrajektorien mit dem Ansatz der Massenpunktdynamik wird durch experimentelle Beobachtungen bestätigt. Es wird ein Einfluss vom Zuflussgefälle auf die Strahltrajektorien festgestellt und eine Beziehung präsentiert, um die Strahltrajektorie mit Einbezug vom Zuflussgefälle wiederzugeben.

Abstract

Flip buckets are an integral part of ski jumps and are typically built at the downstream end of spillways or bottom outlets. They can be installed between the dam crest and the downstream dam toe. Flip buckets have two main purposes: firstly, they cause the turbulent, free flowing water down the chute to be jetted far away from the dam, avoiding unexpected erosion; secondly, they increase the air entrainment into the jet due to the flow turbulence, so that part of its energy is dissipated before the jet reaches the ground.

Model tests have been performed at a spillway by varying the chute slope, flip bucket geometry and approach flow conditions. The relationship between jet air concentration and jet geometry has been verified and the computation of jet trajectories has been confirmed by applying mass point dynamics. It has been shown that the chute slope affects the jet trajectory. Consequently, a new relationship, which accounts for approach slope at ski jumps, is introduced.

1 Einleitung

Ziel der Gestaltung von Hochwasserentlastungsanlagen mit Skisprüngen ist es, die erosive Kraft des entlasteten Wasserstrahls, soweit wie möglich von den Bauten zu entfernen. In der Strahlaufprallzone wird sich einen Kolk bilden, der die Stabilität von der Staumauer und evtl. der Talflanken gefährden kann. Für die Planung ist es wichtig, diese Zone festzulegen um allfällige Massnahmen zu treffen. In der gängigen Literatur wird die Massenpunktdynamik eingesetzt, um die Strahltrajektorie ab dem Skisprung zu beschreiben (Juon und Hager 2000). Es wurde von Heller *et al*. (2005) gezeigt, dass entlastete Abflüsse den Skisprung mit variablem Absprungwinkel verlassen. Es gilt daher festzulegen, ob das Zuflussgefälle einen Einfluss auf den Absprungwinkel und auf die Strahltrajektorie hat. Mit dieser forschungsorientierten Masterarbeit an der ETH Zürich (Balestra *et al*. 2012) werden die allgemeinen Kenntnisse über Skisprünge mittels Modellversuchen erweitert.

Nachfolgend wird in Kap. 2 das System Skisprung abgegrenzt und die theoretischen Grundlagen ermittelt. In Kap. 3 wird das Messkonzept erläutert. Kap. 4 beinhaltet die Resultate und die Interpretationen der Messungen. Die allgemeine Formel der Strahltrajektorien aus Skisprüngen wird unter Berücksichtigung des Zuflussgefälles erweitert. In Kap. 5 werden die Resultate diskutiert und die Schlussfolgerungen gezogen.

2 Systemabgrenzung

Die Betrachtung vom System Skisprung (Abb. 1) beinhaltet das Zuflussgefälle φ und die Zuflusscharakteristika unmittelbar vor dem Absprung: Zuflusswassertiefe h_o und Zuflussgeschwindigkeit V_o, wobei der Index o für Oberwasser steht. Daraus resultiert die Zufluss-Froudezahl $F_o=V_o/(gh_o)^{1/2}$. Die formgebenden Parameter von Skisprüngen sind der Radius R und der Öffnungswinkel β. Daraus resultieren die Skisprunghöhe $t=R(1-\cos\beta)$ und -länge $l=R\sin\beta$. Die Stufenhöhe unter dem Skisprung ist mit s angegeben. Die Geometrie des Wurfstrahls wird mit der oberen (Index U, engl. *upper*) Strahltrajektorie z_U, bzw. mit der unteren (Index L, engl. *lower*) Strahltrajektorie z_L angegeben.

Die Absprungwinkel des Wurfstrahls entsprechen α_U für die obere, bzw. α_L für die untere Strahltrajektorie. Die Strahltrajektorien werden im Modell in Messkoordinaten (x, z) erfasst. Das gravitationsbezogene Koordinatensystem (x'; z') wird eingeführt, um den Einfluss der Schwerkraft korrekt wiederzugeben.

Dort wo Abflüsse auf steilen Neigungen beschleunigt werden treten hochturbulente Strömungen, so wie es der Fall bei Schussrinnen und Skisprüngen ist. Durch Vermischungsprozesse an der Oberfläche wird Luft eingeschlossen

und mit dem Abfluss transportiert: Es bildet sich ein zweiphasiger *Gemischabfluss* (Pfister 2008). Die Luftkonzentration C des Gemischabfluss wird üblicherweise definiert als Luftdurchfluss gemessen am Gesamtdurchfluss von Wasser (Index W) und Luft (Index A) der Gesamtströmung: $C=Q_A/(Q_A+Q_W)$, wobei Q_W der Wasserfluss ist. Der Luftgehalt C wird typischerweise als Profil $C(z)$ angegeben.

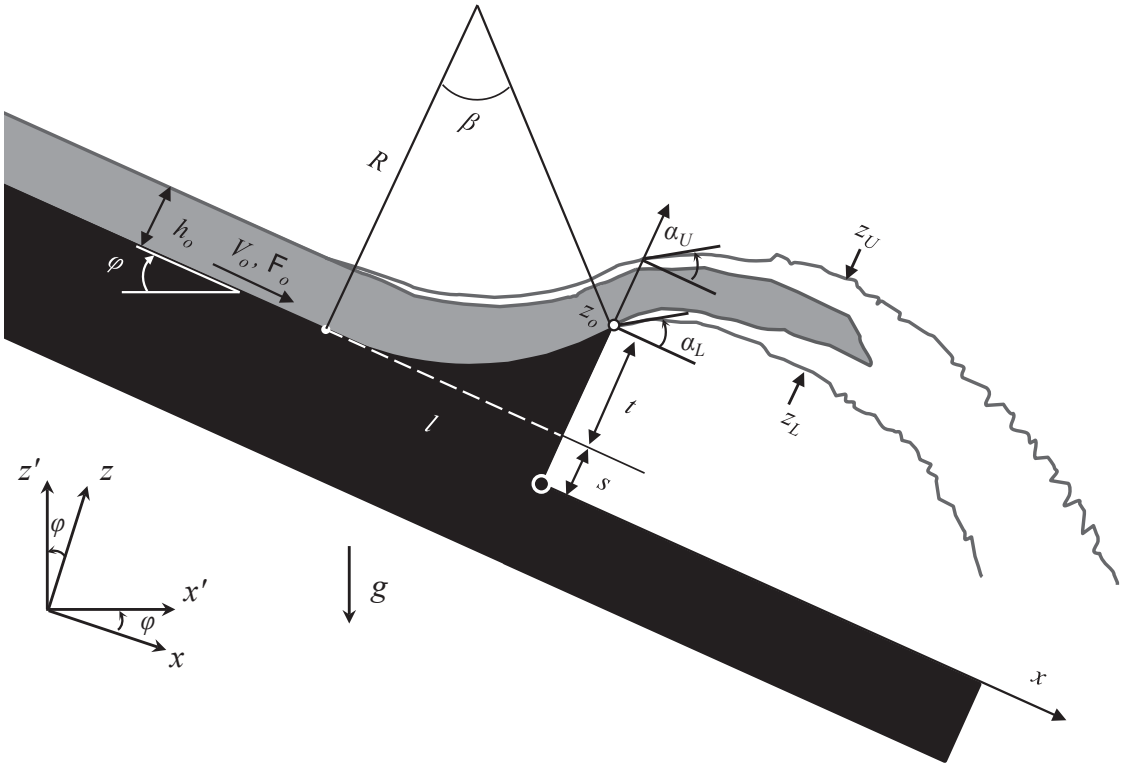


Abb. 1: Definitionsskizze vom System Skisprung

3 Physikalisches Modell

Die Resultate der vorliegenden Studie stammen aus Messungen der Luftkonzentration im Wurfstrahl aus Skisprüngen. Die Konzentrationsdaten wurden in einer Schussrinne verstellbarer Neigung ($0 \leq \varphi \leq 50°$) der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich gewonnen (Abb. 2), die Boes (2000) ausführlich beschrieben hat.

Die Versuchsrinne weist eine Länge von 6 m, eine Höhe von 0,7 m und eine Breite von 0,3 m auf. Vor dem Skisprung liegt eine knapp 1,5 m lange Zuflussstrecke, um im Modell eine voll entwickelte Strömung bei bekannter Wassertiefe zu generieren. Insgesamt wurden 8 Versuche mit Zuflussgefälle $\varphi=12°$ und 6 Versuche mit $\varphi=30°$ durchgeführt. Vier unterschiedliche Skisprung-Geometrien wurden getestet.

Um einen vollständig turbulenten Abfluss bei bekannter Wassertiefe zu gewährleisten, ist am Rinnenanfang eine Strahlbox (engl. *Jet-Box*, Schwalt und Hager 1992) montiert.

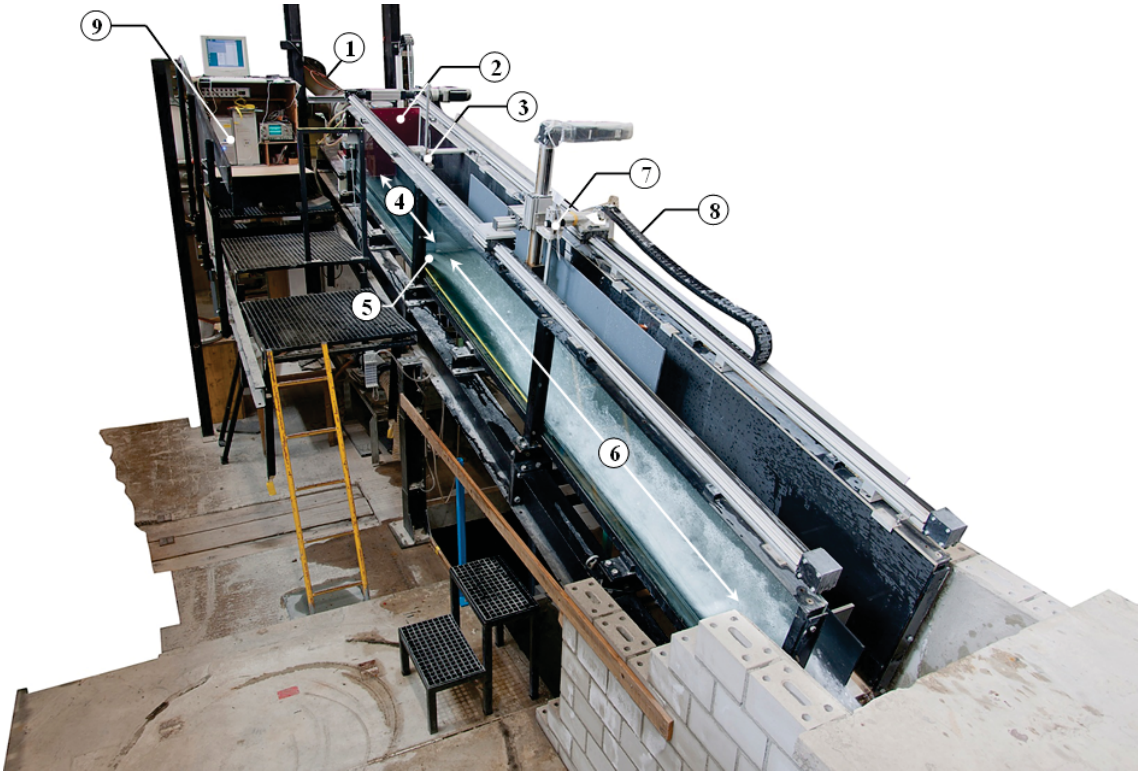


Abb. 2: Aufbau der Versuchsrinne bei φ=12°: (1) Zuleitung, (2) Jet-Box, (3) Stechpegel, (4) Schussrinne, (5) Skisprung, (6) Wurfstrahl und Messbereich, (7) RBI-Sonde, (8) automatisiertes Positionierungssystem, (9) Messcomputer.

Auf der Schussrinne ist ein im Messkoordinatensystem automatisiertes, antriebsbewegtes Positionierungssystem installiert. Auf dessen Wagen ist eine RBI-Sonde zur Erfassung der Luftkonzentration mit einer Abtabstfrequenz von 1 MHz montiert. Die fiberoptische Messeinrichtung stützt sich auf die unterschiedlichen Brechungsindizes zwischen der Saphirspitze der Sonde und der Luft-, bzw. Wasserphase im Gemischabfluss. Sofern sich die Kristalle in der Luftphase befinden, wird das Lichtsignal an der Spitze reflektiert und zurück zur photosensiblen Diode gesendet. Das optische Signal wird in ein elektrisches Signal umgewandelt und im Messcomputer registriert. Im Wasser wird das Signal abgelenkt und verlässt die Spitze ohne Impulserzeugung.

Das physikalische Modell ist nach der Froude-Ähnlichkeit aufgebaut: Bei dem zu modellierenden Strömungsvorgang sind vorwiegend Trägheitskräfte und Gewichtskräfte beteiligt. Um die Lufteinmischung im Wurfstrahl korrekt zu modellieren, müssen gleichzeitig die Minimalrichtwerte für die Zufluss-Reynoldszahl $R_{o,min}$=1.7·10^5 und für die -Weberzahl $W_{o,min}$=109 nach Pfister und

Hager (2009) eingehalten werden. Als zusätzlicher Richtwert um Massstabseffekte zu vermeiden, schlägt Heller (2011) die minimale Zuflusswassertiefe $h_{o,min}$=0.040 m vor. In Rahmen der vorliegenden Studie wurden die genannten Richtwerte bestätigt.

Mittels der Strahlbox wurden die hydraulischen Parameter variiert: Die Zufluss-Wassertiefe h_o und die Zufluss-Froudezahl $F_o=V_o/(gh_o)^{1/2}$, wobei V_o die Zufluss-Geschwindigkeit ist. Die Parameter wurden in dieser Studie innerhalb der in Tab. 1 angegebenen Grenzen variiert.

Tab. 1: Vergleich zwischen Parametervariationen in der Studie und typischen Praxis-Angaben

Parametervariation im Modell	Typische Prototypangaben	Referenz
$12^\circ \le \varphi \le 30^\circ$	φ >> 0°	Kramer 2004
$4{,}9 \le F_o \le 10{,}6$	$F_o > 4$	Heller *et al.* 2005
$12^\circ \le \beta \le 42^\circ$	β > 15°	Heller *et al.* 2005
$3 \le R/h_o \le 12$	R/h_o = 10	Vischer und Hager 1998
$0{,}2 \le t/h_o \le 2{,}8$	t/h_o = 1,3	Heller *et al.* 2005

4 Resultate

4.1 Luftkonzentration und Gemischabfluss

Mit zunehmender Flugbahn zersetzt sich die Oberfläche eines freien Wurfstahles: Strahlzerfallsmechanismen erschweren die eindeutige Definition der Wasserspiegellage. Üblicherweise wird die Grenze zwischen Strömung und Luft bei einem Luftgehalt im Wasser von C=0,90 definiert und als Wasserspiegel übernommen (Schmocker *et al*. 2008, Pfister und Hager 2009). Im Inneren des Wurfstrahls befindet sich ein Reinwasserkern (*schwarzes Wasser*), definiert durch minimale (Index m) Luftkonzentrationen C_m≤0,01. Dort besteht der Strahl praktisch nur aus Wasser und seine Eigenschaften sind von der Luft unabhängig (Pfister und Hager 2009). Typische Konzentrationsprofile entlang eines Wurfstrahls werden anhand von Konturbildern dargestellt (Abb. 3).

Daher wird die obere Strahlseite mit $z_U=z(C=0{,}90)_U$ und die untere Strahlseite mit $z_L=z(C=0{,}90)_\mathrm{L}$ definiert. Die Wurfstrahldicke (Index j, engl. *jet*) wird als $h_j=z_U-z_L$ beschrieben. Geometrische Daten über die Strahleigenschaften werden somit aus Luftkonzentrationsmessungen extrapoliert.

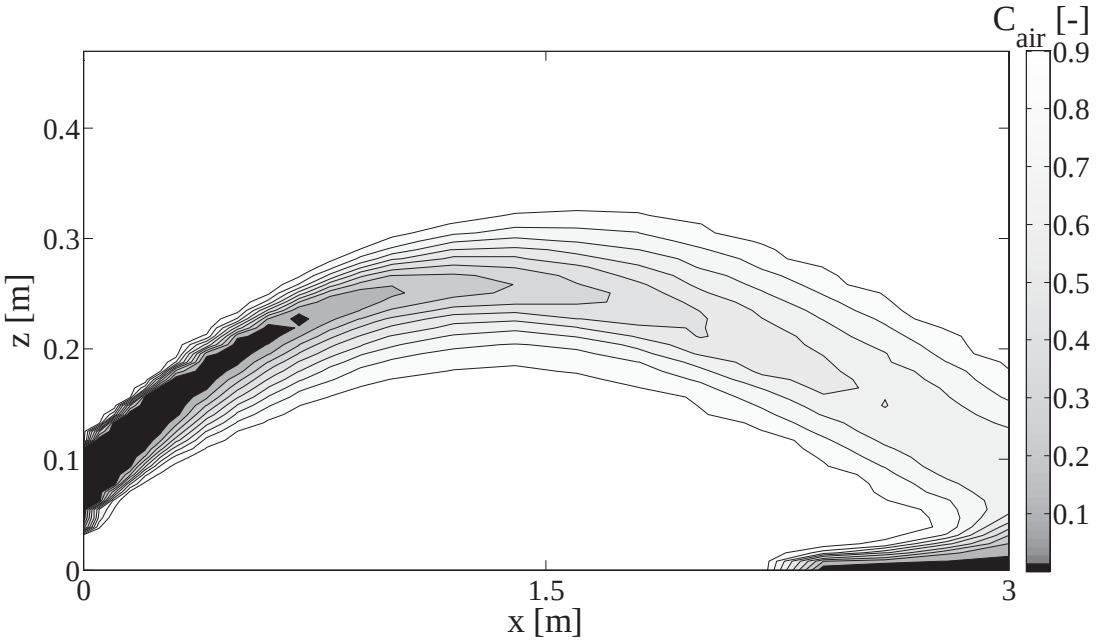


Abb. 3 Typischer Konzentrationsverlauf $C(z, x)$ in einem Wurfstrahl, Fliessrichtung von links nach rechts (φ=30°, F_o=8,0; h_o=0,067 m): Strahlberandungen definiert durch $z(C$=0,90), schwarz: C≤0,01

4.2 Strahltrajektorien und Zuflussgefälle

Folgende Annahmen bezüglich des Verhaltens der Strahltrajektorien von Wasser/Luft-Gemischabflüssen müssen getroffen werden:

- Die Gemischpartikel (*Massenpunkte*) weisen eine konstante Dichte auf;
- Die Strahldesintegration kann vernachlässigt werden;
- Die aerodynamische Interaktion mit der Luft kann vernachlässigt werden.

Üblicherweise werden die Strahltrajektorien aus Skisprüngen anhand der Massenpunktdynamik nach Gl. [1] beschrieben.

$$z(x) = z_o + x\,\tan\alpha - \frac{g x^2}{2V_o^2\cos^2\alpha} \qquad [1]$$

Dabei sind die Absprungwinkel α_U für die obere, bzw. α_L für die untere Strahltrajektorie einzusetzen. Das Zuflussgefälle φ wird in [1] nicht berücksichtigt.

Die Absprungwinkel α_U bzw. α_L werden parallel zur Zulaufsohle gemessen und sind abhängig von der relativen Skisprung-Krümmung h_o/R und vom Skisprung-Öffnungswinkel β (Heller *et al*. 2005). Die Beziehungen:

$$(\alpha_U/\beta)(70°/\beta)^{1/6} = (1/2)\{1+\exp[-8(h_o/R)^2]\} \qquad [2]$$

$$(\alpha_L/\beta)(140°/\beta)^{1/6} = (1/2)\{1+\exp[-8(h_o/R)^2]\} \qquad [3]$$

werden für $0 \leq h_o/R \leq 0{,}4$ mit Determinationskoeffizienten $R^2=0{,}89$ für die obere und mit $R^2=0{,}80$ für die unteren Absprungwinkel bestätigt (Abb. 4).

Die Absprungwinkel gleichen somit der geometrischen Strahlablenkung nur bei extrem kleinen relativen Skisprung-Krümmungen; bei grösseren relativen Krümmungen hingegen weichen die Absprungwinkel von der geometrischen Ablenkung ab. Das Verhältnis der Beziehungen [2] und [3] besagt, dass obere Absprungwinkel um 12% grösser als untere Absprungwinkel sind, d. h. der Strahl expandiert (Heller *et al*. 2005).

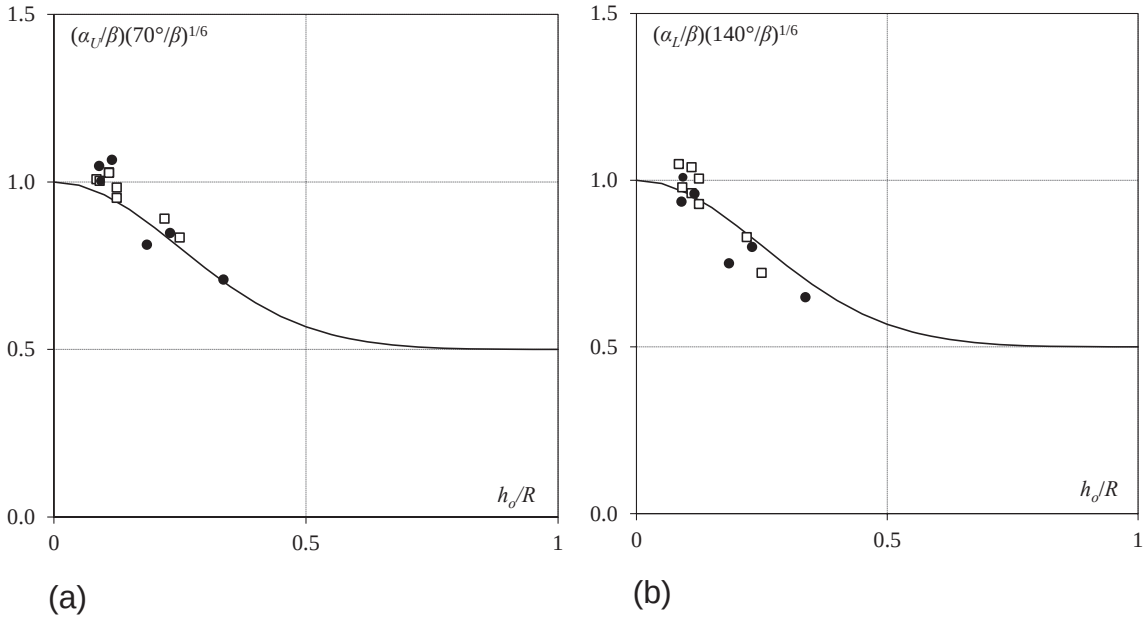
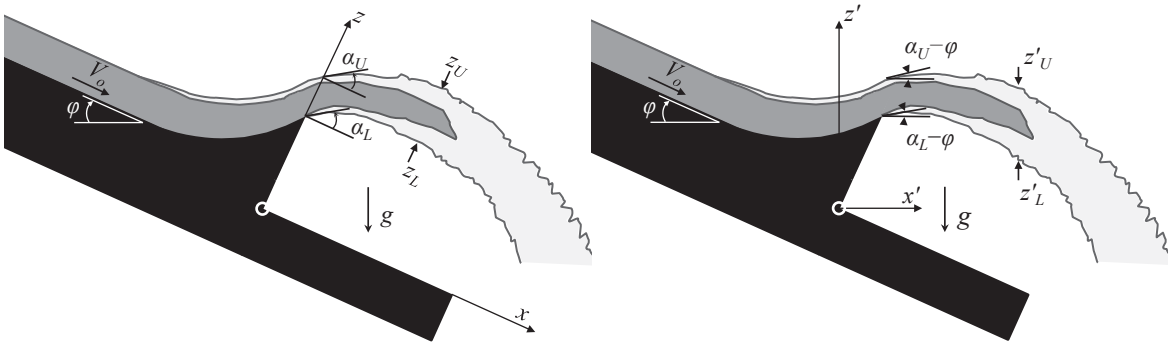


Abb. 4: (a) obere (Index U) Absprungwinkel mit (—) Gl. [2], $R^2=0{,}89$; (b) untere (Index L) Absprungwinkel mit (—) Gl. [3], $R^2=0{,}80$; (□) $\varphi=12°$; (●) $\varphi=30°$

Es wird keine signifikante Abweichung zwischen der Beobachtungen bei $\varphi=12°$ und $\varphi=30°$ und der Beziehungen [2] und [3] festgestellt. Eine Beeinflussung der Absprungwinkel durch das Zuflussgefälle kann ausgeschlossen werden. Die beobachtete Strahltrajektorien stimmen bei einem Verhältnis zwischen Absprungwinkel und Zuflussgefälle $\alpha>\varphi$ mit Gl. [1] relativ gut überein. Bei $\alpha \leq \varphi$ wird beobachtet, dass Gl. [1] die Strahltrajektorie überschätzt. Die Hypothese ist es, dass das Zuflussgefälle einen Einfluss auf die Strahltrajektorien ausübt.

Die Erdbeschleunigung drückt sich im Messkoordinatensystem um den Sohlwinkel φ gedreht aus (Abb. 5a). Die schräge Wirkungslinie der Schwerkraft hat bei $\alpha>\varphi$ einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Strahltrajektorie, bei $\alpha \leq \varphi$ wird dieser Einfluss hingegen deutlich. Um die Schwerkraft korrekt zu berücksichtigen, muss Gl. [1] angepasst werden. Die Wurfstrahlen werden in einem gravitationsbezogenem Koordinatensystem (x', z') überführt (Abb. 5b).

Strahltrajektorien und Absprungwinkel werden um φ in Gegenuhrzeigersinn gedreht. Die Absprungwinkel sind dann ($\alpha_U - \varphi$), bzw. ($\alpha_L - \varphi$). Die z'-Achse verläuft parallel zur Wirkungslinie der Erdbeschleunigung g.



(a) (b)

Abb. 5: Drehung des Koordinatensystems zur Berücksichtigung des Zuflussgefälles: Wurfstrahl in (a) Messkoordinaten (x, z); (b) gravitationsbezogenen Koordinaten (x', z')

Der Geschwindigkeitsvektor ist im gravitationsbezogenen Koordinatensystem:

$$\overrightarrow{V'_o} = \begin{pmatrix} V_{ox'} \\ V_{oz'} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} V_o \cos(\alpha - \varphi) \\ V_o \sin(\alpha - \varphi) \end{pmatrix} \qquad [4]$$

Der zeitliche Verlauf $s(t)$ der Strahltrajektorie ist gemäss Massenpunktdynamik:

$$s(t) = \begin{pmatrix} x'(t) \\ z'(t) \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} s_{ox'} + V_{ox'} t \\ s_{oz'} + V_{oz'} t - \frac{1}{2} g t^2 \end{pmatrix} \qquad [5]$$

Mit dem Koordinatenpaar beim Absprungpunkt ($s_{ox'}$; $s_{oz'}$)=(0; z_o) wird der erste Term von [5] $t = x'/V_{ox'}$. Nach einigen Umformungen ergibt sich eine Beziehung für die Strahltrajektorie:

$$z'(x') = z_o + x' \tan(\alpha - \varphi) - \frac{g x'^2}{2 V_o^2 \cos^2(\alpha - \varphi)} \qquad [6]$$

Gl. [6] berücksichtigt gegenüber Gl. [1] den Einfluss des Zuflussgefälles φ.
Die Messpunkte der Wurfstrahlen werden durch Koordinatentransformation $x' = z \sin\varphi + x \cos\varphi$ und $z' = z \cos\varphi - x \sin\varphi$ ins gravitationsbezogene Koordinatensystem überführt. Als Beispiel ist in Abb. 6 ein Versuch bei $\alpha \leq \varphi$ (α_L=13,3°, α_U=16,2°, φ=30°) dargestellt.

Die Abweichung zwischen Messdaten und Gl. [1] ist im aufgeführten Beispiel klar ersichtlich. Gl. [6] passt sich allen untersuchten Wurftrajektorien bei der in Kap. 3 eingeführten Randbedingungen gut an. Die Hypothese der Beeinflussung der Strahltrajektorien durch das Zuflussgefälle ist bestätigt.

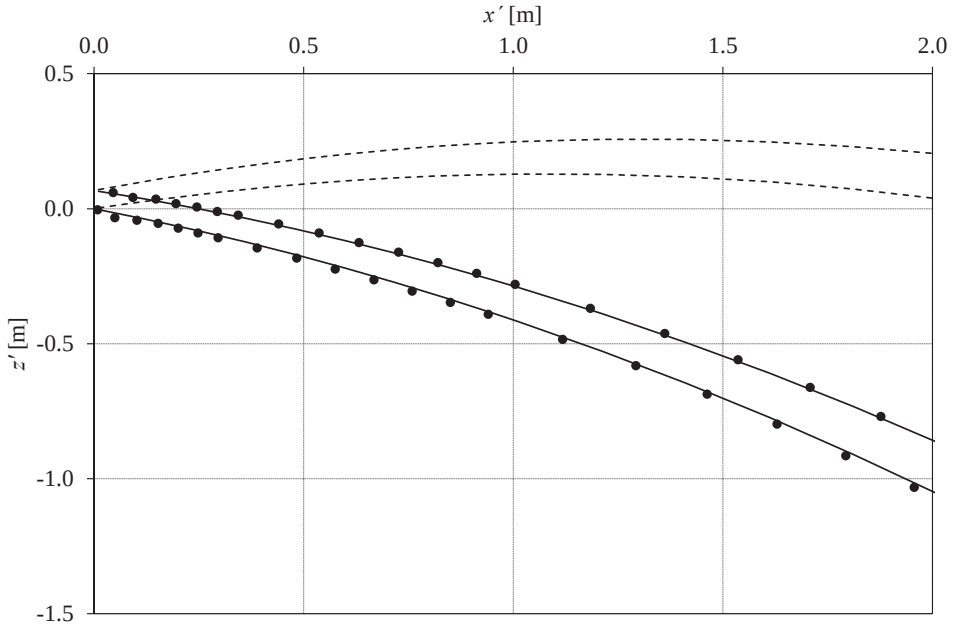


Abb. 6: Strahltrajektorien im gravitationsbezogenen Koordinatensystem, Fliessrichtung von links nach rechts, Skisprunglippe bei (x'; z')=(0, 0): (●) beobachtete Strahlberandung C=0,90 (φ=30°, F_o=9,3, h_o=0,067 m); (--) Gl. [1], R^2=0,20; (–) Gl. [6], R^2=0,99

4.3 Verallgemeinerung der Strahltrajektorien

Heller *et al*. (2005) haben gezeigt, dass sich die Strahltrajektorien über deren Scheitelpunkte, d. h. die Strahlmaxima, standardisieren lassen. Aus der örtlichen Ableitung der Beziehung [6] erhält man mit $dz'/dx'=0$ den theoretischen Scheitelpunkt der Wurfparabel. Mit der Zuflussgeschwindigkeit $V_o^2=F_o^2 g h_o$ ergeben sich die Koordinaten der Strahlmaxima (Index M) der Wurfparabel:

$$x'_M = F_o^2 h_o \cos(\alpha-\varphi)\sin(\alpha-\varphi) \qquad [7]$$

$$z'_M = z_o+(1/2)\, F_o^2 h_o \sin^2(\alpha-\varphi) \qquad [8]$$

Der Absprungwinkel α ist jeweils mit α_U bzw. α_L zu ersetzen. Es gelten $z'_{o,U}=(z_o+h_o)'$, $z'_{o,L}=z'_o$, wobei z'_o die Lage der Skisprung-Lippe ist. Die Verallgemeinerung der Strahltrajektorien im gravitationsbezogenen Koordinatensystem erfolgt über $X'=x'/\left|x'_M\right|$, bzw. $Z'=(z'-z'_o)/(z'_M-z'_o)$. Die Scheitelpunkte der theoretischen Wurfparabeln können auch bei negativen Laufkoordinaten x' auftreten: dafür wird der Betrag von x'_M angesetzt. Die Standardisierung führt zu den generellen Beziehungen:

$$X' = \frac{x'}{F_o^2 h_o \cos(\alpha-\varphi)\sin(\alpha-\varphi)} \qquad [9]$$

$$Z' = -X'-1/2(X')^2 \qquad [10]$$

Das Vorzeichen von X' ist bei $\alpha>\varphi$ positiv, bzw. für $\alpha\leq\varphi$ negativ. Gl. [10] wird für $0 \leq X' \leq 7$ experimentell mit R^2=0,99 bestätigt. Die präsentierten Beziehungen

sind sowohl für die unteren als auch für die oberen Strahltrajektorien gültig. In Abb. 7 sind die verallgemeinerten Wurfstrahlen der durchgeführten Versuche dargestellt.

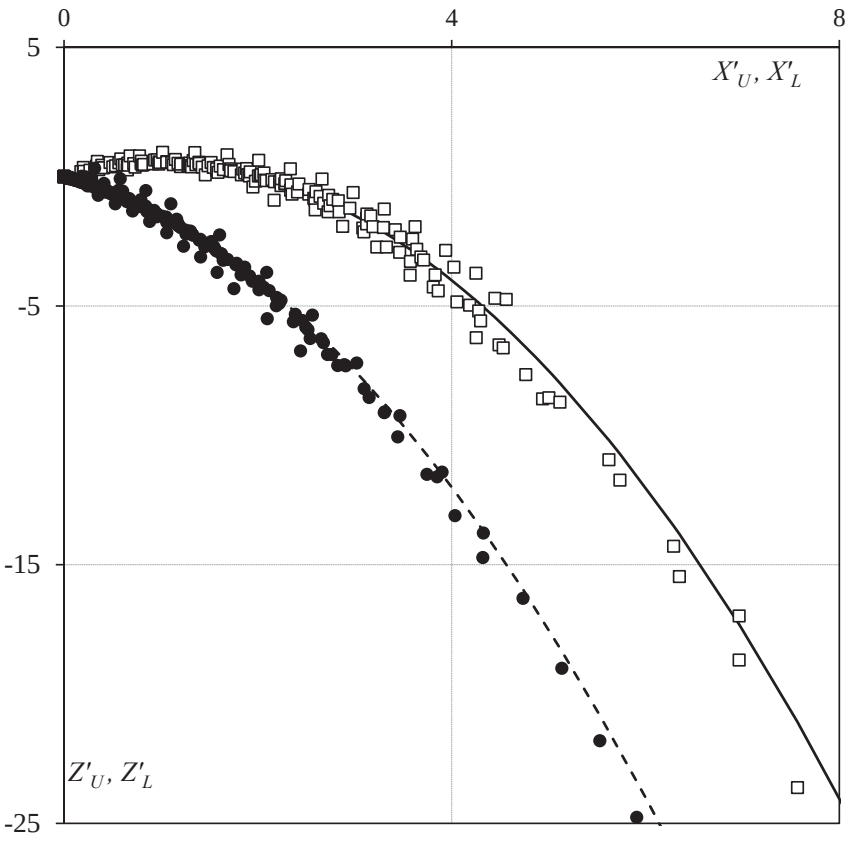


Abb. 7 Verallgemeinerte Strahltrajektorien im gravitationsbezogenen Koordinatensystem $Z'_U(X'_U)$, $Z'_L(X'_L)$; sowohl für Z'_U als auch für Z'_L gelten (—) $Z'=X'-(1/2)X'^2$, R^2=0,99; (---) $Z'=-X'-(1/2)X^2$ und R^2=0,97; (□) $\alpha>\varphi$; (●) $\alpha\leq\varphi$

Die verallgemeinerte Trajektorien der untersuchten Wurfstrahlen folgen zwei eindeutigen Verläufen: entweder einer Parabel mit deutlichem Scheitelpunkt oder einer Parabel ohne beobachteten Scheitelpunkt. Bei $\alpha>\varphi$ werden Strahltrajektorien mit vollständig ausgebildeten Parabelwürfen beobachtet: mit aufsteigendem Ast, Scheitelpunkt und absteigendem Trakt. Die Messungen bei $\alpha<\varphi$ zeigen nur den absteigenden Trakt. Bei flacher Zuflussstrecke (φ=0°) wird Gl. [8] zu $X'=2x'/[F_o^2 h_o \sin(2\alpha)]$ und bestätigt die Befunde von Heller *et al.* (2005).

5 Schlussfolgerungen

Massstabseffekte in den Messungen werden durch eine minimale Zuflusswassertiefe h_o=0,04 m ausgeschlossen. Eine Beeinflussung der Absprungwinkel durch das Zuflussgefälle kann ausgeschlossen werden, die Angaben nach Heller *et al.* (2005) konnten bestätigt werden. Hingegen beeinflusst das Zuflussgefälle die Form der parabelförmigen Strahltrajektorien. Die eingeführte Gl. [6] berücksichtigt den Einfluss von Zuflussgefälle auf Skisprünge. Das Zuflussgefälle und der Absprungwinkel spielen die wichtigste Rolle in der Definition des Trajektorientyps: beim Absprungwinkel $\alpha \leq \varphi$, also $\alpha - \varphi \leq 0°$ verhält sich der Skisprung als ein Endüberfall (engl. *end overfall,* Hager 1999). Die Strahlablenkung bei geringen relativen Skisprunghöhen kann folglich nicht genügen, um das Verhalten als Endüberfall bei Skisprüngen zu vermeiden. Diese Situation ist bei Hochwasserentlastungsanlagen unerwünscht, da unerwartete, kürzere Strahltrajektorien auftreten, die gefährliche Kolkerscheinungen begünstigen.

Referenzen

Balestra, A., Hager, W.H., Boes, R. (2012). Einfluss von Zuflussgefälle auf Skisprünge. Masterarbeit Frühlingssemester 2012, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), unveröffentlicht.

Boes, R. (2000). Zweiphasenströmung und Energieumsetzung an Grosskaskaden. VAW-Mitteilungen 166, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), H.-E. Minor, Hrsg. ETH Zürich.

Hager, W.H. (1999). Wastewater hydraulics, Springer: Berlin, New York, 2nd ed. 2010.

Heller, V., Hager, W.H., Minor, H.-E. (2005). Ski jump hydraulics, Journal of Hydraulic Engineering, 131(5), 347–355; 132(10), 1115–1117.

Heller, V. (2011). Scale effects in physical hydraulic engineering models, Journal of Hydraulic Research, 49(3), 293–306.

Juon, R., Hager, W.H. (2000). Flip bucket without and with deflectors, Journal of Hydraulic Engineering, 126(11), 837–845.

Kramer, K. (2004). Development of aerated chute flow. VAW-Mitteilungen 183, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), H.-E. Minor, Hrsg. ETH Zürich.

Pfister, M. (2008). Schussrinnenbelüfter: Lufttransport ausgelöst durch interne Abflussstruktur. VAW-Mitteilungen 203, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), H.-E. Minor, Hrsg. ETH Zürich.

Pfister, M., Hager, W.H. (2009). Deflector-generated jets. Journal of Hydraulic Research, 47(4), 466–475.

Schwalt, M., Hager, W.H. 1992. Die Strahlbox (The jet-box). Schweizer Ingenieur und Architekt, 110 (27/28).

Vischer, D.L., Hager, W.H. (1998). Dam hydraulics, John Wiley: Chichester UK.

Adresse des Autors

Andrea Balestra
Email: andrea.balestra@lombardi.ch
Lombardi AG Beratende Ingenieure
Via R. Simen 19
CH-6648 Minusio

Hydraulische Modellversuche von Entlastungsanlagen ausgewählter Talsperren in der Tschechischen Republik

Hydraulic research of emergency structures of dams in the Czech Republic

Jan Šulc, Vlastimil Stara, Michal Žoužela, Miroslav Špano

Kurzfassung

In der Tschechischen Republik gibt es 118 bedeutende Talsperren, die im ICOLD Verzeichnis (International Commission on Large Dams) aufgeführt sind. Nach den Hochwasserereignissen der Jahre 1997 bis 2006, die aufeinanderfolgend alle Einzugsgebiete in der Tschechischen Republik betrafen, wurden wie auch in anderen Ländern die Rechtsvorschriften für die Sicherheit der Talsperren angepasst. Für die bedeutendsten Talsperren, die zur ersten und höchsten Sicherheitsgruppe in der Tschechischen Republik gehören, wurde eine Bemessung der Entlastungsanlagen auf HW-Ereignisse mit dem Wiederkehrintervall von 10'000 Jahren gefordert.

Aus diesem Grund wurden viele Hochwasserentlastungsanlagen von Talsperren in der Tschechischen Republik mit Rücksicht auf die Sicherheit neu beurteilt. Bei den meisten dieser Entlastungsanlagen wurden verschiedene Baumaßnahmen nötig und entworfen. Dabei handelte es sich vor allem um Maßnahmen zur Erhöhung ihrer Abflusskapazitäten. Einige dieser neu beurteilten Entlastungsanlagen mussten nachfolgend an hydraulischen Modellen untersucht werden. Deshalb wurden in den Jahren 2006 bis 2008 im Labor des Instituts für Wasserbau der Technischen Hochschule Brünn (Brno University of Technology) viele zugehörige physikalische Modellversuche durchgeführt.

In diesem Fachbeitrag sind die Hauptergebnisse von vier hydraulischen Modellversuchen der verschieden Typen von Entlastungsanlagen dargestellt. Alle diese Entlastungsanlagen gehören zu Talsperren, die in den Einzugsgebieten der Flüsse Odra (Oder) und Morava (March) liegen. Es handelt sich um einen Schachtüberfall mit anschließendem Stollen, eine Hangentlastung mit Treppenschussrinne, eine zweistufige Hangentlastung mit anschließender Schussrinne und um einen kreisförmigen Überfall mit Treppenschussrinne.

Abstract

The Czech Republic is located in central Europe and is a watershed of three seas (Northern, Baltic, and Black). More than 118 important dams out of the world dam register are situated here. The whole country was affected by extreme floods between 1997 and 2006. As a reaction to these events, and according to the worldwide trend, tasks related to the enhancement of the dam safety during floods have been investigated and solved. Three dam categories (A, B, and C) related to the dam safety during floods were introduced. For the most important dams, belonging to category “A“, a safe passage of the 10'000-years flood has been demanded. Most dams in category “A” do not comply with such demand and therefore significant upgrades of emergency spillways are often proposed. Such upgrade proposals usually have to be assessed using physical hydraulic modeling.

This paper presents results from four hydraulic investigations which were performed in the Laboratory of hydraulic research of the Brno University of Technology between the years 2006 and 2008. These investigations focused on emergency spillways of four dams. The first is a morning glory spillway with an outflow gallery, the second is a lateral spillway with a cascade of four steps, the third is a lateral spillway with a smooth chute ending with a ski jump and a stilling basin, and the fourth consists of a curved overflow, a convergent spillway channel and a stepped chute. A short description of the technological equipment of the laboratory of hydraulic research is also a part of this article.

1 Einführung

Die wasserbaulichen Anlagen sind in der Tschechischen Republik in drei Sicherheitsgruppen eingeteilt, die weiterhin mithilfe von fünf weiteren Kategorien präzisiert werden. Die Einteilung einer Anlage bei Hochwasser in die entsprechende Kategorie hängt von den möglichen Schäden während ihres Versagens ab. Es gibt dabei zwei grundlegende Bemessungshochwasserfälle. Der erste Bemessungsfall entspricht dem Dimensionierungs-Abfluss der Entlastungsanlage, bei dem das Bauwerk ohne Einschränkungen funktionieren muss. Der zweite Bemessungsfall (Kontrollhochwasserwelle) ist immer größer als der Erste mit geringerer Überschreitungswahrscheinlichkeit. Diese Abflüsse und Stauziele muss die Anlage ohne globales Versagen überstehen.

Für Stauanlagen der ersten Kategorie entspricht der erste Bemessungsfall dem $\mathrm{H}Q_{1000}$ und der zweite Bemessungsfall dem $\mathrm{H}Q_{10'000}$. Beide Fälle werden bei den entsprechenden Entlastungsanlagen meistens auch mit Hilfe hydraulischer Modellversuche beurteilt.

In den letzten Jahren wurden hydraulische Untersuchungen von vielen Entlastungsanlagen von Talsperren im Labor des Instituts für Wasserbau durchgeführt. In diesem Fachbeitrag werden vier ausgewählte Untersuchungen vorgestellt, die im Zeitraum von 2006 bis 2008 realisiert wurden. Weiterhin wird auch das Labor des Instituts für Wasserbau nachfolgend kurz vorgestellt.

2 Labor des Instituts für Wasserbau

Wie eingangs erwähnt, wurden alle hier beschriebenen Hochwasserentlastungsanlagen der hier aufgeführten Talsperren im Labor des Instituts für Wasserbau beurteilt. Das Institut ist dabei Teil der Fakultät für Bauingenieurwesen an der Technischen Hochschule Brünn.

Das Wasserbaulabor, das 1917 gegründet wurde, befindet sich in zwei einzelnen Gebäuden auf dem Areal der Fakultät. Für die Forschung sind insgesamt drei große Wasserkreisläufe vorhanden, wobei bei einem Gebäude auch eine Außenanlage zur Verfügung steht. Die Laborräume sind mit 8 hydraulischen Rinnen mit Breiten von 0,2 m bis 3,5 m ausgestattet. Die maximale Durchflusskapazität der Kreisläufe bewegt sich zwischen 160–230 l/s. Ihre Steuerung und Regulierung wird mit Hilfe des Prozessrechners ermöglicht. Die Durchflussmessung ist im Labor mit Hilfe der MID oder der Überfälle gesichert. Für die Messung von Strömungsparametern können sowohl Kontaktverfahren als auch berührungslose optoelektronische Lasermethoden (PIV, LDA) benutzt werden, siehe Žoužela (2010).

3 Hydraulische Modellversuche der Entlastungsanlagen

In folgenden Abschnitten präsentieren wir einen Überblick der durchgeführten Untersuchungen von vier Talsperren in Einzugsgebieten der Flüsse March und Oder. Bei jeder Talsperre werden die Staumauer oder der Staudamm und die Entlastungsanlage kurz beschrieben. Weiterhin werden die ursprünglichen und neu geforderten Bemessungsparameter und die wichtigsten Ergebnisse der Modelluntersuchungen aufgeführt.

3.1 Entlastungsanlage der Talsperre Karolinka

Im Jahr 1985 wurde die Talsperre Karolinka http://www.pmo.cz/cz/galerie/vd-karolinka/ in Betrieb genommen. Dieses Absperrbauwerk, das von dem Staatsunternehmen Povodí Moravy, s.p. „Einzugsgebiet der March“ betrieben wird, liegt am Fluss Stanovnice und dient mit seinem Betriebsvolumen von fast 6 Millionen m^3 vor allem zur Trinkwasserversorgung. Gleichzeitig wird das Absperrbauwerk auch für die Wasserkraftnutzung, die Niedrigwasseraufhöhung und den Hochwasserschutz verwendet. Das Absperrbauwerk wird durch den Staudamm mit einer Höhe von 35,5 m über der Dammsohle gebildet und wurde

mit einem inhomogenen Querschnitt mit einer in der Mitte liegenden Innendichtung entworfen.

Die Entlastungsanlage der Talsperre setzt sich aus einem Schachtüberfall mit anschließenden 220 m langen Stollen und Tosbecken zusammen. Überfall und Stollen wurden beim Projekt auf HQ_{100} = 76 $m^3 s^{-1}$ bemessen, wobei die Strömung im Stollen in jedem Fall als Freispiegelabfluss erfolgen muss. Das Tosbecken wurde nur auf die Hälfte dieses Durchflusses dimensioniert. Die neue geforderte Bemessungskapazität der Entlastungsanlage wurde auf HQ_{1000} = 95 $m^3 s^{-1}$ festgestellt, bzw. die globale Stabilität des Absperrbauwerkes muss bis zu $HQ_{10'000}$ = 115 $m^3 s^{-1}$ gesichert werden.



Abb. 1: Modell des senkrechten Schachts und des anschliessenden Stollens

Aus diesen Gründen wurde in unserem Labor das hydraulische Modell der Entlastungsanlage im Maßstab 1:21 gebaut. Mit dem Modell sollten also folgende Fragestellungen untersucht werden:

- Abflusskurve des Schachtüberfalls und Strömungsverhältnisse im senkrechten Schacht und im unteren Krümmer,
- Strömungsverhältnisse im Ablaufstollen und im anschließenden Tosbecken,
- Druckverhältnisse auf dem benetzten Umfang der Stollendecke bei der Vollfüllung des Stollenquerschnitts.

Die Hauptergebnisse der Modellarbeiten sind nachfolgend zusammengefasst, siehe auch Šulc (2006). Es wurde die geforderte Kapazität des Überfalls bestätigt, wobei der Überfall bis zu $HQ_{10'000}$ = 115 $m^3 s^{-1}$ vollkommen ist. Trotzdem sind schon Lufteinschlüsse im senkrechten Schacht entstanden. Im Schacht wurde die Wasserspiegelhöhe von 15 m oberhalb des Krümmers

periodisch nach 50 s erreicht. Der Stollen wurde in seiner Länge periodisch vollgefühlt, wobei in 26 m Abstand vom Stollenanfang Druckschwankungen an der Stollendecke bis 23 mWS gemessen wurden.

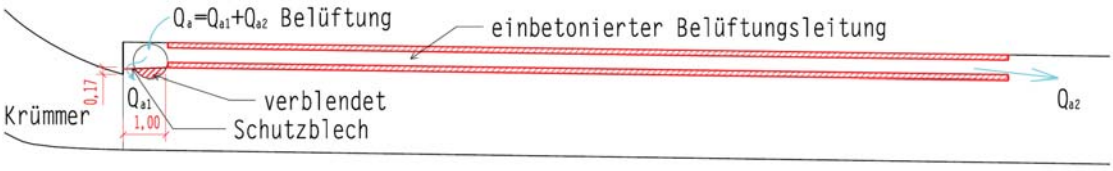


Abb. 2: Finale Konstruktionsanordnung am Stollenanfang hinter dem Krümmer

Weil die Strömung im Stollen als belüfteter Freispiegelabfluss erfolgen muss, sollten Maßnahmen erforscht werden, um ein Zuschlagen des gesamten Stollens durch die Strömung zu verhindern. Im Modell wurden insgesamt 14 verschiede Anordnungen der Stromrichter hinter dem Krümmer getestet. Eine der drei empfohlenen Anordnungen wurde schließlich realisiert. Hinter dem Krümmer wurde die Stollendecke auf der Länge von 20,5 m um 0,6 m abgesenkt. Die ausreichende Belüftung ist dann am Anfang und am Ende der abgesenkten Stollendecke gesichert. Die Strömung in diesem 20,5 m langen Abschnitt steht dann unter Druck, und in der übrigen Stollenlänge stellt sich eine belüftete Strömung mit freiem Wasserspiegel ein.

3.2 Entlastungsanlage der Talsperre Fryšták

Die Talsperre Fryšták http://www.pmo.cz/cz/uzitecne/vodni-dila/frystak/ wurde am gleichnamigen Bach „Fryšták“ von 1935 bis 1938 erbaut und wird, genauso wie die zuvor erwähnte Talsperre Karolinka, vom Staatsunternehmen „Einzugsgebiet der March“ betrieben. Ursprünglich wurde die Talsperre mit dem Stauvolumen von fast 3 Millionen m^3 vor allem für die Trinkwasserversorgung errichtet. Derzeit dient die Talsperre nur zur Erhöhung der Durchflüsse im Bach „Fryšták“ und zum Hochwasserschutz des Gebiets unterhalb des Staudamms. Die Anlage wurde im Jahr 1997 zum funktionalistischen Kulturdenkmal erklärt. Das Absperrbauwerk wurde als homogener Lehmstaudamm mit einer Höhe von 20 m über der Dammsohle entworfen, wobei die Wasserseite mit massiven Betonplatten geschützt ist.

Die Entlastungsanlage besteht aus einem seitlichen Überfall mit anschließender vierstufiger Kaskade und einem Tosbecken. Das Bemessungshochwasser wurde bei dem Talsperrenbau auf Q = 79 $m^3 s^{-1}$ angesetzt, was ungefähr dem heutigen HQ_{100} entspricht. Die Sicherheitsbeurteilung der Anlage hat ergeben, dass die neuen Bemessungsparameter wesentlich strenger sind. Weil die Talsperre in die höchste Sicherheitsgruppe eingeordnet ist, muss der Durchfluss von $HQ_{10'000}$ = 220 $m^3 s^{-1}$ von der Entlastungsanlage ohne globales Versagen des Damms abgeführt werden. So eine große Kapazität konnte nur

mit einer Erhöhung des höchsten Stauzieles erreicht werden, wobei auch ein Teil vom Freibord ausgenutzt werden musste.

Die Untersuchungen der Entlastungsanlage wurden am hydraulischen Modell im Maßstab 1:20 realisiert, siehe Šulc *et al.* (2008). Die Untersuchungen bestanden aus der Überprüfung der Überfallkapazität bei den entsprechenden Wasserständen und der Suche nach geeigneten Formveränderungen der Treppenschussrinne und des Tosbeckenraums. Eine Überströmung der Seitenwände der Schussrinne und daraus resultierende Beschädigungen an der Luftseite des Staudamms waren dabei unbedingt zu vermieden.



Abb. 3: Sanierung der Entlastungsanlage und Erhöhung der Seitenwände der Treppenschussrinne

Die Ergebnisse haben eine genügende Kapazität des bestehenden Überfalls gezeigt. Damit es zu keiner Überströmung des Staudamms kommt, wurde die Dammkrone zudem mit einem 1,1 m hohen Wellenbrecher ausgestattet.

Formveränderungen der Treppenschussrinne erfolgten entweder durch eine Erhöhung ihrer Seitenwände oder durch ihre Erweiterung. Diese Kombinationen wurden am hydraulischen Modell untersucht und dem Betreiber empfohlen. Im Zusammenhang mit diesen Maßnahmen musste natürlich auch das Tosbecken optimiert werden. Obwohl die Erweiterung der Treppenschussrinne zu einem grösseren Abstand zwischen dem Wasserspiegel in der Sammelrinne und der Unterkante der Brückenfahrbahn führte, bestand die finale Lösung schliesslich nur in der Erhöhung ihrer Seitenwände.

3.3 Entlastungsanlage der Talsperre Šance

Die Talsperre Šance http://www.pod.cz/stranka/sance.html liegt am Fluss Ostravice, der zum Einzugsgebiet des Flusses Oder gehört. Die Talsperre

wurde in den Jahren 1964–1970 gebaut. Sie war mit einer Höhe von 65 m zugleich der höchste Staudamm in der damaligen Tschechoslowakei. Es handelt sich um einen Steinschüttdamm mit einer schrägen wasserseitigen Lehminnendichtung und mit seinem Stauraum von 62 Millionen m^3 dient er zur Trinkwasserversorgung des Ostrava-Gebiets und zum Hochwasserschutz entlang des Flusses Ostravice bis in die Stadt Ostrava. Das Wasser wird auch für die Stromerzeugung und die Niedrigwasseraufhöhung benutzt. Die Anlage wird vom Staatsunternehmen Povodí Odry, s.p. „Einzugsgebiet der Oder“ betrieben.

Die gegenwärtige Entlastungsanlage, die aus einem seitlichen Überfall, einer Schussrinne und anschließendem Tosbecken besteht, wurde nur für die Kapazität von etwa 130 $m^3 s^{-1}$ bemessen. Die neuen Bemessungsparameter, die nach der Sicherheitsbeurteilung der Talsperre vorgelegt wurden, waren jedoch wesentlich strenger. Die Prüfkapazität der Entlastungsanlage muss dem angepassten $HQ_{10'000}$ = 390 $m^3 s^{-1}$ entsprechen. Aus diesen Gründen wurden mehrere Konzeptionen der Entlastungsanlage vorgeschlagen, wobei die finale Lösung in einigen Varianten im Labor untersucht wurde, siehe Šulc und Žoužela (2007).

Die vorgeschlagene neue Entlastungsanlage besteht aus einer rechtseitigen Hangentlastung mit einer Krone, die in zwei Sektoren aufgeteilt ist, wobei jeder Sektor auf einem anderen Niveau liegt. Dem Sammelraum unterhalb des Überfalls schließt sich die Schussrinne an. Sie endet mit einer Sprungschanze, die ins Tosbecken führt. Letzteres wird auch für die Grundablässe verwendet. Die Grundablässe sind mit zwei verschiedenen Kegelstrahlschiebern ausgestattet. Der zweistufige Überfall wurde ausgewählt, damit die bestehende Anpassung des HQ_{100} bei unverändertem Stauziel gesichert wird.

Die umfangreichen, 6 Monate andauernden Forschungsarbeiten haben sich am Modell im Maßstab 1:35 mit den folgenden Problemen beschäftigt:

- Optimierung der Länge der beiden Überfallkronen und nachfolgende Abflusskurvenbestimmung,
- Beurteilung der Strömung in der Sammelrinne und Bestimmung der Grenze zwischen vollkommenem und unvollkommenem Überfall,
- Beurteilung und Leitung der Strömung am Anfang und entlang der Schussrinne mit Hilfe eines Stromrichters und einer Führungswand,
- Anordnung, Form und Anzahl der Aufreißzähne am Ende der Sprungschanze,

- Beurteilung der Umwandlung der kinetischen Energie im Tosbecken und Festlegung der Form und Größe der Gegenschwelle bei verschiedenen Kombinationen der Zuflüsse von den Grundablässen und von der Sprungschanze.



Abb. 4: Modellansicht einer neuen Entlastungsanlage der Talsperre Šance im Maßstab 1:35

Die Ergebnisse aus den Modelluntersuchungen haben zu einer wesentlichen Optimierung einiger Aspekte geführt. Allein die Verkürzung der Länge der Überfallkronen um 7,4 m oder die Tosbeckenverengung hatten erhebliche finanzielle Einsparungen zur Folge.

3.4 Entlastungsanlage der Talsperre Bystřička

Die Talsperre Bystřička http://www.pmo.cz/cz/uzitecne/vodni-dila/bystricka/ wurde als erstes Absperrbauwerk im Einzugsgebiet des Flusses March in den Jahren 1908–1912 erbaut. Es handelt sich um eine Gewichtsstaumauer mit einer Höhe von 27,4 m über der Sohle der Staumauer, die aus Bruchstein gemauert wurde. Das Absperrbauwerk liegt am Fluss „Bystřice“ und dient mit seinem Stauraum von fast 5 Millionen m^3 vor allem zum Hochwasserschutz des unterstrom gelegenen Gebiets. Im Jahr 2003 wurde die Talsperre zum Kulturdenkmal erklärt.

Die Entlastungsanlage, die am linken Ufer außerhalb der Mauer liegt, bestand ursprünglich aus einem kreisförmigen Überfall mit einer anschließenden Treppenschussrinne mit 21 Stufen. Die Anlage hatte vor dem Umbau die Bemessungskapazität von 101 $m^3 s^{-1}$. Die neue geforderte Kapazität entspricht derzeit dem $HQ_{10'000}$ = 285 $m^3 s^{-1}$. Diese Abflusserhöhung konnte nur mit wesentlichen Veränderungen des Überfalls und des Sammelraums gesichert werden. Dazu wurde die Überfallkrone verlängert und der Sammelraum erweitert und vertieft.

Im Rahmen der Untersuchungen am Modell im Maßstab 1:20 wurden vor allem folgende Parameter beurteilt:

- Bestimmung der Abflusskapazität bei den geforderten Stauzielen,
- Beurteilung des Einflusses der Anordnung vom Vorboden des Überfalls,
- Feststellung des Wasserspiegelverlaufs in der konvergenten Sammelrinne zwischen dem Überfall und dem Anschluss an die Treppenschussrinne und Festlegung des Kontroll-Querschnitts der Grenztiefen-Entstehung,
- Beurteilung des Einflusses der Verengung der Sammelrinne mit Rücksicht auf die Abstandsreserve zwischen der Wasserspiegellage und der Unterkante der Brückenfahrbahn.

Die Untersuchungen am Modell ermöglichten die Optimierung der Strömungsverhältnisse im Vorboden des Überfalls und in der Sammelrinne, siehe Stara und Špano (2006). Gleichzeitig wurde die geforderte Kapazität des Überfalls bei den vorausgesetzten Stauzielen bestätigt. Die Strömungsverhältnisse auf der Treppenschussrinne waren nicht das Hauptziel dieser Forschungsarbeit und wurden im Rahmen nachfolgender Arbeiten am Institut untersucht.



Abb. 5: Kreisförmiger Überfall der Talsperre Bystřička nach dem Umbau, Hochwasser im Mai 2010

4 Zusammenfassung

In den letzten zehn Jahren wurden im Labor des Instituts für Wasserbau der Technischen Hochschule in Brünn insgesamt zehn Untersuchungen von

Hochwasserentlastungsanlagen durchgeführt. Dieser Beitrag stellt das Labor kurz vor und fasst die Hauptergebnisse der durchgeführten Forschungsarbeiten zusammen. Diese beinhalteten die Beurteilung, Anordnung und Optimierung der Geometrie und der Strömungsverhältnisse bei Überfällen, Schussrinnen und Tosbecken von verschiedenen Typen von Entlastungsanlagen.

Danksagung

Wir möchten uns bei den Staatsunternehmen „Einzugsgebiet der March“ und „Einzugsgebiet der Oder“ (Povodí Moravy, s.p. und Povodí Odry, s.p.), die die beschriebenen Talsperren betreiben, für die Unterlagen und die Zustimmung zur Veröffentlichung von Forschungsergebnissen recht herzlich bedanken.

Dieser Beitrag wurde mit finanzieller Unterstützung von ESF und MŠMT verfasst, Projekt N. CZ.1.07/2.2.00/28.0301.

Referenzen

Stara, V., Špano, M. (2006). VD Bystřička – modelový výzkum přelivu, Forschungsbericht, ÚVST – LVV – FAST – VUT v Brně.

Šulc, J. (2006). Hydraulický modelový výzkum bezpečnostního šachtového přelivu a odpadní štoly VD Karolinka, Forschungsbericht, LVV – FAST – VUT v Brně.

Šulc, J., Žoužela, M. (2007). Modelový výzkum nového objektu pro převádění extrémních povodní VD Šance (bezpečnostní přeliv, skluz, vývar), For.ber., LVV–FAST–VUT v Brně.

Šulc, J.; Žoužela, M.; Šafář, R. (2008). Hydraulický modelový výzkum bezpečnostního přelivu, stupňovitého skluzu a vývaru pro převádění povodňových průtoků VD Fryšták, Forschungsbericht, LVV – FAST – VUT v Brně.

Žoužela, M. (2010). Hydraulické okruhy laboratoře Ústavu vodních staveb Fakulty stavební VUT v Brně, Vodní hospodářství, ISBN 978-80-87117-06-4, 6/2010, 175–178.

Adressen der Autoren

Ing. Michal Žoužela, Ph.D. (korrespondierender Autor)
Email: zouzela.m@fce.vutbr.cz
Prof. Ing. Jan Šulc, CSc.
Dr. Ing. Vlastimil Stara, CSc.
Ing. Miroslav Špano, Ph.D.
Laboratoř vodohospodářského výzkumu (LVV), Ústav vodních staveb (ÚVST),
Fakulta stavební (FAST), Vysoké učení technické v Brně (VUT v Brně)
Veveří 331/95, Česká republika, 602 00 Brno

Neubau des PSW Nant de Drance: Erfassen und Bewerten der Einflüsse auf die bestehende Bogenstaumauer Emosson

Construction of PSP Nant de Drance: Monitoring and evaluation of impacts on the existing double-curved Arch Dam Emosson

Jürgen Brommundt, Helmut Stahl, Thomas Ihly, Samuel J. Peter

Kurzfassung

Das sich seit 2008 im Bau befindliche 900 MW Pumpspeicherkraftwerk Nant de Drance ist ein wichtiger Baustein in der zukünftigen Energieversorgung der Schweiz. Dieses Ausbauprojekt verbindet die zwei bestehenden Speicher Vieux-Emosson (2225 m ü. M) und Emosson (1930 m ü. M) unterirdisch und nutzt deren Potentialunterschied zur Erzeugung von Spitzen- und Regelenergie.

Der Hauptzugangsstollen zur Kraftwerkskaverne unterquert den Stausee Emosson und führt in rund 800 m Abstand an der bestehenden 180 m hohen doppelt gekrümmten Bogenstaumauer Emosson vorbei. Hydrogeologische Untersuchungen vor Beginn der Bauarbeiten haben gezeigt, dass der Zugangsstollen zu einer Änderung des Grundwasserregimes in Staumauernähe führen wird. Dies könnte Deformationen des Talquerschnitts bei der Staumauer verursachen, weshalb das Mess- und Beobachtungsprogramm an der Staumauer vor Baubeginn überprüft und ergänzt wurde. Weiterhin sind ein lineares Finite Elemente (FE) Modell der Mauer erstellt und Szenarienrechnungen mit Deformationen des Talquerschnitts durchgeführt worden. Anhand der Rechenergebnisse sind konservative Alarm- und Grenzwerte der Talaufweitung sowie mögliche Massnahmen bei deren Erreichen festgelegt worden.

Im Herbst 2011 kam die Talaufweitung dem Alarmwert nahe. Wie vorher festgelegt wurden daraufhin neue Szenarienrechnungen mit einem verfeinerten nichtlinearen FE-Modell durchgeführt, für eine realistischere Bewertung der Konsequenzen der Talaufweitung auf das Bauwerk durch Abbau von Modellkonservativitäten. Ausserdem wurde das Beobachtungsprogramm intensiviert.

Die neuen Rechnungen zeigen, dass die Staumauer gefahrlos grössere Verformungen aufnehmen kann. Der gewählte integrierte Ansatz mit 1) einem gezielt räumlich wie zeitlich verdichtetem Beobachtungsnetz, 2) begleitenden FE-Rechnungen zur Szenarienbewertung und 3) im Vorfeld definierten möglichen Massnahmen hat sich bewährt.

Abstract

The new pumped storage power plant Nant de Drance is an important component for the future energy supply of Switzerland. Since 2008, the 900 MW power plant has been under construction as an extension project involving the underground connection of two existing reservoirs, Vieux Emosson (2225 m ASL) and Emosson (1930 m ASL), making use of the head difference for the production of peak and control energy.

The powerhouse cavern's main access gallery crosses below the Emosson reservoir, and passes the existing 180 m high double curved arch dam Emosson by approximately 800 m. Hydrogeological investigations conducted prior to construction indicated that the excavation of the access gallery would affect the groundwater flow system near the dam. This could also cause deformations of the valley cross-sections at the dam. Based on these findings, the measurement and monitoring program for Emosson dam and its surroundings was studied and supplemented before construction started. A linear Finite Element (FE) model of the dam was created to calculate scenarios for expected valley deformations, especially valley widening. The results were used to define conservative alarm values and limits for valley widening and potential measures to be implemented when these limits are reached.

In autumn 2011 the valley widening came close to the alarm value. Following the predefined measures, new scenario calculations were conducted with a refined nonlinear FE model. By using this less conservative model, one may obtain a more realistic assessment of the consequences of valley widening on the dam. Additionally, the monitoring program was intensified.

The new calculations showed that the dam can accommodate larger deformations than those originally calculated. In retrospect, the integrated approach selected at the start of the project, with 1) the specific spatial and temporal densification of the observation network, 2) FE calculations for the assessment of possible deformation scenarios, and 3) pre-defined potential measures, has proven to be successful in practice.

1 Projektvorstellung und Fragestellung

Der Neubau des Pumpspeicherkraftwerks Nant de Drance ist ein wichtiger Baustein in der zukünftigen Energieversorgung der Schweiz. Das sich seit 2008 im Bau befindliche 900 MW Kraftwerk ist ein Ausbauprojekt, indem es die zwei bestehenden Speicher Vieux Emosson (2225 m ü. M) und Emosson (1930 m ü. M) unterirdisch verbindet und deren Potentialunterschied zur Erzeugung von Spitzen- und Regelenergie nutzt. Die Inbetriebnahme ist für 2018 geplant.

1.1 Einfluss des Neubaus auf die Bogenstaumauer Emosson

Der Hauptzugangsstollen zur Kraftwerkskaverne unterquert den Stausee Emosson und führt in einem Abstand von rund 800 m an der bestehenden 180 m hohen und 450 m breiten, doppelt gekrümmten Bogenstaumauer Emosson (Abb. 1) vorbei. Hydrogeologische Untersuchungen vor Beginn der Bauarbeiten haben gezeigt, dass der Bau des Zugangsstollens zu einer Änderung des Grundwasserregimes im Bereich der Staumauer führen wird. Weiterhin wird erwartet, dass diese Änderungen Deformationen des Talquerschnitts an der Staumauer verursachen. Im ungestörten Zustand zeigte sich ein jahreszyklisches reversibles Öffnen und Schliessen des Talquerschnitts in Abhängigkeit vom jahreszyklischen Schwanken des Seewasserstands.

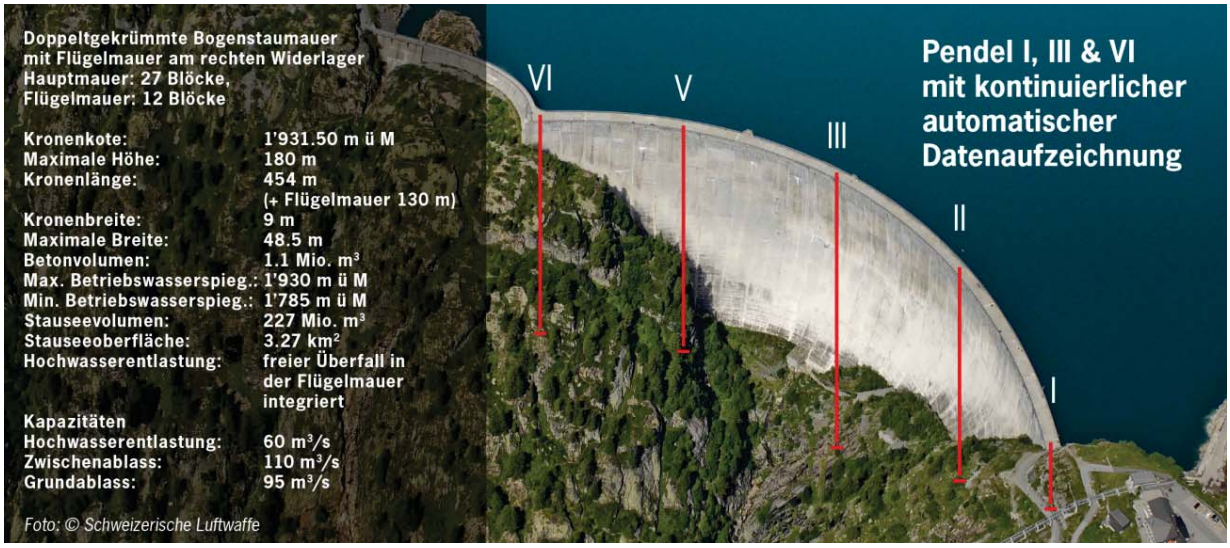


Abb. 1: Ansicht der Bogenstaumauer Emosson mit Flügelmauer, Lage installierter Pendel, Kennzahlen der Mauer und des Staubeckens

1.2 Ergänzungen des Mess- und Beobachtungsprogramms

Aufgrund dieser Untersuchungsergebnisse ist das Mess- und Beobachtungsprogramm der Staumauer Emosson und ihrer Umgebung schon vor Baubeginn überprüft und gezielt ergänzt worden. Insbesondere wurden automatische Tachymeter installiert, die die Deformationen des Talquerschnitts fortlaufend automatisch erfassen und zur Auswertung ins Tal übermitteln (Abb. 2). Mit den Messungen der Pendel I und VI in den Talflanken (Abb. 1) der letzten 10 Jahre vor Baubeginn wurde ein Korrelationsmodell entwickelt, das mit Hilfe der aktuellen Pegelmessungen Erwartungswerte der Deformationen berechnet.

Ferner sind ein lineares FE-Modell der Mauer erstellt und Szenarienrechnungen mit zu erwartenden Deformationen des Talquerschnitts, insbesondere Talaufweitungen, durchgeführt worden, um deren Einfluss auf die Mauer zu quantifizieren. Anhand der Rechenergebnisse sind konservative Alarm- und Grenzwer-

te der zulässigen Talaufweitung sowie mögliche Massnahmen bei deren Erreichen festgelegt worden.

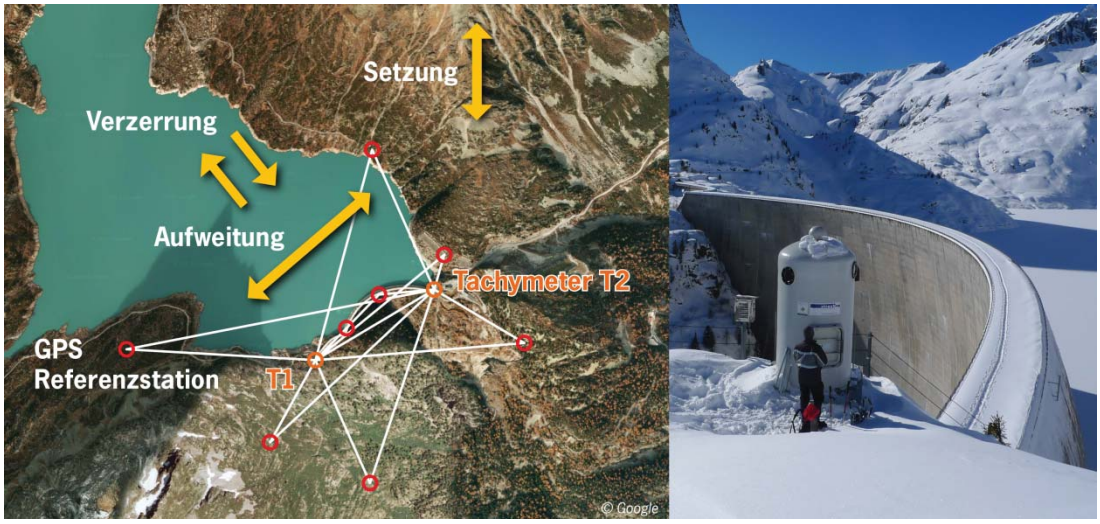


Abb. 2: Das neu installierte Netzwerk mit zwei Tachymetern misst fortlaufend die Taldeformationen: Links: Lageplan der Tachymeter T1 & T2 (orange) und Messpunkte (rot); Rechts: Tachymeter T2 auf der linken Talseite mit Schutzhaus

1.3 Beobachtungsergebnisse

Die automatischen Tachymetermessungen werden seit Herbst 2009 kontinuierlich durchgeführt und mit dem Erwartungswert aus dem Korrelationsmodell verglichen. Nach Ausbruch des Zugangsstollens im für die Staumauer kritischen Bereich zeigten sich im Herbst 2010 bei vollem Stausee grössere Talaufweitungen als vor dem Tunnelausbruch (Abb. 3).

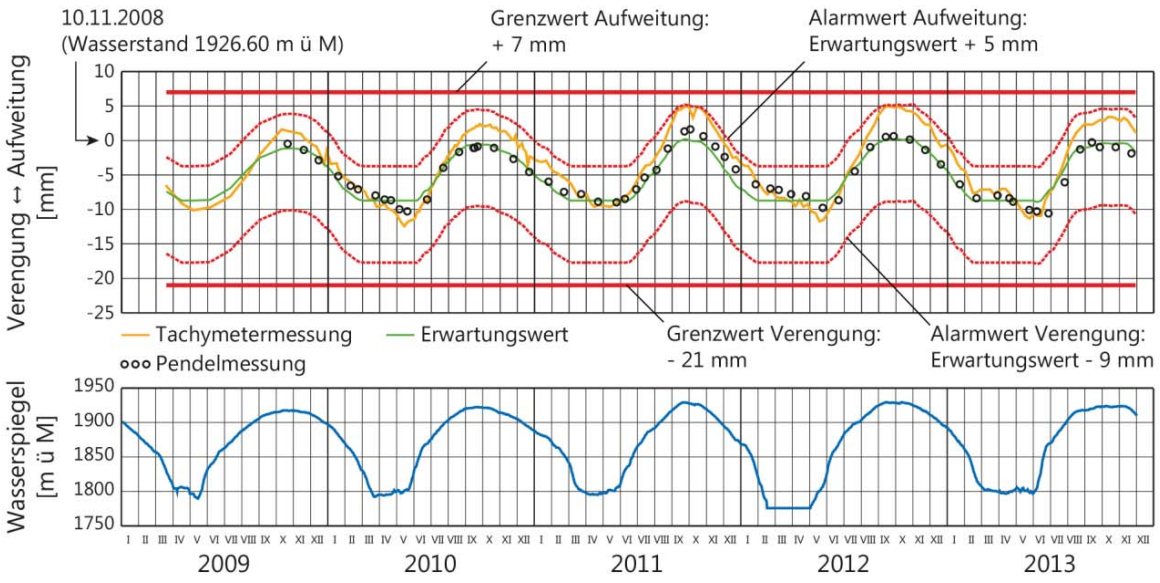


Abb. 3: Beobachtungen der Talaufweitung (oben) und des Seewasserspiegels (unten) an der Staumauer Emosson, 2009 – 2013.

Mit dem Absenken des Wasserspiegels im Stausee im Winter 2010/11 gingen diese Talaufweitungen wieder zurück. Mit dem Wiedereinstau über Frühjahr und Sommer 2011 wurden im Herbst 2011 noch grössere Talaufweitungen gemessen, die dem Alarmwert sehr nahe kamen. Im folgenden Winter 2011/12 gingen auch diese Talaufweitungen mit der Absenkung des Stausees zurück. Aufgrund der Beobachtungen konnte jedoch nicht ausgeschlossen werden, dass im Herbst 2012 noch grössere Talaufweitungen erreicht würden.

Bei tiefen Seewasserständen werden nach wie vor keine zusätzlichen Talaufweitungen beobachtet. Die zusätzlichen Talaufweitungen bei hohem Seewasserstand sind also voll reversibel.

1.4 Weitere Messungen und Modellierungen

Infolge der beobachteten Talaufweitung im Herbst 2011 (Abb. 3) wurde gemäss den vordefinierten Massnahmen das Beobachtungsprogramm mit zusätzlichen Fugenmessungen ergänzt und das Intervall der Auswertung und Berichterstattung an die Aufsichtsbehörde, das Bundesamt für Energie, und den Talsperreneigentümer auf einmal wöchentlich verkürzt. Ausserdem wurde beschlossen, neue Szenarienrechnungen mit einem verfeinerten nicht-linearen FE-Modell durchzuführen und so durch Ausnutzen von Modellkonservativitäten eine realistischere Bewertung der Auswirkungen der Talaufweitung auf die Talsperre zu erhalten. Das verfeinerte Modell bildet die Blockfugen mit Kontaktelementen ab, wodurch das Verhalten der einzelnen Blöcke und Fugen realitätsnäher nachgebildet wird als im linearen FE-Modell, in dem die Mauer als Monolith betrachtet wurde.

1.5 Bedeutung der Blockfugen für das Tragverhalten

Das Tragverhalten der Bogenstaumauer Emosson lässt sich vereinfacht in zwei Situationen unterteilen: Bei niedrigem Seewasserstand tragen die einzelnen Blöcke ihr Eigengewicht als Konsolen in die Fundation ab. Bei steigendem Seewasserstand führt die hydrostatische Last zum Schliessen der Blockfugen und die Blöcke tragen die zusätzliche Last auch durch Einsetzen der Bogenwirkung, die zur Lastabtragung in die seitliche Fundation führt. Das aktuelle Tragverhalten der Mauer lässt sich also direkt aus der Fugenöffnung ablesen. Diese hängt jedoch ausserdem von der Temperatur ab, da sich die einzelnen Blöcke temperaturabhängig ausdehnen oder zusammenziehen, was einen Einfluss auf das Einsetzen der Bogenwirkung bei verschiedenen Wasserständen hat.

Der Speichersee Emosson wird als Jahresspeicher bewirtschaftet (Abb. 3), so dass die Einflussgrössen Temperatur und Wasserstand hoch korreliert sind. Die Talaufweitung folgt in ihrem Verlauf dem Wasserstand (Abb. 3). In Hinblick auf das Tragverhalten der Bogenstaumauer reduziert eine positive Talaufweitung

die Bogenwirkung. Im zeitlichen Verlauf gesehen (Abb. 3) ist zu vermuten, dass die positive Talaufweitung zu einem späteren Einsetzen der Bogenwirkung, erst bei höheren Wasserständen, führt. Dies bedeutet, dass hydrostatische Lasten auch bei höheren Wasserständen als bisher ausschliesslich über die Konsole abgetragen werden müssen, was zu kritischen Spannungszuständen führen kann.

2 Zusätzliche Fugenmessungen

Die Öffnung der Fugen wurde im Rahmen der verstärkten Überwachung seit 2009 in allen Kontrollgängen jeweils jährlich im Frühjahr gemessen. Auf drei ausgewählten Koten ist dieses Messintervall von Juni 2012 bis Mai 2013 auf monatlich verkürzt worden, um die Vermutungen zum Tragverhalten der Bogenmauer bestätigen und das nicht-lineare Modell plausibilisieren zu können.

2.1 Fugenöffnung und Wasserstand

Die Gegenüberstellung der Fugenöffnung mit dem Seewasserspiegel (Abb. 4) zeigt deutlich das Einsetzen der Bogenwirkung. Die Fugenöffnung reduziert sich bei steigendem Wasserstand wie erwartet, bis die Fugen geschlossen sind. Danach weiter steigende Wasserstände haben deutlich geringeren Einfluss auf die Fugenöffnung. Bei fallendem Wasserstand ist der umgekehrte Ablauf zu beobachten. Die zeitliche Diskretisierung bei steigendem Seewasserspiegel im Sommer 2012 erlaubt leider nicht das Ablesen eines genauen Seewasserstands bei Fugenschluss.

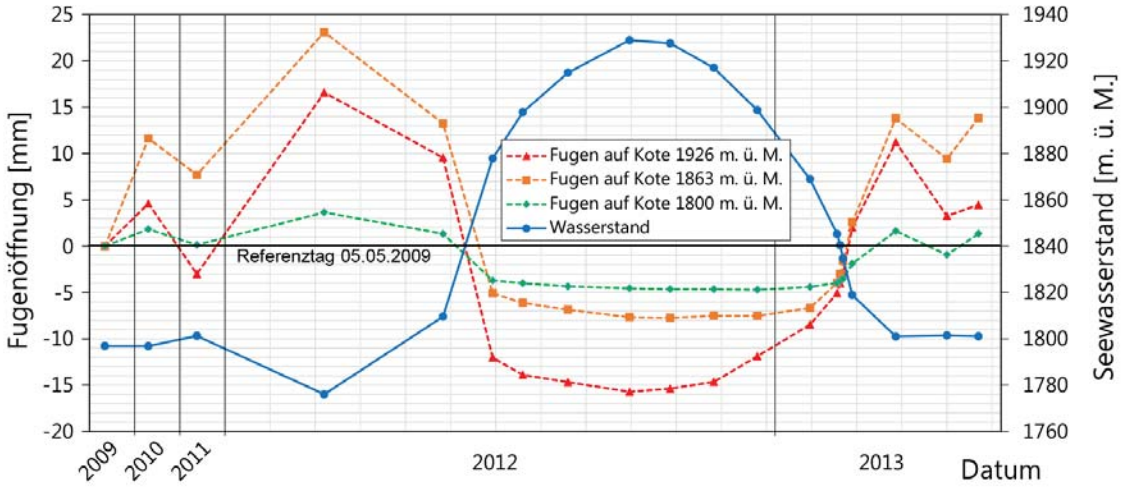


Abb. 4: Zeitverlauf von Fugenöffnung und Seewasserstand. Jährliche Messungen in den Jahren 2009 – 2011, monatliche Messungen von Juni 2012 bis Mai 2013

Die Ergebnisse der nicht-linearen Modellrechnungen (Kap. 3) lassen diesen um 1840 m ü. M. Seewasserstand vermuten. Deshalb wurden im Frühjahr 2013 bei fallendem Seewasserspiegel um 1840 m ü.M. die Fugenöffnungen im zweitägi-

gen Rhythmus gemessen. Abb. 4 zeigt, dass sich das Verhalten der Fugenöffnung auf allen drei verdichtet gemessenen Koten bei Seewasserspiegeln um 1840 m. ü. M. tatsächlich ändert.

2.2 Fugenöffnung, Wasserstand und Temperatur

Der Einfluss der Temperatur auf die Fugenöffnung wird untersucht, indem die Fugenöffnung über den Wasserstand aufgetragen und eine Temperaturmessung im Mauerbeton dazugestellt wird (Abb. 5). Bei hohen Wasserständen und damit geschlossenen Fugen ist nur ein sehr geringer Einfluss der Temperatur erkennbar. Bei niedrigen Seewasserspiegeln hingegen sind die unterschiedlichen Fugenöffnungen bei ähnlichen Seewasserständen dem Temperatureinfluss zuzuschreiben. Der Einfluss des Seewasserstands dominiert klar den Einfluss der Temperatur.

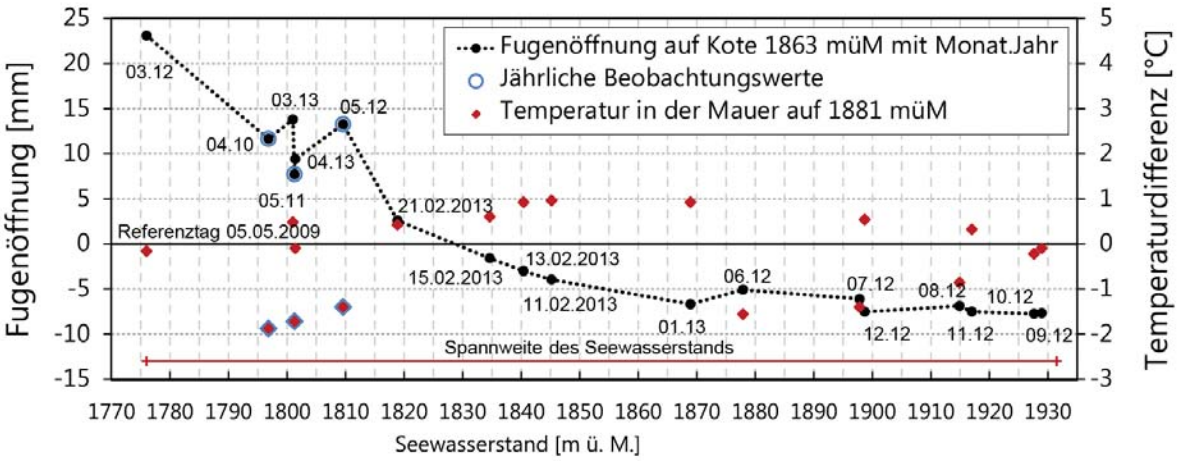


Abb. 5: Fugenöffnung und Temperaturdifferenz in Abhängigkeit vom Seewasserstand

3 Nicht-lineares FE-Modell

Das nicht-lineare FE-Modell basiert auf der Geometrie des existierenden linearelastischen FE-Modells. Die wesentlichen Neuerungen sind die Berücksichtigung der Blockfugen durch 10 repräsentative Fugen, in denen durch Verwendung von Kontaktelementen (Hohberg 1992) nur Druck – und bei Druck senkrecht zur Fugenoberfläche auch Schub – übertragen werden kann, sowie die Verwendung des Drucker-Prager Gesetzes zur Modellierung des nicht-linearen Betonverhaltens. Die Rechnungen werden wiederum mit FEnas (Fenas 2013) durchgeführt. Alle Rechnungen werden isotherm durchgeführt, um den Aufwand in vertretbaren Grenzen zu halten. Der Temperatureinfluss wird durch eine konservative Abschätzung bei der Interpretation der Endresultate berücksichtigt.

3.1 Modellrechnungen

Bei nicht-linearem Materialverhalten spielt die Lastgeschichte eine Rolle für den Eigenspannungszustand. Deshalb wurde im ersten Schritt das Eigengewicht so aufgebracht, dass die Tragwirkung wie in Kap. 1.5 beschrieben erreicht wird. Anschliessend wird das Modell einige Male schrittweise mit der hydrostatischen Wasserlast be- und wieder entlastet, um den Einfluss des jährlichen Lastzyklus über die bisher vergangenen knapp 40 Jahre Betriebsdauer zu simulieren. Hierbei reicht es, den Lastzyklus so oft zu wiederholen, bis sich keine Spannungsänderungen mehr ergeben, was nach drei vollständigen Lastzyklen der Fall ist.

Mit dem auf diese Weise initialisierten FE-Modell wird anschliessend ein weiterer Lastzyklus berechnet, bei dem gleichzeitig zum steigenden und fallenden Seewasserspiegel eine zusätzliche reversible Talaufweitung aufgebracht wird (Abb. 6 links). Dieser Ansatz ergibt sich aus den Beobachtungen (Abb. 3), die zeigen, dass sich Wasserspiegel und Talaufweitung synchron verhalten. Zusätzlich zu einer Referenzrechnungen ohne zusätzliche Talaufweitung werden zusätzliche Talaufweitungen von 10, 20, 30, 40, 50, 60 und 70 mm untersucht.

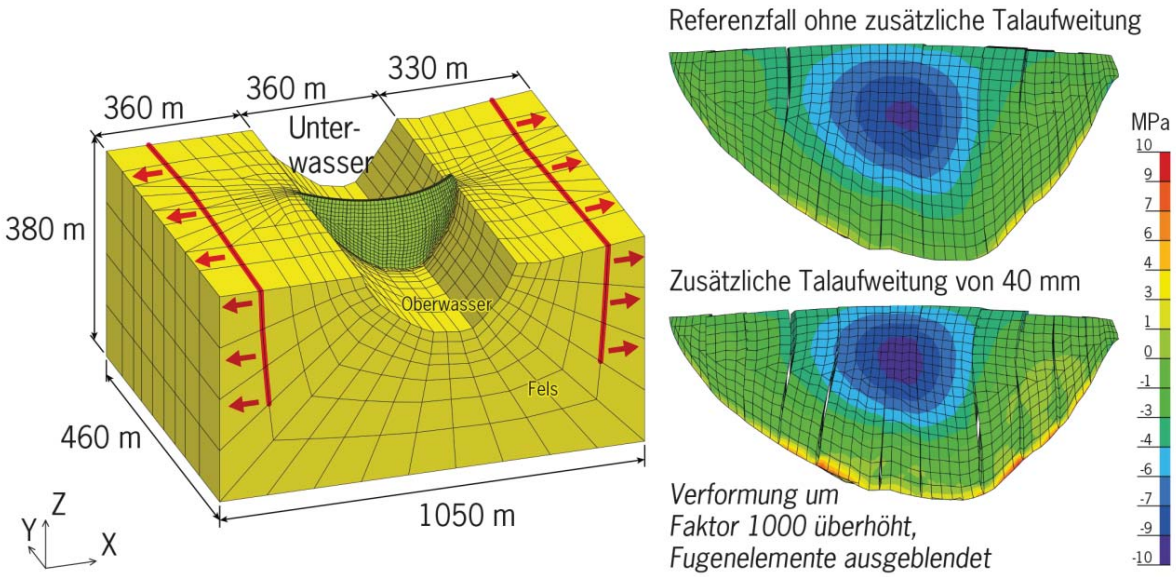


Abb. 6: Links: FE-Modell der Mauer (grün) mit Fels (gelb) und Kräften zur Abbildung der Talaufweitung (rote Pfeile); Rechts: Bogenspannungen bei maximalem Seespiegel ohne Talaufweitung (oben) und mit 40 mm zusätzlicher Talaufweitung (unten)

3.2 Ergebnisse der Rechnungen mit zusätzlicher Talaufweitung

Die Rechenergebnisse bestätigen das Verständnis des Tragverhaltens der Bogenstaumauer in Abhängigkeit vom Wasserstand einerseits und andererseits in Hinblick auf den Einfluss der zusätzlichen Talaufweitung. Exemplarisch sind in Abb. 6 rechts die Bogenspannungen und überhöhten Verformungen für den Referenzfall und bei einer zusätzlichen Talaufweitung von 40 mm gezeigt.

Wie in Kap. 1.5 erläutert ist das Verhältnis aus Bogen- zu Konsolenspannungen bzw. dessen Veränderung entscheidend für die Lastabtragung. In Abb. 6 rechts ist eine leichte Änderung der Bogenspannungen zu erkennen. Die Verformungen zeigen deutlichere Änderungen. Der Anteil der Wasserlast, der über den Bogen abgetragen wird ist ein Indikator für die Unterschiede im Einsetzen und in der Lastabtragung über den Bogen (Abb. 7). Der Vergleich für verschiedene zusätzliche Talaufweitungen bestätigt die Vermutung, dass die Bogenwirkung bei steigendem Seewasserstand erst später, d.h. bei höheren Wasserspiegeln einsetzt. Weiterhin ist zu erkennen, dass der Einfluss bei hohen Seewasserspiegeln geringer ist als bei niedrigen Wasserspiegeln. Die massgeblichen Spannungszustände ergeben sich bei steigendem Wasserstand um 1840 m ü. M. und noch nicht geschlossenen Fugen am wasserseitigen Fuss der Konsolen. Bei fallendem Seewasserstand zeigt sich der umgekehrte Verlauf.

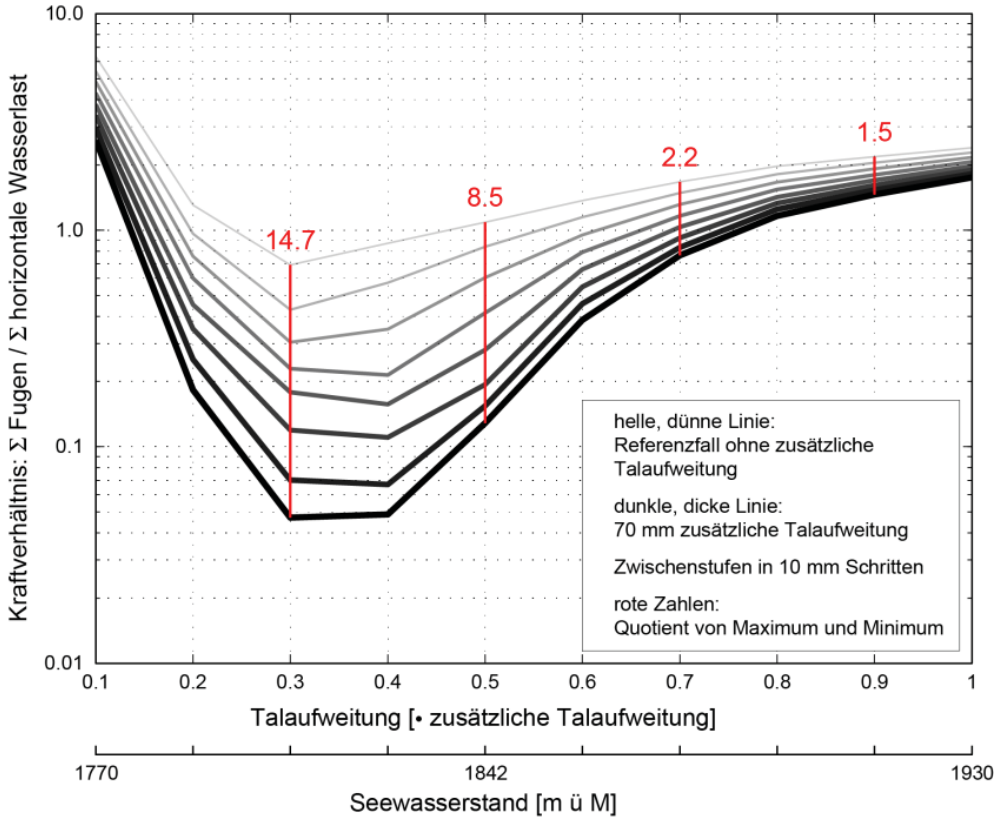


Abb. 7: Verlauf des Verhältnisses der Kräfte im Bogen zur Horizontalkomponente der Wasserlast bei steigendem Seewasserstand und zusätzlicher Talaufweitung

3.3 Neue Alarm- und Grenzwerte

Aufgrund der massgeblichen Spannungen wurde eine zusätzliche Talaufweitung von 40 mm als zulässig festgestellt. Für die Festlegung neuer Alarm- und Grenzwerte wird diese Aufweitung noch um den Einfluss der Temperatur und mit Sicherheitsfaktoren reduziert.

4 Zusammenfassung

Die Simulationen mit dem nicht-linearen FE Modell zusammen mit den monatlichen Messungen der Öffnung der Blockfugen erbrachten wertvolle Erkenntnisse zum Trag- und Verformungsverhalten der Bogenmauer. Gleichzeitig zeigen die neuen Rechnungen, dass die Staumauer grössere Verformungen aufnehmen kann als mit dem linear-elastischen Modell berechnet, auf dessen Grundlage die aktuell gültigen Alarm- und Grenzwerte festgelegt wurden. Die neu vorgeschlagenen Alarm- und Grenzwerte liegen deutlich oberhalb der bisherigen Werte und werden derzeit vom Bundesamt für Energie geprüft.

Entgegen der zwischenzeitlichen Befürchtungen zeichnete sich in den Betriebsjahren 2012 und 2013 eine Stabilisierung des Deformationsverhaltens ab, indem die Talaufweitung im Herbst nicht noch weiter anstieg, sondern weiterhin unterhalb des gültigen, konservativ festgelegten Alarmwerts blieb.

Aus der heutigen Perspektive lässt sich zusammenfassen, dass sich der zu Projektbeginn gewählte und umgesetzte integrierte Ansatz mit 1) einem gezielt räumlich wie zeitlich verdichtetem Beobachtungsnetz, 2) begleitenden FE-Rechnungen zur Konsequenzenbewertung möglicher Deformationsszenarien und 3) im Vorfeld definierten möglichen Massnahmen in der Praxis bewährt hat. Das verdichtete Beobachtungsnetz wird noch mindestens bis zum Abschluss der Baumassnahmen weiterbetrieben werden.

Danksagung

Wir bedanken uns bei der Talsperreneigentümerin Electricité d'Emosson SA und der Nant de Drance SA für den Auftrag und deren Mitarbeitern für die zuverlässige Durchführung der monatlichen Messungen.

Referenzen

FEnas (2013). Finite Element Nonlinear Analysis of Structures, Manual. Software by Walder + Trüeb Engineering AG, www.waldertrueb.ch.

Hohberg, J.-M. (1992). A Joint element for the nonlinear dynamic analysis of arch dams, Report / Institute of Structural Engineering, ETH Zürich; No. 186.

Adressen der Autoren

Dr. Jürgen Brommundt (korrespondierender Autor)
Email: juergen.brommundt@afconsult.com
Helmut Stahl
Thomas Ihly
AF-Consult Switzerland AG
Täfernstrasse 26
CH-5405 Baden

Samuel J. Peter
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich
Wolfgang-Pauli-Str. 27
CH-8093 Zürich

Untersuchung verschleissfester Materialien im Wasserbau mit *in-situ*-Geschiebetransportmessung

Investigation of wear-resistant materials at hydraulic structures: In-situ measurements of sediment transport and invert abrasion

M. Hagmann, I. Albayrak, R. M. Boes

Kurzfassung

Verschleiss im Wasserbau (oder auch Hydroabrasion) tritt auf, wenn Wasser mit oder ohne darin mitgeführte Feststoffe über eine feste Oberfläche fliesst und dabei Partikel aus dieser herauslöst. Diese Verschleissart stellt ein alltägliches, aber dennoch noch nicht zufriedenstellend gelöstes Problem dar und verursacht jährlich hohe Sanierungskosten. Bisher sind keine Empfehlungen oder Richtlinien für die Wahl von situationsspezifisch wirtschaftlichen Verschleiss-(schutz)schichten bekannt. Betreiber von Anlagen mit starkem Verschleiss sind auf der Suche nach wirtschaftlichen Auskleidungen oftmals gezwungen, immer wieder neue Materialien versuchsweise einzubauen, zu sanieren und wieder zu ersetzen. Mittels *in-situ* Versuchen im Sedimentumleitstollen Solis wird der Abrasionswiderstand verschiedener Materialien unter realen Betriebs-bedingungen getestet. Dabei werden nicht nur die hydraulischen Einwirkungen, sondern auch der Sedimenttransport erfasst. Eine Notabsenkung während der Bauphase hat zu einer massgeblichen Veränderung des Sedimenttransport-Pfades im Stauraum geführt, weshalb es dort zu einer Zwischenspeicherung von Sediment kam und der Stollen beim ersten Betriebsereignis noch nicht im geplanten Mass Sedimente abgeführt hat, so dass Abrasionen ausgeblieben sind. Im Beitrag werden diese am Sedimentumleitstollens Solis gewonnenen Ergebnisse vorgestellt und Erfahrungen, die im Umleitstollen Pfaffensprung gemacht wurden, präsentiert.

Abstract

Wear in hydraulic structures is caused by mechanical stress due to contact between the solid surface and flowing water with or without particles. This type of wear (also named hydro-abrasion) represents a common problem not yet satisfactorily solved and regularly causes considerable maintenance cost. So far no recommendations or guidelines for the choice of site-specific and economic wear-resistant linings or coatings are available. Operators of hydraulic facilities facing severe abrasion problems are often forced to

implement, refurbish or replace different materials to experimentally (by trial and error) find a suitable and economic lining material. To address this problem, the present research project was initiated at VAW to systematically investigate the abrasion resistance of various invert materials and its relation to sediment load under different hydraulic conditions in the Solis sediment bypass tunnel in Grisons, Switzerland. The in-situ experiments involve measurements of instantaneous suspended- and bed-load transport, water depth, and discharge during every tunnel operation event, as well as laser-scanning of the surface abrasion of the invert afterwards. During the first operation of the tunnel in 2013 the sediment transport and the abrasion of the invert were not pronounced due to an incident during the construction phase. This led to a significant change of the sediment transport path in the Solis reservoir where the incoming yield is unintentionally buffered before being spilled through the bypass tunnel. In this article the results of the first operation of the Solis sediment bypass tunnel and the experiences gained in the bypass tunnel Pfaffensprung in Uri, Switzerland, are presented.

1 Einleitung

Verschleiss umfasst alle fortschreitenden Materialverluste an festen Oberflächen aufgrund von mechanischen Einwirkungen. Im Wasserbau beansprucht fliessendes Wasser und die darin mittransportierten Feststoffe das anstehende Material (Jacobs *et al.* 2001). Diese als Hydroabrasion bezeichnete Verschleissart verursacht hohe Unterhaltskosten und tritt typischerweise an Tosbecken, Wehrschwellen, Hochwasserentlastungen sowie Sedimentumleitstollen auf. Mit der Klimaveränderung wird nicht nur eine Zunahme der Spitzenabflüsse von Hochwassern, sondern auch ein Anstieg der Sedimentfracht erwartet, was die Problematik der Hydroabrasion verschärfen dürfte (KOHS 2007). Bisher fehlt es allerdings an Richtlinien, Empfehlungen oder Normen, die Planer und Betreiber von hydroabrasiv beanspruchten Anlagen helfen, geeignete Auskleidungsmaterialien und Auskleidungssysteme zu bestimmen.

Daher wurde an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) in Zürich bereits vor rund 15 Jahren eine Forschungsarbeit zum Thema durchgeführt und die Ergebnisse erfolgreich in der Praxis umgesetzt (Jacobs *et al.* 2001). In der Zwischenzeit hat sich die Messtechnik jedoch bedeutend weiterentwickelt und erlaubt eine detailliertere Überwachung der Betriebszustände. Zudem hat die Materialtechnologie in den vergangen Jahren grosse Fortschritte gemacht und bietet ein deutlich grösseres Materialspektrum als noch in den 1990er-Jahren.

2 Ziel

Um die nach wie vor bestehende Wissenslücke weiter zu reduzieren und die neuen Möglichkeiten infolge technischer Entwicklungen zu überprüfen, wurde zwischenzeitlich eine weitere Forschungsarbeit gestartet (Hagmann *et al.* 2012). Ziel ist es, die Zusammenhänge zwischen Beanspruchung, Material-Eigenschaften und Abrasion zu untersuchen, verschleissresistente Materialien zu ermitteln und situationsspezifisch die über den gesamten Lebenszyklus betrachtet wirtschaftlichste Verkleidung zu bestimmen. Dazu werden *in-situ*-Versuche in den Schweizerischen Sedimentumleitstollen Solis (Kanton Graubünden) sowie Pfaffensprung (Kanton Uri) durchgeführt. Eine wichtige Rolle spielt dabei die messtechnische Erfassung der herrschenden Betriebsbedingungen im Allgemeinen und des Sedimenttransports im Speziellen.

3 *In-situ*-Versuche im Sedimentumleitstollen Solis

3.1 Versuchsanlage

Sedimentumleitstollen stellen gemäss Auel und Boes (2011) eine mögliche Massnahme gegen die Stauraumverlandung an Talsperren dar. Sie leiten die zugeführten Sedimente um die Talsperre herum in den Unterlauf des Fliessgewässers, verhindern so ein Fortschreiten der Stauraumverlandung und unterstützen den natürlichen Geschiebetransport im Gewässersystem. Dabei kommt es allerdings aufgrund der Kombination von hohen Fliessgeschwindigkeiten und ausgeprägtem Feststofftransport zu vergleichsweise starken Verschleisserscheinungen, wodurch sich Umleitstollen für Feldversuche zur Hydroabrasion gut eignen.

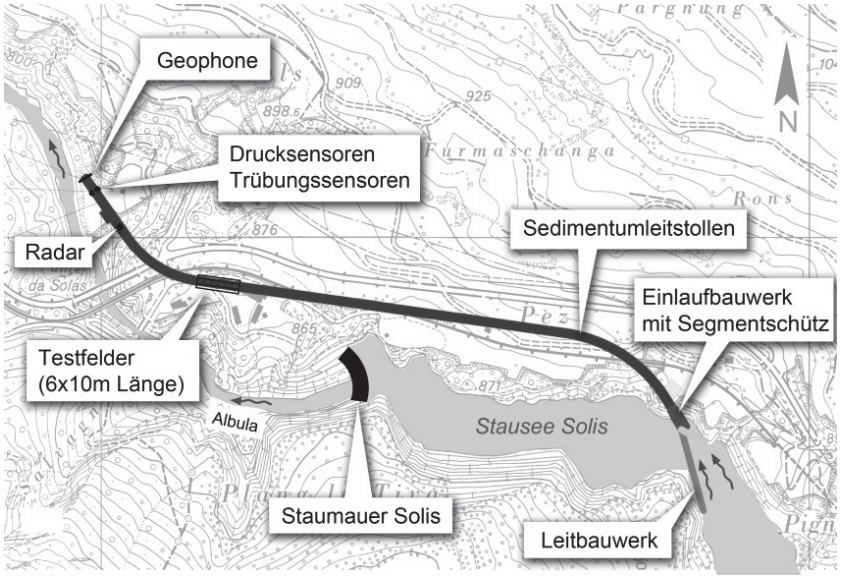


Abb. 1: Übersicht Sedimentumleitstollen Solis und Versuchsaufbau (Testfelder, Messtechnik)

Der Standort Solis hat sich zudem für *in-situ*-Versuche angeboten, da der Stollen bis 2012 noch im Bau war und somit die Testfelder wie auch die Installationen für die Messtechnik ohne grösseren Zusatzaufwand errichtet werden konnten (Abb. 1). Ausserdem konnte in diesem Stollen auch der Initialzustand problemlos erfasst werden. Der Stollen ist rund 1000 m lang, weist ein Gefälle von 1.9% auf und wird voraussichtlich durchschnittlich etwa einmal jährlich in Betrieb genommen, um sedimentreiche Zuflüsse während Hochwasserereignissen abzuführen.

3.2 Testfelder

Kern dieser Untersuchung bilden sechs 10 m lange und 4.4 m breite Testfelder an der Stollensohle, die mit unterschiedlichen Materialien ausgekleidet wurden (Abb. 1 und Abb. 2). Bei der Materialwahl galt, grundsätzlich ein möglichst breites Spektrum zu testen, wobei das dem Stollenbetreiber zumutbare Versagensrisiko die Wahl eingrenzte. Ausserdem sollten das Material, der Einbau und allfällige Sanierungen über den gesamten Lebenszyklus betrachtet wirtschaftlich sein. Um die Fortpflanzung einer Schädigung von einem Feld auf das benachbarte zu unterbinden, wurden die Testfelder analog zu Jacobs *et al.* (2001) mit Stahlprofilen abgegrenzt (Abb. 2).

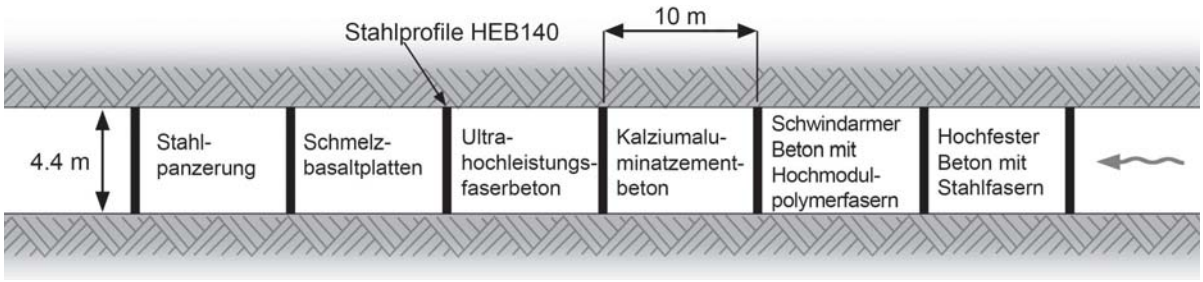


Abb. 2: Systematische Darstellung der durch Stahlprofile voneinander getrennten Testfelder im Sedimentumleitstollen in Solis.

Weitere Informationen über die eingesetzten Materialien sowie deren Festigkeitseigenschaften geben Hagmann *et al.* (2012).

3.3 Messtechnik

Die hydraulischen Betriebsbedingungen sowie der Sedimenttransport werden mittels synchronisierter Sensoren grundsätzlich im Minutenintervall aufgezeichnet. Die Abflusstiefe wird mittels Drucksensoren (“PR 26W”, Keller AG, Winterthur, Schweiz), die in Aussparungen in den Tunnelwänden installiert wurden, der Schwebstoffgehalt mit Trübungssensoren (“Turbimax W CUS41”, Endress + Hauser, Reinach, Schweiz) und der Geschiebetransport mittels einer an der VAW konstruierten Messanlage mit Geophonen auf Grundlage des „Swiss plate geophone system“ der Eidgenössischen Forschungsanstalt WSL

(Rickenmann *et al*. 2012, 2014) erfasst. Ausserdem stellt das Elektrizitätswerk der Stadt Zürich (ewz) als Betreiberin des Umleitstollens die Wasserstände im Stausee, die Einlaufschützenöffnungen, sowie die Fliesstiefen und die mittels Radar (“RQ 30”, Sommer Messtechnik, Koblach, Österreich) gemessenen Fliessgeschwindigkeiten wenige Meter oberstrom der Geophone (Abb. 1) zur Verfügung.

Der Abfluss wird über den Seepegelstand und die Schützenöffnung rechnerisch und zusätzlich basierend auf den Drucksensor- und Fliessgeschwindigkeits-messungen bestimmt und schliesslich mit den Ergebnissen aus Labor-versuchen an der VAW (Auel *et al.* 2010) verglichen. Die von der WSL entwickelten Geophone werden bisher typischerweise in Gebirgsbächen mit Fliessgeschwindigkeiten bis zu wenigen Metern pro Sekunde eingesetzt (Rickenmann *et al.* 2012, 2014). Vorversuche im Labor haben gezeigt, dass für deutlich höhere Geschwindigkeiten bis zu 7.4 m/s mit einem gegen die Sohle geneigten Geophon bessere Messresultate erzielt werden (Morach 2011). Daher wurde für die Solis-Versuche eine Geophonanlage konstruiert, die grundsätzlich dem System der WSL entspricht, aber geneigt eingebaut werden kann (Abb. 3).

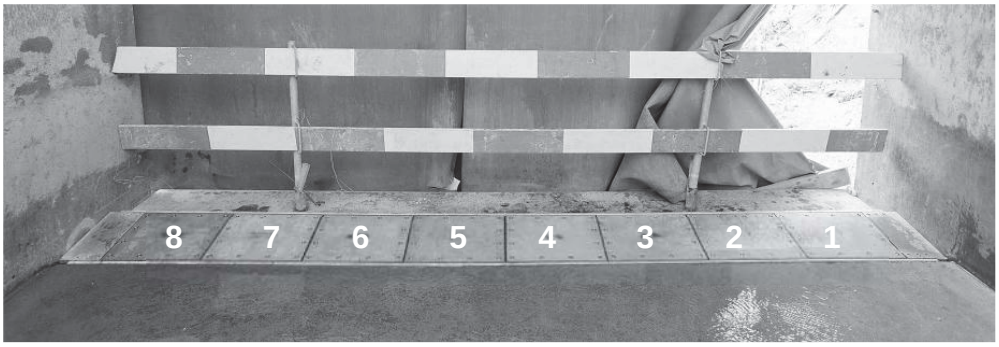


Abb. 3: Die um 10° geneigte Geophonanlage im Sedimentumleitstollen Solis, bestehend aus acht über die Stollenbreite verteilten Messeinheiten.

Die Unterkonstruktion besteht aus einem Stahlprofil (UPE400), dessen Neigung mit Keilen variiert werden kann. Darauf sind acht, auf Elastomeren („Chloropren-Elastomer“, Angst + Pfister AG, Zürich, Schweiz) gelagerte und mit jeweils einem Accelerometer (“GS-20DX”, Geospace Technologies, Houston, Texas) versehene Stahlplatten (358 × 492 × 15 mm) befestigt. Die Neigung der Anlage gegen die Sohle beträgt 10°, die Messfrequenz 10.24 kHz.

Kontinuierliche Sedimenttransportmessungen erfordern in der Regel eine Kalibrierung. Bezüglich der Geschiebemessungen basiert diese auf einer Siebanalyse aus dem Solis-Reservoir und auf Vorversuchen im Labor. Zur Kalibrierung der Trübungssonden werden Schwebstoffproben sowie Trübungs-Messungen an der ca. 1 km oberhalb der Stauwurzel des Solis-Reservoirs

gelegenen eidgenössischen Messstelle Tiefencastel und an einer privaten Messstelle des ewz im Unterwasserkanal des aus dem Speicher Solis gespeisten Kraftwerks Sils beigezogen.

Die Topographie der Stollensohle wird nach jedem messbaren Ereignis mit einem 3D-Laser-Scanner aufgenommen und die Abrasion aus einem Vergleich mit den vorigen Messungen bestimmt.

4 Ergebnisse

4.1 Umleitstollen Solis

Im Frühjahr 2013 war der Stollen während rund 16 Stunden in Betrieb und führte auf Grundlage der Schützenabflussberechnungen zwischen 80 und 95, kurzzeitig sogar bis zu 120 m^3/s Wasser (Abb. 4a). Die Drucksensoren wurden nach dem Einbau getestet und funktionierten einwandfrei; während des Betriebs wurden aber unterschiedliche Werte zwischen der orographisch rechten und linken Seite gemessen (Abb. 4b).

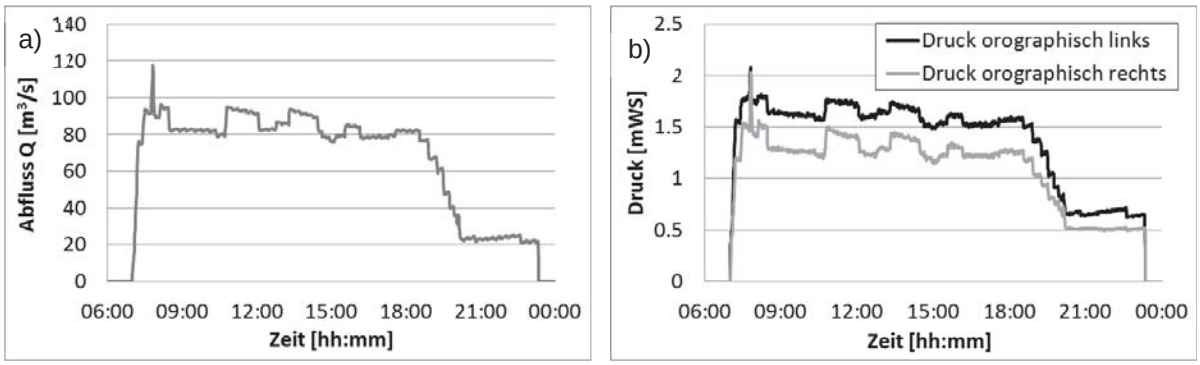


Abb. 4: (a) Berechneter Abfluss und (b) gemessene Wasserdrücke im Sedimentumleitstollen Solis beim ersten Betrieb am 3. Mai 2013

Nach der Schützenöffnung setzte der Geschiebetransport sofort ein, fiel aber schon nach wenigen Minuten stark ab und bewegte sich dann um zwei Zehnerpotenzen unter dem Anfangswert (Abb. 5a). Der Schwebstofftransport verhält sich zunächst ähnlich, wobei die Werte nach dem initialen Abfall wieder ansteigen und sich dann um das ursprüngliche Niveau herum bewegen. Die Geschiebefracht ist über die Stollenbreite ausgesprochen ungleich verteilt. Die Geophone, die auf der orographisch rechten Seite liegen, verzeichnen den Hauptanteil der transportierten Geschiebefracht, während auf der gegenüberliegenden Seite kaum Geschiebetransport registriert wurde (Abb. 5b).

Nach dem ersten Betrieb zeigte sich bei einer Begutachtung, dass die Stollensohle keine erkennbaren Abrasionen erfahren hat. Stattdessen hat sich ein kalkhaltiger Belag gebildet, der die Sohle grossflächig bedeckt, stellenweise

mehrerer Millimeter dick ist und eine raue Oberfläche aufweist (Abb. 6). Die eigentliche Oberfläche der Testfelder ist nur noch stellenweise erkennbar. Beim stahlfaserverstärken Beton heben sich ausserdem die im Beton enthaltenen Stahlfasern durch dunkle, stängelförmige Verfärbungen ab.

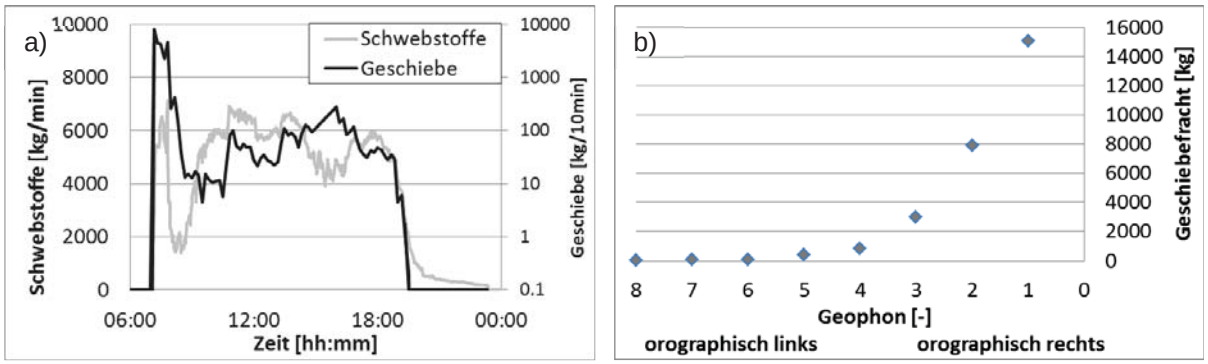


Abb. 5: Sedimenttransport im Sedimentumleitstollen Solis beim ersten Betrieb am 3. Mai 2013: (a) Ganglinie des Geschiebe- und des Schwebstofftransportes; (b) Querverteilung der gemessenen Fracht aufgeteilt nach Geophon

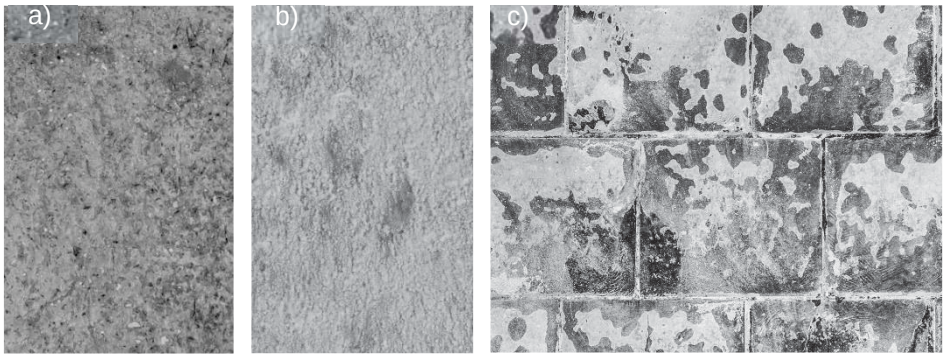


Abb. 6: Detailaufnahmen von zwei Testfeldern (40 × 25 cm resp. 40 × 50 cm), Fliessrichtung von oben nach unten: (a) Die ursprüngliche Oberfläche des Betons ist nur noch an den dunkelgrauen Flecken erkennbar, dafür sind die hellgraue flächendeckende Ablagerung und die im Beton enthaltenen Stahlfasern gut sichtbar; (b) einige Millimeter starke Ablagerungen auf der Betonoberfläche mit rauer Struktur; (c) Ablagerungen auf Schmelzbasaltplatten.

4.2 Umleitstollen Pfaffensprung

Jährlich durchgeführte Abrasionsmessungen im Umleitstollen Pfaffensprung ergänzen die Datengrundlage dieses Forschungsprojekts. Beim Einbau von mittlerweile vier Testfeldern wurden Proben zur Festigkeitsermittlung entnommen und die Sohle im Initialzustand vermessen. Hier liegen bereits erste Ergebnisse von einem Beton- und einem Granitblockfeld vor. Die Abrasion des hochfesten Betons ist in Abb. 7a dargestellt, weist eine wellenförmige Struktur auf und beträgt im Mittel 1.5 cm. Beim Granit konzentriert sich der Materialverlust entlang dessen Blockfugen (Abb. 7b). Dort beträgt die Abrasion maximal

1 cm, während die mittlere Abrasion rund 3 mm und damit um ein fünffaches unter derjenigen des Betons liegt.

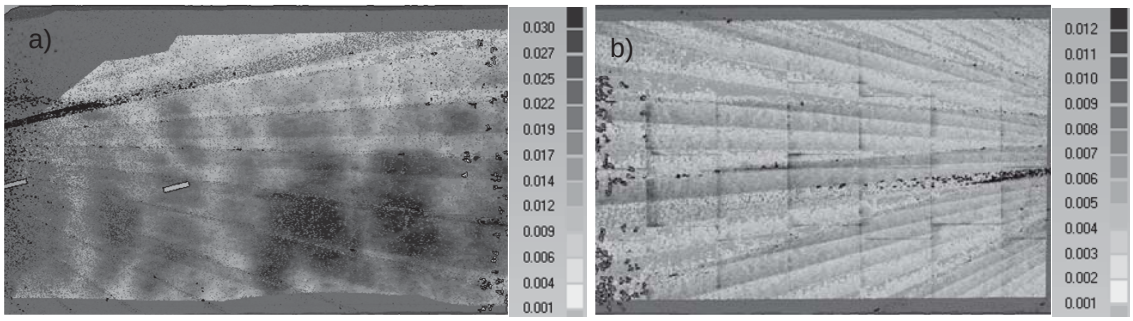


Abb. 7: Ergebnisse am Umleitstollen Pfaffensprung (UR, Schweiz) nach einer Betriebssaison, Fliessrichtung von links nach rechts: (a) Wellenförmige Abrasion an Betontestfeld; (b**)** Abrasion an Testfeld mit Granitblöcken vor allem entlang der Blockfugen

5 Diskussion

Die hydraulischen Betriebsbedingungen werden auf Grundlage des Seepegelstands, der Schützenöffnung und der Druck- sowie Radarmessungen berechnet. Die Differenz der Drucksensormessungen ist auf die Wasserspiegelquerneigung infolge der ca. 100 m oberstrom der Messinstallation liegenden Kurve zurück zu führen. Ein weiteres Indiz dafür, dass die Betriebsbedingungen bei der Messstelle durch die Krümmung im Grundriss beeinflusst werden, stellt der ungleichmässig über den Querschnitt verteilte Geschiebetransport dar. Das Ausmass der Kurveneffekte wurde noch nicht abschliessend analysiert und bildet Gegenstand weiterer Untersuchungen, entspricht aber bzgl. Wasserspiegelquerneigung in etwa dem zu erwartenden Ausmass aufgrund der Fliehkräfte.

Die Kalibrierung des Geophons erfolgte im Labor, wobei die Betriebsbedingungen nicht optimal nachgebildet werden konnten. In weiteren Untersuchungen wird der Einfluss dieser Abweichungen ermittelt und für die Kalibrierung berücksichtigt. In Bezug auf die Korrelation von Trübung und Schwebstoff-Konzentration liegen bisher ausreichend vertrauenswürdige Werte nur bei unter 0.5 g/l vor. Die Datengrundlage wird kontinuierlich erweitert, um auch bei hohen Schwebstoffkonzentrationen eine belastbare Kalibrierung zu ermöglichen.

Der Geschiebetransport im Umleitstollen Solis fiel bei der Inbetriebnahme im Mai 2013 geringer als ursprünglich erwartet aus. Die abrasionsresistente Stollensohle hat dadurch praktisch keine Abrasionen erfahren bzw. diese sind – falls vorhanden – stellenweise durch eine kalkhaltige Ablagerung verdeckt. Eine naheliegende Begründung für den geringen Geschiebetransport liegt bei der Umlagerung des Verlandungskörpers während einer Notabsenkung des Stausees. Diese muss durch erneute Verlandung im Reservoir zunächst

kompensiert werden, um das Niveau der Einlaufkote des Umleitstollens zu erreichen und Geschiebetransport durch den Stollen zu bewirken.

6 Zusammenfassung

Hydroabrasion ist im Wasserbau ein allgegenwärtiges, aber noch nicht zufriedenstellend gelöstes Problem und verursacht hohe Unterhaltskosten. Um die Zusammenhänge zwischen hydraulischer Beanspruchung, Sedimenttransport, Materialeigenschaften und Abrasion besser zu verstehen, werden *in-situ*-Versuche an Anlagen mit starker Hydroabrasion durchgeführt. Im Sedimentumleitstollen Solis werden bei Betrieb nicht nur die hydraulischen Bedingungen, sondern auch der für die Abrasion massgebende Sedimenttransport mittels Trübungssensoren und einer Geophonanlage kontinuierlich gemessen und die Abrasion der Stollensohle im Nachgang basierend auf Topographievermessungen bestimmt. Die Geophonanlage wurde mittels Laborversuchen kalibriert, wobei der Einfluss nicht exakt modellierbarer Versuchsbedingungen in weiteren Analysen untersucht wird.

Beim ersten Betrieb des Umleitstollens Solis ergaben die Drucksensoren an beiden Stollenparamenten deutlich unterschiedliche Werte, was auf die gekrümmte Linienführung des Stollens flussaufwärts zurückgeführt wird. Dies wird auch durch die gemessene unregelmässig über die Breite verteilte Geschiebeführung bestätigt. Aufgrund einer vorgängigen Notabsenkung des Reservoirs, die den Transportpfad der Sedimente massgeblich verändert hat, unterschritt die Sedimentfracht beim Erstbetrieb deutlich die ursprünglichen Erwartungen. Als Folge dessen blieben Abrasionen praktisch gänzlich aus.

Dafür konnten im Umleitstolle Pfaffensprung, wo ebenfalls Messkampagnen durchgeführt werden, erste Abrasionsmessungen gewonnen werden. Die Resultate weisen darauf hin, dass der Materialabtrag von Schwachstellen und Diskontinuitäten ausgeht, was durch Erfahrungen an anderen Anlagen bestätigt wird. Während der Materialverlust nach einem Betriebsjahr beim Beton eine wellenartige Struktur aufweist, sind bei Granitblockpflästerungen keine grossflächigen Abrasionen festgestellt worden. Vielmehr konzentriert sich der Verschleiss dort entlang der Fugen.

Danksagung

Das Forschungsprojekt wird finanziell unterstützt durch das *Elektrizitätswerk der Stadt Zürich (ewz)*, *swisselectric research*, das *Bundesamt für Energie (BfE)*, den V*erband der schweizerischen Cementindustrie (Cemsuisse)* und die Stiftung *Lombardi Ingegneria*. Ausserdem stellen folgende Unternehmen Informationen und Erfahrungswerte zur Verfügung: das Kraftwerk Amsteg der

Schweizerischen Bundesbahn (Betreiberin des Umleitstollens Pfaffensprung), die *Axpo AG* (Betreiberin der Umleitstollen Runcahez und Hintersand, Schweiz) sowie *Flims Electic AG* (Betreiberin des Umleitstollens Ual da Mulin, Schweiz). Die Autoren bedanken sich bei allen Projektpartnern für die finanzielle und tatkräftige Unterstützung.

Referenzen

Auel, C., Berchtold, T., Lais, A. (2010). Geschiebeumleitstollen Solis Hydraulische Modellversuche, *VAW-Bericht 4269*, VAW, ETH Zürich (unveröffentlicht).

Auel C., Boes R. (2011). Sediment bypass tunnel design – review and outlook. *Proc. ICOLD Symposium "Dams under changing challenges"* (A.J. Schleiss & R.M. Boes, eds.), 79. ICOLD-Jahrestreffen, Luzern. Taylor & Francis, London, 403–412.

Hagmann, M., Albayrak I., Boes R.M. (2012). Reduktion der Hydroabrasion bei Sedimentumleitstollen – In-situ-Versuche zur Optimierung der Abrasionsresistenz, *Proc. Wass.-Symp. „Wasser – Energie, Global denken – lokal handeln"* (G. Zenz, ed.), TU Graz, 91–97.

Jacobs, F.; Winkler, K.; Hunkeler, F.; Volkart, P. (2001). Betonabrasion im Wasserbau. *VAW-Mitteilung 168* (H.-E. Minor, ed.), VAW, ETH Zürich.

KOHS (2007). Auswirkungen der Klimaänderung auf den Hochwasserschutz in der Schweiz. *Wasser, Energie, Luft*, 99. Jahrgang, Heft 1, 55–60.

Morach, S. (2011). Geschiebemessungen mittels Geophonanlage bei hohen Fliessgeschwindigkeiten – Hydraulische Modellversuche. *Masterarbeit*, VAW, ETH Zürich (unveröffentlicht).

Rickenmann, D., Wyss, C.R., Turowski, J.M., Weitbrecht, V., Boes, R.M. (2014). Geschiebemessungen mit Geophonsensoren: Ableitung der Kalibrierfunktion durch Messungen im Feld und Labor. *Proc. Symposium „Wasserbau und Flussbau im Alpenraum"*, VAW-Mitteilung Nr. 227/228 (R. Boes, ed.), VAW, ETH Zürich: eingereicht.

Rickenmann, D., Turowski, J.M., Fritschi, B., Klaiber, A., Ludwig, A. (2012). Bedload transport measurements at the Erlenbach stream with geophones and automated basket samplers. *Earth surface processes and landforms*, 37. Jahrgang, Heft 9: 1000–1011.

Adressen der Autoren

Michelle Hagmann (korrespondierende Autorin)
Email: hagmann@vaw.baug.ethz.ch
Dr. Ismail Albayrak
Prof. Dr. Robert M. Boes
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich
Wolfgang-Pauli-Str. 27
CH-8093 Zürich

Wasserkraft 2

Sessionsleiter



Prof. Dr. A.J. Schleiss
EPFL Lausanne

Druckluftwasserschlösser für alpine Hochdruckwasserkraftanlagen

Air cushion chambers for Alpine high-head hydropower plants

Wolfgang Richter, Kaspar Vereide, Josef Schneider, Helmut Knoblauch, Leif Lia, Gerald Zenz

Kurzfassung

In dem Artikel wird kurz die historische Entwicklung von Hochdruck-Wasserleitungen beschrieben und auf Entwicklungen im 20. Jahrhundert in den Alpen und vor allem in Norwegen fokussiert.

Seit Anfang der 1970er-Jahre werden in Norwegen Druckluftwasserschlösser (DWS) in Hochdruckwasserkraftanlagen eingesetzt. In Verbindung mit unausgekleideten Druckstollen in besonders guten Gebirgsverhältnissen werden dadurch direkte, lineare Verbindungen zwischen dem Oberwasserbecken und der Maschinenzentrale möglich. Für alpine Hochdruckwasserkraftanlagen hat sich das hydraulische System mit flachen, hochliegenden Druckstollen unter geringeren Wasserdrücken bis zum Wasserschloss mit freiem Wasserspiegel und anschließend stahlgepanzertem Druckschacht zum Krafthaus etabliert. In dieser Arbeit werden die Potenziale und Herausforderungen einer möglichen Verwendung von Druckluftwasserschlössern für alpine oder vergleichbare Standorte vorgestellt. Aufgrund unterschiedlicher Randbedingungen zwischen den Alpen und den Wasserkraftstandorten in Norwegen ergeben sich auch unterschiedliche Anforderungen an die Auslegung und Bemessung von DWS. Ihr Einsatz lässt positive Ergebnisse in Bezug auf Nachhaltigkeit und ökonomische Forderungen erwarten. Eine Evaluierung dieser Faktoren soll die Vor- und Nachteile aufzeigen, sowie einen Ausblick auf Forschungsfragen geben.

Abstract

The focus in this article is set to a brief historical overview of the progress in high-head hydropower leading to the development of direct connection tunnels in Norway. Since the early 1970s, Air Cushion Chambers (ACC´s) are applied successfully in Norwegian high-head hydropower plants, allowing for a direct tunnel connection between the upper reservoir and the power house. Inclined pressure tunnels are mainly constructed unlined due to favorable rock stress conditions. For Alpine high-head hydropower plants, the hydraulic system has been established with slightly inclined low head sections from the reservoir, leading to an open air surge chamber and then connected through a steel lined

pressure shaft to the power house. In this paper a comparison of both Alpine and Norwegian design approaches is described. The potentials and challenges of a possible use of ACC's for the Alpine or similar mountainous locations are presented. Due to different conditions between the Alps and the hydropower plants in Norway, different requirements for the design and dimensioning of an ACC have to be considered. A use of ACC's can have positive results in terms of ecological and economic demands. An evaluation of these factors is given to highlight advantages and disadvantages of an adapted approach.

1 Einleitung

Hochdruckwasserkraftanlagen zur Erzeugung von elektrischem Strom werden seit Ende des 19. Jahrhunderts gebaut. Zwischen einem Oberwasserbecken und einem tiefer gelegenem Auslauf wird das Wasser in Rohrleitungen oder Stollensystemen im Druckabfluss geführt. Seit mehreren Tausend Jahren wird Wasser durch Rohrleitungssysteme zwischen großen Distanzen geführt. Eine Hochdruckwasserversorgungsleitung der antiken Stadt Pergamon (1200 v. Chr.) konnte bereits einem Innendruck von 175 m Wassersäule standhalten. Diese Hochdruckwasserleitung bestand aus einem langen Niederdruckteil, welcher aus konisch geformten Tonröhren hergestellt wurde. Das Wasser wurde im Freispiegelabfluss geführt. Der Hochdruckleitungsteil dagegen wurde aus Bleirohren erstellt. Am Übergangspunkt von Freispiegelabfluss zu Druckabfluss wurde eine Wasserkammer situiert. Die Hochdruckleitung von Pergamon war mindestens 380 Jahre in Betrieb (Garbrecht 1973). Später wurden von den Römern viele Rohrleitungen mit Niederdruck- und Hochdruckabschnitten gebaut, um Städte mit Wasser zu versorgen. Vor dem Übergang der Freispiegelleitungen in die Druckleitungen der Städte wurden diese in Mehrkammerwasserschlössern (lat.: *castellum*) geleitet. (Vitruvius 22 v. Chr.).

Bei der elektrischen Strom-Erzeugung in Hochdruckwasserkraftanlagen werden stets dieselben Prinzipien zum Transport des Wassers vom Oberwasser zu den Maschinen angewandt. Mit der Errichtung von Oberwasserspeicher mit variablen Speicherzielen können die Niederdruckleitungszonen nicht mit dem Wassertransport unter Freispiegelabfluss betrieben werden. Dafür werden Druckstollen mit ausreichend Gebirgsüberdeckung errichtet, welche für den maximalen Innendruck dimensioniert werden. Wichtig hierbei ist die Berücksichtigung des Bergwasserspiegels, der mit dem fortgeleitetem Wasser kommuniziert. Die Situierung eines Wasserschlosses wird weiterhin als beste Lösung zur Dämpfung der kinetischen Energie des langen Druckstollens und zur Regulierbarkeit der Turbinen erachtet (Johnson 1908). Der Hochdruckabstieg in Form eines Druckschachts oder einer Druckrohrleitung wird ausgelegt um dem statischen und dem dynamischen Innendruck stand zu halten. Der dynamische

Druck wird durch die Transformation von kinetischer Energie in Druckenergie bei der Abbremsung der Wassersäule generiert. Der Druckstoß erreicht seine obere Grenze durch die Umwandlung der gesamten kinetischen Energie in Druckenergie, falls der Öffnungs- oder Schließvorgang schneller als die Reflexionszeit einer Druckwelle vor sich geht. Da das Wasserschloss eine freie Wasseroberfläche enthält, wird die Druckwelle in entgegengesetzter Richtung und Amplitude reflektiert. Die kinetische Energie des Druckstollens wird dabei in potentielle Energie im Wasserschloss transformiert und dissipiert. Wasserschlösser für alpine Hochdruckwasserkraftanlagen werden durch Resonanzschaltfälle ausgelegt, wobei der Durchfluss im Druckstollen durch Schaltfälle maximal beschleunigt wird, um das Wasserschloss hinsichtlich maximaler und minimaler Amplituden zu beanspruchen (Heigerth 1970).

2 Hochdruckwasserkraftanlagen mit Wasserschlösser in Österreich

Hochdruckwasserkraftanlagen mit Wasserschlösser werden üblicherweise in Österreich mit einem flach geneigten Druckstollen bis zum Wasserschloss ausgeführt. Der anschließende Hochdruckteil leitet das Wasser in einem steilen oder vertikalen Schacht bis zu den Maschinen. Die Wasserschlossgeometrie wird in erster Linie vom minimal erforderlichen Thoma-Querschnitt des Steigschachts vorgegeben, um ein stabiles Massenschwingungsverhalten zu erzielen. In vielen Fällen werden Ober- und Unterkammersysteme vorgesehen und entsprechend den Anforderungen der dynamischen Schwingung auf Stau- und Absenkziel ausgelegt.

Durch die konstruktive Auslegung des hydraulischen Widerstands bei Auf- und Abschwingvorgängen wird das hydrodynamische Verhalten des Wasserschlosses optimiert. So wurde mit dem Betrieb der Hochdruckwasserkraftanlage Kaunertal (1964) erstmals eine Wirbeldrossel im Wasserschloss eingebaut. Das Verhältnis von Ab- zu Aufschwingwiderstand beträgt durch die besondere Bauform maximal 1:55. Die sehr hohe Dämpfung der Massenschwingung in Rückfließrichtung vom Wasserschloss zum Oberwasserreservoir konnte das dynamische Verhalten signifikant verbessern, sowie den Volumenanspruch der Unterkammer minimieren. Die hydraulische Dimensionierung des Triebwasserwegs erfolgte unter Berücksichtigung von ungünstigsten Resonanzschaltfällen. Ein komplexes Belüftungsrohrsystem wurde im Wasserschloss integriert, um das Auftreten von Kavitation und hohen Druckschwankungen zu vermindern (Seeber 1970). Ein weiterer Vorteil der Belüftungsrohre liegt darin, ebenfalls Druckstoßreflektionen an der freien Oberfläche zu ermöglichen.

Die Auslegung der Wirbeldrossel wurde in weiterer Folge bei Kraftwerksbauten in Österreich optimiert, wobei das Verhältnis des hydraulischen Verlustbeiwerts von Abschwingen und Aufschwingen auf 1:20 vermindert wurden (Gspan 1979).

Bei fehlender Gebirgsüberlagerung werden die Triebwasserwege als Rohrleitung freiliegend oder aus massiven Stahlrohren hergestellt. Einen Überblick der Auslegung von Druckrohrleitungen mit großen Durchmesser und Wasserdrücken wie auch die Verwendung hochfester Stähle gibt Cerjak *et al.* (2013).

Durch die geeignete Panzerung kann der große Innendruck aufgenommen werden. Vertikalschächte ohne Stahlpanzerung können bei genügend Gebirgsüberdeckung vom Wasserschloss auf ein tieferes Niveau abgeteuft werden (Schleiss 2013). Die übliche Positionierung der Stahlpanzerung innenseitig des Stollens und der Wasserdurchlässigkeit der Betonauskleidung führt zur Notwendigkeit einer ausreichenden Bemessung hinsichtlich des Beulens der Stahlauskleidung. Bei höheren Bergwasserspiegeln oder ungünstigen Gebirgsverhaltens wird die Bemessung gegenüber Beulen maßgebend (Amstutz 1969). Aufgrund der Beuleigenschaften erscheint es oft wirtschaftlicher, gepanzerte Druckschächte weiter in Richtung Oberfläche zu bauen um den Bergwasserdruck zu reduzieren. Dabei sind die höheren Unwägbarkeiten der geringeren Überdeckung in Kauf zu nehmen.

3 Hochdruckwasserkraftanlagen mit Wasserschlösser in Norwegen

Norwegen mit seiner sehr gut geeigneten Topographie und Hydrologie ist in der exzellenten Lage, etwa 99% seines Strombedarfs aus Wasserkraft zu produzieren. Viele norwegische Wasserkraftwerksanlagen werden mittels komplexer Stollen und Rohleitungssysteme betrieben. Eine erhebliche Anzahl an Beileitungen und Anbindungen an natürliche und künstliche Seen bilden das Leitungssystem Ein Beispiel ist in Abb. 1 dargestellt. Da das gesamte norwegische Elektrizitätsnetz auch durch Wasserkraftanlagen geregelt werden muss, wird den Anforderungen an hydraulische Stabilität der Anlagen besonders Rechnung getragen. Aufgrund der langen und guten Erfahrungen werden die Triebwasserwege in den meisten Fällen bergmännisch aufgefahren. Aufgrund der hohen Felsqualität können vornehmlich unausgekleidete Druckwasserwege gebaut werden. Der erste unausgekleidete Druckschacht mit einer Fallhöhe von über 150 m wurde im Kraftwerk *Svelgen* (1921) gebaut. Beim unausgekleideten Schacht im Kraftwerk *Nye Tyin* wird ein maximaler statischer Innendruck von 1054 mWS erreicht (Norwegian Hydropower Tunneling II 2013). Aus Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen im Hinblick auf die hydraulischen Verluste ergibt sich üblicherweise ein unausgekleideter Tunnelquerschnitt mit dem daraus ange-

strebten Verhältnis des Druckverlustes von 1 m auf 1 km Stollenlänge. Daher sind die Ausbruchsquerschnitte sehr großzügig gewählt.

Bis in die 1970er Jahre wurden entsprechend, wie bei den Wasserkraftanlagen der Alpen, mit einem flach geneigtem Druckstollen und einem steilen Druckschacht gebaut. Vor dem Übergang zum Druckschacht oder Druckrohr wurde bei längeren Stollen ein Wasserschloss angeordnet. Vor dieser Entwicklung wurde bereits viel Erfahrung beim Bau von unausgekleideten Druckstollen und -schächten gesammelt. Ziel war stets eine ökonomische Optimierung der Kraftwerkserschließung.

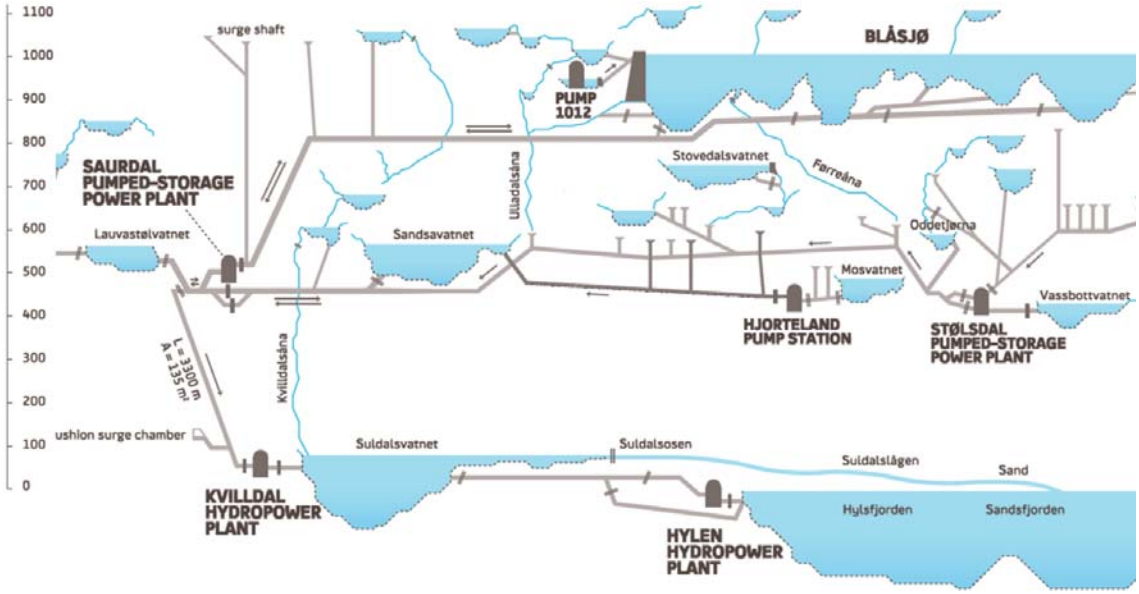


Abb. 1: Skizze der Wasserkraftanlage von Ulla-Førre (www.statkraft.com)

Das erste große Druckluftwasserschloss wird aufgrund der Anforderungen an die hydraulische Stabilität der Hochdruckwasserkraftanlage *Driva* (Brekke 1972) und des schwierigen Zugangs der Baustelle für ein Kammerwasserschloss gebaut (Rathe 1975). Die Stabilitätsbedingung ist mittels eines minimalen Luftvolumens definiert. Die norwegischen Hochdruckwasserkraftsysteme mit Druckluftwasserschlössern (DWS) werden ohne Drosseln konzipiert und gebaut. Darüber hinaus werden für die Bemessung die Randbedingungen der Wasserschlossschwingung unter der Bedingung des Resonanzfalls nicht herangezogen.

Wichtig ist zu erwähnen, dass auch noch während der Bauausführung durch in-situ Versuche zur Bestimmung der initialen Gebirgsspannung und -festigkeit (z. B. durch Hydrojacking) Änderungen der Linienführung vorgenommen werden. Dies erfordert eine besonders geeignete und flexible Vertragsgestaltung.

4 Allgemeines zum Druckluftwasserschloss

In Norwegen wurden bisher zehn Druckluftwasserschlösser gebaut. Die Vorteile von Systemen mit Druckluftwasserschlösser sind:

- Möglichkeit der direkten Stollenverbindung zwischen Kraftkaverne und Oberwasserbecken zur Minimierung der Tunnelausbruchsvolumina, und Verringerung der Bauzeiten,
- Geringere hydraulische Verluste aufgrund der direkten Triebwasserverbindung,
- Kurze Länge des gepanzerten Druckschachtes minimiert die nötige Stahlmenge,
- Verkürzte Verschlusszeiten ergeben denselben Druckstoß infolge der kurzen Reflexionszeit,
- Kurze Distanz zwischen DWS und Maschinen beschleunigt Kommunikationszeit der Druckwellen und erhöht somit die Stabilität der Anlage,
- Kein zusätzlicher Zugang für Ausbruch des Wasserschlosses und Belüftung ist notwendig,
- Tiefliegender Druckstollen hat erhöhte Sicherheit bezüglich der Gefahr eines Rohrbruchs und verringert den möglichen Wasseraustritt im Vergleich zum oberflächennahen Druckschacht.

Die wichtigsten Randbedingungen für ein DWS sind:

- Minimale Gebirgsspannungen ($\sigma 3$) müssen höher sein als der maximale interne Druck im DWS, um „Fracking“ zu verhindern,
- Umgebendes Gebirge muss eine ausreichende Undurchlässigkeit aufweisen, um Luftverluste zu minimieren.

Zusätzliche Einrichtungen für den Betrieb eines DWS sind:

- Luftversorgungsleitungen,
- Kompressoren,
- Eventuell Druckwasserversorgung, um einen Wasserschirm zur Abdichtung gegen Luftaustritt zu betreiben.

Tab. 1 zeigt die neun betriebenen Druckluftwasserschlösser in Norwegen. Das zehnte, ausgeführte DWS des Kraftwerks *Tafjord* ist aufgrund einer plötzlichen Überbeanspruchung des Gebirges undicht geworden, nachdem das Stauziel im Oberwasserbecken erhöht wurde.

Bei Anlagen mit höheren Durchlässigkeitseigenschaften des Gebirges ließ sich durch kombinierte Maßnahmen von Injektionen und Hochdruckwasserverpressung der Luftverlust minimieren. In den Anlagen *Torpa* und *Kvilldal* wird dies erfolgreich angewendet. Ein konstanter Druck im Wasserschirm von etwa 20 m WS über der statischen Druckhöhe zeigt eine gute Funktionsfähigkeit (Kjørholt 1991). Das DWS *Brattset*, welches in phyllitischem Gestein errichtet wurde,

weist eine ausreichend geringe Permeabilität des Gebirges von 16×10^{-18} m² auf, entsprechend einer hydraulischen Durchlässigkeit von $9{,}8\times10^{-9}$ m/s. Eine ausreichende Dichtigkeit wird jedenfalls mittels Stahlpanzerung erreicht. Dies ist allerdings mit höheren Kosten verbunden.

Tab. 1: Druckluftwasserschlösser in Norwegen (Norwegian Hydropower Tunneling II 2013)

Projekt	Jahr	Gebirgs-art	DWS Volumen m^3	Quer-schnitt, m^2	Luft-druck MPa	Druck-höhe/ Über-deckung *)	Erfahrung
Driva	1973	Banded gneiss	6600	111	4,2	0,5	Kein Luftverlust
Jukla	1974	Granitic gneiss	6200	129	2,4	0,7	Kein Luftverlust
Oksla	1980	Granitic gneiss	18'100	235	4,4	1	Luftverlust <5 Nm^3/h
Sima	1980	Granitic gneiss	10'500	173	4,8	1,1	Luftverlust <2 Nmlfh
Osa	1981	Gneissic granite	12'000	176	1,9	1,3	Intensive Injektionen
Kvilldal	1981	Migmatitic gneiss	120'000	260-370	4,1	0,8	Druckwasser-abdichtung notwendig
Tafjord [+])	1981	Banded gneiss	2000	130	7,8	1,8	Druckwasser-abdichtung notwendig
Brattset	1982	Phyllite	9000	89	2,5	1,6	Luftverlust 11 Nm^3/h
Ulset	1985	Mica gneiss	4800	92	2,8	1,1	Kein Luftverlust
Torpa	1989	Meta siltstone	14'000	95	4,4	2	Druckwasser-abdichtung notwendig
*) Verhältnis von maximalem Druck im DWS zu Gebirgsüberdeckung							
[+]) Seit einem hydraulischen Frack außer Betrieb							

5 Anwendung von Druckluftwasserschlösser für alpine Gegenden

Die alpine Geologie unterscheidet sich in einigen Punkten von den vorherrschenden Gebirgsrandbedingungen in Norwegen. Norwegisches Gebirge besteht zum großen Teil aus Gneis und Granit. Dies ermöglicht kostengünstige Vortriebstechniken ohne Auskleidung. Ein wesentlicher Vorteil der norwegischen Geologie ergibt sich aus der horizontalen Vorspannung des Gebirges. Daher können DWS und unausgekleidete Stollen und Schächte bei geringeren

Überlagerungshöhen konzipiert werden. Im Allgemeinen wird in Norwegen bei vorhandener horizontaler Vorspannung das Verhältnis von maximalem Innendruck zu Überlagerungshöhe auf 0,6 [-] reduziert. Aufgrund einer fehlenden Gebirgsvorspannung in den Alpen ist die Positionierung eines Druckluftwasserschlosses im Allgemeinen tiefer anzuordnen. Dies liegt dann im Bereich eines Faktors von 1,0 [-] der Überdeckung zu Innendruck. Zu beachten ist hierbei auch die Überlagerungssituation quer zum Längsschnitt. Durch größere Überlagerungshöhe wird der Zugangstollen zur Kaverne dementsprechend länger. Intensive Gebirgserkundungen sind zur Erkundung der Standortwahl eines DWS notwendig. Eine mögliche Positionierung ist auch die Erweiterung des üblichen alpinen Triebwassersystems mit einem DWS direkt vor den Maschinen (Abb. 2). Aufgrund der geringen Überdeckung ist dann eine Stahlpanzerung notwendig. Das erforderliche Volumen ergibt sich lediglich aus der Stabilitätsbedingung der Massenoszillation zwischen dem Kammerwasserschloss und dem DWS. Für diesen Fall werden die minimierten Verschlusszeiten bestätigt (Mader 1990).

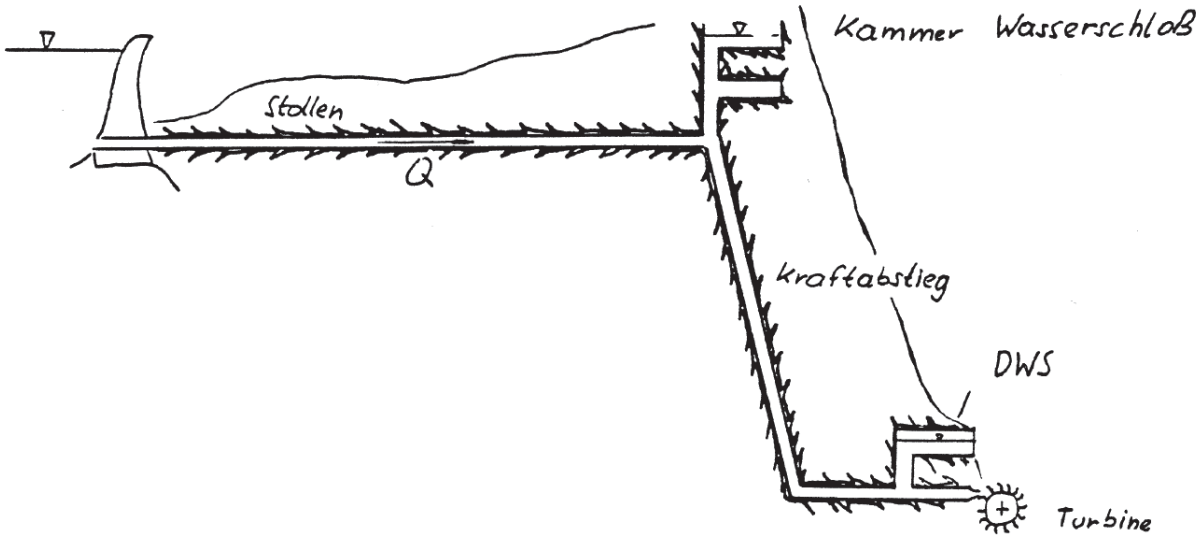


Abb. 2: Prinzipskizze Druckluftwasserschloss vor Turbine (Mader 1990)

Ein realisiertes DWS in Österreich weist das Pumpspeicherkraftwerk Kops 2 auf. In diesem Fall sind die Unterwasserkammern der Peltonturbinen unter Druck und befinden sich unter dem Stauziel des Unterwasserbeckens (Larcher 2006). Die Luftdichtigkeit gegenüber dem Gebirge wird hierbei durch eine Stahlauskleidung des luftexponierten Bereiches der Druckkammern erreicht.

In Abb. 3 wird vergleichend aus norwegischen Randbedingungen eine mögliche Triebwasserführung für eine alpine Wasserkraftanlage, respektive ein Pumpspeicherkraftwerk abgeleitet. Die prinzipielle Positionierung eines Druckluftwasserschlosses in vorgespanntem Gebirge (1) kann bei geringerer Über-

deckung ausgeführt werden als dies für alpine Bereiche im Allgemeinen möglich ist (2). Für längere Unterwassersysteme wird auch der Einsatz von Wasserschlösser notwendig. Ziel einer alpinen Anwendung von Druckluftwasserschlösser sollte stets eine möglichst ökonomische Dichtheit ohne Stahlabdichtung sein.

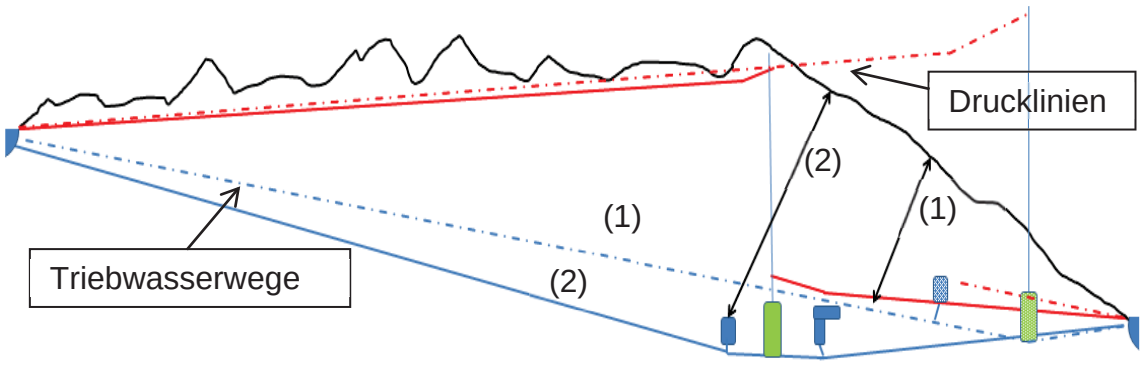


Abb. 3: Abgeleitete mögliche Anordnung eines Druckluftwasserschlosses für ein alpines Pumpspeicherkraftwerk (2). System (1) zeigt eine allgemeine Norwegische Lösung bei vorgespanntem natürlichen Fels

Bei ausreichender Gebirgsüberlagerung zwischen dem Wasserschloss und der Verteilrohrleitung kann aufgrund der Tragwirkung des Gebirges auf eine Stahlauskleidung verzichtet werden. Wesentlich ist die ausreichende Dichtheit des Stollenausbaus in diesem Abschnitt.

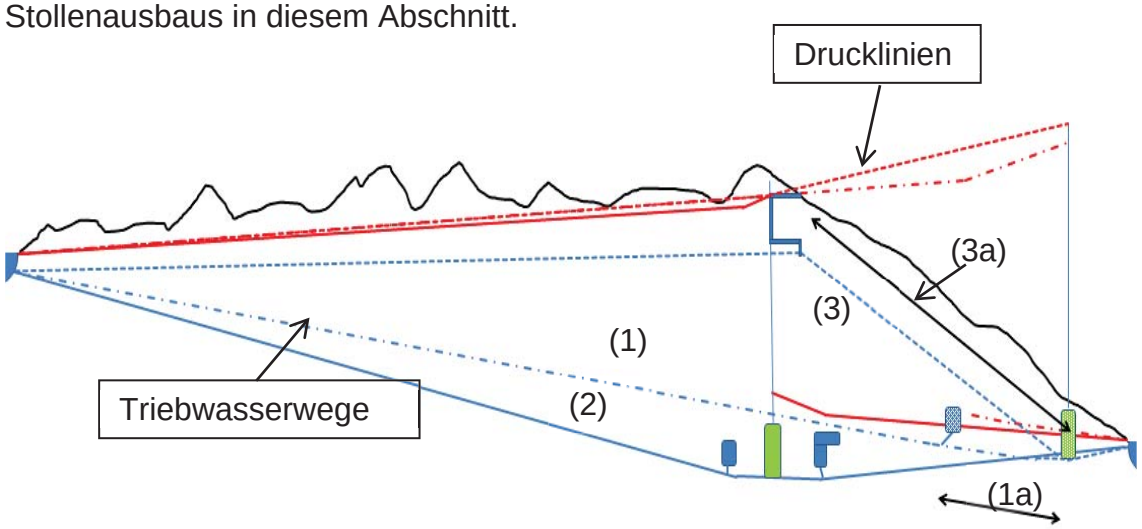


Abb. 4: Abgeleitete mögliche Anordnung eines Druckluftwasserschlosses für ein alpines Pumpspeicherkraftwerk (2). System (1) zeigt eine allgemeine norwegische Lösung bei vorgespanntem natürlichen Fels. Üblicher alpiner Triebwasserweg mit Druckschacht (3). Qualitative Länge des gepanzerten Teils (1a) für norwegische Lösung und (3a) für alpine Lösung

Abb. 4 zeigt zusätzlich zu Abb. 3 den Vergleich mit der üblichen alpinen Lösung der Positionierung eines Kammer- oder Schachtwasserschlosses am Übergang

des Druckstollens zum Druckschacht. Aus den Drucklinien in Abb. 4 ist das Verhältnis von Gebirgsüberlagerung und maximalem Innendruck, welches über den Längsschnitt aufgetragen ist, ersichtlich. Im Bereich bis zum Beginn des Berghangs befinden sich alle drei Innendrucklinien innerhalb der Gebirgsüberlagerung. Die Positionierung der Kraftkaverne und des Wasserschlosses entscheidet über den Anteil des Drucks, welcher durch zusätzliche Stahlpanzerung aufgenommen werden muss. Eine Anordnung mit höherer Überdeckung minimiert den Aufwand von Bewehrungsmaßnahmen. Die Pfeile 3a und 1a zeigen qualitativ die nötige Länge von gepanzerten Stollenstrecken. Die Reduktion bei einem DWS ist daraus erkenntlich. Eine zusätzliche Herausforderung für den Einsatz von DWS ist die nötige Zeit zum Füllen der Kammern mit Druckluft. Diese kann Revisionszeiten verlängern und hat damit Auswirkungen auf den wirtschaftlichen Betrieb der Anlagen.

6 Weitergehende Forschungen

Um vom Einsatz von Druckluftwasserschlösser weiter zu profitieren, und um die Anlagen zu verbessern, sind weitere Forschungen notwendig. Dazu wird ein Modellversuch an einem Druckluftwasserschlosssystem mit der Modellierung des gesamten Triebwasserwegs derzeit im Wasserbaulabor des Institute of Hydraulic and Environmental Engineering der norwegischen Technischen Universität NTNU in Trondheim gearbeitet. Um die Luftbefüllzeiten zu verringern oder ein DWS-Verschließen während einer Stolleninspektion zu ermöglichen, sind weiterführende Untersuchungen notwendig. Aktuelle Injektionstechniken sind für die Felsabdichtung zu evaluieren.

Ein zusätzlicher Vorteil des Einsatzes von Druckluftwasserschlösser erscheint in der Möglichkeit einer Verringerung von Maschinenverschlusszeiten. Dadurch sind positive Auswirkungen auf die Massenrotation der hydraulischen Maschinen erzielbar.

7 Zusammenfassung

Der Einsatz von Druckluftwasserschlösser hat sich in norwegischen Kraftwerksanlagen seit den 1970er Jahren bewährt. Weitere Forschungsanstrengungen werden erbracht, um den Einsatz zu erweitern und zu verbessern. Gerade im Hinblick auf die stetig steigenden Anforderungen bezüglich eines flexiblen Einsatzes von Wasserkraftanlagen, insbesondere von Pumpspeicheranlagen, kann der Einsatz von Druckluftwasserschlösser sowohl betriebliche als auch ökonomische Vorteile bieten. Aufgrund der komplexen Zusammenhänge zwischen den verschiedenen Ingenieursdisziplinen ist eine vernetzte interdisziplinäre Forschung und Zusammenarbeit essentiell. Um die Vorteile eines Einsatzes für alpine Regionen zu adaptieren, ist auf den allgemein vorhandenen Vorspannungszustand im Gebirge Bedacht zu nehmen. Ziel einer Anwendung von DWS ist eine Reduktion von Baumaßnahmen und eine Optimierung der hydraulischen Randbedingungen für den Kraftwerksbetrieb.

Danksagung

Wir bedanken uns herzlich für die wertvollen Diskussionen mit Prof. Einar Broch und Dr. Halvor Kjørholt in Trondheim. Freundlicher Dank gilt insbesondere dem Team der Bautechnikabteilung der Vorarlberger Illwerke AG für Diskussionen und die wertvollen Informationen.

Referenzen

Amstutz, E. (1969). Das Einbeulen von Schacht- und Stollenpanzerungen. Schweizerische Bauzeitung, 87(28), 541–549.

Brekke, H. (1972). Stability problems in high pressure tunnel systems in Norwegian hydroelectric power plants. International Conference on Pressure Surges, S. G3 25 – G3 44, BHRA, Cranfield.

Broch, E., Grasbakken, E., Stefanussen, W. ed. (2013). Norwegian Hydropower Tunneling II. Norwegian HYdropower Tunneling II, Norwegian Tunneling Society, Oslo.

Cerjak, H. et. al., ed. (2013). Proc. of Intl. Conf. on "High strength steels for Hydropower Plants – Design Concepts – Pressure Conduits", TU Graz, ISBN 978-3-85125-292-7.

Garbrecht, G. (1973). Wasserwirtschaftliche Anlagen des antiken Pergamon – Die Madradag Leitung. Mitteilungen 37. Leichtweiss-Institut für Wasserbau, TU Braunschweig.

Gspan, J. (1979). Untersuchungen an hydraulischer Rückstromdrossel von Wasserschlössern. Wasserwirtschaft, 69(12), 376–379.

Heigerth, G. (1970). Drossel- und Differential- Wasserschlösser von Regelkraftwerken mit freier Betriebsführung. Dissertation, TH Wien.

Johnson, R. (1908). The surge kank in water power plants. Trans. ASME 30, 443–501.

Kjørholt, H. (1991). Gas tightness of unlined hard rock caverns. Dissertation, NTH Trondheim.

Kjørholt, H. (1992). The water curtain: A successful means of preventing gas leakage from high-pressure, unlined rock caverns. Tunneling and Underground Space Technology, 7(2), 127–132.

Larcher, M., Mayr, D., Heigerth, G, Klasinc, R. (2006). Modelluntersuchung von Wasser-schlosssystemen: Kopswerk II: Unter-wassersystem in Gegedruckbetrieb. Wasser-bausymposium TU Graz, 233–246.

Mader, R. (1990). Untersuchung des Schwingverhaltens einer Oberwasserführung mit Druck-luftwasserschloß anhand des Beispieles einer Hochdruckwasserkraftanlage, Dissertation, Technische Universität, Graz.

Rathe, L. (1975). An innovation in surge-chamber design. Water Power & Dam Construction, 244–248.

Schleiss, A. (2013). Competitive pumped-storage projects with vertical pressure shafts without steel linings. Geomechanics and Tunnelling, 6(5), 456–463.

Seeber, G. (1970). Das Wasserschloss des Kaunertalkraftwerkes der TIWAG. Schweizerische Bauzeitung, Sonderdruck Heft 1, 1–8.

Vitruvius, M. P. (22 v.Chr.). De Architectura, VIII Buch, VI Kapitel. Übersetzung auf deutsch : Reber F., 1865, Verlag Krais & Hoffmann, http://echo.mpiwg-berlin.mpg.de/MPIWG:DM89HDUQ

www.statkraft.com. (kein Datum). http://www.statkraft.com/Images/Ulla-F%C3%B8rre%20-folder%208s%20UK_Lowres_tcm9-14180.pdf

Adressen der Autoren

Wolfgang Richter (korrespondierender Autor)
Josef Schneider
Helmut Knoblauch
Prof. Dr. Gerald Zenz
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU Graz
Stremayrgasse 10 / 2
A-8010 Graz
Email: hydro@tugraz.at

Kaspar Vereide
Leif Lia
Institutt for vann- og miljøteknikk
S. P. Andersens veg 5
N-7491 Trondheim, Norway
Email: iivm-info@ivt.ntnu.no

Innovative Blockrampenfassung an der Landquart bei Küblis, Schweiz

The Landquart block ramp water intake: An innovative and eco-friendly design for hydro power development in the Swiss Alps

Andres Arnason, Gregor Heyer

Kurzfassung

Das sich in der Planung befindende Kraftwerk Chlus ergänzt die bestehende Kraftwerkskaskade im bündnerischen Prättigau um eine weitere Stufe bis zum Rhein. Das neue Kraftwerk nutzt einerseits das turbinierte Wasser der oberhalb liegenden, bestehenden Anlagen, muss jedoch aus Gründen der ökonomischen Machbarkeit auch zusätzliches Wasser fassen. An der Landquart bei Küblis ist eine der neuen Wasserfassungen geplant.

Seit Jahren wird an der Landquart das Ziel verfolgt, die ehemaligen Laichgebiete im Raum Klosters für die Seeforelle wieder erreichbar zu machen. Neue Hindernisse in der Landquart sind grundsätzlich unerwünscht. Strengste Umweltanforderungen sind daher zu erfüllen, was mit einem konventionellen Fassungskonzept mit Stauwehr und seitlicher Wasserentnahme -trotz technischen Fischaufstiegshilfen nach dem heutigen Stand der Technik- nicht erreicht wird. Dies hat zur Planung einer innovativen Blockrampenfassung geführt, wo die für die Wasserentnahme aus der geschiebeführenden Landquart nötige Stauhöhe mit einer Blockrampe erzeugt wird.

Eine Blockrampe ist jedoch nicht a priori ökologisch durchgängig. Die ökologische Durchgängigkeit wird nicht nur durch Stufen unterbrochen, sondern auch durch Abschnitte mit ungünstigen Fliessverhältnissen. Eine ökologisch funktionsfähige Blockrampe muss daher gezielt nach ökohydraulischen Parametern ausgelegt werden.

Mit der innovativen Blockrampenfassung konnte eine machbare Alternative, welche die geforderte ökologische Durchgängigkeit mit vertretbaren Kompromissen für die betriebliche Seite kombiniert, entwickelt werden. Bedingt durch die Neuartigkeit sind in der nächsten Planungsphase vertiefte Untersuchungen und hydraulische Modellversuche vorgesehen.

Abstract

The 60 MW Chlus Hydro Power Project in the Swiss Alps is currently under development. The new Chlus HPP will constitute the final stage of an existing hydro power cascade. Although the Chlus project will directly utilise water from the existing upstream power plant, additional water will be required for the project to be financially feasible. One of the foreseen additional water intakes is located at the Landquart River, close to the town of Küblis.

The removal of existing river training works and the reestablishment of fish migration on the Landquart River is a prime goal. The ecological requirements for the new water intake are therefore high. A conventional water intake with a gated weir structure and a lateral diversion – even though state of the art fish ladders, fish screens and bypasses had been planned – was found non-compliant with the strict ecological requirements. A new concept or the intake structure had to be devised.

With the new concept, a block ramp is foreseen instead of a gated weir structure, to provide the impounding needed for the diversion of water from the river carrying a high bedload of sediment. Along with a combination of auxiliary structures, a regulated water intake could be developed without compromising the ecological passablility.

This new concept has been found to be technically and ecologically feasible and economically viable. Consistent with prototypes of this nature, further investigations and model tests will be carried out in the following design stages.

1 Einleitung / Hintergrund / Rahmenbedingungen

1.1 Das Kraftwerk Chlus

Das KW Chlus stellt die unterste Stufe der Kaskade Prättigau dar, welche derzeit aus den Kraftwerken Klosters und Küblis besteht. Mit dem neuen Kraftwerk, welches das genutzte Wasser der Oberstufe in Küblis übernimmt und in einem knapp 20 km langen Triebwassersystem zur Zentrale Trimmis führt, kann das Gefälle zwischen dem Davosersee und dem Rhein vollständig genutzt werden. Die Anlagenanordnung der vollständig ausgebauten Kaskade ist in Abb. 1 gezeigt. Zwischenfassungen speisen zudem das Triebwassersystem mit Wasser aus zusätzlich genutztem Einzugsgebiet, so auch die Fassung an der Landquart bei Küblis. Letztere trägt mit einer Fassungskapazität von 9 m^3/s massgeblich zur Energieproduktion des KW Chlus bei.

Die geplante Ausbauwassermenge des KW beträgt 24 m^3/s und die Nettofallhöhe 265 m. In Trimmis wird eine Leistung von 60 MW installiert. Mit einer jährlichen Stromproduktion von rund 215 GWh wird ein bedeutender Beitrag zur Erreichung erklärten Ziele auf kantonaler und nationaler Ebene zur Steigerung der Stromproduktion aus Grosswasserkraft geleistet.

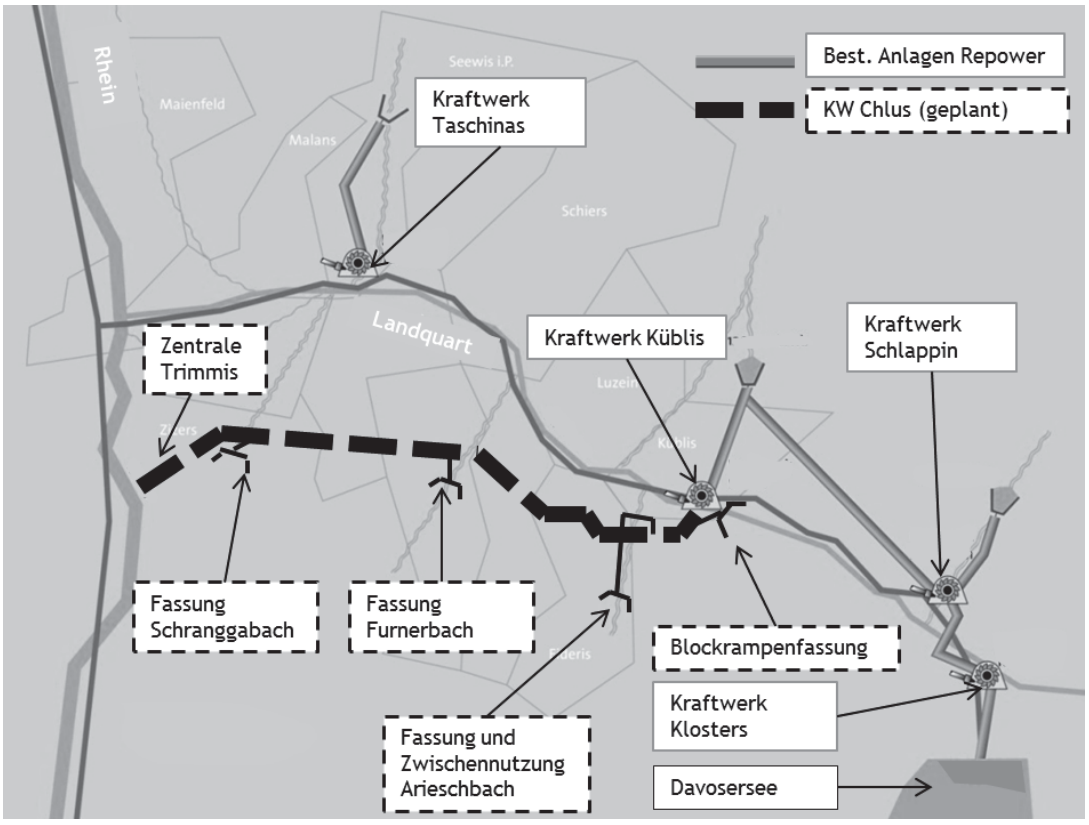


Abb. 1: Anlagenschema der bestehenden Kaskade Prättigau zwischen Davosersee und Kraftwerk Küblis und des geplanten KW Chlus zwischen KW Küblis und dem Rhein.

1.2 Fischgängigkeit in der Landquart

Seit Jahren wird an der Landquart das Ziel verfolgt, die ehemaligen Laichgebiete im Raum Klosters für die Seeforelle wieder erreichbar zu machen. Verschiedene Massnahmen zur Wiederherstellung der Fischdurchgängigkeit wurden bereits getroffen, und es sind Pläne vorhanden, die bestehende 7 m hohe Schwelle in der Chlus am Eingang zum Prättigau rückzubauen. Zusätzliche, neue Hindernisse in der Landquart sind daher nicht erwünscht.

1.3 Projektentwicklung der Fassung Küblis

Eine klassische Fassung mit Wehr und Seitenentnahme ist am Standort Küblis der optimale Fassungstyp bezüglich Regulierbarkeit, Wassernutzung und Sedimentmanagement. In einer ersten Phase der Planung war eine solche Fassung vorgesehen, und Fischtreppe, Bypass für absteigende Fische sowie Fischschutz beim freien Wehrfeld waren nach neustem Stand der Technik miteingeplant. Trotz diesen Massnahmen konnte das Konzept der Fassung Küblis den äusserst hohen ökologischen Anforderungen verschiedener Interessenträger nicht genügen.

Demzufolge, entschied sich die Bauherrschaft, eine Studie in Auftrag zu geben mit dem Ziel, einen alternativen Fassungstyp zu entwickeln und zu prüfen, welcher einerseits betrieblich mit einer klassischen Fassung vergleichbar ist und anderseits die speziellen Anforderungen seitens Umwelt erfüllt, vor allem jene einer Beibehaltung der Durchgängigkeit des Flussbetts.

Die technische Machbarkeit eines solchen Fassungskonzepts sollte überprüft und dessen Konsequenzen auf Baukosten, Energieproduktion, Unterhalt und Risiken erörtert werden.

Alternative Fassungskonzepte, die solch hohe Umweltanforderungen erfüllen, sind zwar für kleinere Bäche bekannt, für Flüsse der Grössenordnung der Landquart jedoch nicht. Für die Fassung an der Landquart wurden verschiedene Varianten mit einer Blockrampe als zentrales Element untersucht. Die dabei entwickelte Blockrampenfassung stützt sich auf bewährte Konzepte wie Streichwehre, Blockrampen, Spülkanäle und konventionelle Wasserfassungen ab. Dem Projektverfasser sind aber keine Beispiele bekannt, wo all diese Elemente in einem Konzept kombiniert wurden.

Im Folgenden werden die Grundlagen, das gewählte Konzept und die Bemessung der wichtigsten Anlageteile beschrieben.

2 Grundlagen und Planung der Blockrampe

2.1 Ökologische Anforderungen und Durchgängigkeit der Blockrampe

Gemäss Adam und Schwevers (1998) ist die ökologische Durchgängigkeit eines flussbaulichen Querbauwerks gegeben, wenn sowohl die Auffindbarkeit als auch die Passierbarkeit für die aquatische Biota gewährleistet sind. Die Auffindbarkeit ist bei einer Blockrampe in der Regel gegeben, da sie die gesamte Flussbreite beansprucht und die aufwärts migrierenden Lebewesen zwangsläufig auf sie zuwandern.

Die Passierbarkeit definiert sich über das Vorhandensein eines Wanderkorridors. Wanderkorridore sind diejenigen Bereiche des Bauwerks, wo kontinuierlich über die gesamte Länge gewisse ökohydraulische Parameter eingehalten werden. Die wichtigsten ökohydraulischen Bedingungen sind die maximale Fliessgeschwindigkeit, die minimale Abflusstiefe und der Energieeintrag, falls das Bauwerk in Beckenstrukturen aufgelöst ist. Es können jeweils mehrere Wanderkorridore vorhanden sein, und deren Lage kann sich je nach Abflussverhältnis verschieben.

Die maximal zulässige Fliessgeschwindigkeit ist arten- resp. gewässerraumspezifisch und durch die lokale Flussregion definiert. Die minimale Abflusstiefe und die Abmessungen von Strukturen werden hingegen durch die Zielfischart definiert. Die Zielfischart stellt die grösste Fischart dar, für die das Bauwerk passierbar sein muss. Die erforderlichen Bemessungsgrundlagen sind unter anderem in Dumont (2006) zu finden.

Die ökohydraulischen Parameter sind daher für jeden Fall einzeln festzulegen. In einem ersten Schritt der Planung werden diese definiert. Die Landquart bei Küblis gehört zur oberen Forellenregion (Epirhithral) und die grössenbestimmende Fischart für die Dimensionierung der Blockrampe ist die erwachsene Seeforelle, die vom Bodensee über den Alpenrhein zur Landquart aufsteigt.

Die Wanderkorridore gelten für den Auf- und Abstieg. Bei sehr tiefen oder hohen Abflüssen ziehen sich die Fische zurück und unterbrechen die Wanderung. Wanderkorridore müssen daher nur für den Zeitraum der aktiven Wanderung nachgewiesen werden (Betriebsdauer), was in der Regel an 300 Tagen im Jahr zwischen Q_{30} und Q_{330} der Fall ist. Unter Einbezug von hydrologischen Grundlagen lassen sich somit die Betriebsabflüsse zur Gewährleistung der Wanderkorridore bestimmen.

Die Blockrampe weist über die gesamte Länge grobes Sohlsubstrat auf und ist, wie in Abb. 2 ersichtlich, am Ein- und Ausstieg an die natürliche Flusssohle

angeschlossen. Die Passierbarkeit für am Boden lebende Organismen, wie Groppe oder Makrozoobenthos, ist dadurch auch gegeben.

2.2 Hydraulische Bemessung der Blockrampe

In den letzten Jahrzehnten wurden zahlreiche Blockrampen an Schweizer Flüssen realisiert. In der Regel lag der Schwerpunkt der Bemessung bei der Gewährleistung der hydraulischen Belastbarkeit der Blockrampe bis zum Bemessungsabfluss, d. h. die Rampe darf auch dann nicht versagen. Aus Kostengründen wird versucht, deren Länge und Breite zu minimieren. Bei der Planung des vorliegenden Bauwerks standen diese technischen Fragestellungen ebenfalls im Vordergrund. Es stellte sich jedoch heraus, dass der Nachweis der Wanderkorridore für die Planung der Blockrampe massgebend sein würde.

Um den geeignetsten Blockrampentyp zu identifizieren, wurden in einem ersten Schritt Querprofile entsprechend den gängigsten Ausführungsarten entworfen. Das Rampengefälle von 5% ergibt sich durch das Basisgefälle des Flusses, die verfügbare Länge und den für die Triebwasserentnahme nötigen Aufstau. Aus der Literatur wurden die nötigen hydraulischen Dimensionierungsansätze für jeden Blockrampentyp entnommen. Die Querprofilform und Körnung der Deckschicht für jeden Typ wurden iterativ angepasst, so dass er:

- in die lokalen topographischen Gegebenheiten passte,
- mindestens einen durchgehenden Wanderkorridor über die Betriebsdauer aufwies, und
- stabil bis zum Bemessungshochwasser war.

Die geschüttete Blockrampe erwies sich als optimalster Ausführungstyp und wurde in einem zweiten Schritt bis auf Stufe Vorprojekt weiterentwickelt. Ein massgebender Korndurchmesser von 1.3 m ist erforderlich, um die ökohydraulischen Parameter unter Verwendung des Fliesswiderstandsgesetzes nach Rice *et al.* (1998) erfüllen zu können. Die Blockrampenbreite wurde nachfolgend angepasst, bis beim Bemessungshochwasser die Stabilitätskriterien nach Palt und Dittrich (2002) erfüllt werden konnten. Die hydraulische Bemessung einer Blockrampe ist aber stets mit gewissen Unsicherheiten verbunden. Bei der vorliegenden Disposition werden diese noch durch die Kurvenlage verstärkt. Bei der Projektierung einer Blockrampe dieser Grössenordnung sind hydraulische Modellversuche zur Verifizierung der theoretisch erfolgten Auslegung somit unerlässlich (AWEL 2008).

2.3 Betriebliche Anforderungen der Wasserfassung

Die Wasserfassung Küblis ist ein zentrales Element des Wasserkraftwerkes. Mit einer gut regulierbaren Wasserfassung kann der Betreiber eine hohe Ausnutzung erzielen. Ein Bauwerk mit möglichst hoher Durchgängigkeit für Geschiebe und Geschwemmsel erlaubt einen robusten und aufwandsarmen Betrieb. Für den Kraftwerksbetreiber sind diese Eigenschaften daher von besonderem Interesse.

3 Blockrampenfassung an der Landquart in Küblis

3.1 Beschrieb der Anlagenanordnung

Abb. 2 zeigt die Situation der geplanten Blockrampenfassung. Bei der Entnahme grösserer Wassermengen aus einem Fliessgewässer gilt es die Geschiebekontinuität des Fliessgewässers zu gewährleisten und möglichst sedimentarmes Wasser zu fassen.

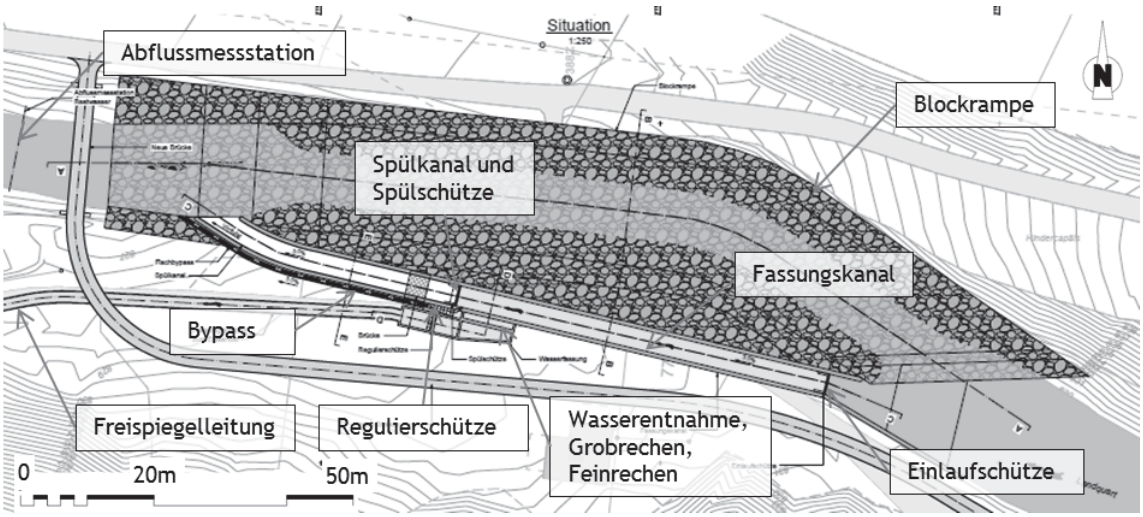


Abb. 2: Situation der Blockrampenfassung (Fliessrichtung von rechts nach links)

Dazu ist in der Regel eine gewisse Wasserspiegellage nötig. Diese Wasserspiegelhöhe wird mit dem Aufstau des Fliessgewässers gewährt, was in der Regel mit einem Stauwehr erfolgt. Bei der Wasserfassung an der Landquart wird dies mit der Blockrampe sichergestellt. Diese ist steiler als das natürliche Gerinne ausgebildet.

An der Krone der Blockrampe befindet sich eine Schwelle, welche das natürliche Gerinne von der Blockrampe abgrenzt (Abb. 3).

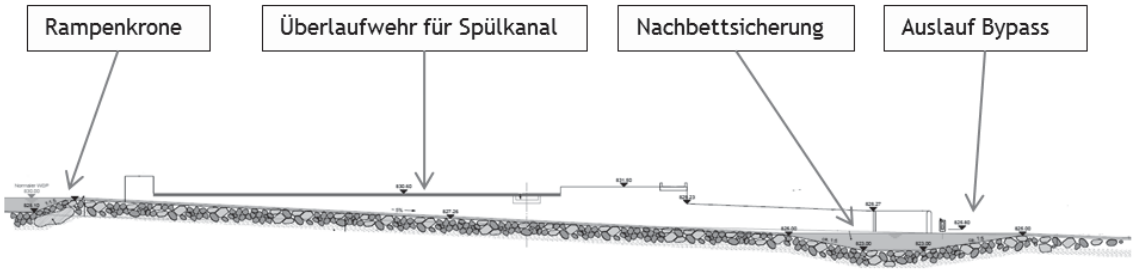


Abb. 3: Längsschnitt durch die Blockrampe (Fliessrichtung von links nach rechts)

Parallel zur Blockrampe, zwischen dem kleinen Becken oberwasserseitig der Blockrampe und deren Fuss, verläuft der Fassungs- und Spülkanal. Am oberen Ende ist der Kanal sohleneben an das natürliche Bett der Landquart angeschlossen. Ein Längsschnitt durch den oberen Teil des Fassungs- und Spülkanals ist in Abb. 4 gezeigt.

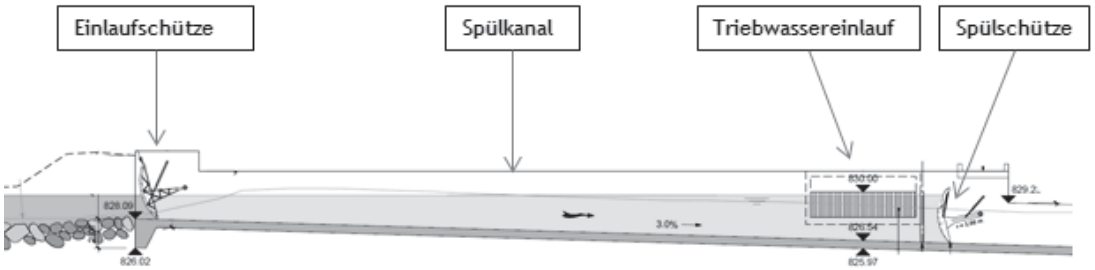


Abb. 4: Längsschnitt des Fassungs- und Spülkanals (Fliessrichtung von links nach rechts)

Im unteren Bereich des Kanals ist eine Spülschütze angeordnet, welche im Normalfall geschlossen ist. Sie stützt den von der Schwelle der Blockrampe erzeugten und für die Seitenfassung nötigen Einstau. Die im oberen Bereich des Kanals angeordnete Einlaufschütze ist im Normalfall geöffnet und wird nur geschlossen, wenn die Spülwassermenge begrenzt werden soll oder die Fassung ausser Betrieb genommen wird. Im Spülkanal selbst befindet sich die eigentliche Triebwasserentnahme, welche seitlich stattfindet. Deren Grundriss ist in Abb. 5 gezeigt. Die gefasste Wassermenge wird durch eine Regulierschütze hinter dem Einlaufrechen gesteuert. Über eine erdverlegte Freispiegelleitung gelangt das Wasser von der Fassung zum Entsander und weiter in das Triebwassersystem des KW Chlus. Zwischen der Triebwasserentnahme und dem Fuss der Blockrampe ist zusätzlich ein Bypass für absteigende Fische angeordnet.

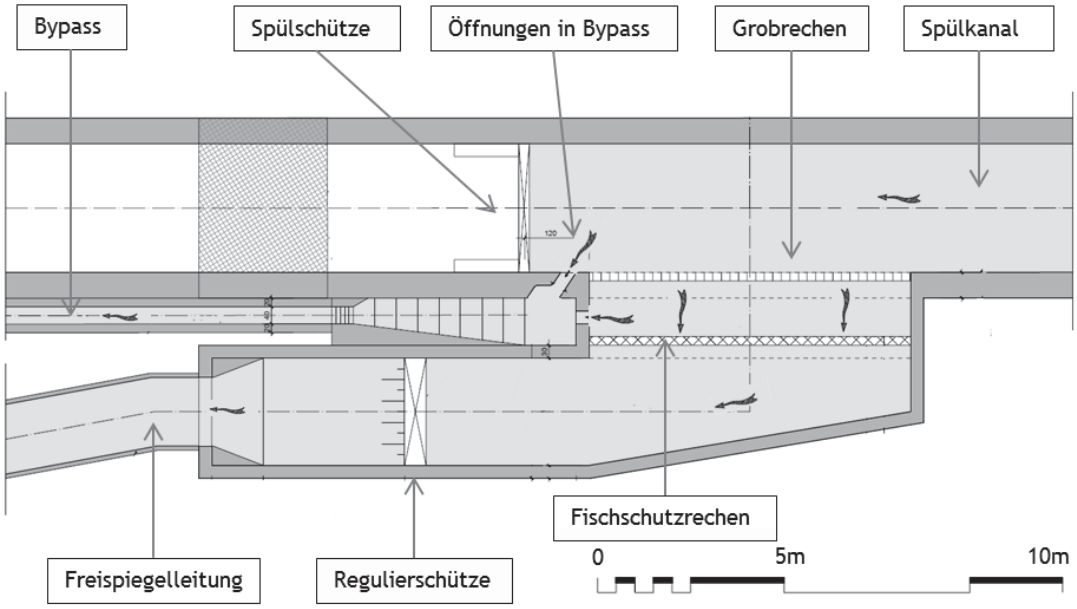


Abb. 5: Grundriss des Triebwassereinlaufes (Fliessrichtung von rechts nach links)

3.2 Funktionsweise

Die Anforderungen an das Restwasser der Landquart sind im Abschnitt unterhalb der Fassung in Küblis hoch. Während der abflussarmen Hälfte des Jahres bleibt die Fassung ausser Betrieb und zusätzlich muss sogar turbiniertes Wasser aus dem KW Küblis zudotiert werden.

Alles Wasser, das weder gefasst wird, noch durch den Bypass strömt, fliesst direkt über die Blockrampe ab, was die Auffindbarkeit der Rampe für aufsteigende Lebewesen gewährleistet. Kurz unterhalb der Blockrampenfassung wird eine hydrologische Messstation eingerichtet. Die Abflussmenge des Restwassers, das über die Blockrampe sowie durch den Bypass läuft, wird von der Messstation erfasst. Diese Wassermenge entspricht der Differenz zwischen dem Zufluss zur Fassung und der gefassten Wassermenge.

Die entnommene Wassermenge wird mit der Regulierschütze der Triebwasserentnahme geregelt, indem stets sichergestellt ist, dass die jeweils erforderliche Restwassermenge eingehalten wird.

Die Strukturen sind hydraulisch so ausgelegt, dass die volle Ausbauwassermenge der Fassung bereits bei tiefstem Oberwasserspiegel entnommen werden kann. Somit sind die betriebliche Flexibilität und die Fassungseffizienz mit einer konventionellen Lösung vergleichbar.

Der Fassungs- und Spülkanal funktioniert als Kiesfang für die Wasserfassung. Der seitlich angeordnete Triebwassereinlauf ist im Vergleich zur Kanalsohle etwas höher angelegt, damit kein Geschiebe in die Fassung gelangen kann.

Ablagerungen im Vorraum der Blockrampe, im Kanal selber sowie vor dem Triebwassereinlauf können gespült werden. Der Spülvorgang wird ausgelöst, indem die Spülschütze geöffnet wird und sich im Fassungs- und Spülkanal ein Abflusskurzschluss um die Blockrampe bildet.

Grösseres Geschwemmsel wird in der Landquart hauptsächlich während Hochwasserereignissen transportiert und über die Blockrampe abgeführt. Beim normalen Betrieb sind eher geringe Mengen zu erwarten, da ein Grossteil des Geschwemmsels der Landquart bereits bei der oberliegenden Wasserfassung in Klosters abgefangen wird. Bei Bedarf kann der Fassungs- und Spülkanal durch die Spülklappe von Geschwemmsel befreit werden. Eine in der Kanalwand angeordnete Tauchwand mit Grobrechen verhindert zudem den Eintrag von Geschwemmsel ins Triebwassersystem.

Ein feinmaschiger Fischschutzrechen ist dem Grobrechen nachgeschaltet. Der Rechenabstand des Fischschutzrechens ist vergleichsweise klein und wird im Rahmen der weiteren Planung von Fachspezialisten definiert. Die Rechenstäbe sind horizontal angeordnet, was die Wirksamkeit des Fischschutzes weiter erhöht.

Sowohl am Ende des Fassungs- und Spülkanals als auch im Bereich zwischen den Rechen sind Eingänge zum Bypass vorgesehen. Fische, die den Hauptabstiegsweg über die Blockrampe nicht eingeschlagen haben, können so sicher ins Unterwasser gelangen. Eine Sackgassenwirkung im Fassungs- und Spülkanal wird somit für absteigende Fische vermieden.

4 Vergleich klassische Fassung / Blockrampenfassung

Die Blockrampenfassung ist eine machbare Alternative und hat auf die Baukosten und die Energieproduktion im Vergleich zu einem klassischen Fassungskonzept nur geringfügige negative Auswirkungen. Aus ökologischer Sicht ist die Blockrampenfassung der klassischen Fassung klar überlegen. Der Hauptvorteil ist das gewährleistete Längskontinuum und die damit verbundene ökologische Durchgängigkeit. Vor allem in den Perioden, wo bei einem klassischen Fassungskonzept Wehrüberfall herrschen würde (Fassung ausser Betrieb oder mehr Restwasserabgabe als Ausbauwassermenge Fischpass), wird sowohl der Fischaufstieg als auch der Fischabstieg mit der Blockrampenfassung als vorteilhafter bewertet.

Aus technischer und betrieblicher Sicht bringt die Blockrampenfassung aber gegenüber einem klassischen Wasserfassungskonzept mit Stauwehr und seitlicher Entnahme nachfolgende Nachteile und Risiken mit sich:

- Die Wirksamkeit der Blockrampenfassung ist analytisch schwierig nachzuweisen.
- Die Bemessung der Blockrampe ist mit Unsicherheiten verbunden, die Modellversuche nötig machen.
- Betriebliche Probleme können trotz Modellversuchen nicht vollständig ausgeschlossen werden, was eventuelle bauliche Anpassungen nach der Inbetriebnahme mit sich bringen kann.
- Der Betrieb und die Leittechnik sind komplexer als bei einer klassischen Wasserfassung.
- Der Regelkreis der Fassung ist träger, was zusätzliche Wasserverluste bei schneller Änderung des Zuflusses auslösen kann.
- Der Unterhalt ist vergleichsweise teuer. Nach grösseren Hochwasserereignissen sind möglicherweise aufwändige Reparaturen nötig.

5 Gewonnene Erkenntnisse

Die entworfene Blockrampenfassung stützt sich auf Elemente bewährter Konzepte wie Streichwehr, Blockrampe, Spülkanal und konventionelle Wasserfassung ab. Blockrampen geniessen aus ökologischer Sicht eine bessere Akzeptanz geniessen als klassische Querbauwerke. Dies ist hauptsächlich auf die kontinuierliche Sohlenlage zurückzuführen. Allerdings wird die ökologische Durchgängigkeit eines Fliessgewässers nicht nur durch Stufen unterbrochen, sondern auch durch Abschnitte mit ungünstigen Fliessverhältnissen. Eine Blockrampe ist daher nicht a priori ökologisch durchgängig. Um dies zu erfüllen, muss die Planung nach den gewässerspezifischen hydrologischen und ökologischen Auslegungskriterien erfolgen. Generell trifft dies insbesondere auf grössere Flüsse mit relativ wenig Gefälle zu, wo Fische tendenziell empfindlicher auf höhere Fliessgeschwindigkeiten reagieren.

6 Weiteres Vorgehen

Das im vorliegenden Artikel dargelegte Projekt KW Chlus befindet sich in der Vorprojektphase. Für die Blockrampenfassung sind in der nächsten Phase detailliertere hydraulische Berechnungen und physikalische Modellversuche vorgesehen. Erst mit der vertieften Auseinandersetzung kann die endgültige Ausführungsplanung erfolgen, wobei die ökologischen Fragestellungen stets im Zentrum stehen werden.

7 Zusammenfassung

Das KW Chlus ist derzeit in Planung und stellt die unterste Stufe der Kraftwerkskaskade im Prättigau dar. An der Landquart bei Küblis ist dafür zusätzlich eine neue Wasserfassung vorgesehen.

Die zu Beginn projektierte klassische Fassung mit Wehr und Seitenentnahme konnte trotz Fischtreppe, Bypass und Fischschutz, die entsprechend den neusten Erkenntnissen geplant waren, den äusserst hohen ökologischen Anforderungen an der Landquart nicht genügen.

Da die Fassung an der Landquart in Küblis massgeblich zur Energieproduktion des KW Chlus beiträgt, wurde eine Studie in Auftrag gegeben, einen alternativen Fassungstyp zu entwickeln.

In diesem Fachbeitrag wird mit der Blockrampenfassung ein innovatives Fassungskonzept vorgestellt, das an Stelle eines konventionellen Stauwehres eine Blockrampe vorsieht, welche die nötige Stauhöhe für die Wasserentnahme und das Sedimentmanagement erzeugt.

Die Blockrampenfassung ist eine machbare Alternative, welche die erwünschte ökologische Durchgängigkeit mit vertretbaren Kompromissen für die Wasserkraftnutzung sicherstellt. Bedingt durch die Neuartigkeit des Konzepts sind jedoch Risiken vorhanden, die vertiefte Untersuchungen in der nächsten Planungsphase erfordern.

Danksagung

Die Autoren danken dem Auftraggeber der Studie, Repower, für das entgegengebrachte Vertrauen. Auch möchten sie sich bei Simona Tamagni von der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der ETH Zürich für die Literaturhinweise und Empfehlungen bedanken.

Referenzen

Adam, B.; Schwevers, U. (1998). Zur Auffindbarkeit von Fischaufstiegsanlagen – Verhaltensbeobachtungen an Fischen in einem Modellgerinne. Wasser und Boden, 4, 55–58.

Amt für Abfall, Wasser, Energie und Luft AWEL (2008). Blockrampen Normalien, Manual zur Sanierung von Abstürzen. Projekt Nr. A-300, V1.1. AWEL, Zürich.

Dumont, U. (2006). Hydraulische und geometrische Dimensionierung von Fischaufstiegsanlagen. DWA-Themen, Durchgängigkeit von Gewässern für die aquatische Fauna; 31–41.

Palt, S., Dittrich, A. (2002). Stabilität von Gebirgsflüssen und rauen Rampen. Österreichische Wasser und Abfallwirtschaft, 54 (5/6), 75–86.

Rice, C.E., Kadavy, K. C., Robinson, K. M. (1998). Roughness of loose rock riprap on steep slopes, Journal of Hydraulic Engineering, 124(2), 179–185.

Adressen der Autoren

MSc ETH BauIng. Andres Arnason
Email: andres.arnason@poyry.com
Dipl. BauIng. ETH Gregor Heyer
Email: gregor.heyer@poyry.com
Pöyry Schweiz AG
Hardturmstrasse 161
CH-8037 Zürich

Instandsetzung Mittlerer Isar Kanal Unterwassereinbau Kanalabdichtung

Rehabilitation Mittlerer Isar Canal: Underwater installation new lining

Karl-Heinz Straßer, Helmut Rehm

Kurzfassung

Nach über 85-jähriger Betriebszeit wurde im Jahr 2013 der Mittlere Isar Kanal in den Haltungen 4a und 5 saniert. Dabei wurde infolge des Schadensbildes der Einbau einer neuen Kanalauskleidung erforderlich. Nachdem infolge der sehr hohen Grundwasserstände und der betrieblichen Randbedingungen eine vollständige Kanalentleerung nicht durchgeführt werden konnte, wurde der Einbau der neuen Kanaldichtung unter Wasser und bei reduziertem Kanalbetrieb durchgeführt. Zur Minimierung der Erzeugungsverluste während der Bauzeit wurde in den Nachtstunden sowie an den Wochenenden ein Kraftwerksbetrieb durchgeführt.

Abstract

E.ON Kraftwerke GmbH currently operates more than 100 hydropower plants in Germany and thereby also the headrace canal Mittlere Isar. The canal has a length of 54 km and a total gross head of 88 m. The canal comprises four plants with a rated capacity of 84 MW and an annual energy production of 417 GWh. After 85 years of operation it was necessary to install a new lining at the section 4a and 5 due to damages of the existing concrete lining. Because of groundwater conditions and operational boundaries, it was not possible to discharge the canal completely for the rehabilitation work. Therefore the installation of the new lining had to be realized under water and during the reduced operation of the canal. To minimize loss of generation during the construction period, the power plants have been operated in the nights and weekends.

1 Allgemeines und Veranlassung

Die E.ON Kraftwerke GmbH (EKW) betreibt die in den Jahren 1921 bis 1929 errichtete Kraftwerkstreppe Mittlere Isar. Beginnend bei Oberföhring im nördlichen Stadtrand von München mündet der 54,1 km lange Werkkanal bei Moosburg in das Oberwasser des Kraftwerks Uppenborn der Stadtwerke München. Das Gesamtgefälle beträgt 88 m. Die im Kanal angeordneten 4

Kraftwerke haben bei einer Ausbauwassermenge von 125 m³/s eine Gesamtleistung von 84 MW und eine Jahreserzeugung von 417 GWh.

2 Gründe für die Instandsetzung

Im Jahr 1987 wurde eine erste große Inspektion des Kanals durchgeführt, um einen Überblick über den Anlagenzustand zu erhalten. Für die Betonauskleidung haben sich dabei unterschiedliche Schadensbilder ergeben. Überwiegend wurden starke Rissbildungen und Beschädigungen der Arbeitsfugen sowie Löcher in der Betonauskleidung festgestellt. In Teilbereichen waren infolge des Alterungsprozesses des Betons und infolge der Grundwassereinwirkungen großflächige Erosionen der Betonoberfläche festzustellen.

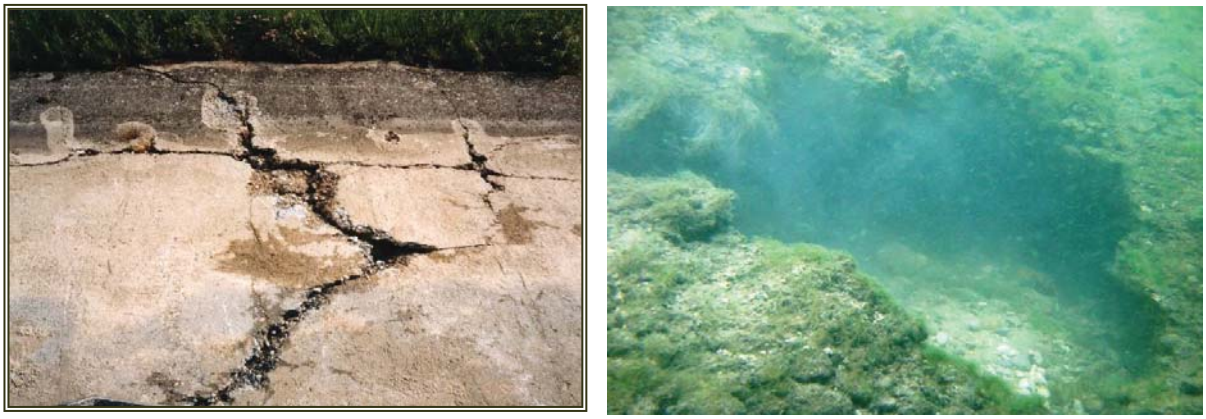


Abb. 1: Repräsentative Schäden an der Kanalauskleidung

Zusammenfassend war festzustellen, dass es nach über 70 Jahren Betrieb notwendig wurde, die vorhandene Kanalauskleidung mittel- bis langfristig zu sanieren. In Abhängigkeit der Ergebnisse der Inspektion wurde ein Terminplan für die Sanierung der einzelnen Kanalhaltungen festgelegt.

3 Bereits durchgeführte Instandsetzungsmaßnahmen

3.1 Allgemeines

In den Jahren 1997, 2000, 2005 und 2009 wurden bereits umfangreiche Instandsetzungsmaßnahmen in den Haltungen 1 bis 4 durchgeführt. In Abhängigkeit der technischen und wirtschaftlichen Randbedingungen wurden dabei unterschiedliche Abdichtungssysteme eingebaut, die im Folgenden kurz vorgestellt werden.

3.2 Teilsanierung Haltung 1

Im Jahr 1997 wurde ein 3 km langes Teilstück der Haltung 1 saniert. Die alte Betonauskleidung wurde dabei vollständig ausgebaut und eine neue Asphalt-

betondichtung eingebaut. Zur Überwachung der Funktionsfähigkeit der Dichtung wurde ein Glasfaserkabelsystem in der Sohle eingebaut.



Abb. 2: Einbau Asphaltbetondichtung mittels Brückenfertiger

3.3 Teilsanierung Haltung 4

Im Rahmen einer Teilsanierung der Haltung 4 im Jahr 2000 wurde erstmalig in Deutschland auf 900 m Länge eine 2 mm dicke PVC-Kunststoffdichtungsbahn als Abdichtung für einen Kraftwerkskanal eingebaut. Zur Überwachung der Funktionsfähigkeit der Dichtung wurde in der Sohle und im unteren Böschungsbereich ein Glasfaserkabelsystem eingebaut, mit dem regelmäßige Kontrollmessungen durchgeführt werden. Es ist dabei festzuhalten, dass die eingebaute KDB auch nach 13 Jahren Betrieb keine Undichtigkeiten aufweist.



Abb. 3: Einbau PVC-Kunststoffdichtungsbahn

3.4 Sanierung Haltung 1

Im Jahr 2005 wurde auf der restlichen Strecke der Haltung 1 auf die alte Betonauskleidung auf ca. 10,5 km Länge eine neue Betondichtung (d = 15 cm) eingebaut. Dafür wurde eigens ein Brückenfertiger konstruiert, der einen horizontalen Einbau der Betondichtung über die gesamte Böschungslänge und die halbe Sohlbreite ermöglichte. Zur Überwachung der Anforderungen an die Systemdurchlässigkeit der Dichtung wurde in der Kanalböschung ein Glasfaserkabel eingebaut. Auf der Grundlage der bisher durchgeführten Messungen ist festzuhalten, dass die vertraglich festgelegten Anforderungen an das Dichtungssystem eingehalten werden.



Abb. 4: Einbau Betondichtung in der Böschung

3.5 Sanierung Haltungen 2 und 3

Im Jahr 2009 erfolgte die Sanierung des Kanals in den Haltungen 2 und 3. Dabei wurde in der Haltung 3 analog zur Sanierung der Haltung 1 im Jahr 2005 eine neue Betonauskleidung (d = 15 cm) im vollständig entleerten Kanal eingebaut.

Infolge der Untergrund- und Grundwasserverhältnisse sowie aus wirtschaftlichen Gründen wurde in der Haltung 2 für einen 3,8 km langen Teilbereich auf eine vollständige Trockenlegung des Kanals verzichtet. Das gewählte Dichtungssystem, bestehend aus einer 2 mm dicken PEHD-Kunststoffdichtungsbahn im Böschungsbereich und einer 20 cm dicken Betondichtung in der Kanalsohle, wurde daher bei einem auf 1,2 m abgesenktem Kanalwasserspiegel eingebaut. Die Entwicklung der technischen und insbesondere einer wirtschaftlichen Lösung für die wasserdichte und kraftschlüssige Verbindung der beiden Dicht-

ungselemente unter Wasser sowie für die Befestigung der KDB waren dabei eine große Herausforderung für den Auftragnehmer.



Abb. 5: Einbau Kanalauskleidung bei teilabgesenktem Wasserspiegel (Haltung 2)

4 Tests für Unterwassereinbauverfahren

4.1 Anlass

Für die im Jahr 2013 geplanten Sanierungsarbeiten in den Haltungen 4a und 5 war aus betrieblichen Gründen und infolge des sehr hoch anstehenden Grundwasserspiegels nur ein geringfügiges Absenken des Kanalwasserspiegels während der Sanierungsarbeiten möglich. Im Vergleich zum Unterwassereinbau in der Haltung 3 betrug die verbleibende Wasserspiegelhöhe im Kanal während der Sanierungsarbeiten ca. 5 m bis 7 m. Des Weiteren war beabsichtigt, die Sanierungsarbeiten unter Teilbetrieb des Kanals mit reduzierter Fließgeschwindigkeit durchzuführen. Für diese Maßnahmen waren daher nochmals deutlich erschwerte Einbaubedingungen für das neu einzubauende Dichtungssystem zu erwarten.

Es wurde daher beschlossen, im Vorfeld der Baumaßnahmen weitere Unterwassereinbauverfahren für unterschiedliche Dichtungssysteme zu testen.

4.2 Unterwassereinbau Betonmatten

Im Jahr 2009 wurde auf einer Teststrecke von 150 m Länge und einer Wassertiefe von 4 m der Unterwassereinbau einer Betonmatte getestet.

Dabei wird in einem ersten Arbeitsschritt eine geotextile Trägerhülle aus PE über den gesamten Kanalquerschnitt ausgelegt und anschließend abgesenkt (Abb. 6). Infolge des größeren Gewichts des Materials gegenüber dem Wasser sinkt die Trägerhülle vollständig ab. Nach Kontrolle der planmäßigen, vollflächigen und faltenfreien Absenkung der Hülle mittels Taucher erfolgt das schrittweise Verfüllen der Matte mit Füllbeton. Im vollständig verfüllten Zustand

weist die Betonmatte eine minimale Dicke von 10 cm auf (Abb. 7). Im Maximum beträgt die Dicke 13 cm.



Abb. 6: Unterwassereinbau Betonmatte

Als Ergebnis war festzuhalten, dass durch die eingebaute Betonmatte alle Qualitätsanforderungen an das Dichtungssystem eingehalten wurden. Für den Füllbeton konnte eine Betondruckfestigkeitsklasse C25/30 erreicht werden.

4.3 Unterwassereinbau Kunststoffdichtungsbahn

Im Jahr 2011 wurde der vollflächige Einbau einer 2 mm dicken PEHD-Kunststoffdichtungsbahn (KDB) im Unterwassereinbauverfahren auf einer Teststrecke von 100 m Länge ausgeführt.

Dabei wird zunächst die KDB vollflächig über den gesamten Kanalquerschnitt auf der Wasseroberfläche mittels eines Pontons abgelegt. Infolge des geringeren Gewichts der KDB schwimmt diese auf der Wasseroberfläche auf. Das Absenken der KDB erfolgte dann mittels Wasserauflast. Die Auflast wurde mittels zwei Pumpen mit insgesamt vier Einleitstellen hergestellt. Durch die an den Stirnseiten angebrachten Schwimmkörper konnte ein Differenzwasserspiegel von ca. 7 cm erzeugt werden, der groß genug war, um die KDB innerhalb von ca. sieben Stunden vollständig abzusenken. Kontrollen mittels Taucher haben ergeben, dass sich die KDB vollflächig sowie wellen- und faltenfrei an die bestehende Kanalauskleidung angelegt hat.



Abb. 7: Unterwassereinbau PEHD-Kunststoffdichtungsbahn

5 Aktuelles Projekt 2013

5.1 Allgemeines

Im Jahr 2013 erfolgte die Sanierung der noch verbliebenen Teilabschnitte in den Haltungen 4a und 5. Die gesamte Sanierungsstrecke betrug drei Kilometer.

5.2 Randbedingungen für die Sanierung

Für die Entwicklung des Sanierungskonzeptes ergaben sich folgende technische und betriebliche Randbedingungen, die im Planungsprozess entsprechend zu berücksichtigen waren:

- Einbau einer vollflächigen neuen Kanaldichtung,
- Gewährleistung einer Gebrauchstauglichkeit von mindestens 30 Jahren für das neue Dichtungssystem,
- Kanalentleerung wird infolge der sehr hohen Grundwasserstände und hohen Risiken bei Grundwasserabsenkungen nicht durchgeführt,
- Wasserstände im Kanal liegen bei 5–7 m während der Bauzeit,
- Berücksichtigung von Kanaleinleitungen (ca. 11–40 m³/s) während der Bauzeit aus Kläranlagen, Seitengewässern und Hochwasserentlastung,
- Voller Kanaldurchfluss (bis 125 m³/s) nachts und am Wochenende während der Bauzeit zur Minimierung der Erzeugungsausfälle.

Auf der Grundlage dieser Randbedingungen musste daher ein Dichtungssystem und ein entsprechendes Einbauverfahren für den Einbau unter Wasser bei modifiziertem Kanalbetrieb entwickelt werden.

5.3 Anforderungen an das Dichtungssystem

Im Rahmen der Planung wurden zwei unterschiedliche Lösungsvarianten (KDB, Betonmatte) entwickelt und dafür entsprechende technische Anforderungen z. B. hinsichtlich Mindestdicke, Systemdurchlässigkeit, Fugenausbildung, Lastannahmen, Witterungsbeständigkeit, Gebrauchstauglichkeit, etc. festgelegt.

Beide Lösungen lagen der Ausschreibung zu Grunde. Zugleich wurden die Bieter aufgefordert, Sondervorschläge unter Berücksichtigung der technischen und betrieblichen Randbedingungen anzubieten und entsprechende Konzepte für das vorgesehene Unterwassereinbauverfahren vorzulegen.

5.4 Technische Lösung

Im Rahmen der Angebotsverfahren wurden durch die Bieter unterschiedliche Dichtungssysteme und Unterwassereinbauverfahren angeboten. Besonderes Augenmerk galt dabei der erforderlichen Untergrundvorbehandlung, der dichten Fugenausbildung der jeweiligen Einbauabschnitte sowie der zulässigen Fließgeschwindigkeiten im Kanal für das angebotene Einbauverfahren. Zur Ausführung kam der Einbau einer Betonmatte (Mindestdicke 10 cm).

5.5 Bauausführung

Vor dem Einbau des Dichtungssystems waren zunächst umfangreiche Vorarbeiten unter Wasser durchzuführen. Beispielhaft sind zu nennen:

- Reinigung Böschungsflächen von Bewuchs und Algen,
- Beräumung der Sohle von Ablagerungen (Sedimente, Betonplatten),
- Ausgleich von Sohlunebenheiten mit Schotter (Sohlplanie),
- Verfüllung der Risse und Betonausbrüche in den Böschungsflächen mit mörtelgefüllten Gewebeschläuchen, Mörtelsäcken und Beton.

Für den Unterwassereinbau der Betonmatte wurde durch den Auftragnehmer ein Verlegeponton entwickelt (Abb. 8), der es ermöglichte, dass die Betonmatte über Wasser für die gesamte Querschnittsbreite (Sohle und Böschung) vorbereitet werden konnte.

Nach Auslegen der ersten Matte am Morgen wurde diese im Bereich der abgesenkten Rampe (Länge 12,5 m) des Pontons mit Beton verfüllt (Abb. 9). Die Breite der Verfüllung entsprach dabei der Sohlbreite des Kanals. Die Matten für die Böschungsbereiche sind dabei seitlich eingerollt (Abb. 9) und wurden erst zu einem späteren Zeitpunkt nachlaufend ausgerollt und mit Beton verfüllt. Im nächsten Arbeitsschritt wurde die gefüllte Betonmatte mittels Verschiebung des Pontons vollständig auf die Sohle abgelegt und danach die nachfolgende Matte

im Rampenbereich entsprechend mit Beton verfüllt. Die Einbauleistung betrug zwischen 40 bis 80 m/Tag.



Abb. 8: Ponton für Unterwassereinbau



Abb. 9: Füllung der Matte mit Beton (Sohlbereich)

Nach einem entsprechenden Vorlauf des Verlegepontons erfolgte die Verfüllung der Matten im Böschungsbereich. Dazu wurden durch Taucher zunächst die seitlich eingerollten Matten an der Kanalsohle gelöst und dann entlang der Kanalböschung hochgezogen.

Nachfolgend wurden die Matten entsprechend mit Beton verfüllt (Abb. 10). Die Leistung für die Verfüllung der Matten betrug ca. 40 m/Tag je Arbeitseinheit.



Abb. 10: Hochziehen und Füllung der Matten mit Beton im Böschungsbereich

5.6 Qualitätssicherung

Im Rahmen der Bauausführung wurde ein umfangreiches Qualitätssicherungsprogramm für die Untergrundvorbehandlung und dem Einbau der Dichtung durchgeführt. Beispielhaft sind zu nennen:

- Planum Kanalsohle,
- Sanierung Böschungsflächen,
- Betondicke,
- Betonfestigkeit,
- Fugenausbildung.

Infolge des Unterwassereinbaus war dafür ein sehr hoher Einsatz von Tauchern insbesondere zur Überwachung der Untergrundvorbehandlung erforderlich.

6 Zusammenfassung

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass der Unterwassereinbau der Betonmatte mit dem neuen Einbauverfahren erfolgreich und überzeugend war und alle Qualitätsanforderungen an das Dichtungssystem eingehalten wurden. Mit dem Einbau der Betonmatte konnte ein qualitativ hochwertiger und langfristiger Sanierungserfolg erreicht werden. Die der Baumaßnahme vorlaufenden Tests zum Unterwassereinbau waren dabei ein wichtiger Schritt für den Erfolg des Projekts.

Der Unterwassereinbau von Kanaldichtungen stellt eine sehr wichtige Option für zukünftige Projekte dar, da in Abhängigkeit der Randbedingungen erhebliche Kosteneinsparungen möglich sind. Des Weiteren kann in Verbindung mit einem Unterwassereinbau der Erzeugungsverlust während der Bauzeit entsprechend reduziert werden.

Eine Weiterentwicklung des Einbauverfahrens kann sicherlich zu einer Reduzierung des zum Teil sehr erheblichen Personaleinsatzes führen. Optimierungsbedarf besteht auch hinsichtlich der sehr arbeitsintensiven Taucherarbeiten zur Untergrundvorbereitung. Weiterführende Untersuchungen zur Verträglichkeit der Betonmatten hinsichtlich Versatzmaße und Überbrückung von Hohlräumen können hierbei einen wichtigen Beitrag zur Kostenreduzierung liefern.

Referenzen

Noritsch, M., Rehm, H. (2010). Sanierung eines Kraftwerkskanals bei Teilabstau mit Betonmatten, WasserWirtschaft, 12(2010), 22–26.

Adressen der Autoren

Karl-Heinz Straßer

Email: karl.heinz.strasser@eon.com

Helmut Rehm

E.ON Kraftwerke GmbH

Luitpoldstraße 27

D-84034 Landshut

Laborversuche über die Partikelbewegung in schiessendem Abfluss

Laboratory experiments on particle motion in supercritical flows

Christian Auel, Ismail Albayrak, Robert M. Boes

Kurzfassung

Schiessender Abfluss tritt in vielen wasserbaulichen Anlagen auf, wie z. B. Schussrinnen, Auslassorganen von Talsperren, Wehren und Umleitstollen. Bei diesen Bauwerken sind, infolge hoher Fliessgeschwindigkeiten sowie grossem Geschiebetrieb bei Umleitstollen, Kavitations- und Abrasionsschäden zu erwarten. Sedimentumleitstollen sind eine effektive Massnahme, um die Akkumulation von Sedimenten im Stausee signifikant zu minimieren. Bei Hochwasser wird der Umleitstollen geöffnet und das sedimenthaltige Wasser um die Talsperre herum in das Unterwasser geleitet. Dennoch ist die Anzahl von Sedimentumleitstollen weltweit bis heute aufgrund hoher Investitions- und vor allem Unterhaltskosten begrenzt. An der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich wurde ein Forschungsprojekt initialisiert, um vertiefte Erkenntnisse in die Geschiebetransportprozesse bei hoch schiessendem Abfluss zu erlangen und Entwurfskriterien für die Bemessung von Umleitstollen zu entwickeln. Das Forschungsprojekt beinhaltet verschiedene Versuchsphasen, die Einblick in die hydraulischen Prozesse in Sedimentumleitstollen geben und in denen die Interaktion von sich fortbewegendem Sediment und dem Abrasionsprozess der Sohle betrachtet wird. In diesem Beitrag werden ausgewählte Ergebnisse der zweiten Versuchshase präsentiert.

Abstract

Supercritical open-channel flows occur in many hydraulic structures including spillways, dam outlets, weirs, and bypass tunnels. Due to high flow velocities and high sediment flux, severe problems such as cavitation and abrasion damages are expected, particularly in sediment bypass tunnels. In view of the fact that sedimentation affects the majority of worldwide reservoirs, sediment bypass tunnels become more and more important as a countermeasure. These are an effective means to decrease reservoir sedimentation by bypassing the sediments into the dam tailwater during floods. However, hydro-abrasion on tunnel inverts causes significant maintenance cost. To enhance the use of sediment bypass tunnels as an effective countermeasure against reservoir sedimentation, a research project was initiated at the Laboratory of Hydraulics, Hydrology and

Glaciology (VAW) of ETH Zurich. The main goal is to establish general design criteria for optimum hydraulic conditions to avoid sediment depositions in the tunnel and to keep the invert abrasion damages occurring in most existing tunnels at a minimum. The project is divided in several test phases to obtain knowledge of the flow characteristics, particle motion and invert abrasion phenomena in super critical open-channel flows. This paper presents selected results of the second test phase.

1 Einleitung

Viele Talsperren im alpinen Raum wie auch weltweit sind bereits seit Jahrzehnten in Betrieb. Bei typischen mittleren Verlandungsraten von 0.2 bis 3% des Stauraums pro Jahr sind dementsprechend viele Speicher bereits zu einem grossen Teil mit Sedimenten gefüllt bzw. werden es in naher Zukunft sein (Schleiss und Oehy 2002, ICOLD 2009, UNESCO 2011). Die Verlandung der Stauseen führt zu einer Vielzahl von Problemen, wie die Minderung des zur Energiegewinnung bzw. für die Wasserversorgung nutzbaren Volumens, die Minderung des Retentionsraums bei Hochwasserereignissen, die Gefährdung der Betriebssicherheit infolge Verlegens der Auslassorgane und die verstärkte Turbinenabrasion infolge erhöhter spezifischer Schwebstoffkonzentration.

Verschiedene Massnahmen gegen die Stauraumverlandung werden weltweit angewandt. Sie lassen sich prinzipiell einteilen in drei Kategorien: Reduktion des Sediments im Einzugsgebiet, Sedimentumleitung und Sedimententnahme (Sumi *et al.* 2004, Auel und Boes 2011). Dieses Forschungsprojekt befasst sich mit der Sedimentumleitung mittels Sedimentumleitstollen. Der Umleitstollen ist eine effektive Massnahme, um die Akkumulation von Sedimenten im Stausee signifikant zu minimieren. Bei Hochwasser wird der Umleitstollen geöffnet und das sedimenthaltige Wasser um die Talsperre herum in das Unterwasser geleitet. Auch aus ökologischer Sicht ist der Umleitstollen von grossem Vorteil, da er den natürlichen Geschiebetrieb des Flusssystems im Hochwasserfall wieder herstellt. Dennoch ist die Anzahl von Sedimentumleitstollen weltweit bis heute aufgrund hoher Investitions- und vor allem Unterhaltskosten begrenzt. Das grösste Problem aller existierenden Stollen ist die starke Abrasion der Sohle infolge der hohen Fliessgeschwindigkeiten von bis zu 15 m/s in Kombination mit einer grossen Sedimentfracht (Auel und Boes 2011). In Abb. 1 sind die Abrasionsschäden zweier Schweizer Sedimentumleitstollen dargestellt. In Abb. 1a ist eine 1 bis 2 m tiefe Abrasionsrinne im Stollen Palagnedra (Tessin) zu erkennen. In Abb. 1b sind flächige Abrasionsschäden im Umleitstollen Pfaffensprung (Uri) sichtbar (Auel und Boes 2012).

In einem zweiten von der VAW initiierten Projekt wird in Prototypversuchen in verschiedenen Schweizer Sedimentumleitstollen der Abrasionswiderstand verschiedener Sohlauskleidungen untersucht (Hagmann *et al.* 2012). Diese Forschungsarbeiten sollen den Talsperrenbetreibern Entwurfskriterien zu optimierten Sedimentumleitstollen und damit eine nachhaltige Massnahme zur Aufrechterhaltung des Nutzvolumens von Stauseen an die Hand geben.

Das erste Forschungsprojekt ist in drei verschiedene Phasen untergliedert, die im Labor der VAW durchgeführt wurden:

Phase A: Analyse der Turbulenz bei schiessendem Abfluss (Albayrak *et al.* 2013, Auel *et al.* 2014),

Phase B: Analyse der Sedimentbewegung bei schiessendem Abfluss, und

Phase C: Entwicklung der Sohlenabrasion infolge Sedimenttransports bei schiessendem Abfluss.

Diese Versuchsreihen geben Einblick in die hydraulischen Prozesse in Sedimentumleitstollen und betrachten die Interaktion von sich fortbewegendem Sediment und den Abrasionsprozess der Sohle. In diesem Beitrag werden ausgewählte Ergebnisse der Phase B präsentiert.

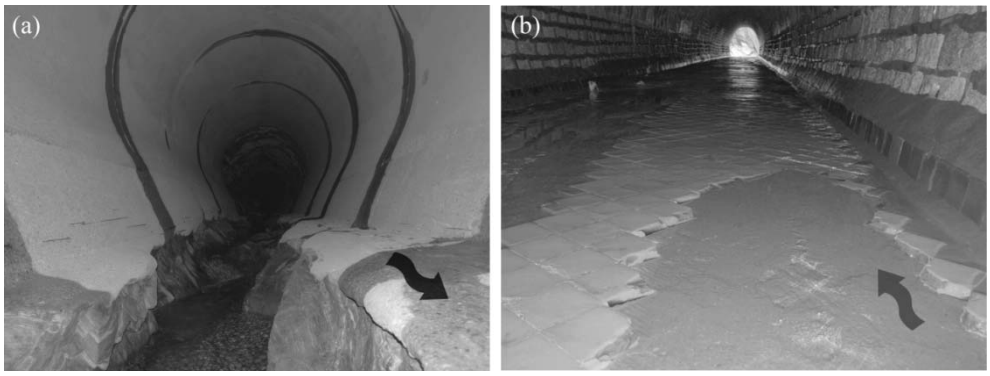


Abb. 1: (a) Abrasionsrinne im Sedimentumleitstollen Palagnedra (Tessin). (b) Flächige Abrasionsschäden im Sedimentumleitstollen Pfaffensprung (Uri) (Auel u. Boes 2012).

2 Versuchsaufbau und Methoden

In grossskaligen Laborversuchen erfolgt eine systematische Untersuchung der Parameter Durchfluss Q, Sedimentfracht Q_s, Längsgefälle der Sohle S_b, Fortbewegungsart des Sediments und Abrasionstiefe der Stollensohle. Die Versuchsrinne hat eine Länge von 13.50 m und ist 0.30 m breit (Abb. 2). Der maximale Durchfluss im Modell beträgt Q = 250 l/s, die Rinne kann zwischen S_b = 0.01 und 0.04 geneigt werden. Alle Versuche werden unter stationären Bedingungen durchgeführt, der Abfluss erfolgt in der Versuchsrinne im Freispiegel. Der Einlauf in das Modell wird durch eine schützenregulierbare Strahlbox kontrolliert,

um eine exakte Eingangsabflusstiefe h_o einzustellen. Die Modellsohle ist aus nicht erodierbarem Mörtel angefertigt, der eine mittlere Rauheit von k_s = 0.3 mm aufweist. Diese relativ glatte Sohle führt zu Strömungszuständen im Übergangsbereich zwischen hydraulisch glatter und rauer Sohle (Auel *et al*. 2014). Die Skalierung des Modells erfolgt mit der Modellähnlichkeit nach Froude. Der Modellmassstab beträgt bezogen auf typische Abmessungen von existieren Sedimentumleitstollen etwa 1:15.

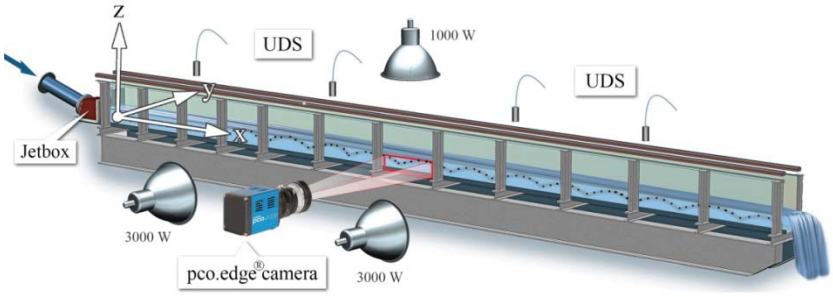


Abb. 2: Skizze der Versuchsrinne mit *High-Speed* Kamera System.

Das Ziel in Versuchsphase B war, die Bewegung einzelner Partikel in schiessenden hydraulischen Strömungsverhältnissen aufzuzeichnen, um den Transportmodus zu analysieren und die Bewegungsbahnen sowie die daraus resultierende Aufprallenergie auf die Sohle zu ermitteln. Die Versuchsrinne wurde mit einem 5.5 Megapixel pco.edge® scientificCMOS *High-Speed* Kamera-System und 7000 W Beleuchtung ausgestattet, um Aufnahmen mit einer Bildfrequenz von 240 Hz zu ermöglichen. Die Auflösung der Kamera betrug 2560×400 Pixel, was einem Bildausschnitt von 1100×200 mm beginnend bei x = 5.90 m nach der Strahlbox entspricht.

Die Versuche wurden jeweils mit Glaskugeln und Sedimentkörnern durchgeführt, um den Einfluss der Kornform zu eruieren. Jedes Partikel wurde einzeln per Hand bei x = 0.50 m hinzugegeben. Des Weiteren wurden die folgenden Parameter systematisch variiert:

- Eingangsabflusstiefe h_o = 50 und 100 mm,
- Sohlgefälle S_b = 0.01 und 0.04,
- Eingangs-Froude Zahl $F_o = U/(gh_o)^{0.5}$ = 1.25–6.0 in elf Schritten, wobei U = mittlere Fliessgeschwindigkeit und g = Erdbeschleunigung,
- Partikeldurchmesser D ≈ 5, 10 und 18 mm.

Jeder Versuch wurde n = 20-mal wiederholt, um eine statistische Analyse durchführen zu können. Insgesamt wurden 5280 Einzelpartikel aufgenommen. Mit Hilfe eines selbst entwickelten *Particle Tracking-Verfahrens* (PTV) auf Grundlage von Detert und Weitbrecht (2012) wurde der Transportmodus analy-

siert, d. h. ob das Partikel sich rollend, springend oder in Suspension fortbewegt. Die Sprunglänge l_p und Sprunghöhe h_p, die Aufprallgeschwindigkeit v_{in} sowie die Aufprallwinkel des Partikels wurden ausgewertet. In Abb. 3 sind beispielhaft drei Versuche dargestellt, bei denen Glaskugeln der Durchmesser D = 17.5 mm (a), 10.3 mm (b), und 5.3 mm (c) detektiert und verfolgt werden. Die Fliessgeschwindigkeit im Modell betrug in diesem Beispiel U = 3.4 m/s bei einer Eingangsabflusstiefe von h_o = 100 mm und einem Sohlgefälle S_b = 0.01.

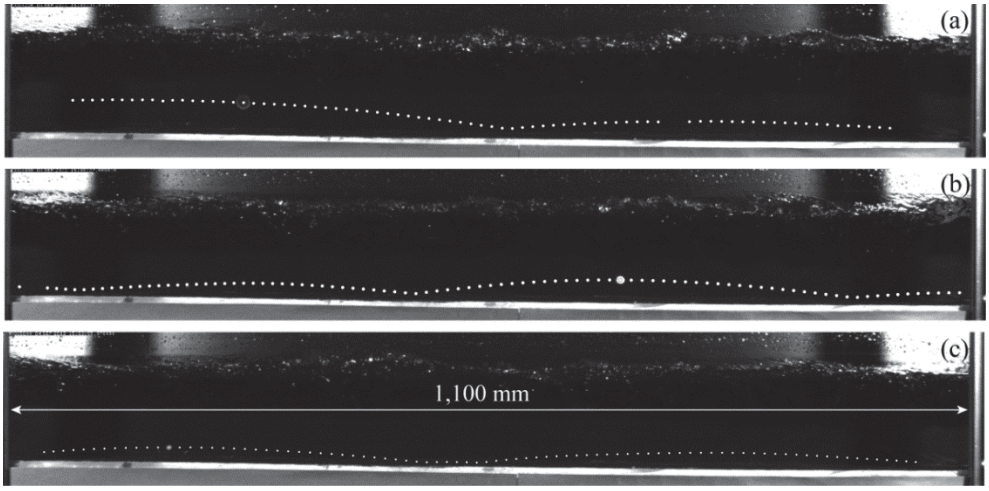


Abb. 3: *High-Speed* Kamera-Aufnahmen mit 240 Hz. Resultierende Bewegungsbahnen einer Glaskugel auf fester Sohle bei einer Abflusstiefe h_o = 100 mm, einer Froudezahl F_o = 4 und einem Gefälle S_b = 0.01. (a) Durchmesser der Glaskugel D = 17.5 mm, (b) D = 10.3 mm, (c) D = 5.3 mm.

Des Weiteren seien an dieser Stelle zwei Fliessparameter eingeführt, die für die Darstellung der weiteren Ergebnisse von Bedeutung sind. Zum einen ist dies die Sohlschubspannungsgeschwindigkeit U_*, die bei einer glatten Sohle etwa 5% der Fliessgeschwindigkeit entspricht (Auel *et al*. 2014) und bei ungleichförmigem Abfluss ausreichend genau wie folgt berechnet werden kann

$$U_* = \sqrt{gR_h S_e} \qquad [1]$$

mit R_h = hydraulischer Radius und S_e = Energieliniengefälle. Normiert man U_* mit dem Partikeldurchmesser D sowie der relativen Dichte $s = \rho_s/\rho$, mit ρ_s = Dichte des Partikels und ρ = Dichte des Wassers, erhält man den von Shields (1936) eingeführten Parameter

$$\theta = \frac{U_*^2}{(s-1)gD} \qquad [2]$$

der eine normierte Sohlschubspannung darstellt. Shields bestimmte im Labor den Bewegungsbeginn eines Partikels und definierte einen kritischen Wert θ_c,

bei dem die Bewegung beginnt. Dieser Parameter wird in einer Vielzahl von Transportformeln verwendet, um die Geschiebefracht abzuschätzen.

3 Resultate

Im Folgenden werden ausgewählte Ergebnisse von 33 Versuchen mit Glaskugeln bei einem Sohlgefälle S_b = 0.01 und einer Abflusstiefe h_o = 100 mm präsentiert und diskutiert.

3.1 Transportmodus

Bei den durchgeführten Versuchen tritt hauptsächlich der Transportmodus Springen auf, einige Steine befinden sich bei kleinen Fliessgeschwindigkeiten in rollender Bewegung. Die rollende Fortbewegungswahrscheinlichkeit P_R ist definiert als Distanz, die das Partikel rollend zurücklegt, dividiert durch die gesamte zurückgelegte Länge. P_R wurde für n = 20 Kugeln bestimmt und ist in Abb. 4 als Funktion von θ dargestellt. Die Wahrscheinlichkeit, dass ein Partikel rollt, nimmt prinzipiell mit zunehmendem Shields-Parameter ab. Der Grossteil der Kugeln bewegt sich springend fort. Die Kugeln rollen zu maximal 5% für θ > 0.1, d.h. 95% befinden sich im Sprung oder in Suspension. Man erkennt zudem den Einfluss des Partikeldurchmessers. Bei kleinen Shields-Parametern bewegen sich die grossen Glaskugeln meistens rollend (bis zu 70%), da zum einen die Kugel schwer und zum andern die relative Überdeckung (h/D) klein ist. Die kleinen Kugeln wiederum springen auch bei kleinen Intensitäten fast immer (>90%).

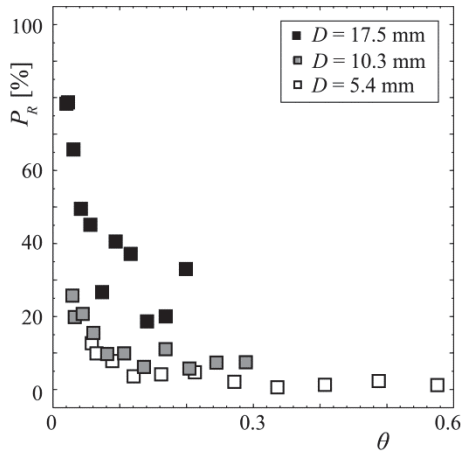


Abb. 4: Rollende Fortbewegungswahrscheinlichkeit P_R als Funktion des Shields-Parameters θ.

Ein Partikel befindet sich in Suspension, wenn (1) eine aufwärts gerichtete Vertikalbeschleunigung zwischen zwei Aufprallen auftritt, d. h. eine wellenförmige Bewegung stattfindet, (2) die Sprunglänge weit über 1000 D beträgt (Bagnold 1973, Francis 1973) und (3) die vertikale Turbulenzintensität W_{rms} (Auel *et al.* 2014) die Sinkgeschwindigkeit eines Korns V_s übersteigt (Bose und Dey 2013).

Das erste Kriterium trifft zwar bei einigen Partikeln für hohe Fliessgeschwindigkeiten zu, die übergeordnete Flugbahn ist dennoch als relativ stetig steigend bzw. fallend einzustufen, da eine wellige, horizontale Flugbahn nur in sehr wenigen Fällen auftritt. Die Flugbahn ist meist deutlich kürzer als 1000 D. Das dritte Kriterium wird nicht erfüllt, da bei allen Versuchen V_s grösser als W_{rms} ist. Suspension tritt demnach, bis auf wenige Ausnahmen bei kleinen Partikeln, nicht auf.

3.2 Bewegungsbahn des Partikels

Die Bewegungsbahn eines springenden Partikels wird durch die Sprunglänge und -höhe beschrieben. Abb. 5 zeigt die mit dem Durchmesser normierte Höhe h_p/D und Länge l_p/D als Funktion von θ.

Die Bewegungsbahn der Partikel ist relativ flach aufgrund des hoch schiessenden Abflusses (Abb. 5). Die Kugeln springen etwa 5- bis 50-mal weiter als hoch, abhängig vom jeweiligen Durchfluss. Man erkennt prinzipiell einen linear steigenden Zusammenhang zwischen Shields-Parameter und Sprunghöhe bzw. -länge. Je grösser θ, desto höher und länger springt das Partikel. Für $\theta < 0.1$ sind sowohl normierte Höhe als auch Länge aller drei Partikelgrössen nahezu identisch, d. h. die grossen Kugeln springen etwa dreimal höher bzw. weiter als die kleinen. Ab $\theta > 0.1$ sind Unterschiede zu erkennen. Die normierten Trajektorien der grossen und mittleren Kugeln steigen mit θ nur noch mit vermindertem Gradienten an. Die grossen Kugeln springen nur noch etwa doppelt so weit wie die kleinen. Zu beachten ist ausserdem, dass bei $\theta > 0.4$ bereits mindestens 50% der kleinen Kugeln in Suspension sind, somit die mittleren Werte für l_p und h_p durch die langen Trajektorien beeinflusst sind.

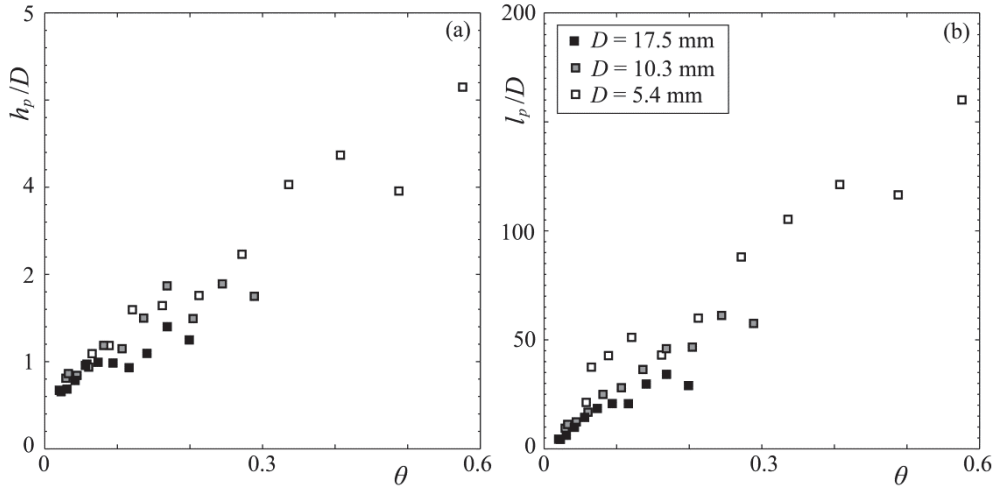


Abb. 5: Normierte Sprunghöhe (a) und normierte Sprunglänge (b) als Funktion des Shields-Parameters θ.

3.3 Partikelgeschwindigkeiten

Die Partikelgeschwindigkeit v_p errechnet sich als Mittelwert aller aufeinanderfolgenden Geschwindigkeiten v_i eines Partikels. Die mittlere Geschwindigkeit V_p wiederum ergibt sich aus dem Mittel der v_p-Werte von n = 20 Kugeln. Die Aufprallgeschwindigkeit eines Partikels v_{in} auf die Sohle wird aus dem Mittel dreier Bilder vor dem Aufprall bestimmt. V_{in} ist wiederum der gemittelte Wert aus allen Aufprallgeschwindigkeiten v_{in} bei n = 20 Kugeln.

In Abb. 6a ist V_p als Funktion der Sohlschubspannungsgeschwindigkeit U_* dargestellt. Man erkennt einen nahezu linearen Zusammenhang zwischen steigender Fliess- und Partikelgeschwindigkeit, wobei die grossen Kugeln etwas schneller als die kleinen sind. Auch die Standardabweichungen liegen in einem moderaten Mass. In Abb. 6b ist die mittlere Aufprallgeschwindigkeit V_{in} als Funktion von U_* dargestellt. Auch hier ist ein linearer Zusammenhang erkennbar, mit erneut leicht höheren Geschwindigkeiten für grössere Kugeldurchmesser.

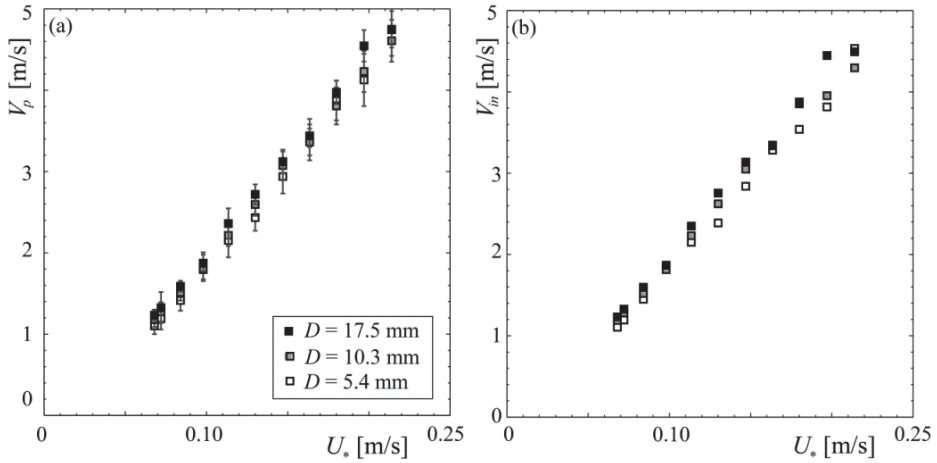


Abb. 6: Mittlere Partikelgeschwindigkeit V_p mit Standardabweichung (a) und mittlere Aufprallgeschwindigkeit V_{in} (b) als Funktion der Sohlschubspannungsgeschwindigkeit U_*.

Mit Hilfe von V_{in} lässt sich ebenfalls die Aufprallenergie pro Partikel E_i bestimmen, die wie folgt definiert ist

$$E_i = \frac{1}{2} m V_{in}^2 \qquad [3]$$

mit m = 1/6$\rho_s \pi D^3$ als Masse der Kugel. Die Aufprallenergie E_i steigt quadratisch mit der Geschwindigkeit und ist für grosse Kugeln aufgrund der grösseren Masse wesentlich höher als für kleine Kugeln. Zudem ist die Aufprallgeschwindigkeit der grossen Kugeln leicht grösser als die der mittleren und kleinen (Abb. 6b). Zu beachten ist allerdings, dass bezüglich der Abrasion nicht nur die Aufprallener-

gie pro Partikel von Bedeutung ist, sondern ebenfalls die Aufprall-Anzahl pro Längeneinheit sowie die Wahrscheinlichkeit, dass das Partikel sich in springender Bewegung befindet.

4 Zusammenfassung und Ausblick

In Phase B der Forschungsarbeit über die Prozesse in Sedimentumleitstollen wurden hydraulische Modellversuche durchgeführt, um die Fortbewegung sowohl von Glaskugeln als auch alluvialen Sedimentkörnen zu untersuchen. Mittels eines *High-Speed* Kamera-Systems wurden insgesamt 5280 Einzelpartikel gefilmt. Die Bewegungsbahnen der Partikel lassen sich mit Hilfe eines selbst entwickelten PTV-Verfahrens eindeutig bestimmen.

Es wurden dabei alle drei Transportmodi beobachtet, wobei die Kugeln sich zum Grossteil springend fortbewegen. Vor allem die kleinen Glaskugeln gehen bei grossen Shields-Parametern in Suspension über. Sowohl die Sprunglänge als auch -höhe zeigen einen linearen Zusammenhang zur angreifenden Strömung, ausgedrückt als Sohlschubspannungsgeschwindigkeit. Die Bewegungsbahn der Partikel ist relativ flach aufgrund des hoch schiessenden Abflusses.

Sowohl die mittleren Partikelgeschwindigkeiten als auch die Aufprallgeschwindigkeiten auf die Sohle zeigen einen linearen Zusammenhang. Mit Hilfe der Aufprallgeschwindigkeit lässt sich zudem die übertragene Energie auf die Sohle pro Aufprall bestimmen. Die Energie steigt quadratisch mit der Aufprallgeschwindigkeit, die wiederum linear mit der Sohlschubspannungsgeschwindigkeit steigt. Zudem ist die Energie der grossen Kugeln aufgrund des kubischen Einflusses der Masse wesentlich höher als bei kleinen Kugeln.

Phase B gibt Einblick in die Bewegungsprozesse von Sediment in Umleitstollen. Diese Erkenntnisse werden mit den Ergebnissen aus den Versuchsphasen A und C korreliert, bei der sowohl die Turbulenz im schiessenden Abfluss als auch die Abrasion der Sohle infolge Sedimenttransports untersucht wurden.

Danksagung

Wir danken *swisselectric research* und dem *Bundesamt für Energie* für die finanzielle Unterstützung.

Referenzen

Albayrak I., Auel C., Boes R.M. (2013). Supercritical flow in sediment bypass tunnels. Proc. 12th Int. Symposium on River Sedimentation - Advances in River Sediment Research (S. Fukuoka, H. Nakagawa, T. Sumi, H. Zhang, Eds.), Taylor and Francis, London, UK, 1867–1875.

Auel, C., Albayrak, I., Boes, R.M. (2014). Turbulence characteristics in supercritical open-channel flows: Effects of Froude number and aspect ratio. Journal of Hydraulic Engineering, 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000841, 04014004, 16 S.

Auel C., Boes R.M. (2011). Sediment bypass tunnel design – review and outlook. Proc. ICOLD Symposium - Dams under changing challenges (A.J. Schleiss and R.M. Boes, Eds.), 79th Annual Meeting of ICOLD, Luzern, Schweiz, Taylor and Francis, London, UK, 403–412.

Auel, C., Boes, R.M. (2012). Sustainable reservoir management using sediment bypass tunnels. Proc. 24th ICOLD Congress, Kyoto, Japan, Q92 R16, 224–241.

Bagnold, R.A. (1973). The nature of saltation and of 'bed-load' transport in water. Proc. of the Royal Society of London Series A, 332(1591), 473–504.

Bose, S.K., Dey, S. (2013). Sediment entrainment probability and threshold of sediment suspension: Exponential-based approach. Journal of Hydr. Eng., 139(10), 1099–1106.

Detert, M., Weitbrecht, V. (2012). Automatic object detection to analyze the geometry of gravel grains – a free stand-alone tool. Proc. River Flow (R.M. Muños, Ed.), Costa Rica, 595–600.

Hagmann, M., Albayrak I., Boes R. M. (2012). Reduktion der Hydroabrasion bei Sedimentumleitstollen – In-situ-Versuche zur Optimierung der Abrasionsresistenz, Proc. Wasserbausymposium „Wasser – Energie, Global denken – lokal handeln" (G. Zenz, Ed.), TU Graz, 91–97.

ICOLD (2009). Sedimentation and sustainable use of reservoirs and river systems. Bulletin 147, International Commission on Large Dams, Paris.

Schleiss, A., Oehy, C. (2002). Verlandung von Stauseen und Nachhaltigkeit. Wasser, Energie, Luft, 94(7/8), 227–234.

Shields, A. (1936). Anwendung der Aehnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung. Mitteilungen der Preussischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau Heft 26, Berlin.

Sumi, T., Okano, M., Takata, Y. (2004). Reservoir sedimentation management with bypass tunnels in Japan. Proc. 9th International Symposium on River Sedimentation, Yichang, China, 1036–1043.

UNESCO (2011). Sediment issues and sediment management in large river basins, Interim case study synthesis report. International Sediment Initiative, UNESCO Office and IRTCES, Beijing.

Adressen der Autoren

Christian Auel (korrespondierender Autor)

Email: auel@vaw.baug.ethz.ch

Dr. Ismail Albayrak

Prof. Dr. Robert M. Boes

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich

Wolfgang-Pauli-Str. 27

CH-8093 Zürich

Modell KW Tumpen-Habichen Anforderungen an Konzept und Betrieb eines alpinen Ausleitungskraftwerks

Model KW Tumpen-Habichen, Conceptual and operational requirements of an Alpine diversion plant

Michaela Wörndl, Christoph Matzke, Bernhard Gems, Regina Mayer, Klaus Mitteregger, Markus Aufleger

Kurzfassung

Für die energiewirtschaftliche Nutzung einer Gefällestufe der Ötztaler Ache zwischen Tumpen und Habichen ist die Errichtung eines Ausleitungskraftwerkes mit einem Ausbau-Durchfluss von 22 m³/s geplant. Mit zwei 15 m breiten Stauklappen wird der Fluss 3,2 m aufgestaut. Das Triebwasser gelangt über eine Seitenentnahme in sechs parallel verlaufende Entsander-Kammern und anschließend in den Triebwasserstollen. Eine Herausforderung für die Planung stellt der starke Geschiebetrieb in der Ötztaler Ache dar. Die Jahresgeschiebefracht im Bereich des Kraftwerks wird auf etwa 14'000 m³ geschätzt. Feststofftransport und Abfluss unterliegen einem deutlichen Jahresgang. Der Großteil des Geschiebetriebes ist zwischen Mai und September zu erwarten. Durch Eintiefen der Sohle um bis zu 1,7 m werden im Stauraum etwa 6800 m³ für Materialablagerungen verfügbar.

In einem Modellversuch an der Universität Innsbruck wurden die Wehranlage, Teile der Entsander-Kammern, der Stauraum bzw. eine ca. 235 m lange Strecke im Oberwasser und ca. 140 m im Unterwasser im Maßstab 1:25 nachgebildet. In hydraulischen Reinwasser- und Geschiebe-Versuchen wurden Funktionalität und Leistungsfähigkeit der Anlage geprüft und optimiert. Der Eintrag sowohl von laufendem Geschiebe als auch von bei Hochwasser transportiertem Geschiebe in den Stauraum wurde simuliert. Dauer und Verlauf von Stauraumspülungen und deren Auswirkungen im Tosbecken und Unterwasser wurden untersucht. Ein dem Entsander vorgelagerter Spülkanal wurde baulich dahingehend optimiert, dass dort rasche, separate Spülungen direkt vor den Einläufen in die Entsander-Kammern möglich sind. Im folgenden Beitrag wird ein Überblick über Modellkonzeption, Messtechnik und Ergebnisse gegeben. Anhand der Untersuchungen werden die besonderen Anforderungen an das Konzept und den Betrieb einer Kraftwerksanlage in einem alpinen Gebirgsfluss dargestellt.

Abstract

To use a steep section of the river Ötztaler Ache for the generation of electricity, the construction of a hydropower plant is scheduled. The maximum discharge to be used will be 22 m³/s. A water intake structure will be built in the river, to be dammed up by two weir gates to 3,2 m, each of 15 m width. On the right bank of the Alpine river the water is diverted into six parallel settling basins from where it then flows to the power tunnel. A special challenge within the planning procedure is the active bed-load transport, which is expected in the mountain torrent. The annual load is estimated to about 14'000 m³. Most of the sediment transport occurs during spring and summer discharge events. Some 6800 m³ of bed-load material can be stored in the reservoir before being flushed.

The water intake structure, parts of the settling basins, a 235 m long upstream section of the river including the reservoir and a 140 m long downstream river section were reproduced in a physical model at 1:25 scale at the University of Innsbruck. To support the planning process a set of hydraulic model tests, partly including a simulation of bed-load transport, were conducted. Bed-load transport during both normal and high flows was simulated to test if the material is transported into the reservoir without problematic local depositions. The duration and success of reservoir flushing at a frequent discharge was evaluated, and a channel structure at the inflows to the desilter was developed to allow for separate flushing of only this reservoir section. A conceptual overview of the model tests and the measurement instrumentation is provided. Selected results illustrate specific challenges for the concept and the operation of an Alpine hydropower plant.

1 Anlagenkonzept

Um die Planungen für ein Ausleitungskraftwerk an der Ötztaler Ache zu unterstützen, wurde an der Universität Innsbruck ein diesbezüglicher Modellversuch im Maßstab 1:25 durchgeführt. Die Anlage dient der energetischen Nutzung einer Steilstufe mit einer Bruttofallhöhe von ca. 80 m. Die erwartete Turbinenleistung im Vollbetrieb liegt bei etwa 14,9 MW. Die wesentlichen Anlagenbestandteile umfassen die Wasserfassung mit dem Wehrbauwerk, das Einlaufbauwerk mit Entsandern und dem Tunnelzulauf, einen 800 m langen Druckstollen sowie ein Maschinenhaus mit drei Francis-Spiralturbinen und einen 215 m langen Unterwasserkanal. Im Bereich der Wasserfassung wird der Fluss mit zwei Stauklappen zu je 15 m Breite 3,2 m aufgestaut. Der Ausbaudurchfluss beträgt 22 m³/s. Die Entnahme des Triebwassers erfolgt an der orographisch rechten Seite, von wo aus es in sechs parallel verlaufende Entsander-Kammern gelangt. Vor den Kammern befindet sich eine Spülrinne, um die Einläufe von

Geschiebe freizuhalten. Das Tosbecken ist durch den Mittelpfeiler des Wehrbauwerks und eine anschließende Längsschwelle geteilt. Am orographisch linken Ufer befindet sich eine Dotationsrinne mit einer Restwasserturbine (Wasserkraftschnecke). Eine Fischaufstiegshilfe ist ebenfalls auf der orographisch linken Seite hinter der äußeren Wehrwange vorgesehen (Bernard Ingenieure ZT GmbH 2009) (Abb. 1).

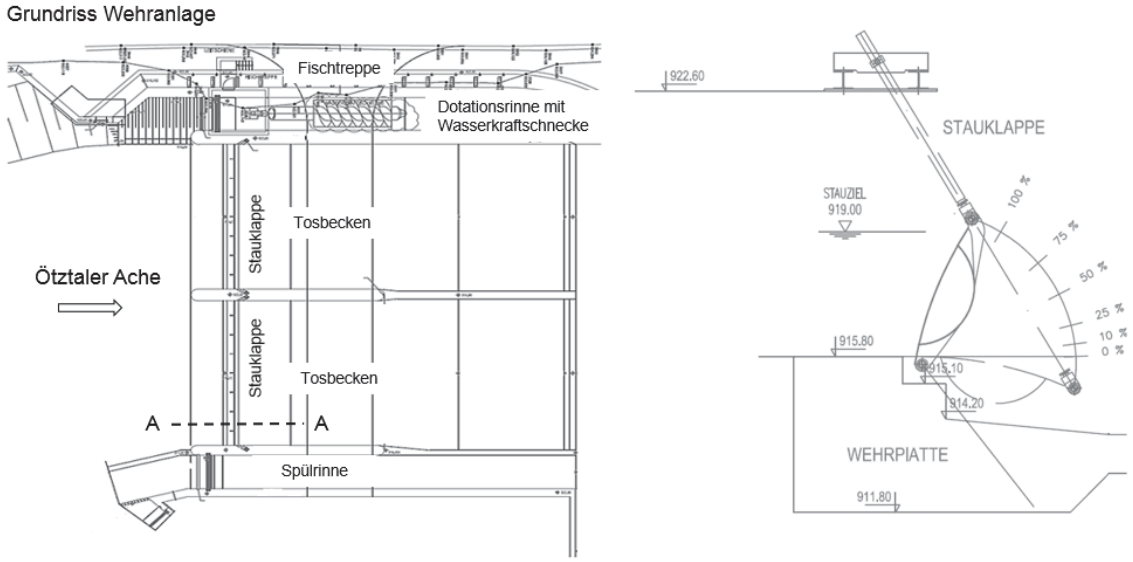


Abb. 1: Grundriss der Wehranlage (links), Schnitt durch eine der Stauklappen (A-A) (rechts), (Bernard Ingenieure ZT GmbH 2009)

2 Modellversuch

2.1 Modellkonzept

Die Wehranlage, das Tosbecken, Teile der Entsander-Kammern, der Stauraum bzw. eine Anlaufstrecke im Oberwasser (235 m) und die Fließstrecke im Unterwasser bis zu einem Gefällsknick (etwa 140 m) wurden für Modellversuche im Maßstab 1:25 nachgebildet. Die Wehranlage und das Tosbecken wurden maßstabsgetreu nachgebaut. Die Stauklappen wurden im Modell manuell eingestellt. Die Dotationsrinne wurde ebenfalls nachgebildet. Der Dotationsabfluss konnte mit einem Schieber geregelt werden. Eine Betrachtung der Verhältnisse in der Fischaufstiegshilfe war im Versuch nicht vorgesehen (Abb. 2).

Die Entsander-Kammern wurden nur bis zur Hälfte ihrer Gesamtlänge nachgebildet, da das Hauptaugenmerk der diesbezüglichen Untersuchungen auf ihrer Anströmung lag (Abb. 2). Um die Einlaufverhältnisse möglichst genau zu modellieren, wurden sie mit maßstabsgetreuen Einlaufrechen aus Messing versehen.

Ursprünglich war vor den Entsander-Einläufen eine Spülrinne, welche sich vom Stauraum durch eine Sohlschwelle abgrenzt, geplant. Es wird erwartet, dass bereits bevor komplette Stauraumspülungen nötig werden Geschiebeanlandungen an den Entsander-Einläufen den Betrieb des Kraftwerks bzw. die Rechenreinigungsmaschine stören. Die Rinne sollte eine rasche und separate Spülung des Bereichs unmittelbar vor den Entsander-Einläufen ermöglichen, ohne dafür abstauen zu müssen. Ihren Abschluss bildete ein Schütz. Im Rahmen der Modellversuche stellte sich heraus, dass die erwünschte Wirkung so nicht erzielt wird. Es erfolgte eine Optimierung dahingehend, dass anstelle der Schwelle eine Mauer mit Einlaufschützen hochgezogen und ein Spülkanal anstelle der Rinne errichtet wurde.

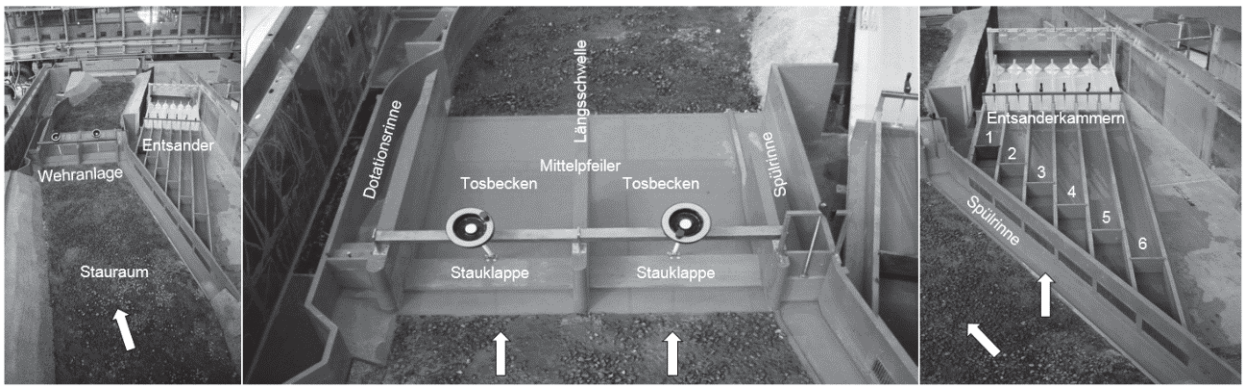


Abb. 2: Modellversuch M=1:25; Gesamtmodell (links), Wehr (Mitte) und Entsander (rechts)

Die Bauteile der Kraftwerksanlage wurden je nach Geometrie aus PVC- und Plexiglasplatten gebaut, laminiert oder aus Kunstharz gegossen. Als Grundlage für die Modellierung der Flusssohle und des umgebenden Geländes diente ein digitales Geländemodell. Rauheitsstrukturen wurden im Sinne einer visuellen Beurteilung den Verhältnissen in der Natur nachempfunden (Abb. 3).

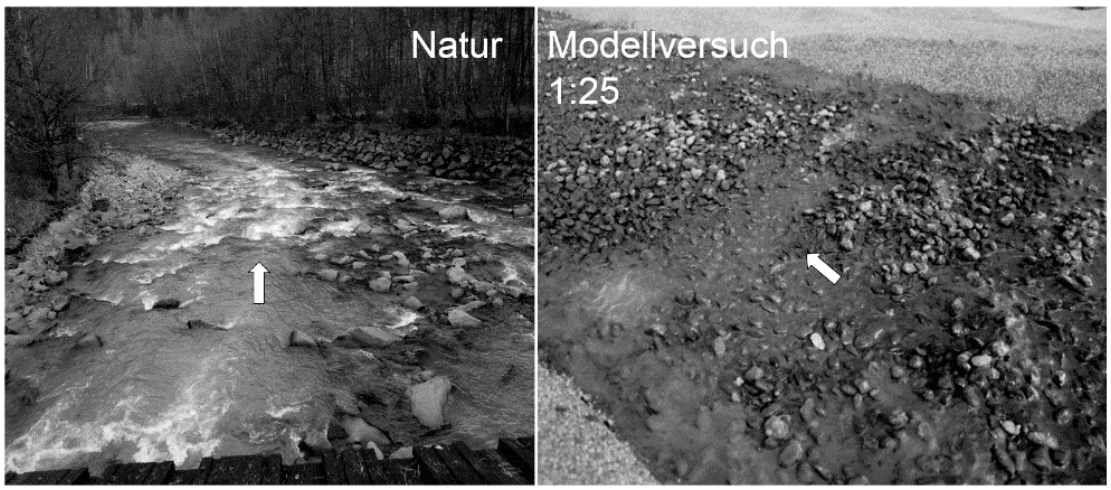


Abb. 3: Sohle im Oberwasser der Wehranlage in Ötztaler Ache (links), im Modell (rechts)

2.2 Versuchsprogramm

Folgende Aspekte wurden im Rahmen des Modellversuchs untersucht bzw. optimiert: Leistungsfähigkeit der Verschlussorgane (Stauklappen), Energieumwandlung im Tosbecken, Wasserspiegellagen bei Hochwasserabflüssen, Anströmung der Entsander-Kammern, Stauraumverlandung und Verhalten der Anlage bei Stauraumspülungen. Die Versuchsdurchführung erfolgte sowohl im Sinne von Reinwasser- als auch von Geschiebeversuchen.

2.3 Messkonzept

Die Abflüsse im Modell wurden über manuell gesteuerte Klappen und induktive Durchflussmesser (IDM) geregelt. Über zwei unterschiedlich große Leitungen konnte ein breites Abflussspektrum genau eingestellt werden.

Für die Bestimmung der Abflüsse in den einzelnen Entsander-Kammern war in jeder Kammer ein Messwehr (Thomson-Wehr) und ein Ultraschallsensor (UB2000-F42S-IV15, Pepperl + Fuchs) zur Ermittlung der Überfallhöhe angeordnet. Für Messungen durften der Entsander, und damit das Messwehr, nicht komplett eingestaut sein, da eine Messung an den Wehren einen freien Überfall erfordert. Dies stellte eine Verfälschung der Randbedingung gegenüber den Bedingungen in der Natur dar. Im Anschluss an die Entsander-Kammern wurde das Wasser in eine Rohrleitung geführt, welche mit einer Klappe und einem IDM zur Bestimmung des Durchflusses ausgestattet war, womit genau 22 m³/s eingestellt und die Entsander entsprechend den Bedingungen in der Natur eingestaut werden. Im eingestauten Zustand konnten für ausgewählte Lastfälle Geschwindigkeitsprofile aufgenommen und auch darüber die Aufteilung der Abflüsse auf die einzelnen Kammern bestimmt werden. So konnte getestet und sichergestellt werden, dass die Auswirkungen der verfälschten Randbedingung bei der wesentlich rascheren Messung mit den Messwehren gering waren. Wasserstände wurden mittels Messmarken und klassischer Stechpegel ermittelt. Die Messung von Geschwindigkeiten erfolgte mittels Acoustic Doppler Velocimetry (Vectrino, Nortek AS), ergänzt mit konventionellen Messflügeln.

Während der Geschiebeversuche wurde das Material manuell zugegeben. Um eine den Abflussverhältnissen angepasste Zugabe zu gewährleisten, wurde das Geschiebe in den Versuchsvorbereitungen entsprechend der zugehörigen Abflüsse nach Trockengewicht dosiert. Die Verhältnisse während eines Versuchs wurden fotographisch dokumentiert. Die jeweiligen Verlandungskörper wurden mittels eines Laserscanners (Trimble GX 3D) vermessen.

3 Ausgewählte Ergebnisse

3.1 Anströmung der Entsander-Kammern

Die Anströmverhältnisse zu den Entsander-Kammern wurden für einen Winterabfluss von 10 m³/s und verschiedene Sommerabflüssen von 26 m³/s bis 80 m³/s untersucht. Der größte Teil des Einzugs erfolgt durch Kammer Nr. 6 mit 15% bis 20% mehr Einzug als es dem Durchschnitt entsprechen würde. Über Kammer 5 werden etwa 5% mehr eingezogen. Die Kammern 3 und 4 kommen ca. auf 1/6 des Einzugs. Den geringsten Anteil am Gesamteinzug verbuchen die Kammern 2 und 1 mit 15% bis 20% bzw. 10% bis 15% unter dem Durchschnitt (Abb. 4).

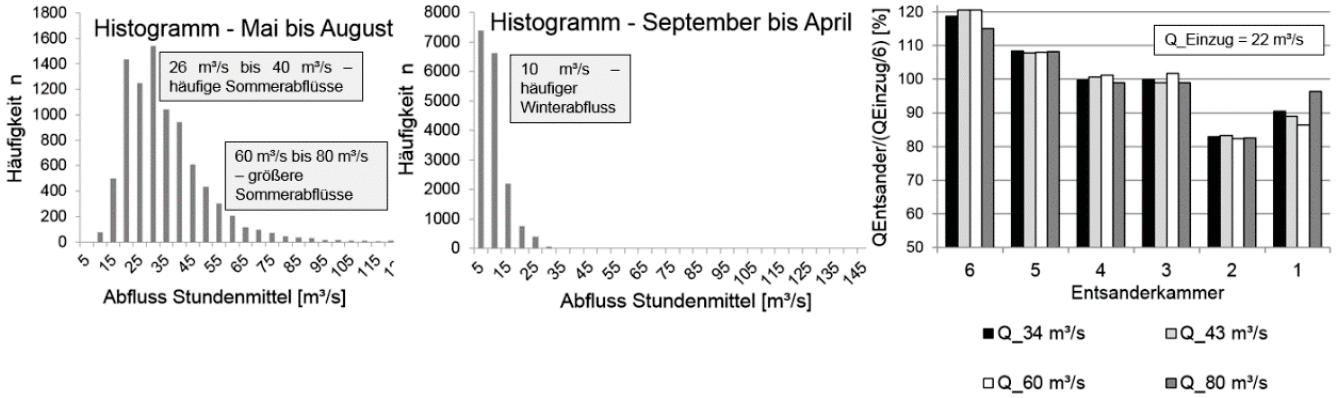


Abb. 4: Histogramme der Sommer (links)- und Winterabflüsse (Mitte) an Ötztaler Ache (2008–2010); Aufteilung des Einzugs auf einzelnen Entsander-Kammern (rechts)

3.2 Optimierung der Tosbeckenabmessungen

Im Modellversuch wurde festgestellt, dass gegenüber der ursprünglich geplanten Tosbeckenlänge von ca. 28 m eine Verkürzung möglich war. Schrittweise wurde die Beckenlänge verringert und beobachtet, ob noch eine verlässliche Energieumwandlung innerhalb der Becken gewährleistet werden konnte. Als maßgebender Lastfall wurde $\mathrm{H}Q_{100}$ = 465 m³/s über beide Wehrfelder festgelegt. Zwei Ausführungsvarianten des mittleren Pfeilers des Wehrbauwerks wurden untersucht (Abb. 5).

Es wurde geprüft, ob eine Entfernung der Längsschwelle Auswirkungen auf die Energieumwandlung hat. Bei einer längeren Ausführung des Mittelpfeilers konnte das Tosbecken auf eine Gesamtlänge von 15,1 m verkürzt werden. Bei einer kürzeren Pfeilerlänge war im Becken eine noch geringere Länge, von insgesamt 13,9 m möglich. Es konnte kein wesentlicher Einfluss der Längsschwelle auf das Verhalten der Energieumwandlung ausgemacht werden.

Der Fall des Versagens einer der beiden Stauklappen (n–1 Regel) wurde auch untersucht. Wenn nur eines der beiden Verschlussorgane geöffnet wird, liess

sich eine stabile Energieumwandlung im Tosbecken nur durch dessen Vertiefung erzielen. Im Zusammenhang mit dem erwarteten starken Geschiebetrieb würde ein tieferes Tosbecken zu unerwünschten Anlandungen führen. Daher wurde entschieden, für den Versagensfall einer Stauklappe bei einem großen Hochwasser eine nicht vollständig im Tosbecken stattfindende Energieumwandlung in Kauf zu nehmen. Die direkt an das Tosbecken anschließende Unterwasserstrecke wird mit in Beton verlegten Wasserbausteinen befestigt.

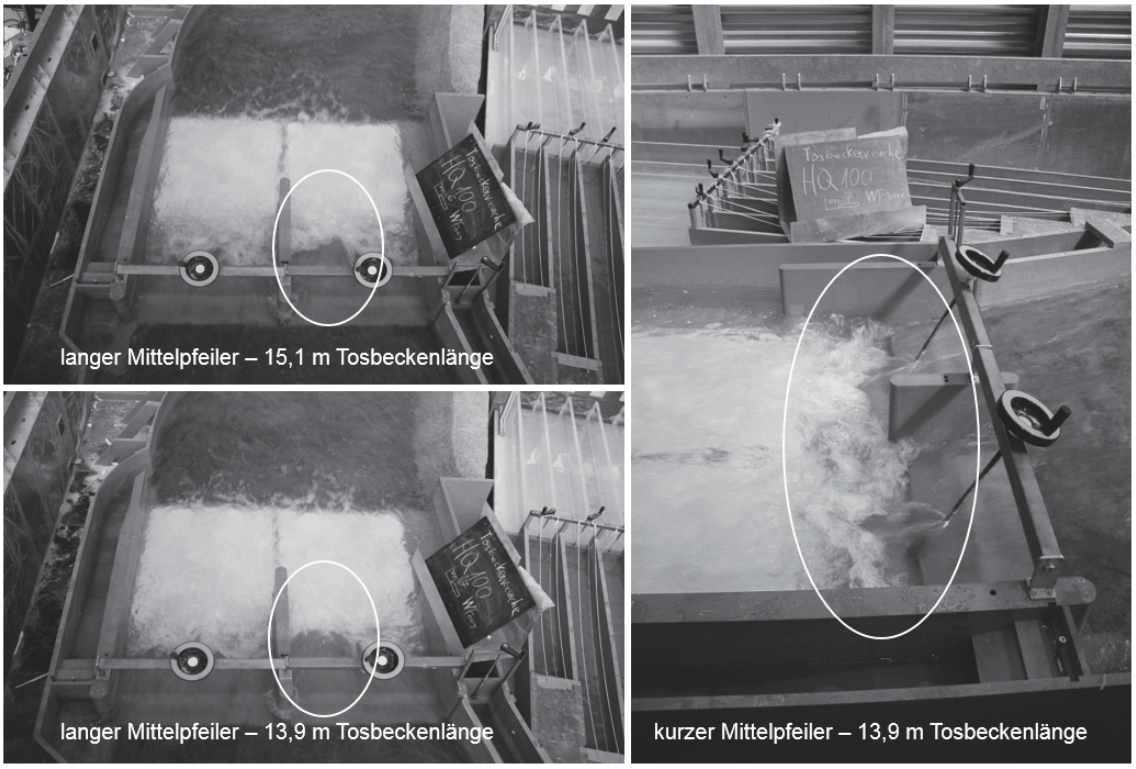


Abb. 5: Energieumwandlung im Tosbecken bei HQ_{100} = 465 m³/s; Ausführung mit langem Mittelpfeiler und Tosbeckenlänge von 15,1 m (links oben) 13,9 m (links unten); Ausführung mit kurzem Mittelpfeiler und Tosbeckenlänge von 13,9 m (rechts)

3.3 Stauraumverlandung und Optimierung der Stauraumspülung

Die Stauraumverlandung wurde mit zwei unterschiedlichen Geschiebemischungen untersucht. Eine feinere Mischung (d_m = 36 mm, d_{max} = 140 mm) repräsentierte laufendes Geschiebe, welches in der Ötztaler Ache bei „Normalabflüssen“ transportiert wird. Zusätzlich wurde der Eintrag gröberen Materials (d_m = 233 mm, d_{max} = 800 mm) simuliert, welches bei Abflüssen, die zu einem Aufbrechen der Deckschicht führen, erwartet wird. Ab einem Abfluss von 200 m³/s ist es den Kraftwerksbetreibern vorgeschrieben, die Stauklappen vollständig zu legen. Durch die Errichtung des Bauwerks wird die Sohle im Bereich der Anlage grundsätzlich steiler. Im derzeitigen Zustand treten bei Hochwasserabflüssen keine nennenswerten Anlandungen auf. Daher konnte angenommen werden,

dass bei Abflüssen ab 200 m³/s antransportiertes Material für den Kraftwerksbetrieb nicht relevant ist und sich unbeeinflusst durch den Stauraum weiterbewegt.

Der Eintrag von feinem Material wurde für einen häufigen Sommerabfluss (30 m³/s) und einen größeren Sommerabfluss (80 m³/s) untersucht. Für den Eintrag von grobem Material wurden Hochwasserabflüsse bis 190 m³/s gewählt. Ziel der Untersuchungen war es, festzustellen, ob das verfügbare Stauraumvolumen genützt werden kann, bevor es an lokalen kritischen Punkten zu starken Anlandungen kommt. Maximal zulässige Anlandungen wurden über den gesamten Stauraum markiert, um ein lokales Übertreten sofort festzustellen. Bei einem Abfluss von 30 m³/s sind beide Stauklappen komplett geschlossen, um das Stauziel zu halten. In diesem Fall wurden lokal verstärkte Anlandungen im unmittelbaren Nahbereich der Dotationsrinne ausgemacht. Bei größeren Abflüssen, bei feinem und bei grobem Material, erfolgte der Eintrag in den Stauraum gleichmäßig. Es wurden keine lokalen Problemstellen festgestellt (Abb. 6).

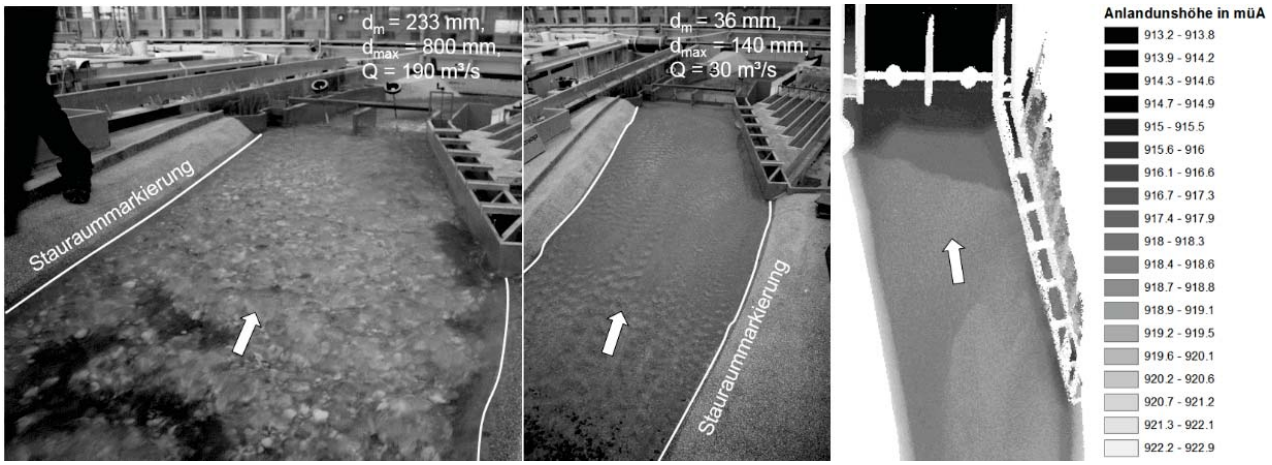


Abb. 6: Markierung der maximal zulässigen Anlandungshöhen im Stauraum, Verlandungskörper aus grobem (links) und laufendem Geschiebe (Mitte); Laserscanvermessung eines Verlandungskörpers aus laufendem Geschiebe (rechts)

In Spülversuchen wurde untersucht, in welchen Zeiträumen es möglich ist, einen komplett gefüllten Stauraum bei einem Abfluss zu spülen, der innerhalb erforderlicher Intervalle verlässlich auftritt. Aus einer Abschätzung des Geschiebedargebots (14'000 m³/a, Schönlaub 2012) und des verfügbaren Stauraumvolumens (6800 m³) ergibt sich ein Bedarf von 2 bis 3 Spülungen jährlich. Basierend auf Abflussganglinien der Jahre 2008 bis 2010 wurde für einen Pegel knapp flussauf der geplanten Anlage eine jährliche Geschiebefracht von 300'000 m³ entsprechend der theoretischen Transportkapazität (Meyer-Peter und Müller 1949) berechnet, welche das geschätzte Dargebot weit übersteigt. Aus den Rechnungen ergab sich ein Transportbeginn für das laufende Geschiebe bei etwa 12 m³/s. Daraus lässt sich schließen, dass nahezu die gesam-

te Geschiebefracht in den Monaten Mai bis September transportiert wird (Abb. 4). Mit 50 m³/s wurde ein Spülabfluss gewählt, welcher mit großer Verlässlichkeit öfter als dreimal auftritt. Es wurde untersucht, ob es mit diesem Abfluss möglich ist, den Stauraum innerhalb einer sinnvollen Zeitspanne zu spülen (Abb. 7).

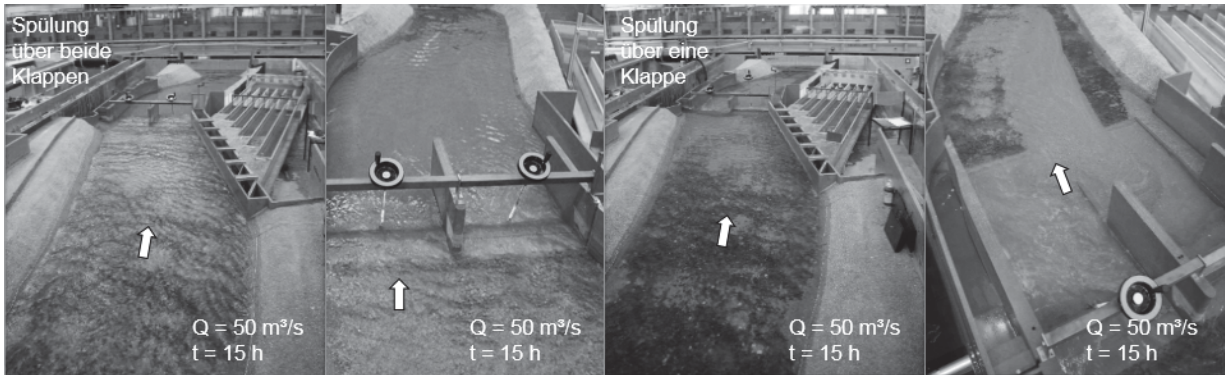


Abb. 7: Spülung des Stauraums über beide Stauklappen (links) und über jeweils eine der beiden Klappen (rechts)

Innerhalb von 15 h konnte bei einem Abfluss von 50 m³/s das gesamte Geschiebe sowohl bei einer Spülung über beide Klappen als auch bei einer alternierenden Spülung über jeweils eine Klappe aus dem Stauraum ausgetragen werden. Bei der alternierenden Spülung über je eine Klappe verblieb weniger Material im Tosbecken bzw. im Unterwasser.

3.4 Optimierung des Spülkanals

Eine geschiebeabhaltende Wirkung des anstelle der Spülrinne errichteten Spülkanals bei geöffneten Schützen wurde nicht beobachtet. Es ist daher mit Betriebsbehinderungen an den ersten Entsandern vor einer kompletten Füllung des Stauraums zu rechnen. Daher wurde geprüft, ob es bei Verschluss der Schütze vor den Entsandern und bei Öffnung von Schützen, am ober- und am unterwasserseitigen Ende der Spülkanals möglich ist, diesen bei einem häufigen Sommerabfluss zu räumen ohne dafür abzustauen. Bei einem Abfluss von 30 m³/s konnte der Bereich vor den Entsander-Einläufen auf diese Weise innerhalb von 50 min freigespült werden (Abb. 8).

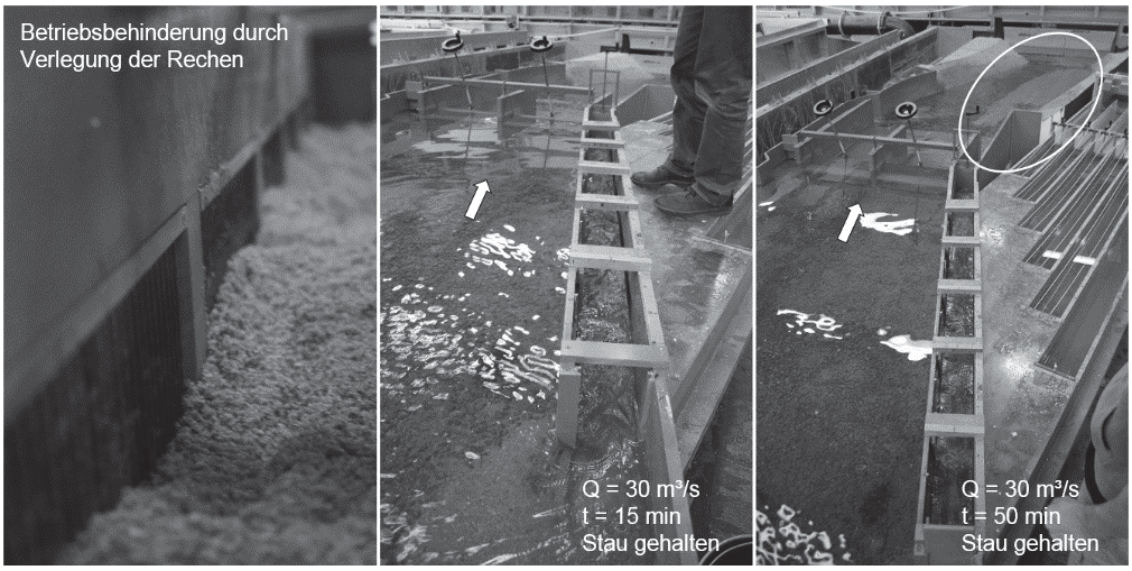


Abb. 8: Betriebsbehinderung an Entsander-Einläufen durch Geschiebeanlandungen (links); separate Spülung des Einlaufbereichs zu Entsandern durch Spülkanal bei Haltung des Stauziels (Mitte und rechts)

4 Zusammenfassung

Zur Unterstützung der Planungen für die Wasserfassung einer Kraftwerksanlage an einem alpinen Gewässer mit starker Geschiebeführung wurde ein Modellversuch errichtet. Der Modellversuch sowie das grundsätzliche Untersuchungskonzept wurden beschrieben. Auf die für die einzelnen Versuche notwendigen Lösungen der Messtechnik wurde eingegangen und ausgewählte Ergebnisse wurden dargestellt.

Bei Tosbeckenuntersuchungen konnte Optimierungspotential ausgemacht werden. Die Tosbeckenlänge sowie die Länge des Mittelpfeilers der Wehranlage konnten verringert werden. Es wurde gezeigt, dass der Materialeintrag in den Stauraum gleichmäßig erfolgt und dass eine komplette Spülung des Stauraums mit einem verlässlich auftretenden Abfluss von 50 m³/s innerhalb von 15 h möglich ist. Da, bedingt durch Anlandungen an den Entsander-Einläufen, betriebliche Behinderungen auftreten bevor Stauraumspülungen erforderlich werden, wurde ein den Einläufen vorgelagerter Spülkanal im Modell optimiert. Durch das Bauwerk ist es möglich den Bereich vor den Einläufen bei einem Abfluss von 30 m³/s innerhalb von 50 min frei zu spülen, ohne dafür abstauen zu müssen.

Referenzen

Bernard Ingenieure ZT GmbH (2009). Wasserkraftanlage Ötztaler Ache Tumpen – Habichen, Grundlagen für den Modellversuch Wehranlage und Stauraum. Technischer Bericht.

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

Schönlaub (2012). Umweltverträglichkeitserklärung: Ausbau Kraftwerk Kaunertal – Fachbeitrag Wasserwirtschaft, unveröffentlicht.

Adressen der Autoren

Michaela Wörndl (korrespond. Autorin)
Email: michaela.woerndl@uibk.ac.at
Christoph Matzke
Email: christoph.matzke@uibk.ac.at
Bernhard Gems
Email: bernhard.gems@uibk.ac.at
Markus Aufleger
Email: markus.aufleger@uibk.ac.at
Arbeitsbereich Wasserbau, Institut für Infrastruktur, Universität Innsbruck
Technikerstraße 13
A-6020 Innsbruck

Regina Mayer
Email: mailto:regina.mayer@bernard-ing.com
BERNARD Ingenieure ZT GmbH
Bahnhofstraße 19
A-6060 Hall in Tirol

Klaus Mitteregger
Email: klaus.mitteregger@tiwag.at
Ötztaler Wasserkraft GmbH
Löck 15
A-6441 Umhausen

Prototypanlage Schachtkraftwerk – Konzept Mehrschachtanlage

Prototype Hydro Shaft power plant

Franz Geiger, Albert Sepp, Peter Rutschmann

Kurzfassung

An der Technischen Universität München wurde ein neuartiges Wasserkraftkonzept entwickelt, welches insbesondere Vorteile bezüglich Effizienz und ökologischer Verträglichkeit aufweisen soll. Für die weitere Überprüfung und Entwicklung wurde auf dem Freigelände der Versuchsanstalt Obernach ein 35 kW Prototyp im Schachtkraftwerksdesign errichtet. An dem Versuchsstand werden Details zu Einlaufströmung und Wirkungsgrad des Anlagentyps bei Verwendung einer horizontalachsigen Tauchturbine untersucht. Verschiedene Umsetzungen von Unterwasser-Rechenreinigungsanlagen werden erprobt auf ihre Eignung für die Weitergabe von Rechenreinigungsgut und Geschiebe.

Die 2013 durchgeführten Untersuchungen konzentrieren sich auf die Überprüfung und Optimierung der ökologischen Verträglichkeit des Wasserkraftkonzepts hinsichtlich Fischschutz und Fischabstieg rechengängiger Kleinfische und schwimmschwacher Fischarten. Erfasst wurden das Abwanderungsverhalten sowie ggf. damit verbundene Schädigungsraten von Bachforellen, Äschen und Koppen von 5 bis 20 cm Körperlänge für verschiedene Strömungsgeschwindigkeiten am Rechen und Anordnungen der Abstiegseinrichtung. Die Resultate zeigen, dass der Rechen grundsätzlich als Verhaltensbarriere wirken kann und auch rechengängige Fische teilweise den sicheren Fischabstieg über die Rechenebene hinweg wählen. Die Strömungsgeschwindigkeit am Rechen beeinflusst die Abwanderungsaufteilung zwischen Fischabstieg und Turbine und kann bei der Planung von Anlagen prinzipiell so gewählt werden, dass die jeweiligen fischökologischen Anforderungen möglichst gut erfüllt werden.

Das technische Konzept „Schachtkraftwerk“ erfordert aufgrund der vollständigen Unterwasseranordnung den Einsatz von Tauchturbinen und ist deshalb leistungsmäßig begrenzt. Damit auch an Standorten mit größeren Abflüssen ein hoher Ausbaugrad möglich ist, kann eine Nebeneinanderanordnung mehrerer Einzelschächte vorgenommen werden, wodurch sich vorteilhafte ökologische Elemente integrieren lassen. So wurde für die Einbeziehung der aufwärts gerichteten Migration von Fischen und anderen Gewässerorganismen eine innovative Gesamtlösung entwickelt. Das zum Patent angemeldete „Mehrschachtkonzept“ zielt durch eine spezielle Anordnung der Anlagenteile auf eine optimierte Durchgängigkeit für aquatische Organismen ab.

Abstract

At the Technical University of Munich a new concept for hydro power plants was developed, which intends to achieve high economical efficiency and ecological standards, the TUM Hydro Shaft Power Plant. A fully operational 35 kW installation was implemented in the canal system of the hydraulic laboratory in Obernach. It serves to investigate and optimize hydraulic aspects concerning the employment of turbines with horizontal axis and the development of underwater screen cleaning techniques.

The experiments in the year 2013 focused on the ecological aspects of fish protection and downstream migration of small fish and weak swimmers, which can traverse the screen. The migration behaviour and eventually resulting damage of brown trout, grayling and bullhead with 5–20 cm body length were investigated for different intake velocities at the screen and variations of the migration corridor. The experimental data reveals the quantitative migration distribution between bypass and turbine. Furthermore, mortality rates were recorded. The previous results confirm a behaviour barrier effect of the screen, as parts of the small fish migrate via the save bypass corridor. In detail the migration distribution depends on the intake velocity, which allows for adaption of the screen surface to meet ecological requirements at possible hydro power sites.

Beside experimental work on operational and ecological aspects, a concept was developed for hydro power sites with larger potential. It combines an arrangement of several intake planes with upstream migration devices in an innovative way that intends optimized ecological connectivity for aquatic organisms.

1 Hintergrund

Der Ausbau erneuerbarer Energien (Anderer *et al*. 2010) und die Umsetzung gewässerökologischer Zielsetzungen (z. B. EU-WRRL) erfordern effiziente und umweltverträgliche Wasserkraftkonzepte. Die Einführung von Unterwasser-Kompaktturbinen erlaubt hierbei die Entwicklung neuer Anlagentypen. Am Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München wurde diesbezüglich das Konzept „Schachtkraftwerk“ erarbeitet. Es zeichnet sich durch einen oberhalb eines Querbauwerks in die Gewässersohle integrierten, rechteckigen Schacht aus, in dem die Turbine installiert wird und der durch einen sohlbündigen, horizontalen Rechen bespeist wird. Ein spezieller Verschluss in der Wehrebene erfüllt alle betrieblichen Anforderungen gleichermaßen (Stauhaltung, Spülung von Rechenreinigungsgut und Geschiebe, Hochwasserabfuhr). Durch Abgabe weniger Prozent des Gesamtabfluss über den Verschluss, kann die Einlaufhydraulik beim Turbinenbetrieb positiv beeinflusst

werden. Anhand eines hydraulischen Modellversuchs wurden bereits die Bemessungsregeln des Anlagentyps erhoben (Rutschmann *et al*. 2011).

Besondere Betonung wurde bei der Entwicklung auf einen funktionierenden Fischschutz und Fischabstieg gelegt. Der Fischschutz wird durch einen Rechen mit geringer lichter Rechenstabweite (z. B. 20 mm oder auch geringer, standortspezifische Anpassung) erzielt, wobei die Rechenfläche anhand der hydraulischen Erkenntnisse des Modellversuchs so gewählt werden kann, dass die maximale Anströmgeschwindigkeit am Rechen einen gegebenen Grenzwert nicht überschreitet (z. B. 0,5 m/s). Der Fischabstieg wird über eine oder mehrere Öffnungen im Verschluss umgesetzt, die einen freien Ausfluss ins Unterwasser herstellen, wo ein ausreichendes Wasserpolster eine unbeschadete Passage gewährleistet. Größe, Anzahl und Anordnung der Öffnungen können standortspezifisch angepasst werden. Die räumliche Nähe des Abstiegs zur Rechenfläche, sowie die Orientierung von Strömung, Rechenfläche, Stabausrichtung und Öffnung lassen eine gute Auffindbarkeit erwarten.

Um die tatsächliche Eignung des Konzeptes für Fischschutz und Fischabstieg zu überprüfen, wurden bereits 2011 Fischverhaltensuntersuchungen an einem Versuchsstand auf dem Freigelände der Versuchsanstalt Obernach durchgeführt (simulierter Anlagendurchfluss 1,8–1,9 m^3/s). Es wurde gezeigt, dass im Oberwasser eingesetzte Bachforellen, Aitel und Barben mit 18–65 cm Körperlänge die Anlage unbeschadet passieren können (Geiger *et al*. 2012). Um die fischökologische Verträglichkeit umfassender zu untersuchen, wurden 2013 weitere Versuche zu Fischschutz und Fischabstieg mit kleinen und schwimmschwachen Fischen durchgeführt. Bezüglich dieser relativ sensiblen und rechengängigen Bestandteile der Fischpopulation ist zu klären, welche Wanderrouten sie wählen bzw. welche Verdriftungswege stattfinden (Fischabstieg oder Turbinenpassage) und welche Schädigungsraten bei der Passage von Rechen und Turbine ggf. auftreten.

Parallel zu den experimentellen Untersuchungen und Optimierungen hinsichtlich Fischschutz und Fischabstieg wurde ein flussbauliches Konzept entwickelt, das durch Integration ökologischer Elemente für die aufwärts gerichtete Migration eine innovative Gesamtlösung für eine optimierte Durchgängigkeit aller aquatischen Organismen anstrebt.

2 Prototyp

2.1 Material und Methode

Die Untersuchungen wurden im Kanalsystem des Freigeländes der Versuchsanstalt Obernach durchgeführt, das durch Isarwasser im Durchlaufsystem beschicket wird. Dies ermöglicht eine Versuchsdurchführung unter kontrollierten Laborbedingungen (Abflüsse, Wasserstände, etc.) und naturnahen Verhältnissen (Wasser- und Lichtverhältnisse, etc.) gleichermaßen. Dies gewährleistet eine gezielte Versuchsdurchführung, eine Vergleichbarkeit der Tests untereinander und eine gute Übertragbarkeit des Verhaltens bzw. der Ergebnisse auf Kraftwerksstandorte in der Natur.

Für die Untersuchungen wurde das bestehende Bauwerk der bisherigen Fischverhaltens-Untersuchungen (Geiger *et al. 2012*) um maschinentechnische Komponenten zu einer vollfunktionsfähigen 35 kW-Anlage im Schachtkraftwerksdesign ergänzt. Im Schacht wurde eine tauchbare Kaplanturbine der Firma Geppert mit 1,5 m³/s Ausbauabfluss bei 2,5 m Fallhöhe installiert (Laufraddurchmesser 75 mm, 4 Laufschaufeln, 333 Upm). Die 2 m × 2 m große Rechenfläche wurde von der Firma Muhr mit zwei Rechenfeldern (jeweils Sonderprofil, 20 mm lichte Rechenstabweite) ausgestattet, wobei zwei eigens entwickelte und vollständig unter Wasser arbeitende Rechenreinigerkonzepte verbaut und erprobt wurden. Als Verschluss wurde von der Firma Muhr ein über- und unterströmbarer Schütz installiert, der entsprechend der bisherigen Untersuchungen zwei alternative Abstiegsöffnungen (Fließquerschnitt jeweils 30 cm breit und 25 cm hoch) aufwies. Schützkrone und Öffnungen wurden an der VAO durch fischverträgliche Überfallprofile ergänzt. Um den Verbleib der Versuchsfische im Untersuchungsbereich sicher zu stellen, ein Einschwimmen von Fischen aus dem Kanalsystem auszuschließen und eine Unterscheidung der Abwanderungswege zu ermöglichen, wurden im Oberwasser ein Netz (Maschenweite 6 mm) installiert und im Unterwasser Fischbarrieren aus Edelstahllochblech (Lochung 10 mm) verbaut.

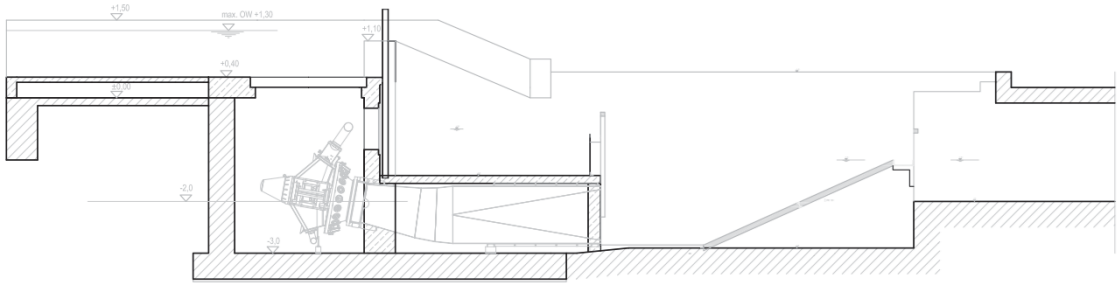


Abb. 1: Längsschnitt des Versuchsstandes mit Betonbauwerk, Turbine, Stahlwasserbauelementen und Fischbarrieren; Fließrichtung von links nach rechts

Der Versuchsstand unterteilt sich somit in die Bereiche Oberwasser, Unterwasser-Fischabstieg und Unterwasser-Turbine, wobei die Fischbarriere unterhalb der Turbine durch Schrägstellung der Lochbleche und Einbau einer Fangrinne eine besonders schonende Entnahme der Versuchsfische erlaubte und damit eine Verzerrung der Schädigungsaussagen zur Turbine vermieden wird. Abb. 1 zeigt einen Längsschnitt der Anlage.

Im Rahmen der Versuchsreihen wurden verschiedene Geschwindigkeiten am Rechen (maximale Strömungsgeschwindigkeit senkrecht zum Rechen 0,3 m/s, 0,4 m/s und 0,5 m/s) sowie verschiedene Varianten der Abstiegsöffnungsanordnung (oberflächennah und sohlnah) untersucht (Abb. 2). Je Versuch wurde ein festgelegtes Ensemble an Versuchsfischen verwendet (soweit verfügbar 32 Exemplare je Art und Größenklasse). Die Fische wurden vorzugsweise mittels Elektrobefischung von den Kooperationspartnern (s. u.) aus natürlichen Gewässern entnommen oder entstammten alternativ der Zuchtanlage des LfU in Wielenbach (Äschen). Sie wurden vor Versuchsbeginn stichprobenartig auf gesundheitliche Beeinträchtigungen untersucht und mindestens zwei Tage in Rundstrombecken an die Wasserverhältnisse des Versuchsstandes adaptiert. Entsprechend der Verfügbarkeit kamen 2013 Bachforellen, Äschen und Koppen mit Körperlängen von 5–20 cm zum Einsatz, wobei eine Unterteilung in zwei Größenklassen (5–15 cm und 15–20 cm) erfolgte, die zeitlich gestaffelt untersucht wurden.



Abb. 2: Sohlbündige, horizontale Rechenfläche und oberflächennahe Abstiegsöffnung (links) und Versuchsstand mit sohlnaher Abstiegsöffnung in Betrieb (rechts)

Je Versuch wurden nach Herstellen des stationären Turbinenbetriebs die Versuchsfische zu gleicher Tageszeit im Oberwasser des Versuchsstandes eingesetzt. Während der 24-stündigen Versuchsdauer konnten sich die Fische ungestört im Versuchsstand bewegen. Unterwasser-Videokameras zeichneten das Verhalten am Rechen und an der Fischabstiegsöffnung auf, soweit die natürliche Wassertrübung dies zuließ. Ergänzend wurden Abfluss, Wasserstände, Turbinenkenndaten, Leistung, Wassertemperatur, Sauerstoffgehalt, pH-Wert, Trübung und Lichteinstrahlung regelmäßig erfasst. Die

Fischbarrieren wurden mindestens stündlich kontrolliert und verletzte oder tote Fische ggf. entnommen. Nach Ablauf der Versuchsdauer wurden alle Wanderwege versperrt, der Abfluss abgestellt, die Wasserstände abgesenkt und alle Fische mittels Netzen und Keschern entnommen. Dabei wurden Fundort, Art, Größe und Gesundheitszustand erfasst. Anschließend wurden die Fische je nach Fundort separat für 96 h zwischengehältert und erneut inspiziert, um eventuelle Spätfolgen zu erkennen.

2.2 Bisherige Ergebnisse und Diskussion

Im Rahmen des begrenzten Versuchszeitraums nach Fertigstellung der Anlage (Anfang Sept.) und dem Wintereinbruch (Ende Okt.) konnten zehn Versuche durchgeführt werden, bei denen 629 Fische eingesetzt wurden. Hiervon gelangten 128 Fische ins Unterwasser, 81 über den Fischabstieg und 47 durch die Rechenebene und die Turbine, wobei 8 Fische letal geschädigt wurden. Es traten nur letale Schädigungen auf, womit Schädigung und Mortalität hier gleichzusetzen sind. Während die Videobeobachtung aufgrund der relativ starken Wassertrübung nur vereinzelte Aufnahmen erzielen konnte, erbrachten die Befischungen einen umfangreichen und differenzierten Datensatz über Abstieg bzw. Abdrift von Fischen und die Schädigungsraten beim Turbinendurchgang. Prinzipiell konnten für alle untersuchten Fischarten und -größen unversehrte Abwanderungen bzw. Abdriften über beide Wanderrouten festgestellt werden. Abb. 3 zeigt Beispiele der Bilddokumentation.



Abb. 3: Beispiele der Videodokumentation: Äschen ca. 11 cm über dem Rechen (links) und eine Bachforelle ca. 18 cm mit letaler Verletzung infolge der Turbinenpassage (rechts)

Es muss festgestellt werden, dass die Stückzahlen je Fischart, -größe und Versuchsvariante bisher vergleichsweise gering sind und ohne Weiteres noch keine belastbaren Aussagen abgeleitet werden können. Eine detaillierte statistische Analyse ist in Bearbeitung, um die Aussagefähigkeit im Einzelfall zu bewerten. Für umfassendere Aussagen sind weitere Versuche erforderlich, wobei zudem weitere Fischarten (z. B. Barbe, Elritze) eingesetzt werden sollen. Die bis dato durch Poolen der Datensätze abgeleiteten Beziehungen sind durch die zugrundeliegende Zusammensetzung des Fischensembles und der Versuchsvarianten beeinflusst und i. A. nicht ohne Weiteres auf Standorte über-

tragbar. Sie zeigen jedoch grundsätzliche Trends und veranschaulichen beispielhaft die quantitative Bestimmung der Abwanderungs- und Abdriftverteilung.

Die bisherigen Analysen zeigen statistisch signifikante Zusammenhänge. Mit abnehmender Fischgröße bzw. mit zunehmender Fließgeschwindigkeit am Rechen steigt der Anteil der Fische an, die den Rechen und die Turbine passieren. Abb. 4 veranschaulicht dies und zeigt die Größenordnungen der Verteilung. Für die hier zugrundeliegenden Fischensembles sind 51–86% der prinzipiell rechengängigen Fische nicht durch den Rechen und die Turbinenpassage, sondern über den sicheren Fischabstieg ins Unterwasser gelangt.

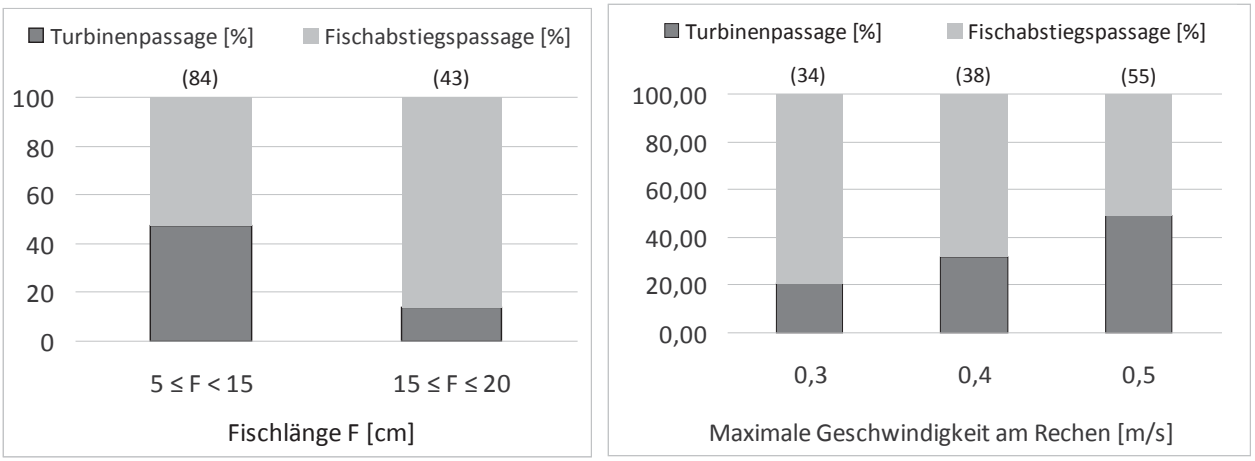


Abb. 4: Abhängigkeit der Abwanderungs- bzw. Abdriftsaufteilung zw. Fischabstieg und Turbine in Abhängigkeit von Fischlänge (links) und Strömungsgeschwindigkeit am Rechen (rechts). In Klammern die Anzahl der insgesamt abgestiegenen Fische.

Von besonderem Interesse bei den bisherigen Untersuchungen ist die Koppe. Diese bodennah lebende, relativ schwimmschwache Kleinfischart könnte angesichts der sohlnahen Einlauffläche beim Schachtkraftwerk stärker als andere Arten gefährdet sein. Tatsächlich gelangten bei der oberflächennahen Abstiegsanordnung rund 80% und bei der sohlnahen Variante rund 60% der nach Versuchsende im Unterwasser befindlichen Koppen durch die Turbine ins Unterwasser. Positiv ist zu vermerken, dass von den durch die Turbine gelangten 18 Koppen keine einzige geschädigt wurde. Die Schädigungsraten für die anderen Fischarten sind in Tab. 1 zusammengefasst.

Im Vergleich zu anderen Monitoring-Resultaten fallen die Mortalitätsraten bei der Turbinenpassage teils relativ hoch aus. Larinier *et al*. (2002) geben für Kaplanturbinen typischerweise 5–20% an. Die Diskrepanz ist durch die spezielle Turbine der 35 kW-Anlage mit 75 cm Laufraddurchmesser und 333 Upm zu erklären, da die Schädigungsraten bei der Turbinenpassage positive Korrelationen mit diesen Parametern zeigen (Ebel 2013). Wirtschaftlich interessan-

tere, größere Anlagen lassen entsprechend geringer Schädigungsraten erwarten, da beispielsweise eine 200 kW-Anlage rund 1,8 m Laufraddurchmesser und 150 Upm aufweist.

Tab. 1: Beobachtete Schädigungsraten der ins Unterwasser gelangten Fische. In Klammern jeweils die Anzahl der geschädigten und die Anzahl der insgesamt durch die Turbine bzw. über die Anlage ins Unterwasser gelangten Fische.

Fischart bzw. - länge	**Turbinenmortalität**	**Anlagenmortalität**
Bachforelle	38% (6/16)	10% (6/62)
Äsche	15% (2/13)	5% (2/39)
5 cm < Fischlänge < 15 cm	12% (5/41)	6% (5/85)
15 cm < Fischlänge < 20 cm	50% (3/6)	7% (3/43)

Die für den Populationsschutz relevante Anlagenmortalität fällt zudem durch die Abwanderungsaufteilung deutlich geringer aus. Der Umstand, dass fast ausschließlich mechanische Schädigungen beobachtet wurden, kann durch die geringe Fallhöhe von nur 2,5 m und die somit eher moderaten Druckschwankungen in der Turbine erklärt werden.

3 Mehrschachtanlage

3.1 Anwendung und Grundsystem

Nach dem bisherigen Entwicklungsstand ist aus hydraulischen sowie betriebs- und turbinentechnischen Aspekten ein maximaler Abfluss pro Schacht mit 20 m³/s ausführbar. Für eine Wasserkraftnutzung an größeren Standorten sind also mehrere Schächte erforderlich, wobei eine bestmögliche Konzeption durch eine Aneinanderreihung von Einzelschächten in aufgelöster Blockanordnung erzielt wird. Damit können vorteilhafte betriebliche und konstruktive Elemente berücksichtigt und in ganz besonderem Maße wirkungsvolle ökologische Elemente eingebunden werden, was in konventionellen Wasserkraftsystemen nicht mit der gleichen Wirkung umgesetzt werden kann.

Das Konzept „Mehrschachtanlage“ basiert auf dem Modul „Einzelschacht“ mit horizontaler Einlaufebene, Turbinen-Generatoreinheit in Unterwasseranordnung sowie beweglicher Verschlussebene mit Fischabstiegsfenstern. Durch diese Konstruktion erfüllt es eine Staukörper-, Abflusssteuerungs-, Energieumwandlungs- und Durchgängigkeitsfunktion.

Die Bauelemente erfüllen folgende Aufgaben:

- Schachtbauwerk = Staubauwerk: Durch die geometrische Abmessung und die konstruktive Einbindung der Schachtblöcke (Dichtwände vor und nach Bauwerkskörper) bilden die Schachtkammern einschließlich der Saugrohranbindung den Stützkörper.
- Verschlussorgan Schachtkraftwerk = Steuerungsorgan Wehranlage: Neben den Kraftwerksfunktionen (Abführung des Rechengutes bei Unterströmung im Reinigungsablauf, Permanentüberströmung zur Wirbelunterbindung) ist eine kontrollierte Wasserstands- und Abfluss-steuerung sowie ein Fischabstieg durch eingebaute Abstiegsfenster mit direkter Verbindung einer Wasserströmung zwischen dem Oberwasser- und Unterwasserkörper gewährleistet.
- Auslaufbauwerk = Tosbecken: Wasser- bzw. Volumenkörper über dem Saugschlauch sowie der Rampenkörper nach dem Saugschlauchende und der Flusssohle dienen zugleich als Tosbecken und damit zur Energieumwandlung bei Hochwasserabfluss.

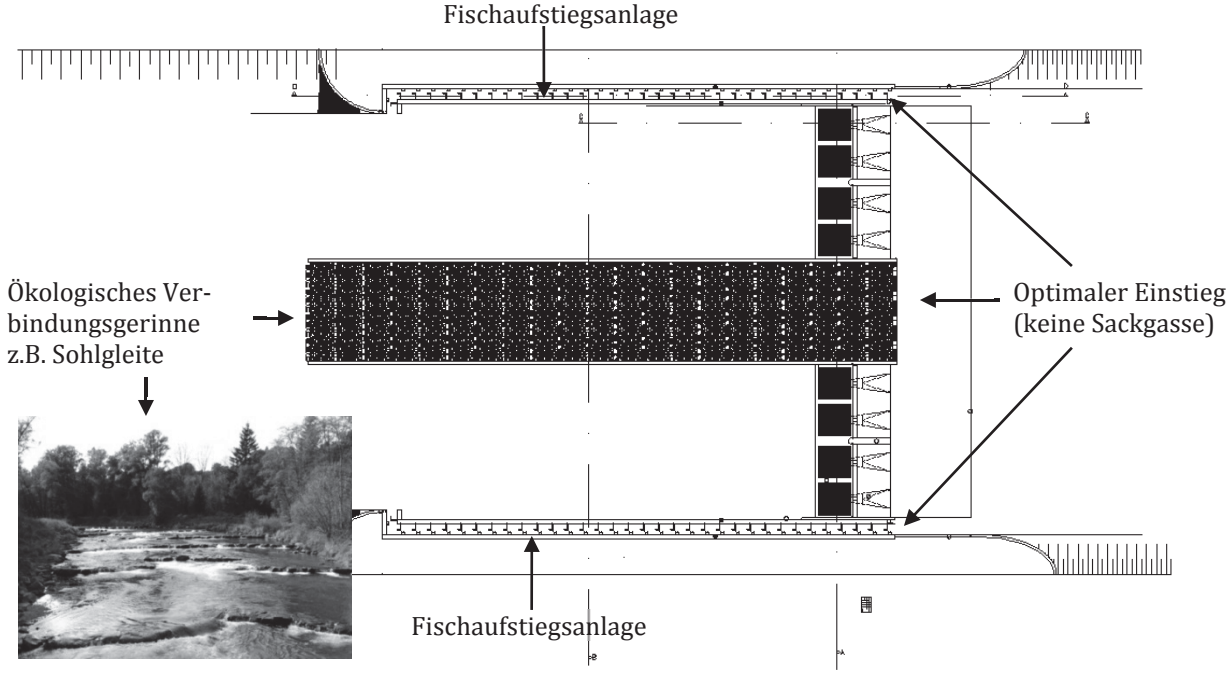


Abb. 5: Schematische Anordnung einer Mehrschachtanlage von 2 Kraftwerksblöcken mit je 4 Schächten, ökologischem Verbindungsgerinne und seitlichen Fischaufstiegsanlagen

Das besondere wasserbauliche Element besteht in einem sogenannten „ökologischen Verbindungsgerinne“, das oberstromig zwischen den Schacht-blöcken eingebunden ist und in Größe und Bauart unterschiedlich strukturiert werden kann. Bei großzügiger Gestaltung erfüllt das Gerinne mit stirnseitigen

Öffnungen naturnahe Lebensräume mit vielfältiger Strömungsstruktur und kann somit außerdem als Ersatzhabitat fungieren, weil Mehrschachtanlagen auch abflussabhängige und somit dynamische Wasserstände zulassen.

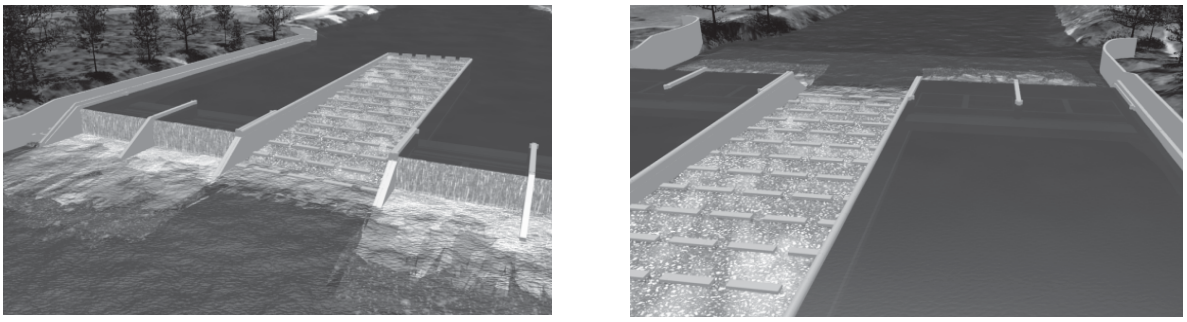


Abb. 6: Mehrschachtanlage: Blick von unterstrom (links), Blick von Oberstrom (rechts)

Zusätzlich können auf beiden Uferseiten Fischaufstiegsanlagen angeordnet werden mit dem besonderen Vorteil, dass der Einstieg optimal an den Kraftwerksauslauf ausgerichtet werden kann, keine Sackgassenbereiche entstehen und über die gesamte Flussbreite leicht auffindbare Verbindungswege für alle Lebewesen im Fließgewässer zur Verfügung stehen (Abb. 5 und 6).

3.2 Bauwerksgestaltung, Betriebsfunktionen und Anwendung

In der geometrischen und konstruktiven Konzeption vereinigt das Grundsystem „Mehrschachtanlage“ einen kombinierten Wehr-Kraftwerkskörper, der bevorzugt senkrecht zur Hauptfließrichtung angeordnet wird und einen direkten Wasserweg zwischen Kraftwerkseinlauf und Unterwasser ermöglicht. Durch die Aneinanderreihung von Schächten zu Schachtblöcken mit einem eingebundenem ökologischem Verbindungsgerinne wird über die gesamte Flussbreite ein durchgehendes Staubauwerk mit integrierten Kraftwerkseinheiten (je Schacht eine Turbinen/Generatoreinheit) erstellt.

Mit der breitflächigen Verschlussausstattung kann eine abflussabhängige Wasserstandssteuerung für die Einhaltung minimaler Fließgeschwindigkeiten im Oberwasser nach ökologischen Vorgaben erzeugt werden. Bei Hochwasserabfluss wirkt das System als kombiniertes Wehr, weil die langen seitlichen Trennwände des Verbindungsgerinnes als feste, leistungsstarke Überläufe fungieren. Zu beachten ist, dass die bauliche Ausführung und Dimensionierung auf die komplexen Energieumwandlungsabläufe wegen unterschiedlicher Einstaugrade ausgerichtet werden muss.

Die Einbautiefe der Schächte bzw. die Überdeckung und die Fläche der horizontalen Einlaufebene richten sich in der Regel nach den entwickelten Bemessungsvorgaben für Strömungsgeschwindigkeiten und ggf. der Abflussleistung im abgesenkten Verschlusszustand. Die Tiefenanordnung des Saug-

schlauches ist so zu wählen, dass für den Fischabstieg das geforderte Mindestwasserpolster auch bei Niedrigwasserverhältnissen eingehalten wird.

Die maschinentechnische Ausstattung erlaubt aufgrund einer Mehrturbinenausstattung den Einsatz von ungeregelten Tauchturbinen in horizontaler bis vertikaler Anordnung. Die Montage der Turbinen-Generatoreinheit erfolgt über einen Autokran, wobei eine Trennebene zum Saugschlauch vorzusehen ist.

Die Mehrschachtanlagen sind im Wesentlichen mit der Betriebstechnik von Einzelschachtanlagen auszustatten. Da bei Mehrschachtanlagen allerdings nur eine einseitige Zuströmung vorliegt, muss zur Einhaltung der max. Fließgeschwindigkeit die Einlauffläche der horizontalen Rechenebene vergrößert werden. Diese gerichtete Zuströmung bietet allerdings den Vorteil, dass die Einläufe durch Trennpfeiler segmentiert und mit einseitigen Verschlusselementen abgesperrt werden können.

Das Konzept „Mehrschachtanlage“ kann nur in einem vollständig neuen Bauwerk umgesetzt werden und ist beispielsweise als Ersatz für bestehende Querbauwerke in breiten Fließgewässern geeignet.

Eine weitere wichtige Anwendung liegt in flussbaulichen Sanierungsstrecken. Hier können geforderte wasserbauliche Effekte wie Stützfunktion zur Sohlstabilisierung und Grundwasseranhebung und zugleich eine regenerative Stromerzeugung erreicht werden. Durch die Kombination Wehr-Kraftwerkseinheit mit mehrwegigen Verbindungsgerinnen lässt sich der Anspruch einer überzeugenden Fließgewässerökologie mit Erhalt von Strömungs- und Geschiebedynamik erzielen sowie eine geforderte Abflusskapazität gewährleisten.

4 Zusammenfassung

Um die fischökologische Verträglichkeit des Wasserkraftkonzeptes Schachtkraftwerk hinsichtlich prinzipiell rechengängiger, schwimmschwacher Fischarten bzw. -größen zu untersuchen wurden auf dem Freigelände der Versuchsanstalt Obernach eine 35 kW Prototypanlage errichtet und das Abwanderungsverhalten bzw. die Abdrift sowie damit verbundene Schädigungsraten von Fischen erfasst. Es wurden Versuche mit Bachforellen, Äschen und Koppen von 5 bis 20 cm Körperlänge für verschiedene Strömungsgeschwindigkeiten am Rechen und Anordnungen der Abstiegseinrichtung durchgeführt.

Die Versuchsdurchführung unter kontrollierten Laborbedingungen und naturnahen Verhältnissen gewährleistet eine Vergleichbarkeit verschiedener Konfigurationen untereinander und eine gute Übertragbarkeit der Ergebnisse auf mögliche Naturstandorte. Die Untersuchungen lieferten nach Fischart, -größe und Versuchskonfiguration differenzierte Datensätze zu Fischverteilung und

Schädigung, wobei sämtliche Wander- bzw. Abdriftereignisse vollständig erfasst wurden. Die bisherigen Resultate zeigen, dass der Rechen grundsätzlich als Verhaltensbarriere wirken kann und auch prinzipiell rechengängige Fische zu einem prozentualen Anteil über den sicheren Fischabstieg ins Unterwasser gelangen. Dabei hängt die Größenordnung dieses Anteils stark von Fischart und -größe ab. Die Strömungsgeschwindigkeit am Rechen beeinflusst die Abwanderungsaufteilung und kann so gewählt werden, dass die Passage der Rechenebene und damit der Turbine weiter reduziert wird. Weitere Versuche sind notwendig für eine statistische Belastbarkeit der Detailaussagen.

Prinzipiell können die am Versuchsstand erhobenen Datensätze zu Wanderverhalten bzw. Abdrift und Schädigungsraten auf die jeweilige Population eines Standortes (Arten- und Größenzusammensetzung) angewendet werden, um den Einfluss einer konkreten Anlagenkonfiguration auf die Fischzönose zu bewerten. Hierfür sind noch Modelle zur Übertragung der Daten auf größere Rechenflächen (Beeinflussung der Abwanderungsaufteilung) und Ausbauabflüsse (Abhängigkeit der Turbinenschädigungsraten von Laufraddurchmesser, Drehzahl, etc.) notwendig. In Verbindung mit einem Planungstool zur Bestimmung der für die Gewährleistung des Populationsschutzes an einem Standort hinnehmbaren Schädigungsraten können Wasserkraftanlagen damit theoretisch so konzipiert werden, dass die ökologischen Anforderungen erfüllt werden. Eine Kombination von Habitat- und Populationsmodellen ist ein vielversprechender Ansatz für das zuletzt genannte Planungstool und befindet sich am Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft in der Entwicklung.

Das Konzept „Mehrschachtanlage“ nutzt das Prinzip „Einzelschacht“ in speziellen Anordnungen und mit Einbindung neuer Funktionskomponenten. Dadurch ist eine Nutzung an großen Wehrstandorten möglich. Die besondere Charakteristik besteht im „ökologischen Verbindungsgerinne“, das als naturähnliches Fließgerinne zwischen den Schachtblöcken integriert werden kann, wodurch optimale Durchgängigkeit und vorteilhafter Lebensraum entstehen. Das Kraftwerk kann in Modulbauweise errichtet werden. Die ökologische Vorrangstellung ergibt sich aus einem erforderlichen, energetisch nicht nutzbaren Sockelabfluss. Durch den permanent überströmten, vollständig unter Wasser angeordneten kombinierten Wehr-Kraftwerkskörper lassen sich außerdem günstige bauliche und landschaftsästhetische Wirkungen erzielen.

Danksagung

Wir danken dem bayerischen Umweltministerium für die Finanzierung des Fischmonitorings und allen Mitwirkenden für die tatkräftige Unterstützung bei der Planung und Durchführung der Untersuchungen, insbesondere dem LfU Wielenbach – Referat für Fisch- und Gewässerökologie, dem Institut für Fischerei der LfL in Starnberg, der Fachberatung für Fischerei des Bezirks Schwaben, dem Landesfischereiverband Bayern e.V. (Ref. für Fischerei, Gewässer- und Naturschutz) und allen Fischereirechtsinhabern, die die Beschaffung von Versuchsfischen ermöglicht haben.

Referenzen

Anderer, P., Dumont, U. (2010). Potentialermittlung für den Ausbau der Wasserkraftnutzung Deutschland als Grundlage für die Entwicklung einer geeigneten Ausbaustrategie, Schlussbericht für das Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktor-sicherheit.

Ebel, G. (2013). Fischschutz und Fischabstieg an Wasserkraftanlagen, Mitteilungen aus dem Büro für Gewässerökologie und Fischereibiologie Dr. Ebel, Band 4, 483 S. Halle (Saale).

Geiger, F., Cuchet, M., Sepp, A., Rutschmann, P. (2012). Fischverhaltensuntersuchungen am Schachtkraftwerk - Fischschutz und Fischabstieg an horizontalen Einlaufebenen, Wasserbausymposium 2012, Graz.

Larinier, M., Travade, F. (2002). Downstream Migration: Problems and facilities, Bull. Fr. Pêche Piscic. 364 suppl.: 181 Chapter 13.

Rutschmann, P., Sepp, A., Geiger, F., Barbier, J. (2011). Das Schachtkraftwerk – ein Wasserkraftkonzept in vollständiger Unterwasseranordnung, Wasserwirtschaft, 7–8/2011.

Adressen der Autoren

Franz Geiger (korrespondierender Autor)
Email: f.geiger@bv.tum.de
Versuchsanstalt und Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft
TU München
Versuchsanstalt Obernach
D-82432 Walchensee

Albert Sepp
Prof. Dr. Peter Rutschmann
Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München
Arcisstraße 21
D-80333 München

Variation des Feinsedimentgehalts im Triebwasser infolge Speicherstollen-bewirtschaftung

Variation of suspended sediment load in a penstock due to operation of a storage tunnel

David Felix, Ismail Albayrak, Robert M. Boes

Kurzfassung

Bei Wasserkraftanlagen, die keinen nennenswerten Kopfspeicher (See) aufweisen, kann ein im Oberwasser liegender Freispiegelstollen als (Tages-)Speicher bewirtschaftet werden, indem der Stollenwasserspiegel je nach Wasserdargebot und Produktionsplan vorübergehend abgesenkt wird. Feinsedimentpartikel, die auch nach Entsandungsanlagen noch im Triebwasser vorhanden sind, werden mehrheitlich durch den Speicherstollen transportiert und schliesslich turbiniert. Je nach Strömungsverhältnissen setzen sich im Speicherstollen Partikel ab oder werden resuspendiert.

In einem Forschungsprojekt über die Abnutzung und Wirkungsgradabnahme von Pelton-Turbinen infolge schwebstoffhaltigem Triebwasser werden am Kraftwerk Fieschertal (Wallis, Schweiz) die Schwebstoffkonzentration (SSC) und -partikelgrössenverteilung (PSD) im Triebwasser seit Sommer 2012 kontinuierlich gemessen. Dies erfolgt u.a. mit einem *in situ*-Laserdiffraktometer, welches mittels Laboranalyse von automatisch entnommenen Schöpfproben bezüglich SSC kalibriert wurde.

SSC und PSD sind üblicherweise durch meteorologisch-hydrologische Prozesse wie Schnee- und Gletscherschmelze sowie Regenereignisse geprägt. Die vorliegenden Messungen zeigen, dass die Bewirtschaftung eines Speicherstollens die SSC und PSD im Triebwasser einer Wasserkraftanlage zusätzlich stark beeinflussen kann. Wie aufgrund der Strömungsverhältnisse im Speicherstollen erwartet, werden bei tiefem Stollenpegel und Volllastbetrieb mehr und gröbere Feinsedimente turbiniert als in Phasen mit hohem Speicherfüllungsgrad und Teillastbetrieb. Durch die Messungen können Berechnungsansätze über das Absetz- und Resuspensionsverhalten von feinen mineralischen Partikeln verbessert oder validiert werden. Zusammen mit geeigneter Messtechnik für das Monitoring von SSC *und* PSD dient dies als Grundlage für betriebliche oder bauliche Anpassungen für ein optimiertes Feinsedimentmanagement von Wasserkraftanlagen.

Abstract

At hydropower plants (HPPs), which do not comprise a considerable headwater storage (lake), free-surface flow headrace tunnels may be operated as daily compensation reservoirs by temporary drawdown of the water level in the tunnel, depending on naturally varying inflow and demand-driven turbine discharge. Fine sediment particles which are not excluded by upstream sand traps are mostly transported through such storage tunnels and farther to the turbines. Particles may settle or be re-suspended depending on the actual flow conditions prevailing in the storage tunnel.

In a research project in which turbine wear and efficiency decrease due to hydro-abrasive erosion by fine sediment particles are investigated, suspended sediment concentration (SSC) and particle size distribution (PSD) have been continuously measured in the penstock of the high-head HPP of Fieschertal (Valais, Switzerland) since summer 2012. For these measurements an *in situ*-laser diffractometer is used, which has been calibrated with respect to SSC based on laboratory analysis of automatically taken bottled samples.

SSC and PSD usually depend on meteorological and hydrological processes such as snow and glacier melt or precipitation. In addition to this, the operation of a storage tunnel may strongly affect SSC and PSD in the power water of a HPP, as demonstrated by the presented measurements. According to the flow conditions in the storage tunnel, the turbine water contains more and coarser particles at low water level in the storage tunnel and design discharge than at high water level and part load operation of the turbines. The measurements can be used to improve or validate calculation models to predict settling and re-suspension of fine mineral particles. Together with suitable devices for monitoring of SSC *and* PSD, this serves as a basis for operational or structural adaptations for a well-balanced management of fine sediment at HPPs.

1 Einleitung

Zahlreiche Hoch- und Mitteldruckwasserkraftanlagen sind mit Saisonspeichern ausgerüstet, um die variabel anfallenden Wasserzuflüsse möglichst der Nachfrage entsprechend und effizient nutzen zu können. Einige Anlagen verfügen aber aus Gründen der Topografie, der Geologie, der Bauausführung, der Naturgefahren, des Landschaftsschutzes, der Ökologie oder der Wirtschaftlichkeit lediglich über kleinere Kopfspeicher, die auch unterirdisch angeordnet sein können. Bei gewissen Anlagen, wie in diesem Beitrag betrachtet, werden Freispiegelstollen als Speicher betrieben, indem der Stollenwasserspiegel vorübergehend abgesenkt wird.

Falls das Triebwasser Feinsedimente enthält, die von Entsandungsanlagen im Fassungsbereich nicht ausgeschieden werden, können sich in solchen Speicherstollen in Phasen mit geringer Fliessgeschwindigkeit Feinsedimente ablagern. Bei tiefem Stollenpegel und Volllastbetrieb, d.h. mit grösseren Fliessgeschwindigkeiten und Sohlschubspannungen, können abgelagerte Partikel resuspendiert werden. Der Schwebstoffgehalt im Triebwasser ist betreffend Turbinenabrasion und betrieblichem Unterhalt (Spülungen) der Triebwasserwege von Bedeutung.

Schwebstoffe werden üblicherweise durch ihre Massenkonzentration (*suspended sediment concentration SSC*) und Grössenverteilung (*particle size distribution PSD*) beschrieben. Die Grösse der Partikel ist insbesondere für die Feinsedimentabscheidung aus dem Triebwasser und die Turbinenabnutzung eine entscheidende Grösse (z. B. Winkler *et al.* 2011). Methoden und Geräte für die Messung von Schwebstoffen im Feld sind beispielsweise in Wren (2000) zusammengefasst.

Das Schwebstoffaufkommen in Fliessgewässern und im Triebwasser von Wasserkraftanlagen hängt normalerweise von meteorologischen Faktoren wie Lufttemperatur und Niederschlag ab und kann je nach Abfluss und Einzugsgebietseigenschaften saisonal oder ereignisbedingt (z. B. Gewitter) stark variieren (Boes *et al.* 2013). Gemäss Beobachtungen von Kraftwerksbetreibern und Messungen von Abgottspon (2011) kann sich nebst natürlichen Einflüssen auch der Kraftwerksbetrieb (Speicherstollenbewirtschaftung und Turbinierprogramm) stark auf das Schwebstoffaufkommen im Triebwasser auswirken.

Der in der Literatur kaum dokumentierte und bisher noch wenig quantifizierte Einfluss solcher betrieblicher Faktoren auf den Schwebstoffgehalt im Triebwasser wird im vorliegenden Artikel basierend auf *in situ*-Messungen aus dem Jahr 2012 beschrieben. Die Messungen wurden im Rahmen eines Forschungsprojekts zum Thema Hydroabrasiv-Verschleiss und Wirkungsgradabnahme von Peltonturbinen an der Hochdruckwasserkraftanlage Fieschertal durchgeführt (Abgottspon *et al.* 2013a und 2013b, Felix *et al.* 2013a).

2 Kraftwerksanlage und Messeinrichtungen

Die Kraftwerksanlage Fieschertal nutzt den Abfluss aus einem stark vergletscherten Einzugsgebiet und weist keinen Speichersee auf. Der ca. 2 km lange Freispiegelstollen (Abb. 1) mit einem 8 m breiten Torbogen-Querschnitt wird als Speicherstollen betrieben, wenn der Zufluss kleiner ist als der Ausbaudurchfluss (15 m^3/s). Mit einem Höhenunterschied von 4 m zwischen dem minimalen und dem maximalen nominalen Betriebswasserspiegel steht ein Speichervolumen von ca. 64'000 m^3 zur Verfügung. Es handelt sich um einen relativ

kleinen Speicher, da die beiden Peltonturbinen ohne Zufluss zum Stollen nur während ca. einer Stunde mit Volllast betrieben werden könnten.

Auf halber Länge des Stollens ist ein Stollenfenster vorhanden, durch welches mittels einer tief liegenden Tafelschütze Feinsedimente aus der ersten Hälfte des Speicherstollens in den Vorfluter gespült werden können. Dabei wird der Stollenpegel kontrolliert abgesenkt und der Turbinierbetrieb für wenige Stunden unterbrochen.

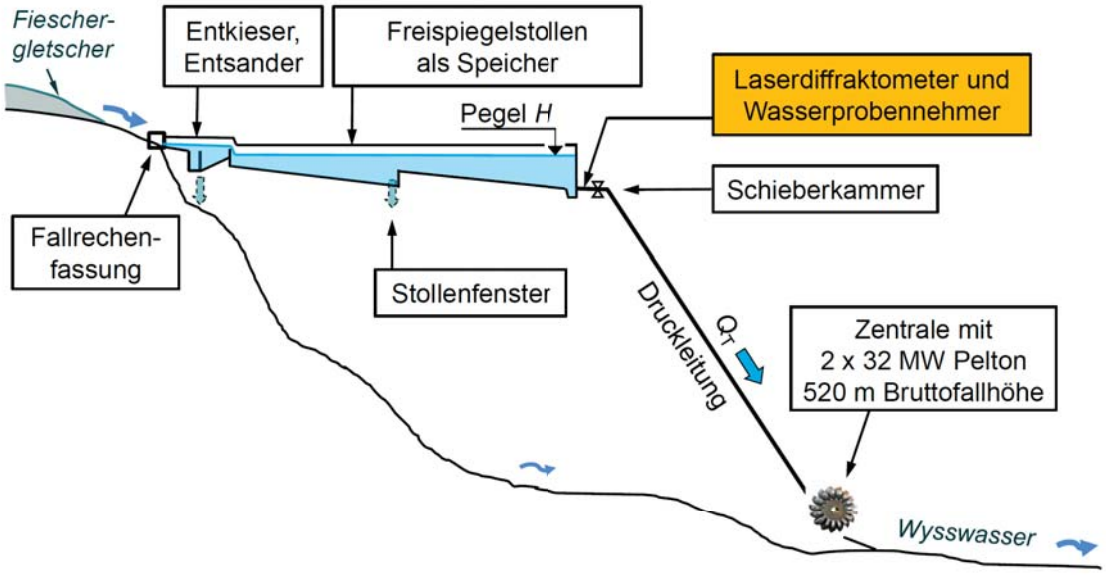


Abb. 1: Schematisches Längenprofil (überhöht) des Kraftwerks Fieschertal mit Speicherstollen und Instrumentierung für die Messung des Schwebstoffaufkommens im Triebwasser

Für die Messung des Schwebstoffaufkommens im Triebwasser wurde im Sommer 2012 in der Schieberkammer u.a. ein Laserdiffraktometer (LD) installiert. Das Funktionsprinzip und die Bauweise von solchen tragbaren LD sind beispielsweise in Agrawal *et al.* (2011) beschrieben, die Installation und die Probenahmeleitung in Felix *et al.* (2013a). Mit einem LD können PSD und SSC gemessen werden. Dabei wurde eine Partikeldichte von 2.65 kg/l (wie für Quarz) angenommen. Während der Schwebstoffsaison wurden minütlich je eine PSD und SSC gemessen. Zur SSC-Kalibrierung des LD auf die am Messort vorkommenden Partikeltypen (v. a. Einfluss der Partikelform, vgl. Felix *et al.* 2013b) wurden mit einem automatischen Probennehmer Flaschen abgefüllt und anschliessend im Labor mittels Ofentrocknung und Wägung die SSC bestimmt.

Weiter wurden an der Kraftwerksanlage Fieschertal u. a. der Pegel am unterstromigen Ende des Stollens (H in Abb. 1) sowie der Volumenstrom in der Druckleitung (Q_T) aufgezeichnet. Ergänzend wurden Niederschlagsdaten der Messstation Fieschertal (1095 m ü.M.) in die Auswertung miteinbezogen.

3 Resultate und Diskussion

3.1 Niederschlag und Schwebstoffkonzentration

Wie einleitend erwähnt, führen Niederschlagsereignisse in der Regel zu erhöhter SSC in Oberflächengewässern und im Triebwasser gewisser Wasserkraftanlagen. In Abb. 2 sind Ganglinien der am Kraftwerk Fieschertal im Triebwasser gemessenen SSC und die täglichen Niederschlagssummen in Fieschertal für zwei unterschiedliche Perioden von je zwei Wochen dargestellt: Während im Herbst (Abb. 2b) nach Regenereignissen erhöhte SSC auftreten, wurden im August (Abb. 2a) – in einer praktisch niederschlagsfreien Periode – markante tägliche SSC-Spitzen gemessen. Solche SSC-Spitzen werden im Folgenden am Beispiel der ersten vier Tage in Abb. 2a näher betrachtet.

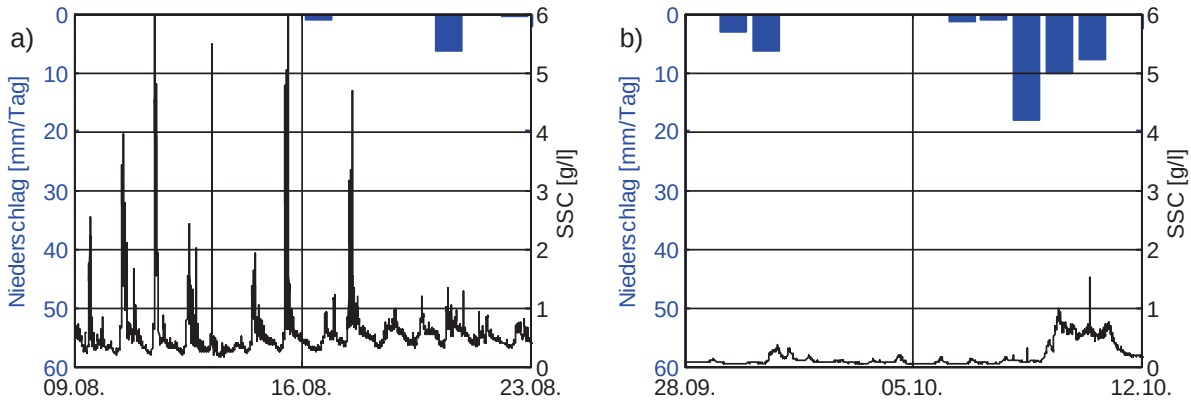


Abb. 2: Schwebstoffkonzentration *SSC* im Triebwasser des Kraftwerks Fieschertal (schwarze Linien) und tägliche Niederschlagssumme in Fieschertal (blaue Balken), a) im Hochsommer und b) im Herbst 2012

3.2 Schwebstoffeigenschaften im Triebwasser bei vorübergehenden Absenkungen des Stollenpegels

Abb. 3a zeigt die SSC-Ganglinie im Triebwasser für vier niederschlagsfreie Tage im August. Weiter sind die SSC-Laborresultate von zwei Schöpfproben dargestellt (Kreissymbole), die zur Kalibrierung der quasi-kontinuierlichen LD-Messung dienten. An der rechten Ordinate ist die Ganglinie der Median-Partikelgrösse (d_{50}), d. h. der Partikelgrösse, deren Masseanteil 50% beträgt, angegeben (dünne Linie). Die SSC steigt jeweils zur Mittagszeit von weniger als 0.5 g/l auf mehrere g/l an. Parallel dazu, leicht verzögert, nimmt auch d_{50} von normalerweise ca. 15 µm auf bis zu ca. 100 µm zu.

In Abb. 3b sind die Ganglinien des Stollenpegels H und des Turbinendurchflusses Q_T (dünne Linie) während derselben vier Tage dargestellt. Dem Tagesgang des glazial geprägten Zuflusses entsprechend, erreicht der Stollenpegel jeweils gegen Mitternacht den maximalen Betriebsspiegel (Überlaufkote beim

Stollenfenster) und um die Mittagszeit den Tiefststand. Während dieser Sommertage wurde meist etwa mit Ausbaudurchfluss turbiniert.

In Abb. 3c ist die Schwebstofffracht in der Druckleitung während dieser vier Sommertage dargestellt. Diese wurde durch Integration des Produkts von Q_T und SSC über die Zeit berechnet. Jeweils zur Mittagszeit, bei tiefem Stollenpegel und hoher SSC, nimmt die Schwebstofffracht stark zu. In diesem Beispiel von vier Tagen wurden in der Stunde mit dem grössten Schwebstofftransport (am 11.08. mittags) 253 t Schwebstoffe turbiniert, während der Mittelwert bei 31 t/h lag. Diese Werte entsprechen bei 15 m^3/s einer SSC von 4.7 g/l bzw. 0.6 g/l.

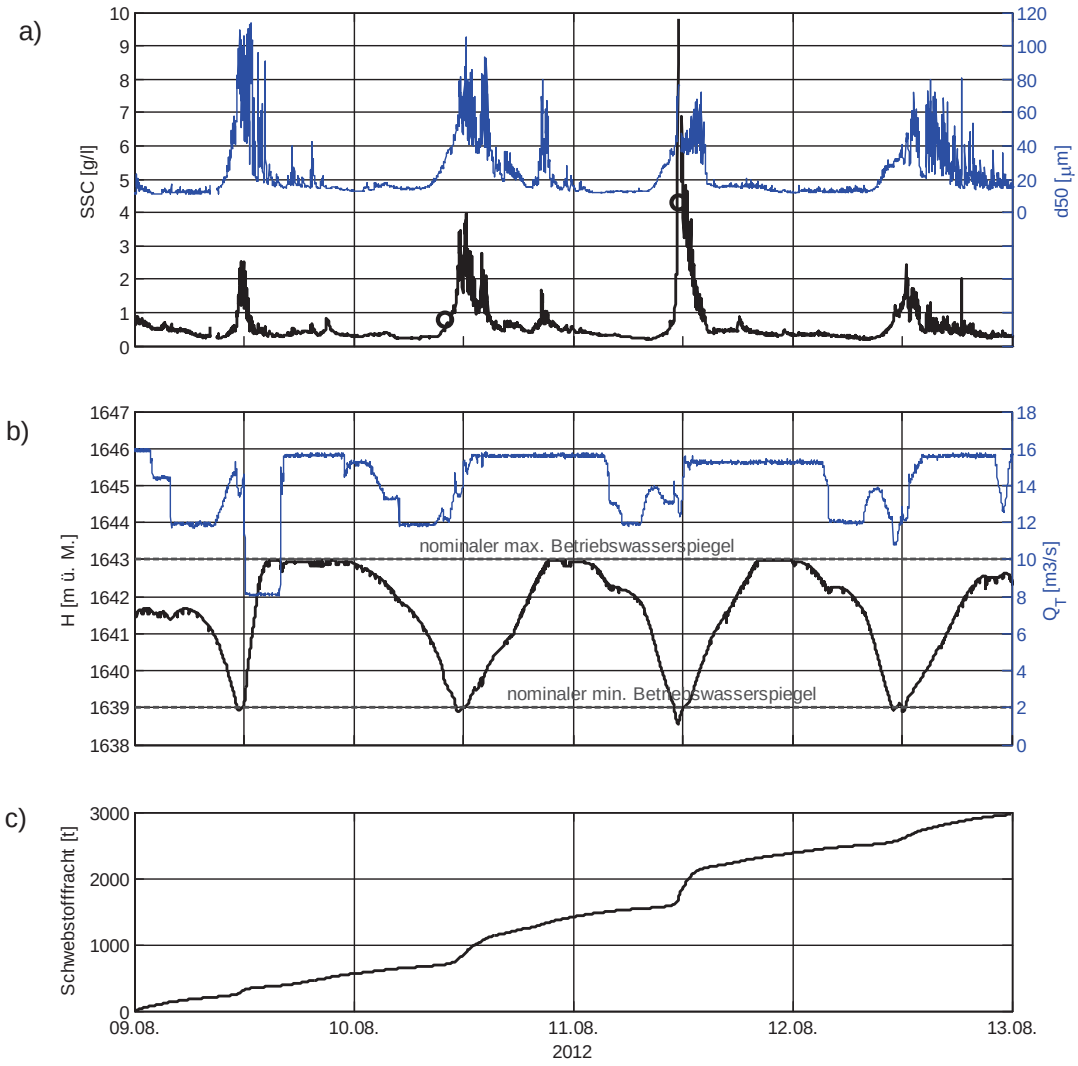


Abb. 3: Ganglinien a) der Schwebstoffkonzentration *SSC* und des Median-Partikeldurchmessers d_{50} im Triebwasser, b) des Stollenpegels H und des Turbinendurchflusses Q_T, sowie c) Schwebstofffracht im Triebwasser des Kraftwerks Fieschertal, über vier Sommertage ohne Regen

Gemäss IEC 62364 (2013) wird die Beanspruchung von Turbinen durch Feinsedimente mittels der so genannten *particle load* beschrieben, welche als Integral des Produkts von SSC und Gewichtungsfaktoren für Partikelgrösse, -form und -härte über die Zeit definiert ist. Diese Richtlinie enthält noch keine Werte für die Gewichtungsfaktoren der Partikelgrösse. Gemäss Winkler *et al.* (2011) und Sulzer Hydro (1996, publiziert in DWA 2006) verursachen gröbere Partikel mehr Hydroabrasiv-Verschleiss als feinere Partikel bei gleicher SSC. Da die SSC-Spitzen in Abb. 3 mit gröberen Partikeln und somit grösserem relativem Abrasionspotential einhergehen, weist die *particle load* noch stärker variierende Zunahmen auf als die Schwebstofffracht (Abb. 3c). Die Beanspruchung von Turbinen durch Feinsedimente kann also auch im Lauf eines Tages stark variieren.

In Abb. 4a ist der Zusammenhang zwischen gemessener *SSC* und dem Stollenpegel am Beispiel eines Sommertages (10.08.2012) dargestellt. Abb. 4b zeigt den Zusammenhang zwischen d_{50} und dem Stollenpegel am gleichen Tag. *SSC* und d_{50} nehmen während des Absenkens des Stollenpegels (violette bzw. dunklere Punkte) insbesondere im Bereich des minimalen Betriebsspiegels stark zu, was als Resuspension von früher abgelagerten Partikeln gedeutet wird. Bei ansteigendem Stollenpegel (grüne bzw. hellere Punkte) wurden grössere *SSC* und d_{50} gemessen als bei sinkendem Pegel (Hysterese). Dies hängt auch mit der Fliesszeit zwischen dem für die Resuspension massgebenden Stollenquerschnitt (Sohlhochpunkt beim Stollenfenster) und der Messstelle zusammen.

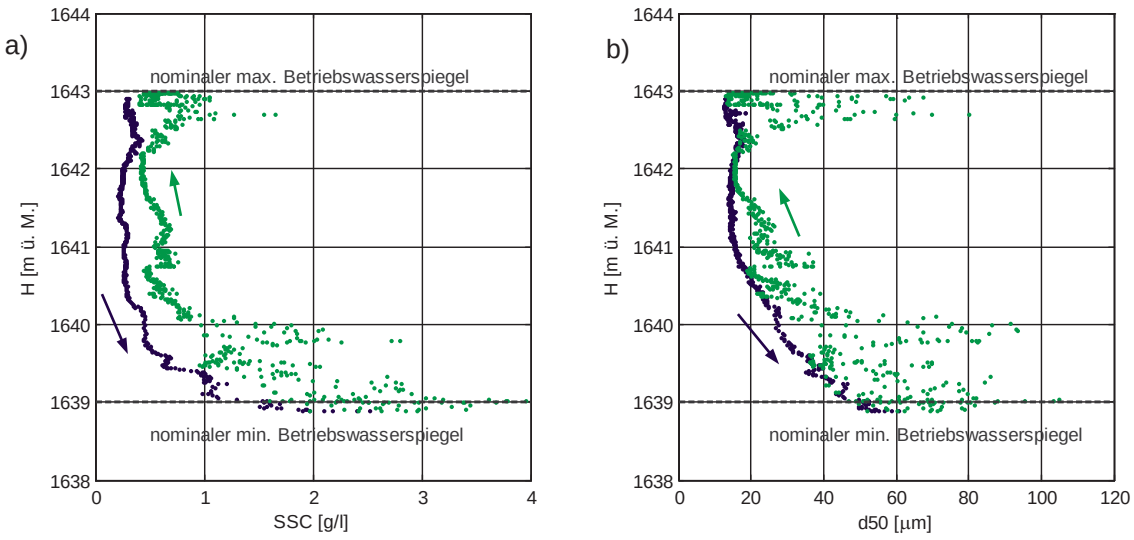


Abb. 4: a) Schwebstoffkonzentration *SSC* und b) Median-Partikeldurchmesser d_{50} im Triebwasser des Kraftwerks Fieschertal in Abhängigkeit des Stollenpegels H, Beispiel des 10.08.2012; violette (dunklere) Punkte mit sinkendem Stollenpegel, grüne (hellere) mit steigendem Stollenpegel

3.3 Zusammenhang zwischen Schwebstoffkonzentration und -partikelgrösse

Hinsichtlich der Turbinenabrasion und für die Auswahl geeigneter Schwebstoff-Messmethoden ist von Interesse, ob und wie *SSC* und *PSD* korrelieren. In Abb. 5a ist d_{50} im Triebwasser des Kraftwerks Fieschertal in Funktion der *SSC* dargestellt, wie in Abb. 4 am Beispiel des 10.08.2012 mit derselben farblichen Unterscheidung der Phasen der Stollenpegelabsenkung bzw. des -anstiegs. Gröbere Partikel treten bei höheren SSC auf, wobei bei hohen SSC die Streuung zunimmt. Abb. 5b zeigt die aufgetretenen Kombinationen von *SSC* und d_{50}, wenn nicht einzelne Ereignisse, sondern längere Zeiträume von zwei mal zwei Wochen, wie in Abb. 2, betrachtet werden: Im Sommer (09.–23.08.2012, hellbraune Punkte) ist eine positive Korrelation von d_{50} und *SSC* mit starker Streuung zu erkennen; im Herbst (28.09.–12.10.2012, schwarze Punkte) eher konstante Partikelgrössen von $d_{50} \approx 15$ µm.

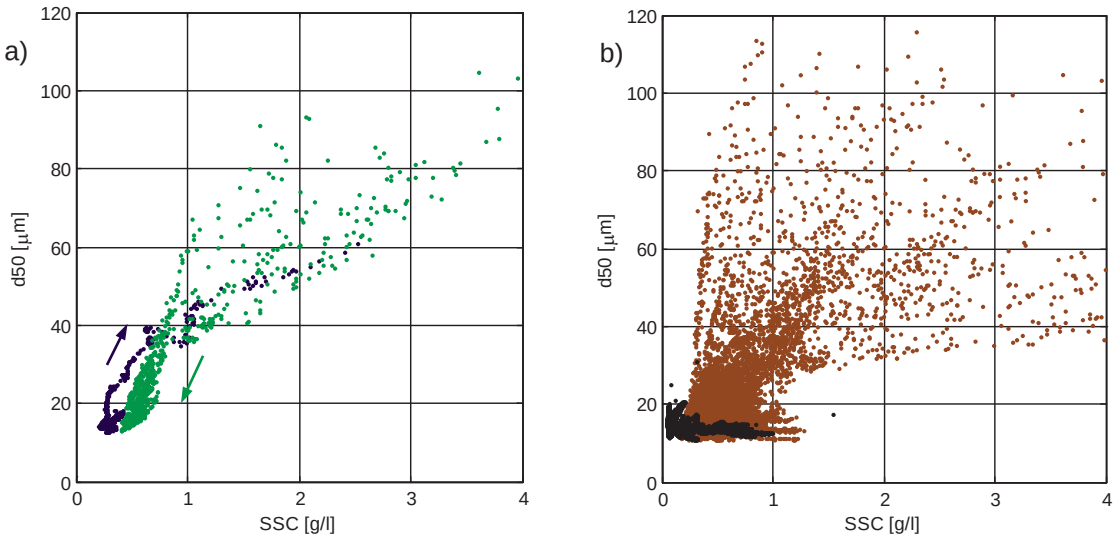


Abb. 5: Median-Partikeldurchmesser d_{50} im Triebwasser des Kraftwerks Fieschertal in Funktion der Schwebstoffkonzentration *SSC*, a) Beispiel des 10.08.2012 (Farben wie in Abb. 4) und b) für je zwei Wochen im Hochsommer (hellbraun) und im Herbst (schwarz) 2012

4 Ausblick

Die Messdaten über das Schwebstoffaufkommen in der Druckleitung werden zusammen mit Daten aus dem Kraftwerksleitsystem und regionalen Meteodaten weiter ausgewertet. Im Forschungsprojekt ist vorgesehen, das Schwebstoffaufkommen, die Turbinenabrasion und die Wirkungsgradabnahme miteinander in Beziehung zu setzen, um bestehende Berechnungsansätze zu überprüfen bzw. anzupassen. Die Untersuchungen können auch als Grundlage für betriebliche oder bauliche Anpassungen für den Umgang mit Sedimenten (Turbinierbetrieb, Spülregime, Spüleinrichtungen) dienen. Weiter können mit solchen Messdaten Kenntnisse über das Absetz- und Resuspensionsverhalten von Feinsedimenten verbessert und numerische Modelle validiert werden.

5 Schlussfolgerungen

Bei Wasserkraftanlagen ist das Schwebstoffaufkommen im Triebwasser in der Regel durch das Wettergeschehen geprägt. Bei der Bewirtschaftung von kleineren Speichern können abgelagerte Feinsedimente infolge Wasserspiegelabsenkungen resuspendiert werden, was zu beträchtlichen Schwebstoffkonzentrationen und zum Transport gröberer Partikel im Triebwasser führen kann, wodurch an den Turbinen entsprechend stärkerer Hydroabrasiv-Verschleiss auftritt.

Besonders bei solch dynamischen Verhältnissen ist ein kontinuierliches Schwebstoffmonitoring betreffend Konzentration *und* Partikelgrössenverteilung empfehlenswert, um den Betrieb von Wasserkraftanlagen auch hinsichtlich des zeitlich stark variablen Feststofftransports und seiner Auswirkungen wirtschaftlich optimieren zu können.

Danksagung

Wir danken für die Unterstützung des Forschungsprojekts durch swisselectric research, das Bundesamt für Energie und die Gommerkraftwerke (Betreiberin des KW Fieschertal) sowie durch die weiteren Projektpartner (BKW, Andritz Hydro, Rittmeyer, Sigrist Photometer, Endress+Hauser). Ein weiterer Dank geht an A. Abgottspon, Prof. Dr. T. Staubli und Prof. Dr. P. Gruber von der Hochschule Luzern (Kompetenzzentrum für Fluidmechanik und Strömungsmaschinen) für die gute Zusammenarbeit sowie an P. Grüninger und T. Humbel, welche zur Auswertung der Messdaten beigetragen haben (Grüninger 2013, Humbel 2013), und an MeteoSchweiz für das zur Verfügung stellen von Meteodaten.

Referenzen

Abgottspon, A. (2011). Messung abrasiver Partikel in Wasserkraftanlagen. *Masterarbeit* (unveröffentlicht), Hochschule Luzern.

Abgottspon, A., Staubli, T., Felix, D., Albayrak, I., Boes, R.M. (2013a). Hydro-abrasive Erosion of Pelton buckets and Suspended Sediment Monitoring. *Proc. Hydrovision International*, Denver, USA.

Abgottspon, A., Stern, P., Staubli, T., Felix, D., Winkler, K. (2013b). Measuring Turbine Abrasion and Efficiency Decrease: First Results of the Case Study at HPP Fieschertal. *Proc. Hydro 2013 Conference*, Innsbruck, Austria, 18.05.

Agrawal, Y., Mikkelsen, O.A., Pottsmith, H.C. (2011). Sediment monitoring technology for turbine erosion and reservoir siltation applications, *Proc. Hydro 2011 Conference*, Prague, Czech Republic, 29.09.

Boes, R. M., Felix, D., Albayrak, I. (2013). Schwebstoffmonitoring zum verschleissoptimierten Betrieb von Hochdruck-Wasserkraftanlagen. *Wasser Energie Luft* 105(1), 35–42.

DWA (2006). Entlandung von Stauräumen, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., Hennef.

Felix, D., Albayrak, I., Boes, R.M., Abgottspon, A., Deschwanden, F., Gruber, P. (2013a). Measuring Suspended Sediment: Results of the first Year of the Case Study at HPP Fieschertal in the Swiss Alps. *Proc. Hydro 2013 Conference*, Innsbruck, Austria, 18.03.

Felix, D., Albayrak, I., Boes, R.M. (2013b). Laboratory Investigation on measuring Suspended Sediment by portable Laser Diffractometer (LISST) focusing on Particle Shape. *Geomarine Letters* 33(6), 485–498.

Grüninger, P. (2013). Schwebstofftransport im Jahr 2012 am Wasserkraftwerk Fieschertal, *Masterarbeit* (unveröffentlicht), VAW, ETH Zürich.

Humbel, T. (2013). Variation des Schwebstoffgehalts im Triebwasser des KW Fieschertal infolge Speicherstollenbewirtschaftung, *Projektarbeit* (unveröffentlicht), VAW, ETH Zürich.

IEC 62364 (2013). Hydraulic machines - Guide for dealing with hydro-abrasive erosion in Kaplan, Francis and Pelton turbines, Edition 1.0 (June 2013), International Electrotechnical Commission, Geneva, Switzerland.

Winkler, K., Dekumbis, R., Rentschler, M., Parkinson, E., Garcin, H. (2011). Understanding hydro-abrasive erosion, *Proc. Hydro 2011 Conference*, Prague, Czech Republic, 2.05.

Wren, D., Barkdoll, B., Kuhnle, R., Derrow, R. (2000). Field Techniques for Suspended-Sediment Measurement. *J. of Hydraul. Eng.*, 126(2), 97–104.

Adresse der Autoren

David Felix (korrespondierender Autor)
Email: felix@vaw.baug.ethz.ch
Dr. Ismail Albayrak
Prof. Dr. Robert M. Boes
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich
Wolfgang-Pauli-Str. 27
CH-8093 Zürich

Xayaburi Hydropower Project – Reservoir sediment management

Philemon Diggelmann, René Schmidiger, Knut Sierotzki

Abstract

Xayaburi HPP is located at the Mekong River in Lao P.D.R. approximately 100 km south of Luang Prabang, near the township of Xayaburi. The run-of-river project mainly consists of a spillway with seven overflow surface bays and four low level outlets and a powerhouse complex, which includes eight generating Kaplan units.

Following a consultation process with riparian countries of the Mekong River and several technical reviews and compliance reports, technical and operational measures were implemented to maintain and mimic closely the natural timing of sediment transport dynamics in the river.

Four low level outlets were provided within the spillway replacing five overflow surface bays, which were originally foreseen. A sediment pass-through routing with all spillway gates fully open and a partial drawdown of the reservoir can be established to restore the natural conditions in the upper part of the reservoir. If the lower reach of the reservoir is supposed to be restored completely and the remaining deposits mobilized, free flow flushing could be implemented during lower river flows. The planned system is based on an adaptive approach, allowing for changes of this system during operation for optimal effectiveness. Additionally, a friendly flushing principle is introduced to release water with reduced sediment concentration at mid and top water level through the overflow surface bays to dilute high sediment concentration flows from low level outlets.

A subsequent thorough sediment sampling campaign to understand the sediment processes and sediment modeling assessment was conducted, which basically confirmed the implemented technical and proposed operational measures for maintaining a natural sediment transfer as far as possible.

Further refinements studies are on-going especially regarding mimicking the natural sediment concentration.

1 Overview

1.1 General

The run-of-river Xayaburi HPP (Fig. 1) consists, beside a spillway with eleven bays and a powerhouse complex, of a navigation lock system on the right embankment and fish migration facilities for both up- and downstream migration, which are provided at the left abutment and at the intermediate block separating the spillway from the powerhouse. Sand flushing outlets are provided below the powerhouse intakes ensuring a local pressurized flushing when necessary. These outlets, with significant lower discharge capacity compared to the spillway, however do not contribute to the overall sediment transfer through the reservoir.



Fig. 1: Xayaburi project, view against flow direction

The powerhouse discharge is designed for 5000 m^3/s enabling a total installed capacity of 1285 MW. The total gross head during design discharge is ca. 30 m with a normal operation level at 275 masl. The total spillway capacity spills a PMF (probable maximum flood) discharge of 47'500 m^3/s without overtopping the barrage structure.

The Xayaburi barrage structure is ca. 820 m wide. The reservoir length extends to 100 km and its inundation volume corresponds to ca. 35 hours of only average discharge of the Mekong River (ca. 3900 m^3/s).

All eleven spillway bays are equipped with radial gates with sizes of 16 m × 12 m ($h \times w$) for four low level outlets with sill level at 238 masl (Fig. 2) and 23.5 m × 19 m for seven surface gates with sill level at 252 masl (Fig. 3).

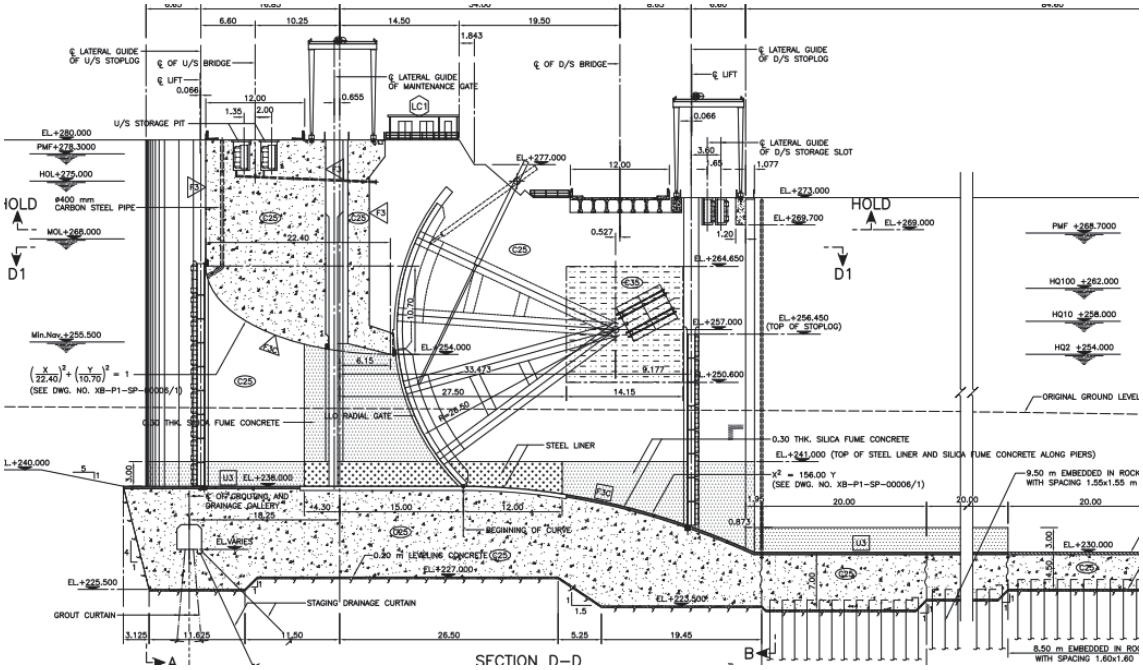


Fig. 2: Longitudinal section of low level outlet

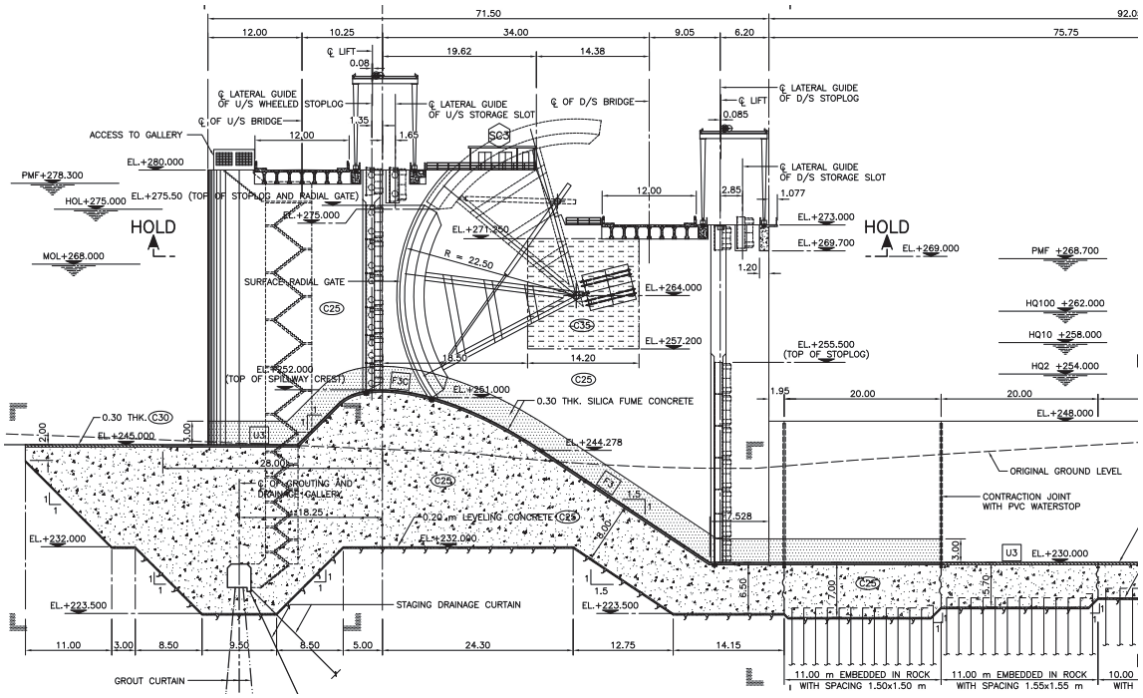


Fig. 3: Longitudinal section of surface gate

1.2 Project description

A Feasibility Study for Xayaburi HPP was initiated in 2007 by the contractor Ch. Karnchang, a Thai company, and completed in 2010.

A prior consultation process with Mekong River riparian countries based on the 1995 Mekong Agreement was subsequently executed. The Mekong River Commission (MRC) started in parallel a technical and compliancy review related to the Preliminary Guidance for Mainstream Dams focussing on the criteria relating to dam safety, navigation, fish passing facilities, water quality and aquatic ecology and sediment issues. One of the main concerns raised subsequently by the MRC and riparian countries were the trans-boundary impacts due to the potential sediment trapping within the Xayaburi reservoir.

Pöyry Energy Ltd has been then nominated as Government of Laos Engineer for the Xayaburi HPP and has been requested to prepare an Initial Technical Review with regard to compliance of the outline design of the project with the Mekong River Commission Guidelines and the criteria stipulated in there. Regarding the sediment retaining effects of the reservoir, four low level outlets were introduced instead of another five overflow spillways as the most suitable solution. A pass-through routing with all spillway gates fully open and a partial drawdown of the reservoir will restore the natural conditions in the upper part of the reservoir creating river-like conditions (Fig. 4).

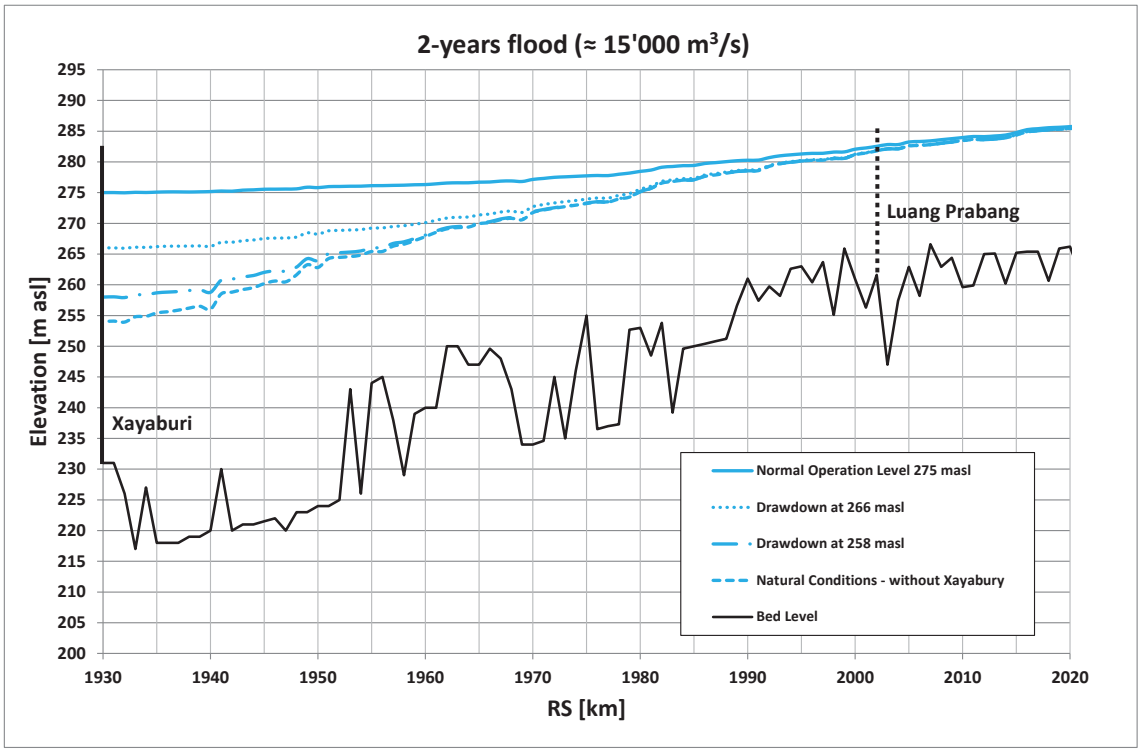


Fig. 4: Drawdown water levels in Xayaburi reservoir

The vertical distribution of the different hydraulic facilities (turbine intakes included) enables the suspended sediments to pass the dam through regularly distributed openings. Moreover, the run-of-river characteristic of Xayaburi HPP without a significant storage capacity compared to the river flow volumes, favours the implementation of sediment routing operations. The duration of pass-through routing with a partial drawdown can be adapted according to the natural flood duration to mimic closely the natural timing of sediment transport dynamics in the river.

The planned system is based on an adaptive approach, allowing for changes of this system during operation for optimal effectiveness. If the lower reach of the reservoir is supposed to be restored completely and the remaining deposits mobilized, free flow flushing could be implemented during lower river flows. Additionally, a friendly flushing principle is introduced to release water with reduced sediment concentration at mid and top water level through the overflow spillway to dilute high sediment concentration flows from low level outlets.

CNR (Compagnie Nationale du Rhône) made an independent review of the Pöyry Compliance Report regarding sedimentation and navigation issues and confirmed their proposed measures.

Field campaigns in 2012 and 2013 performed by CNR and STS Green (Thai company) were established to characterize sediment grain size distribution and loads for different periods. Additional sediment samplings from previous investigations of the AIT (Asian Institute of Technology) were added. CNR conducted then a thorough assessment of sediment transportation processes at Xayaburi dam in a trans-boundary context and the impact of the dam to the current river state and an analysis regarding possible operation rules and measures to maximize the sediment transportation through the Xayaburi reservoir.

In the meanwhile AIT verified within a physical model test the hydraulic design of the low level outlets under the supervision of the contractor’s design consortium TEAM/AF-Consult. Additional tests are on-going regarding the effectiveness of the dilution downstream of the spillway, which forms a part of the friendly flushing principle.

The official construction begun in autumn 2012 with an expected duration of seven years.

2 Assessment of Xayaburi dam impact on sediment transportation

2.1 Morphology and solid transportation

The natural state refers to the Mekong river state before 1993 without any hydropower development within the river basin. The current state represents the situation in 2013 with a majority of the Chinese dams already in operation.

Sediments transported in the Mekong River involve:

- Suspended-load consisting of (i) wash-load composed of very fine particles transported by uniform suspension, i.e. without vertical gradient of concentration (clay and silt) and (ii) bed materials (mainly fine and medium sand) transported by suspension with a vertical gradient of concentration or by graded suspension,
- Bed-load consisting of bed materials transported by bed-load or rolling (coarse sand, gravel and cobble).

Wash-load generally results from hill slope erosion. Wash-load is thus limited by upstream sediment supply whereas suspended bed material depends on channel hydraulics.

The Xayaburi reservoir is situated mainly along a rock-incised riverbed with occasional deposits over rocky outcrops. The slope (ca. 30–35 cm/km) provides an excess in transport capacity as compared to what is required to discharge the available sediment-load. The size of sediments along this river stretch experiences a very limited evolution. The delta zone of Xayaburi reservoir, near Luang Prabang, where the river valley becomes wider (river slope of ca. 10–15 cm/km), consists of a thin alluvial bed with channel side and mid-channel bars. These deposits regulate sediment capacities further downstream. Present observations show that the river bottom elevation at Xayaburi dam location experiences distinct developments during the different stages of the monsoon season:

- Bed degradation during the rising stage, with a maximum drop in the river bottom elevation for the peak discharge,
- Bed aggradation during the falling stage, the initial river bottom elevation being roughly recovered by the end of the annual cycle.

The suspended sand concentration during the rising limb of the flow discharge is higher compared to the falling limb of the annual hydrograph indicating clearly seasonality. The recovery at the end of the monsoon season implies that still adequate bed-load materials are mobilized despite the existing upstream dams

in China (Lancang cascade). Considering the huge bed material stocks still currently available in the river channel downstream of the Chinese border, this statement can be seen as valid.

Based on existing databases (time series available at existing sediment gauging stations), data sets from recent conducted field measurement campaigns for suspended sediments & bed-load and comparison with results obtained after applying theoretical solid transportation equations (bed-load and sandy suspension only), the following stipulations of mean annual sediment-loads at the Xayaburi dam site can be made:

Tab. 1: Sediment input at Xayaburi reservoir (CNR 2013)

Situation	**Annual load (Mt/year)**			
	Wash-load	Suspended sand	Bed-load	Total
Natural state (before 1993)	130 (79%)	28 (17%)	7 (4%)	165
Current state (2013)	54 (61%)	28 (31%)	7 (8%)	89

Sediment trapping due to upstream dam has been assessed according to Brunes' model and calibrated with recent recorded data.

2.2 Impact of Xayaburi dam for current sediment supply

A preliminary analysis with HEC-RAS by CNR based on hydraulic parameters and transportation formulae regarding the solid transportation after the Xayaburi dam completion indicated a significant reduction of maximum transportable particle sizes, which is obviously a consequence of the velocity reduction due to the backwater effect by the dam.

In the current state without Xayaburi (though with Chinese dams) bed-load from 3.8 to 5.6 cm are transported during floods. A minor reduction of the maximum transportable size is estimated compared to the natural state (without Chinese dams) mainly due to the reduced flood discharges induced by the large Chinese dams. With Xayaburi HPP bed-load greater than 3 cm can hardly be moved despite large floods and maximum drawdowns of the reservoir. A bed-load shuttle may additionally contribute to improve the long term transparency rate (or overall passability for sediments) of the Xayaburi reservoir. The volumes to be transported may significantly decrease once all Chinese dam projects are

completed, since coarse sediments coming from the upper reach are trapped and floods coming from the intermediate catchment are decreased.

The transport of very fine sediments like clay and silt particles (wash-load) is barely affected by the Xayaburi dam operation. Thus operational sediment management procedures affect mainly the transportation of suspended sand.

A second 1D numerical model (Adis-TS) was applied by CNR to simulate long term sedimentation rate in the Xayaburi reservoir. For modelling hypothesis, dam operation rules were taken into account, which preserves the Luang Prabang area (see Fig. 4) of extra flooding due to backwater effects during flood periods. The rule introduced by CNR suggests to start to lower the reservoir during floods higher than 10'000 m^3/s (down to maximum 265 masl for 15'000 m^3/s), implying at least one (artificial) draw down every year. The distribution of suspended sediment inflow was chosen for the current state.

The main findings are that a transparency rate of 97% for the total suspended sediment inflow is achieved with the current spillway layout and proposed operation rule, which corresponds to an annual accumulation of 2.3 Mt/year within the Xayaburi reservoir. Such a high transparency rate benefits from the supply limited river stretch character within the Xayaburi reservoir. Draw-down sequences enable an effective remobilization of reservoir deposits balancing almost the sediment input and output of the reservoir. The impact of the dam on wash-loads, which forms a parameter for nutrient transport, is negligible as expected (Fig. 5).

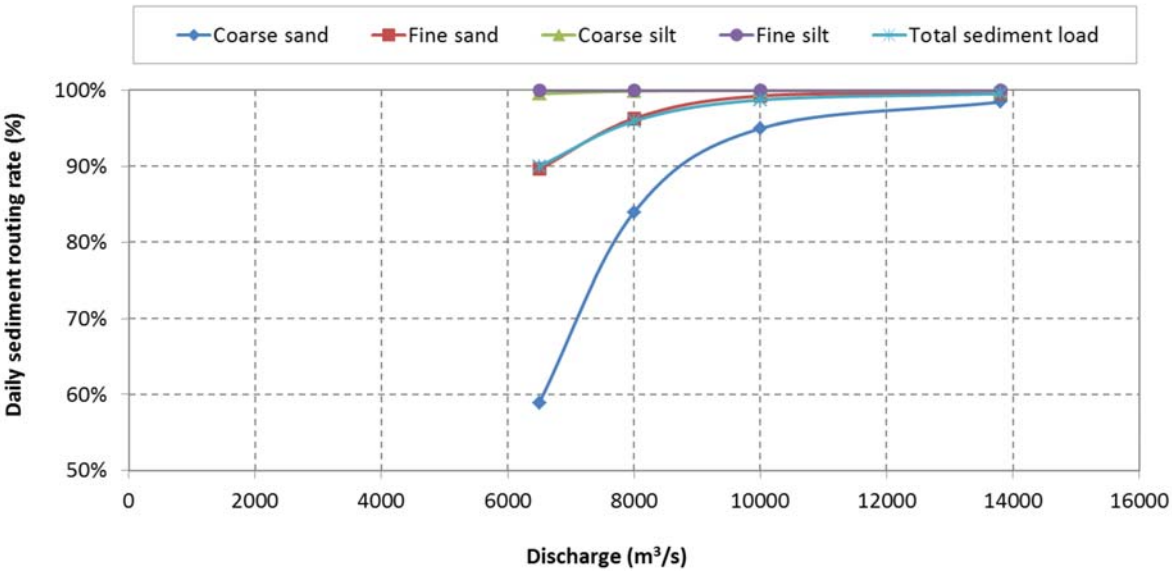


Fig. 5: Daily sediment routing rate through Xayaburi reservoir, defined as the ratio between the suspended sediment outflow and inflow, with the Mekong River discharge (CNR 2013).

3 Outlook

Presently additional mitigation measures are under examination, e.g. additional daily draw-downs to create additional sediment routing considering seasonality, sediment dynamics and other potential time-wise and retarding effects (e.g. deep pools).

The principle of friendly flushing for the proposed spillway layout was validated by CNR with simplified calculations (Hunter Rouse). Currently, AIT is performing physical model tests investigating the dilution effect further downstream by means of colour dyes.

Similar sediment management concepts have already been successfully introduced in European Rivers (e.g. Genissiat dam on the Rhone River in France, CNR) and could play a vital role for similar challenges in terms of enhancing sediment transfer in existing reservoirs or mitigating sediment trapping effects in future projects.

References

AIT (2013), not published. Physical Hydraulic Model Study of Xayaburi HPP, Final Report.

CNR (2013), not published. Assessment of Xayaburi dam impact on solid transportation, Interim Report Step 2.

Pöyry (2011), not published. Compliance Report Xayaburi HPP, Main report.

Addresses of authors

Philemon Diggelmann (corresponding author)
Email: philemon.diggelmann@poyry.com
Pöyry Schweiz AG
Hardturmstrasse 161
CH-8037 Zürich

René Schmidiger
Project Director Xayaburi HPP
Pöyry Schweiz AG
Hardturmstrasse 161
CH-8037 Zürich

Knut Sierotzki
Director Hydropower Asia Russia
Pöyry Energy Ltd.
Bangkok 10400, Thailand

Gewässerrenaturierung 1

Sessionsleiter



Prof. em. Dr.-Ing. H.-E. Minor
ETH Zürich

Application of habitat and population modeling in river management

Weiwei Yao, Minh Duc Bui, Peter Rutschmann

Abstract

In the past two decades, some freshwater fish species have decreased with several of them having even been endangered in wide parts of river basins. This aroused great concerns about model improvement for fish habitat and population dynamics. With the development in two-dimensional computational ecologies, a capability of predictive ecological modeling has been established to simulate fish distribution in time and space, resulting in important information on evolutionary processes. This paper develops a physical habitat and population model based on the flow velocity, flow depth and water temperature distribution. The model is tested and applied to evaluate ecological effects downstream of Glen Canyon Dam of Colorado River.

1 Introduction

Habitat models have become an important tool for river management since the 1980s (Yi *et al*. 2010). Many of these models have been developed including PHABSIM, CASIMIR and MESOHABSIM (Shirvell 1989, Parasiewicz 2001, Mouton 2007). In addition, many stream ecologists and river engineers consider physical habitat features to be the important determinants of stream community potential (Plafkin *et al*. 1989). Moreover, habitat models are particularly useful for highlighting habitat features likely to be of key importance for fish species. Habitat modelling is also a powerful tool to suggest sustainable conservation strategies. The population model, as indicated by its name, evaluates the fish population number and its temporal and spatial variations. The model results apply to evaluate the effects of habitat change on fish population. To analyze and determine how the characteristics of the fish population change with time, several revised logistic population models are proposed based on the concepts of INSTREAM and SALMON (Bartholow *et al*. 1993, Bartholow 1996, Harvey *et al*. 2009).

The Colorado River reach from Glen Canyon Dam to Lees Ferry is located in the north-central Arizona and near the Arizona-Utah border, United States. Along this river reach a long-term fish monitoring has been carried out. A diversity of freshwater fish has been observed. Based on analyzing these surveyed data suitable measures were proposed to protect and mitigate

adverse impacts to fish species downstream of the dam (Makinster *et al*. 2010). This paper presents a model system allowing for simulation of the rainbow trout (*Oncorhynchus mykiss*) habitat and fish population in this river reach during the time period between 1991 and 2009. The computed results are compared with the observed fish number. The model results can be applied to assess the effects of flow management on the fish in the study domain.

2 Model Scheme

The model system contains four components, namely the dynamic hydraulics model, the heat transfer model, the physical habitat model, and the fish population model. In the hydraulic model, the velocity field and water surface elevation are determined from the 2D shallow-water equations including the effects of bed friction and turbulence. The bed-shear stresses are determined by the quadratic friction law. The turbulent stress terms are calculated based on the depth-averaged version of k-ε turbulence model (Ferziger and Peric 1996). In the heat transfer model the water temperature distribution is calculated based on the depth-averaged convection-dispersion equation.

A general assumption for all the physical habitat models is that the habitat quality depends on the physical river characteristics. These models normally do not consider chemical variables such as pH, oxygen, or polluting substances. The river conditions are combined with habitat-suitability criteria (or habitat preference) curves to predict the habitat area. These curves show the response of a species to an environmental gradient and thus the shape of these curves will vary with the nature of the gradient. The species response at each value of the environmental gradient is referred to species distribution models Habitat Suitability Index (HSI) for this environmental condition. In addition, to combine these species response curves, n-dimensional response surfaces can be constructed, assigning a relative value between 0 and 1 for the target species. Many physical habitat models use 2D surfaces for combinations of the most common variables such as flow depth, velocity, water temperature and bottom substrate. Based on the concepts of PHABSIM (Bovee 1986), our habitat model computes the Weighted Usable Area (WUA) and the Overall habitat Suitability Index (OSI) for the species of interest under a given hydro-morphological condition. The WUA is hereby based on 2D distributions of habitat features in the horizontal plane of the river bed. The river bed is divided into cells each of which is characterized by specific values of the physical variables. Based on these values, an HSI is attributed to each cell. The WUA is then obtained by integrating the habitat quality over the cells of the entire river reach as

$$WUA = \sum_{i=1}^{M} \left(A_i \times HSI_i \right) \quad [1]$$

Here A_i is the horizontal surface of cell i, HSI_i the habitat suitability index of cell i and M the number of wetted grid cells in the studied river reach. The OSI is defined as the ratio of weighted usable area and total flow area in the horizontal plane as

$$OSI = \frac{\sum_{i=1}^{M} \left(A_i \times HSI_i \right)}{\sum_{i=1}^{M} A_i} \times 100\% \quad [2]$$

The HSI_i combines the individual component suitability indices associated with flow depth (SI_d), velocity (SI_v), substrate (SI_s), and water temperature (SI_t) in cell i using the geometric mean value, namely

$$HSI_i = \sqrt[4]{SI_d \times SI_v \times SI_s \times SI_t} \quad [3]$$

Based on the logistic population model (Fox 1954, Russ 2004, Shepherd 2007) the present population dynamics are defined from the results of habitat model using the following equation

$$P_{t+1} = \frac{\beta \times WUA_{t+1} \times P_t \times e^{\alpha \times (OSI_{t+1} - OSI_t)}}{\beta \times WUA_{t+1} + P_t \times \left(e^{\alpha \times (OSI_{t+1} - OSI_t)} - 1 \right)} \quad [4]$$

Here P_t and P_{t+1} are population numbers in the years t and t+1; and α and β are model parameters related to study domain and fish species. The calculation of fish density in cell i is based on

$$P_{i,t} = \frac{A_{i,t} \times HSI_{i,t} \times P_t}{WUA_t} \quad [5]$$

The governing differential equations for flow and temperature are discretized in the computational domain using the finite volume technique with a curvilinear grid. The third-order deferred correction QUICK scheme was implemented for the convection term, and the second-order central difference scheme to account for the dispersion terms. The discretized equations were solved by a line-by-line procedure, combining the tri-diagonal matrix algorithm and the successive over relaxation (Ferziger and Peric 1996). Details on the numerical solution are given by Anderson (1995) and Chung (2010).

3 Model Setup

The study river reach is known as tailwater fishery with a length of about 25 km, which is discretized by a mesh with 300×20 grid points (Fig. 1). Deep water discharge from large reservoir releases cold water, which has a serious effect on the fish species survival and growth in the river reach. Flow temperatures range from 5°C to 16°C at the dam foot (Voichick *et al*. 2007, Wright *et al*. 2009, Vernieu 2010, Makinster *et al*. 2010, 2011). As boundary conditions, the flow discharge and the water temperature released from Glen Canyon Dam from 1991 to 2009 are used.

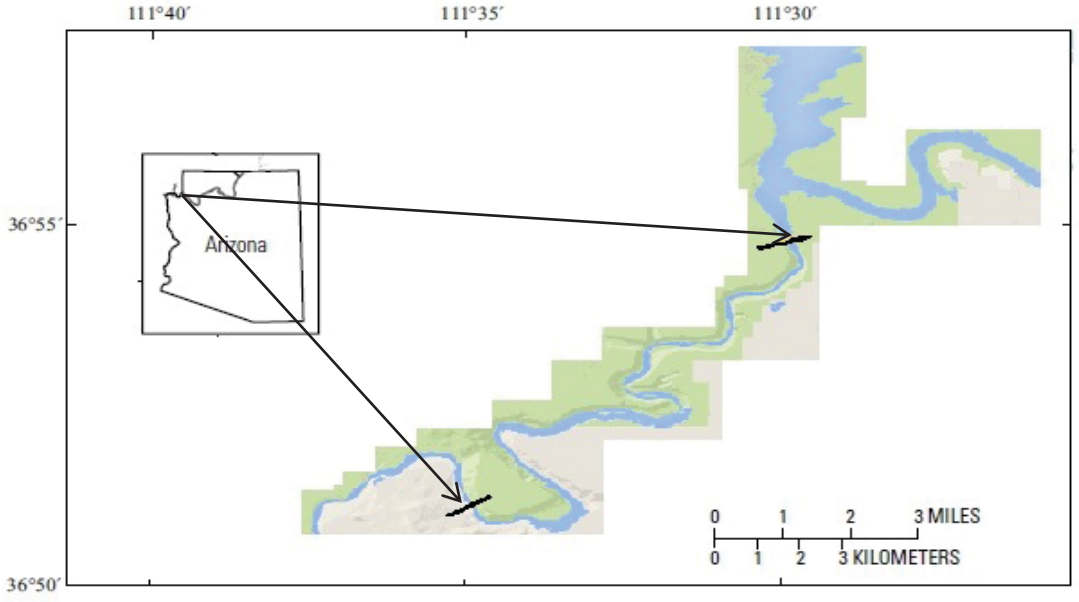


Fig. 1: Study area and computation domain

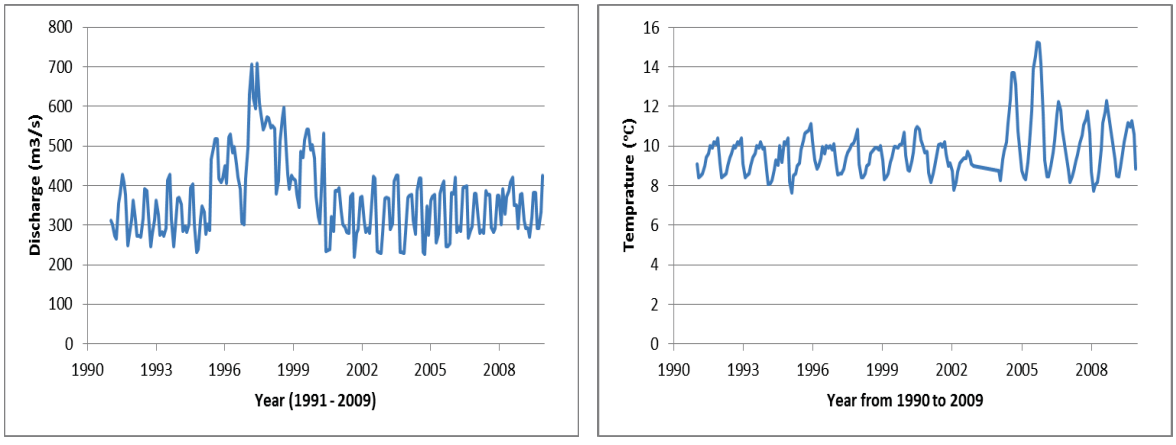


Fig. 2: Flow discharge (left), and temperature (right) at inlet

The target species in this study is the rainbow trout. Since 1991, the trout population in the tailwater has been monitored on a regular basis both by the

Arizona Game and Fish Department, and the U.S. Geological Survey (Makinster *et al*. 2011). The surveyed data of the fish number will be used to compare with the simulation results. The preference curves developed by the U.S. Fish and Wildlife Service (Raleigh *et al.* 1984) are used in the model for the present study (Fig. 3). The substrates of the river bed belong to type 4 (sand of particle size between 0.062 and 2.000 mm).

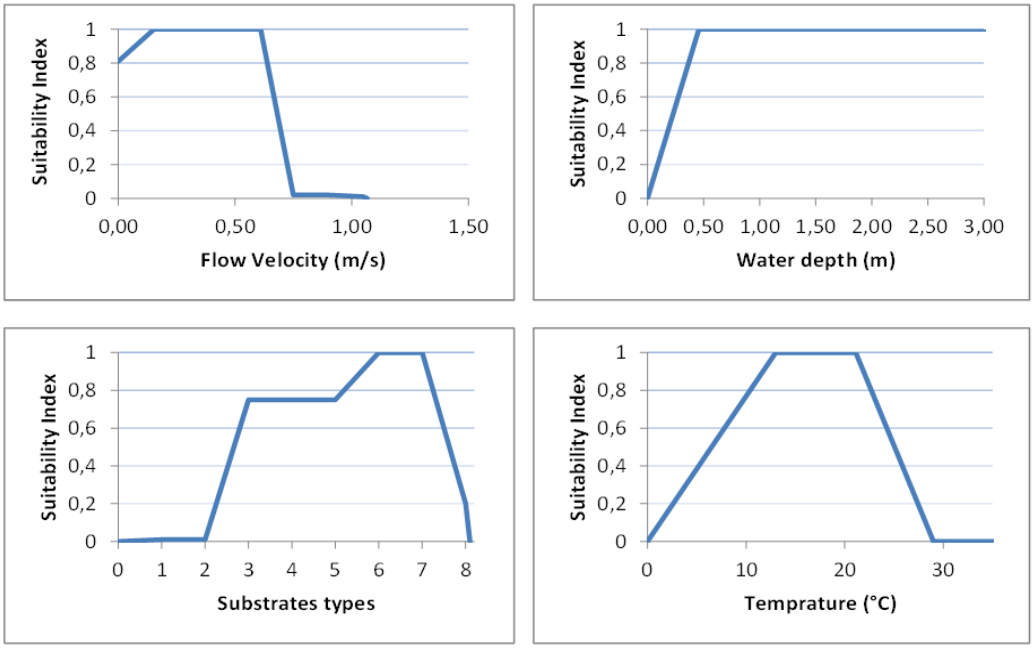


Fig. 3: Preference curves for rainbow trout (Substrates types: 1 = plant detritus/organic material, 2 = mud/soft clay, 3 = silt (particle size < 0.062 mm), 4 = sand (particle size 0.062-2.000 mm), 5 = gravel (particle size 2.0-64.0 mm), 6 = cobble/rubble (particle size 64.0-250.0 mm), 7 = boulder (particle size 250.0-4000.0 mm), 8 = bedrock (solid rock))

4 Result and discussion

Fig. 4 exemplarily shows the flow features in the computational domain, including flow velocity, depth and temperature, as well as distributions of the associated suitability index in 2005 for the mean flow discharge of 310 m^3/s.

The simulation results illustrate that most parts of the river have a high suitability index associated with velocity. The good suitability index associated with flow depth concentrates mostly on the center and left river side. Due to the water released from the reservoir, the water temperature in the downstream part is more suitable for rainbow trout than that in upstream part. The suitability index associated with substrates is equal to 0.8 according to the substrates type survey of USGS.

The *HSI* have been calculated using the annual discharge and temperature curves (Fig. 5). Note that the *WUA* and *OSI* have the same trends between 1991 and 2009. The tailwater of Glen Canyon Dam has a mean value of 14% for the *OSI*. The highest *OSI* = 25% has been reached in the years 1996 and 1999, during which there occur also the maximum *WUA* values. Fig. 6 indicates the relationship between the mean values of the caught fish number per minute and the simulated *OSI* after 19 years.

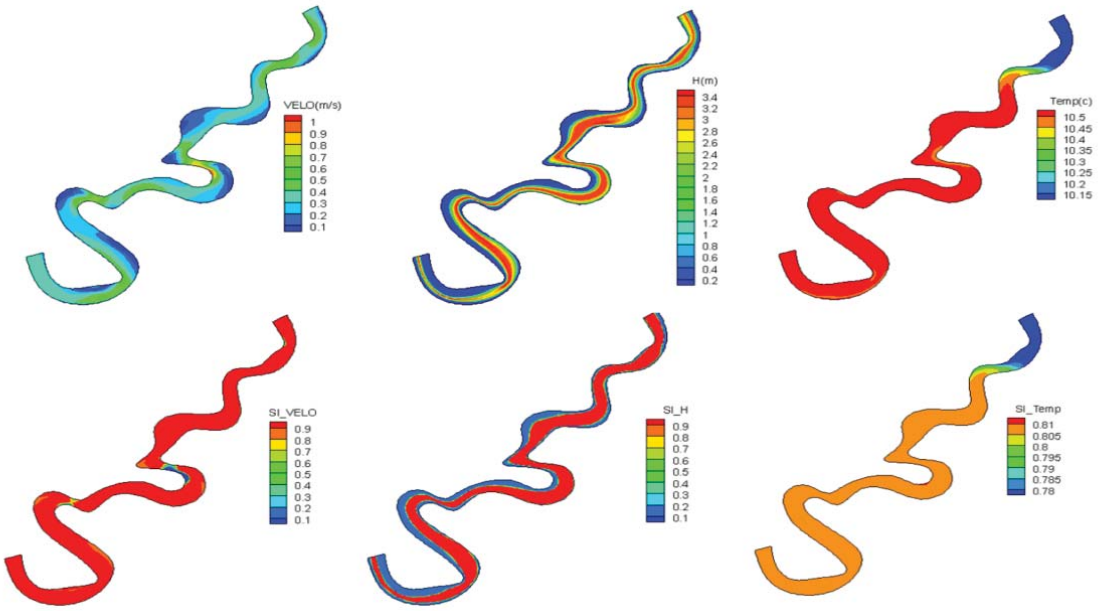


Fig. 4: Velocity VELO, depth H, temperature Temp, associated suitability indices SI in 2005

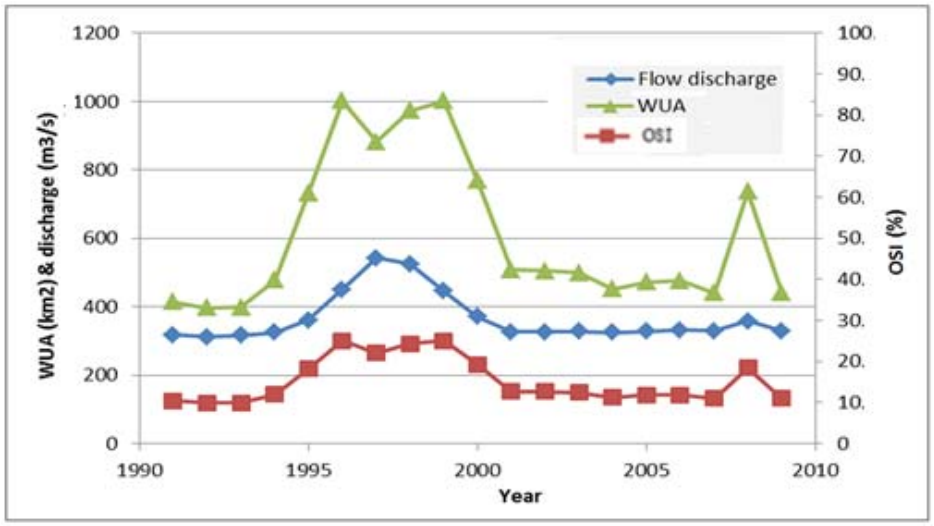


Fig. 5: Weighted Usable Area *WUA*, Overall habitat Suitability Index *OSI*, and annual water discharge from 1991 to 2009

The dynamic of fish density was analyzed based on the calculated results of the population model. Due to lack of information on the fish number and its distribution in the study area at the simulation start in 1991, the fish population number was assumed to $P_{1991} = 3.5\times10^5$. The rainbow trout number decreases steadily down to 2×10^5 in 1993 before increasing quickly to 7×10^5 in 1997. Later the fish population decreases until 2009 (Fig. 7). A qualitative comparison between the survey and the simulated fish population is also shown. The caught fish data are represented by the green line, while simulations are highlighted by the red line. Except for 2008 and 2009, a good agreement results between the simulated trend of the fish population and the survey data from USGS.

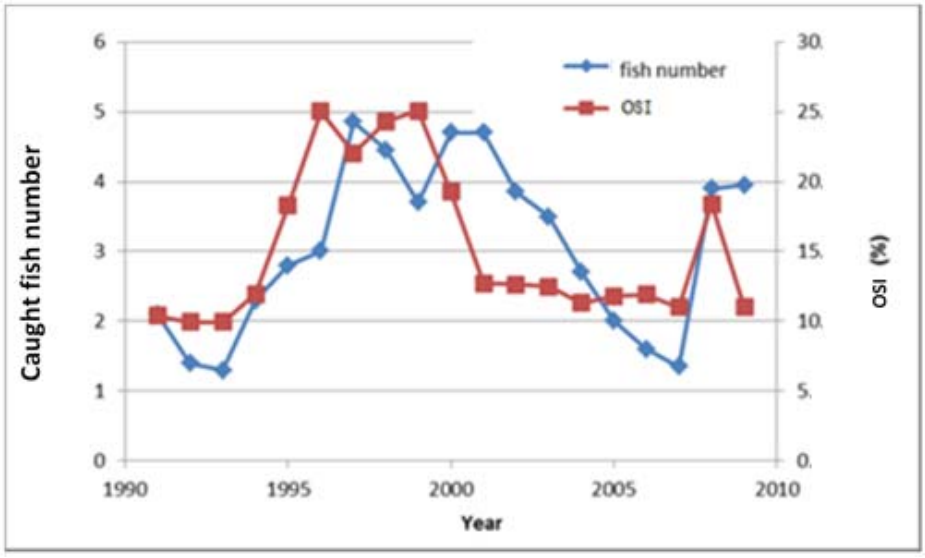


Fig. 6: Calculated Overall habitat Suitability Index OSI, and caught fish number from 1991 to 2009

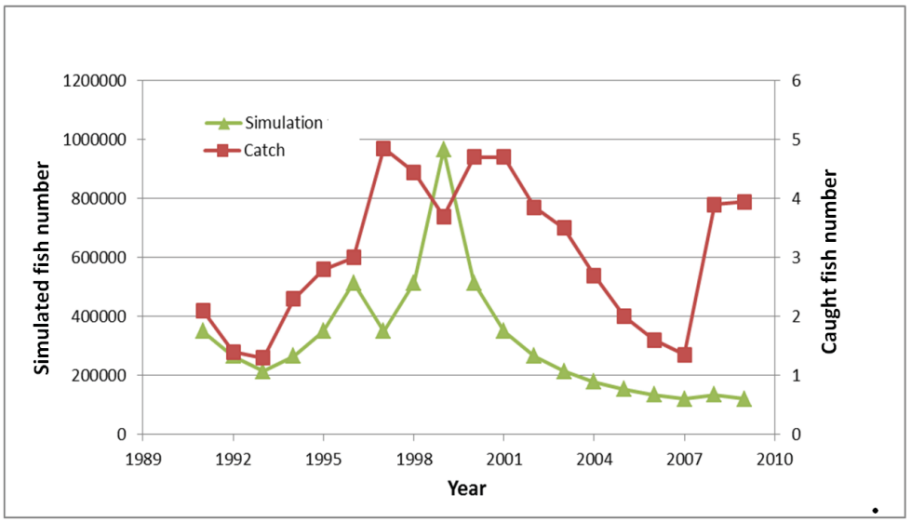


Fig. 7: Calculated fish population, and caught fish number per minute from 1991 to 2009

The simulated results of the rainbow trout distribution in 1991, 1997, and 2005 are shown in Fig. 8. It is clear that the rainbow trout population density varies considerably along the river. Generally, the left river side has higher fish density than the right side near the inlet. The simulation results also indicate less rainbow trout in the narrow areas with high flow velocities.

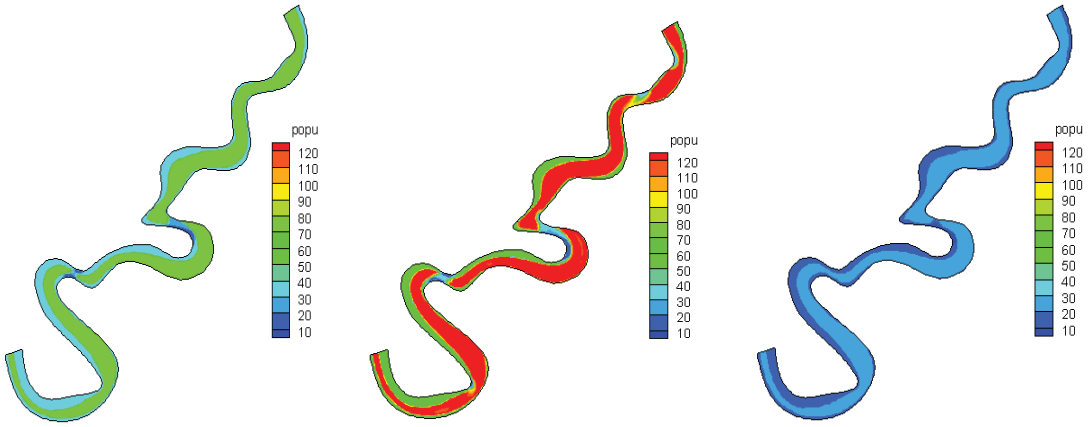


Fig. 8: Calculated population density for years 1991 (left), 1997 (middle), and 2005 (right)

5 Conclusions

The fish population dynamics involve the quantitative change of fish population as a result of various processes. It can be used to describe the population control, and their exploitation, and to devise changes allowing for an improved management. Population dynamics are based on modelling the growth and/or death processes. By applying the present model system, only a qualitative prediction for the fish population dynamics is obtained, so that a more detailed development for fish population modeling is needed. We are expanding the scope of the recent population dynamics models. The goal is to develop a comprehensive age- or size-structured model to understand factors affecting fish population dynamics in rivers. The model will also address the uncertainty and variability of the parameters and relationships in the model to evaluate its effect on the outcomes and predictions. To devise these models, a considerable amount of work involving data records is required to establish the growth and mortality models, and to validate the population model system including hydro-morphological and fish habitat models. The results of the population dynamics models render an estimate of the current status of a population. Depending on its status, suitable management measures may be introduced to conserve the fish population in the study area.

References

Anderson, J.D. (1995). Computational fluid dynamics, Vol. 206. New York: McGraw-Hill.

Bartholow, J.M., Laake, J.L., Stalnaker, C.B. & Williamson, S. (1993). A salmonid population model with emphasis on habitat limitations. Rivers, 4(Nr. 4), 265–279.

Bartholow, J.M. (1996). Sensitivity of a salmon population model to alternative formulations and initial conditions. Ecological Modeling, 88(1–3), 215–226.

Chung, T.J. (2010). Computational fluid dynamics. Cambridge University Press, New York, NY 10013-2473, USA.

Ferziger, J.H., Perić, M. (1996). Computational methods for fluid dynamics, Vol. 3. Berlin: Springer.

Fox Jr, W.W. (1970). An exponential surplus-yield model for optimizing exploited fish populations. Trans. American Fisheries Society, 99(1), 80–88.

Harvey, B.C., Jackson, S.K., Lamberson, R.H. (2009). InSTREAM: the individual-based stream trout research and environmental assessment model, Vol. 218. U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Pacific Southwest Research Station, Albany, California.

Launder, B.E., Spalding, D.B. (1972). Lectures in mathematical models of turbulence. Academic Press, London UK.

Launder, B.E., Spalding, D.B. (1974). The numerical computation of turbulent flows. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 3(2), 269–289.

Makinster, A.S., Persons, W.R., Avery, L.A. (2011). Status and trends of the rainbow trout population in the Lees Ferry reach of the Colorado River downstream from Glen Canyon Dam, Arizona, 1991–2009: U.S. Geological Survey, Scientific Investigations Report 2011–5015, 17 p.

Makinster, A.S., Persons, W.R., Avery, L.A., Bunch, A.J. (2010). Colorado River fish monitoring in Grand Canyon, Arizona; 2000 to 2009 summary: U.S. Geological Survey, Open-File Report 2010-1246, 26 p.

Mouton, A.M., Schneider, M., Depestele, J., Goethals, P.L., De Pauw, N. (2007). Fish habitat modelling as a tool for river management. Ecological Engineering, 29(3), 305–315.

Norden, R.H. (1982). On the distribution of the time to extinction in the stochastic logistic population model. Advances in Applied Probability, 687–708.

Parasiewicz, P. (2001). MesoHABSIM: A concept for application of instream flow models in river restoration planning. Fisheries, 26(9), 6–13.

Patankar, S.V., (1980). Numerical heat transfer and fluid flow. Taylor & Francis, London.

Plafkin *et al.*, (1989). Rapid bio-assessment protocols for use in streams and rivers: U.S. Environmental Protection Agency, EPA/444/4-89-001, 176 p.

Raleigh, R.F., Hickman, T., Solomon, R.C., Nelson, P.C. (1984). Habitat suitability information: Rainbow trout. U.S. Fish Wildl. Servo FWS/OBS-82/10.60. 64 p.

Russ, G.R., Alcala, A.C. (2004). Marine reserves: Long-term protection is required for full recovery of predatory fish populations. Oecologia, 138(4), 622–627.

Shepherd, J.J., Stojkov, L. (2007). The logistic population model with slowly varying carrying capacity. ANZIAM Journal, 47(JG., S.), C492-C506.

Shirvell, C.S. (1989). Ability of PHABSIM to predict Chinook salmon spawning habitat. Regulated Rivers: Research & Management, 3(1), 277–289.

Vernieu, W.S. (2010). Effects of the 2008 high-flow experiment on water quality in Lake Powell and Glen Canyon Dam releases, Utah-Arizona. U.S. Geological Survey, Open-File Report 2010–1159, 25 p.

Voichick, N., Wright, S.A. (2007). Water-temperature data for the Colorado River and tributaries between Glen Canyon Dam and Spencer Canyon, northern Arizona, 1988–2005. U.S. Geological Survey Data Series 251, 24 p.

Wright, S.A., Anderson, C.R., Nicholas V. (2009). A simplified water temperature model for the Colorado River below Glen Canyon Dam. River Research and Applications, 25(6), 675–686.

Yi, Y., Wang, Z., Yang, Z. (2010). Effects of high-flow: Two-dimensional habitat modeling of Chinese sturgeon spawning sites. Ecological Modelling, 221(5), 864–875.

Address of Authors

Weiwei Yao (corresponding Author)

Email: harry.yao@tum.de

Minh Duc Bui, Research Coordinator

E-mail: minhduc.bui@tum.de

Prof. Peter Rutschmann

E-mail: peter.rutschmann@tum.de

Institute of Hydraulic and Water Resources Engineering, TU München

Arcisstrasse 21

D-80333 München

Tel: +49.89289.23166

Fax: +49.89289.23172

Dem Fischrückgang auf der Spur: hydromorphologische Untersuchungen an einem Fallbeispiel in Südtirol

Investigating causes for fish biomass reduction: A case study with hydromorphological analysis at a stream in South Tyrol

Walter Gostner, Michael Spechtenhauser, Peter Hecher

Kurzfassung

Die Passer, ein linksseitiger Zubringer der Etsch in Südtirol mit einem Einzugsgebiet von knapp 430 km², weist nach einer ersten Beurteilung einen besseren hydromorphologischen Zustand auf als zahlreiche andere Fließgewässer im Alpenraum. Offizielle Bestandserhebungen belegen jedoch, dass der Fischbestand in der Passer vor allem in Hinsicht auf die Biomasse nicht zufriedenstellend ist. Ein fächerübergreifendes Projekt wurde initiiert, um den Ursachen für den vor allem in den letzten Jahren auffallend starken Fischrückgang auf den Grund zu gehen.

Ein Arbeitspaket betraf die eingehende Untersuchung des hydromorphologischen Zustands der Passer. Dabei wurde der allgemeine Zustand des Fließgewässerlebensraumes und dessen räumliche und zeitliche Variabilität untersucht. Dadurch konnten jene Faktoren ermittelt werden, welche aus hydromorphologischer Sicht eine Beeinträchtigung der Fischökologie an der Passer bedeuten. In der Zusammenschau mit anderen untersuchten biologischen und chemischen Einflussfaktoren bildet die Studie eine Entscheidungsgrundlage zur Erarbeitung eines Maßnahmenpakets. Damit wird das Endziel verfolgt, den Fischlebensraum zu verbessern und den Anforderungen der EU-Wasserrahmenrichtlinie Genüge zu tun.

Abstract

The Passer River is a left tributary of the Etsch River with a watershed of approximately 430 km². At first glance, the hydromorphological characteristics of the Passer River are in a significantly better condition than many other streams in Alpine regions. However, official investigations state that fish abundance is far from being satisfactory. An interdisciplinary project was launched to investigate causes for fish biomass reduction that has become even more severe in recent years.

One work package was to conduct an extensive analysis of the hydro-morphological condition of the Passer River. The main goal of the study was to evaluate the spatial and temporal variability of the habitat template for the Passer River. As a result, it was possible to identify the factors that, from a hydromorphological point of view, might represent stressors for the abiotic quality of the Passer River. Putting together the results of this study with biological and chemical stressors, a decision base for the definition of mitigation measures is provided. Herewith, the final goal is pursued to improve the fish habitat template and to fulfil the European Framewater Directive requirements.

1 Einführung

Nach einer ersten Beurteilung ist die Passer durch einen besseren hydromorphologischen Zustand gekennzeichnet als viele andere Fließgewässer im Alpenraum. Einerseits zeigt sie, zumindest in größeren Teilbereichen, eine gute Strukturvielfalt, andererseits weist auch das hydrologische Regime einen nahezu natürlichen Zustand auf. Ebenfalls scheint der Geschiebehaushalt im Gleichgewicht zu sein.

Verschiedene Erhebungen belegen dennoch, dass der Fischbestand an der Passer nicht zufriedenstellend ist und es vor allem im letzten Jahrzehnt zu einem massiven Rückgang der Fischbiomasse gekommen ist. Gemäß offiziellen Abfischungsdaten seitens des Amtes für Jagd und Fischerei der Autonomen Provinz Bozen reduzierte sich die Fischbiomasse zwischen den Jahren 2004 und 2010 an verschiedenen Abfischungsstellen zum Teil um bis zu 80%. Bei der als Leitfischart ausgewiesenen Marmorierten Forelle war in diesem Zeitraum, trotz eines intensiven Fischbesatzungsprogramms seitens der Landesfischzucht der Autonomen Provinz Bozen, ein Rückgang von durch-schnittlich 12,4 kg/ha auf 4,6 kg/ha festzustellen.

In Zusammenarbeit mehrerer Behörden wurde ein interdisziplinäres Projekt initiiert, um jene Faktoren ermitteln zu können, welche verantwortlich für den nicht zufriedenstellenden Zustand der aquatischen Fauna an der Passer sind. Das Endziel dieses Projekts ist es, ein Maßnahmenpaket zu erarbeiten, um den Fischlebensraum zu verbessern und dem von der EU-Wasserrahmenrichtlinie geforderten guten Zustand möglichst nahe zu kommen. Dieser Beitrag befasst sich mit dem Arbeitspaket der Hydromorphologie.

Im Speziellen wurden folgende Fragestellungen untersucht:

- Wie ändert sich die Lebensraumeignung in Abhängigkeit der Abflüsse?
- Treten Abflüsse auf, bei denen essentielle Lebensräume nicht mehr vorhanden sind?

- Wie gestalten sich die hydraulischen Bedingungen an den Laichplätzen?
- Ist eine für die ökologische Funktionsfähigkeit notwendige Geschiebedynamik vorhanden?

2 Das Untersuchungsgebiet

2.1 Das Einzugsgebiet und die Fließgewässermorphologie

Die Passer ist ein kiesführender Alpenfluss mit einem Einzugsgebiet von 427 km². Nach einer Lauflänge von 42,6 km mündet die Passer in die Etsch, dem zweitlängsten Fluss Italiens (Abb. 1). Der mittlere Abfluss Q_{180} beträgt 10,72 m³/s, der Niederwasserabfluss Q_{347} 3,98 m³/s, der Q_5 74,5 m³/s und das HQ_{100} ca. 430 m³/s. Das Abflussregime ist nivo-pluvial mit einer Abflussspitze im Juni und einer weiteren im November.

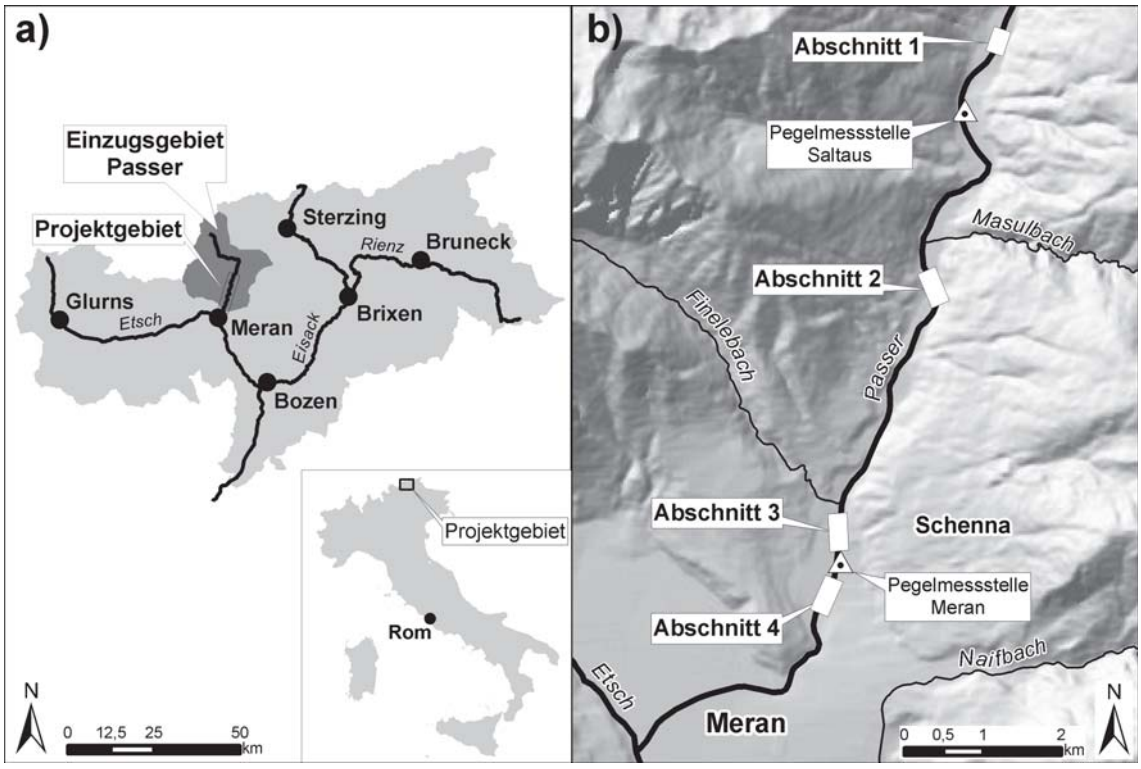


Abb. 1: Schematische Darstellung des Einzugsgebietes und der Untersuchungsabschnitte

Das mittlere Gefälle des Passerunterlaufs, welcher eine Länge von ca. 20 km aufweist, beträgt ca. 1,8%. Die Talsohle nimmt eine mittlere Breite von 150 m und maximal 600 m ein. In ihrem Referenzzustand hat die Passer die gesamte Breite der Talsohle in Anspruch genommen. Entlang des Unterlaufes kam es durch Hochwasserereignisse häufig zu Bettverlagerungen sowie intensiven Auflandungs- und Erosionsprozessen. Nach diesen Ereignissen tiefte sich die Passer wiederum in die von ihr gebildeten Aufschotterungen ein. Dadurch

entstand ein gewundener Verlauf mit ständigen Richtungswechseln, der großteils die Charakteristik eines Einbettgerinnes aufwies.

In mehreren intensiven Bauabschnitten wurden während des 20. Jahrhunderts beide Ufer nahezu vollständig durch eine sogenannte elastische Verbauung (ein- bzw. mehrreihige Blocksätze kombiniert mit Spreitlagen bzw. Steckhölzern) gesichert sowie Sohlschwellen bzw. Sperrenbauwerke errichtet. Derzeit sind am Unterlauf ca. 90% beider Ufer gesichert, zur Sohlsicherung sind ca. 93 Querbauwerke vorhanden. In den letzten Jahren arbeitet die Abteilung Wasserschutzbauten der Autonomen Provinz Bozen an einem Rückbauprogramm, mit dem bereits einige Schlüsselquerbauwerke durch aufgelöste Rampen bzw. Blockrampen ersetzt wurden.

2.2 Die Untersuchungsabschnitte

Am Unterlauf der Passer wurden vier Untersuchungsabschnitte unterschiedlicher morphologischer Ausprägung definiert (Abb. 1, Tab. 1).

Tab. 1: Wichtigste Kenndaten der 4 Untersuchungsabschnitte mit Angabe der untersuchten Länge, der Flussbettbreite, der Anzahl der aufgenommenen Querprofile QP, des mittleren Abflusses Q_{med}, der Sohlneigung I und des mittleren Durchmessers der Deckschicht $d_{50,\text{DS}}$ und der Unterschicht $d_{50,\text{US}}$

Abschnitt	**Länge [m]**	**Breite [m]**	**QP**	Q_{med} **[m³/s]**	I **[%]**	$d_{50,\text{DS}}$ **[mm]**	$d_{50,\text{US}}$ **[mm]**
1	145	50	8	7,60	1,3	46	23
2	390	35	11	8,44	2,2	67	25
3	400	90	11	9,91	1,8	41	28
4	405	30	11	10,11	0,4	35	17

Abschnitt 2 und 4 weisen ein Trapezprofil auf. Beiden Uferseiten sind durch eine elastische Verbauung gesichert. Durch Strukturelemente in Form von natürlichen groben Blöcken oder künstlich eingebrachten Störsteinen ist bei niederen und mittleren Abflüssen trotz des kanalartigen Charakters eine hohe Habitatdiversität gewährleistet.

Bei Abschnitt 1 nimmt die Passer eine größere Breite ein, die Ufer sind flacher und nur punktuell durch eine harte Verbauung gesichert. Bei Nieder- und Mittelwasserabfluss erfolgt der Abfluss teilweise als verzweigtes Gerinne. Ein

breiter Vegetationsgürtel an beiden Uferseiten sorgt für eine ausreichende Pufferwirkung zwischen dem Umland und dem Gewässer.

Abschnitt 3 ist ein natürlicher Abschnitt mit einer verzweigten Gerinnemorphologie und einer im Vergleich zu Abschnitt 2 und 4 ca. dreifachen Breite des aktiven Gerinnebereiches. Mehrere Abflussarme umspülen Kiesbänke bzw. Flussinseln, welche eine vielfältige Vegetation mit unterschiedlichen Sukzessionsstadien beheimaten.

3 Durchgeführte Untersuchungen

3.1 Felderhebungen und weiterführende Untersuchungen

In einer intensiven Feldkampagne wurden folgende Erhebungen durchgeführt:

- Entlang von vordefinierten Querprofilen erfolgte in einem Punktabstand von 50–150 cm bei Niederwasserabfluss die Aufnahme der Fließtiefe, der mittleren Fließgeschwindigkeit, der Sohlhöhe und der Korngrößen des Deckschichtmaterials (gemäß Wolman 1954);
- Linienzahlanalysen (nach Fehr 1987) zur Beprobung der Deck- und der Unterschicht;
- Untersuchungen zur Kolmation (nach Schälchli 2002);
- Flächendeckende Kartierung der Mesohabitate (gemäß Bisson *et al*. 1982) mit besonderem Augenmerk auf Unterstände und Laichhabitate;
- Aufnahme der hydraulischen Größen bei Laichstellen;
- detaillierte Vermessung mit Aufnahme aller Geländebruchkanten und anderer relevanter Strukturen.

Darauf aufbauend wurden folgende Aktivitäten durchgeführt:

- Ermittlung von Abflussdauerkurven anhand der am Pegel Saltaus (Abb. 1) vorhandenen Abflussmessreihe (Zeitserie von 1994–2012);
- Durchführung einer hydrodynamischen 2D-Modellierung (Software: Hydro_AS-2D) mit Untersuchung von 7 verschiedenen Abflüssen mit unterschiedlicher Überschreitungsdauer (Spechtenhauser 2013);
- Auswertung der Ergebnisse des hydrodynamischen Modells mit dem Schwerpunkt auf der Änderung der Lebensraumeigenschaften für die Marmorierte Forelle in Abhängigkeit vom Abfluss;
- Qualitative Bewertung des Geschiebehaushaltes und Abschätzung der relativen Bettstabilität RBS (Kaufmann *et al*. 1999).

4 Ergebnisse

4.1 Diversität des aquatischen Lebensraumes

Aufgrund der unterschiedlichen morphologischen Ausprägung der Untersuchungsabschnitte ergeben sich erwartungsgemäß Unterschiede bei den Fließgeschwindigkeiten und Abflusstiefen (Abb. 2). In den kanalisierten Abschnitten sind generell höhere Werte für die hydraulischen Variablen festzustellen. Die auch in den kanalisierten Abschnitten vorhandenen Sohlstrukturen sorgen dafür, dass in allen Untersuchungsabschnitten eine große Vielfalt an Kombinationen von Fließgeschwindigkeiten und Abflusstiefen gegeben ist. Nichtsdestotrotz erkennt man an der Geschwindigkeitsverteilung, dass die für natürliche Gewässermorphologien typische rechte Schiefe der Verteilung mit einem höheren Anteil an niederen Fließgeschwindigkeiten und der relativ hohen Anzahl an Ausreißern im Bereich hoher Fließgeschwindigkeit lediglich im natürlichen Abschnitt 3 wiederzufinden ist.

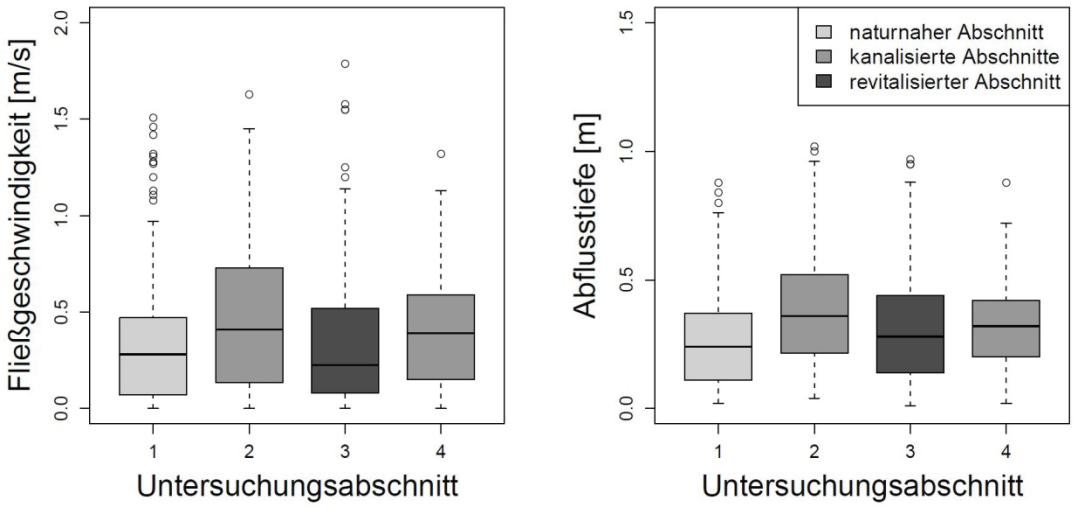


Abb. 2: Boxplots der bei den Feldaufnahmen erhobenen hydraulischen Variablen

4.2 Lebensraumeignung für verschiedene Abflüsse

Die Marmorierte Forelle ist die einzige heimische Forellenart in Südtirol und wird als der wertvollste Edelfisch in Südtirol bezeichnet. Je nach Lebensstadium stellt die Marmorierte Forelle verschiedenartige Ansprüche an ihre Lebensräume, welche als Bandbreiten von Abflusstiefe und Fließgeschwindigkeit angegeben werden können (Tab. 2). Jene Zellen im hydrodynamischen Modell, welche beide der in Tab. 2 angegebenen Kriterien erfüllen, wurden für die jeweiligen Lebensstadien als lebensraumgeeignet eingestuft. Die geeignete Lebensraumfläche ist in Abb. 3 graphisch dargestellt, wobei diese mittels des Verhältnisses der einzelnen Längen der Untersuchungsabschnitte zueinander normiert wurde.

Tab. 2: Ansprüche der Marmorierten Forelle an hydraulische Variablen (Maran *et al.* 2004)

Beschreibung	**Laichplätze**	**Larven 0^+**	**Juvenile 1^+**	**Adulte 2^+**
Abflusstiefe [cm]	20–80	10–40	10–75	30–100
Geschwindigkeit [cm/s]	40–80	10–60	20–100	10–80

Zwischen den Untersuchungsabschnitten sind deutliche Unterschiede festzustellen. Bei Abflüssen unter 10 m³/s weisen alle vier Untersuchungsabschnitte für alle Lebensstadien gute Lebensraumeignungen auf. Bei höheren Abflüssen mit einer Überschreitungsdauer ab etwa 75 Tagen (Q > 20 m³/s) zu beobachten, dass in den kanalisierten Abschnitten 2 und 4 die Lebensraumeignung stark reduziert ist, während in den Abschnitten 1 und 3 auch bei höheren Abflüssen geeignete Lebensräume vorhanden sind. Dies bedeutet, dass die Fischfauna in den begradigten Abschnitten während 1-2 Monaten im Jahr kaum geeignete Lebensräume vorfindet und deshalb einem sehr hohen Stress ausgesetzt ist. Für Larven und auch Juvenile es ist also sehr schwierig, die hohen Schmelzwasserabflüsse im Juni und Juli unbeschadet zu überstehen.

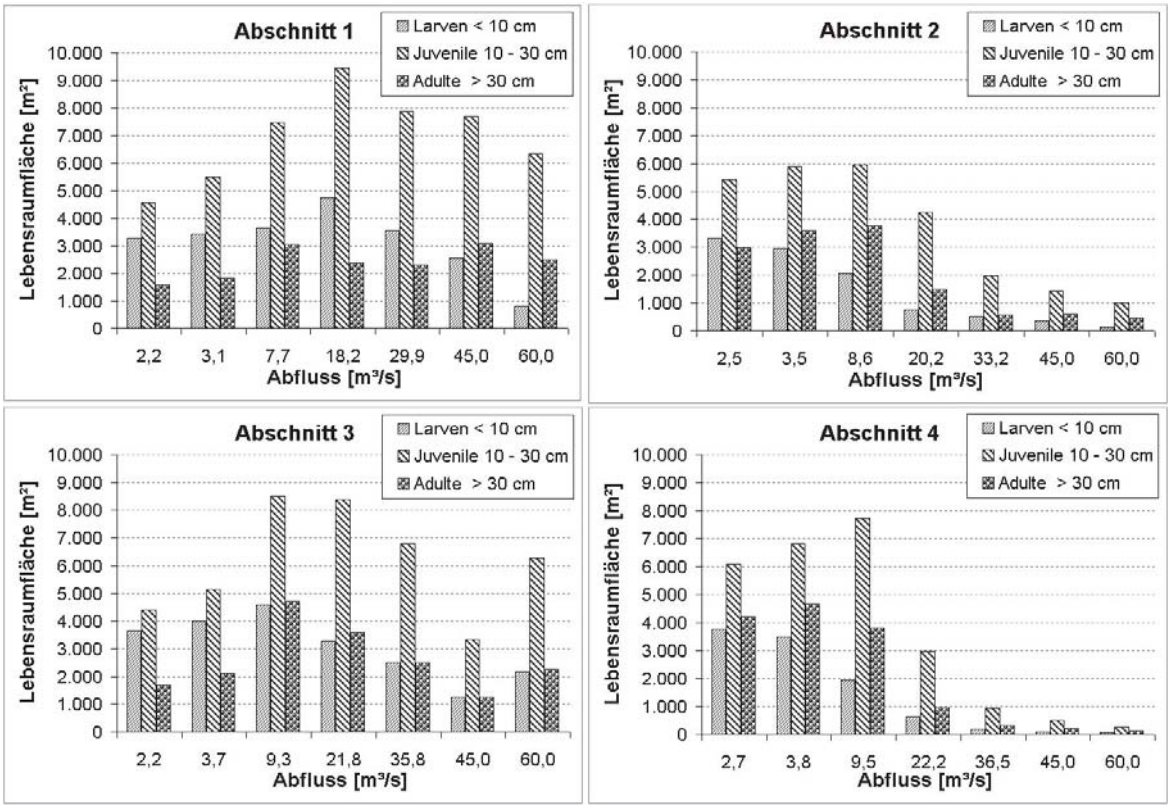


Abb. 3: Geeignete Lebensraumfläche bei verschiedener Wasserführung

Für die Marmorierte Forelle sind neben den Ansprüchen an die hydraulischen Variablen auch die Strukturausstattung, besonders das Vorhandensein von Unterständen und Strukturen zur Reviermarkierung von vordergründiger Bedeutung. Vor allem Adulte suchen Bereiche mit großer Wassertiefe und vorhandenem Sichtschutz. Die Habitatkartierung der einzelnen Abschnitte hat ergeben, dass in den kanalisierten Abschnitten 2 und 4 solche Unterstände kaum vorhanden sind, während in den Abschnitten 1 und 3 beschattete und reich strukturierte Ufer sowie das wichtige Strukturelement Totholz vermehrt vorkommen. Feldbeobachtungen haben gezeigt, dass diese Strukturen auch bei hohen Abflüssen Schutz für Adulte bieten können.

4.3 Laichstellen

An die Laichstellen stellt die Marmorierte Forelle mehrere Ansprüche. Neben den idealen hydraulischen Bedingungen (Tab. 2) benötigt die Marmorierte Forelle Bereiche mit einer groben, gut sauerstoffversorgten Kiesfraktion zum Ablaichen (Maran *et al.* 2004). Aufgrund dieser Anforderung liegt der Großteil der Laichstellen in Rinnern. Die Auswertung des hydrodynamischen 2D-Modells hat ergeben, dass während der Laichzeit auch bei Niederwasser eine Abflusstiefe von > 10 cm vorhanden ist. Die Gefahr des Ausfrierens oder der ungenügenden Sauerstoffzufuhr der Laichstellen ist damit kaum gegeben.

4.4 Geschiebehaushalt und Kolmation

Mithilfe der Geschiebeerhebungen konnten die charakteristischen Durchmesser der Deck- und der Unterschicht (Tab. 1) ermittelt werden. Im Zusammenhang mit den fischökologischen Ansprüchen ist vor allem die Frage relevant, inwieweit sich ein Fließgewässer in Bezug auf den Geschiebehaushalt im Gleichgewicht befindet und ob es mit einer bestimmten Frequenz zu bettumlagernden Prozessen mit einer Dekolmation der Sohle und der Neubildung des hyporheischen Interstitials kommt.

Zu diesem Zweck wurde die relative Bettstabilität RBS (Kaufmann *et al.* 1999) untersucht. Mit diesem Index kann die Tendenz der Sohle zur Abpflästerung (bei RBS > 1), zu einer regelmäßigen Bettumlagerungstendenz (RBS ~ 0,5–1,0) bzw. zur Auflandung der Gewässersohle (RBS < 0,2) festgestellt werden. Für alle vier Untersuchungsabschnitte ergibt sich durchwegs eine RBS in einer Bandbreite von 0,4–0,8. Dies verweist auf eine aktive Geschiebetransportaktivität mit ausreichender Geschiebezufuhr von oberstrom. Größere bettumlagernde Prozesse finden regelmäßig statt, bereits vor Erreichen des bordvollen Abflusses. Ein Indiz dafür ist auch das Verhältnis des mittleren Durchmessers der Deckschicht und der Unterschicht, was darauf schließen

lässt, dass die Geschiebetransportaktivität von einer hohen Dynamik gekennzeichnet ist, sodass es kaum zu Abpflästerungen der Sohle kommt.

Bestätigt wird diese Analyse durch die Tatsache, dass es in Bezug auf die Kolmation keine Problemstellen auszumachen sind. Von den 21 Kolmationsproben lagen nahezu alle im Bereich zwischen einer schwachen und mittleren Kolmation (Schälchli 2002).

5 Schlussfolgerungen und Ausblick

Die Lebensraumbedingungen der Passer sind aus fischökologischer Sicht als weitgehend intakt zu beurteilen. In allen vier Untersuchungsabschnitten weist die Gewässersohle gute Strukturen auf, sodass für ein großes Abflussspektrum eine hohe räumliche Habitatdiversität mit Vorkommen aller für kiesführende Alpenflüsse typischen Mesohabitate gegeben ist. Weiters sind ausreichend Bereiche vorhanden, welche als potenzielle Laichstellen einzustufen sind und wo die Gefahr des Ausfrierens von Laichplätzen auszuschließen ist. Man kann auch annehmen, dass in der Interaktion zwischen dem vorhandenen Geschiebe und den auftretenden Abflüssen wichtige Bettumlagerungsprozesse mit Neubildung der Habitate und des hyporheischen Interstitials bereits vor Erreichen des bordvollen Abflusses einsetzen.

Dennoch gibt es auch aus hydromorphologischer Sicht einige Problemfelder, die bei einer allfälligen Maßnahmenplanung in den Fokus zu rücken sind. Die Passer ist nahezu am gesamten Unterlauf durch einen Längsverbau gesichert. Dadurch kommt es an ca. 2½ Monaten im Jahr zu einer drastischen Einschränkung der Lebensraumeignung für Fische aller Altersstadien. Vor allem für Jungfische 0^+ können diese Abflüsse kritisch werden. Fast vollständig fehlen in den kanalisierten Strecken auch die Unterstände, welche besonders für die Adulte notwendig sind.

Ähnliche Studien (z. B. Burkhardt-Holm *et al.* 2002) belegen, dass der allgemein zu beobachtende Rückgang der Fischbiomasse nur zum Teil auf die Hydromorphologie zurückzuführen ist. Andere parallel zur vorliegenden Studie untersuchte Themen, wie z. B. Fraßdruck durch Kormoran, chemische und ökotoxikologische Eigenschaften oder Methodik des Fischbesatzes, fließen in einem nächsten Schritt in die Zusammenschau des Projektes ein.

Danksagung

Wir bedanken uns bei Andreas Riedl, Präsident des Fischereiverbandes, und Simon Schwienbacher für wertvolle Hilfe bei der Begutachtung der Laichstellen, bei Martin Stadler vom Amt für Jagd und Fischerei für die Befischungsdaten und bei den Mitarbeitern der Ingenieure Patscheider & Partner GmbH für

verschiedene Unterstützung. Bei der Autonomen Provinz Bozen bedanken wir uns für die Finanzierung des Projekts aus dem Energiefond.

Referenzen

Bisson, P.A., Nielsen, J.L., Palmason, R.A., Grove, L.E. (1982). A system of naming habitat types in small streams. In: Armantrout, N.B. (Ed.), Acquisition and utilization of aquatic habitat inventory information. American Fisheries Society, Maryland, USA, 62–73.

Burkhardt-Holm, P., Peter, A., Segner, H. (2002). Decline of fish catch in Switzerland. Aquatic Sciences 64, 36–54.

Fehr, R. (1987). A method for sampling very coarse sediments in order to reduce scale effects in movable bed models. IAHR Symposium on Scale Effects in Modelling Sediment Transport Phenomena, Toronto, Canada, 383–397.

Gentili, G., Bosi, R., Cambiaghi, M., (2001) Preferenze idraulico-morfologiche della Trota marmorata (Salmo trutta marmoratus) nel Fiume Sesia. VIII Convegno Nazionale A.I.I.A.D., Codroipo, 17–22.

Hildrew, A.G., Townsend, C.R. (1987). Organization in freshwater benthic communities, in: Giller, J.H.R. Gee and P.S. Giller (Ed.), Organization of communities: past and present. Blackwell Scientific Publications, Oxford, 347–371.

Kaufmann, P.R., Levine, P., Robison, E.G., Seeliger, C., Peck, D.V. (1999). Quantifying physical habitat in wadeable streams. U.S. EPA, Washington, D.C.

Schälchli, U. (2002). Kolmation – Methoden zur Erkennung und Bewertung. EAWAG, Überlandstraße 133, CH-8600 Dübendorf.

Spechtenhauser, M. (2013). Hydromorphologische Studie am Unterlauf der Passer zum Zwecke der Verbesserung des Fischlebensraumes. Masterarbeit, Uni Innsbruck, Wasserbau.

Wolman, M. G. (1954). A method of sampling coarse bed material. American Geophysical Union, Transactions 35, 951–956.

Adressen der Autoren

Dr. Walter Gostner (korrespondierender Autor)
Email: w.gostner@ipp.bz.it
Dipl.-Ing. Michael Spechtenhauser
Ingenieure Patscheider & Partner GmbH
Staatsstraße 13/c
I-39024 Mals

Mag. Peter Hecher
Email: peter.hecher@provinz.bz.it
Abt.30 – Amt für Wasserschutzbauten, Autonome Provinz Bozen
Cesare-Battisti-Straße 23
I-39100 Bozen

Der Seilrechen als neues Fischschutzkonzept – Untersuchung der technischen Machbarkeit

Fish protection facilities
The Flexible Fish Fence – A technical feasibility study

Heidi Böttcher, Barbara Brinkmeier, Markus Aufleger

Kurzfassung

Der Seilrechen ist ein neues Fischschutzkonzept, das zurzeit an der Universität Innsbruck am Arbeitsbereich für Wasserbau entwickelt wird. Er besteht aus horizontal gespannten Seilen, welche vor dem Kraftwerkseinlauf gespannt werden und so einen mechanischen Fischschutz herstellen. Sein Einbau eignet sich besonders für den Neubau überströmbarer Laufwasserkraftwerke oder zur ökologischen Nachrüstung bestehender Wasserkraftanlagen. Anhand erster Untersuchungen an einem physikalischen Modell im Wasserbaulabor der Universität Innsbruck konnte die generelle Funktionsfähigkeit des Seilrechens nachgewiesen werden. In diesem Beitrag steht die Entwicklung eines technischen Konzeptes für den Auflager- und Spannmechanismus im Vordergrund. Weitere Untersuchungen der Technik und des Fischverhaltens sind an einem Prototypen bzw. einer Pilotanlage geplant.

Abstract

The flexible fish fence is a new fish protection concept, which is being developed at the Unit of Hydraulic Engineering, University of Innsbruck. Horizontally arranged steel cables are installed upstream of the turbine intakes and pose a mechanical barrier to fish. The flexible fish fence is especially practicable for the application on overflowed power plants and within an ecological upgrading of existing hydro power plants. The first experiments were performed in the hydraulic laboratory of the University of Innsbruck to demonstrate the general functionality of the new fish protection concept. This paper concentrates on the technical concept of the flexible fish fence. Further investigations and optimizations of the technology and the fish behavior in front of the barrier are planned on a prototype and a pilot project.

1 Einleitung

Fische führen entsprechend ihrer Art und ihres Altersstadiums stromabwärts gerichtete Wanderungen aus, um zwischen bestimmten Zielhabitaten (Laichhabitat, Nahrungshabitat, etc.) zu wechseln und die zeitlichen und räumlichen Ressourcen der Gewässer möglichst optimal nutzen zu können (DWA 2005). Wasserkraftanlagen unterbinden diese flussabwärts gerichtete Durchgängigkeit zwar nicht vollständig, können dennoch infolge individueller Fischschädigungen den Bestand der Fischpopulationen gefährden. Zum einen werden die Wanderungen verzögert bzw. vollständig unterbunden, da durch den Aufstau die charakteristische Hauptströmung innerhalb der gesamten Staustrecke abgemindert bzw. vollständig unterbrochen wird. Zum anderen besteht die Gefahr, dass Fische bei der Passage von Wasserkraftanlagen verletzt werden, beispielsweise durch das Überwinden der Wehranlage, Kollisionen mit der Rechenanlage und die Turbinenpassage (DWA 2005, MUNLV 2005). Turbinenbedingte Schädigungen sind vom Turbinentyp, Betriebsweise des Kraftwerks, Fischart und Fischgröße abhängig, und stellen das größte Schädigungsrisiko bei der Überwindung einer Wasserkraftanlage dar (Ebel 2013, DWA 2005). Die Effekte summieren sich bei der Passage mehrerer Wasserkraftanlagen (Staukette), sodass die wasserkraftbedingte Mortalitätsrate populationsrelevante Auswirkungen mit sich ziehen kann (Keuneke *et al*. 2011).

Durch Inkrafttreten der EU-Wasserrahmenrichtlinie ist der Schutz der Fischpopulationen rechtlich verankert, v. a. durch Bewertung der Qualitätskomponenten „Durchgängigkeit“ und „Fischfauna“, die zu einem „guten ökologischen Zustand“ eines Fließgewässers beitragen. In vielen Ländern ist die technische Umsetzung jedoch sehr unpräzise formuliert. Im Gegensatz zum Fischaufstieg existieren für den Fischschutz und Fischabstieg noch keine standardisierten Bemessungsgrundlagen. Speziell für mittlere und große Wasserkraftanlagen gibt es in Bezug auf die technische Umsetzung eines wirksamen und wirtschaftlichen Fischschutz bisher noch starke Wissensdefizite.

Beim Neubau von kleineren Wasserkraftanlagen werden meist mechanische Feinrechen angeordnet, die länderabhängig lichte Stabweiten im Bereich von 20 mm und kleiner aufweisen müssen. An mittleren und großen Wasserkraftanlagen sind solche Anlagen jedoch zu kostenintensiv (Stahlbedarf, komplexe Rechenreinigung) und technisch schwer umsetzbar (Standfestigkeit von Feinrechen). Die Lösungsansätze für den Fischschutz an diesen Anlagen beruhen derzeit auf dem Einsatz fischschonender Turbinen und der fischschonenden Betriebsweise von Wasserkraftanlagen (Ebel 2013, Dumont 2005).

Seit Frühjahr 2012 wird der Seilrechen als ein neues Fischschutzkonzept für den Einsatz an überströmten Wasserkraftanlagen am Arbeitsbereich für

Wasserbau der Universität Innsbruck entwickelt. Der Seilrechen besteht aus horizontal gespannten Seilen, welche die Fische physisch sowie verhaltensbeeinflussend, durch visuelle und hydraulisch-taktile Reize, vor dem Kraftwerkseinlauf zurückhalten. Ziel des Forschungsvorhabens ist es, den Seilrechen hinsichtlich seiner technischen Umsetzung sowie in seiner Schutz- und Leitwirkung für Fische zu prüfen und zu optimieren.

2 Funktionsweise des Seilrechens

Das Grundprinzip besteht darin, dass Seile in einer bestimmten, aus dem Fischschutz geforderten, lichten Weite über den gesamten Fließquerschnitt oberhalb der Wasserkraftanlage horizontal gespannt werden. Während des Normalbetriebes sind die Seile vorgespannt. Im Falle lokaler Verlegungen der Seile durch Laub, Gras oder kleinere Äste können einzelne Seile oder Seilgruppen gelockert werden, um eine Reinigung zu erreichen. Bei höheren Abflüssen werden die Seile auf der Gewässersohle abgelegt, womit der gesamte Querschnitt für Abfluss und Geschwemmsel freigegeben wird. Durch vollständiges oder teilweises Entspannen und Ablegen der Seile kann die Rechenfläche dabei von Treibgut befreit und somit vor Verklausung geschützt werden (Böttcher *et al*. 2013) Die verschiedenen Betriebsstellungen des Seilrechens sind in Abb. 2.1 schematisch dargestellt.

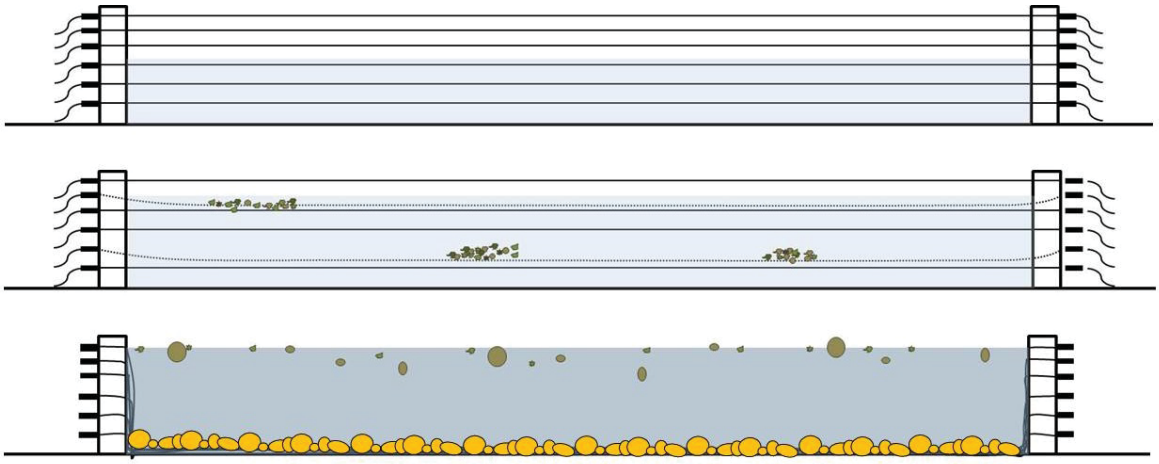


Abb. 2.1: Prinzipskizze der verschiedenen Betriebsstellung (stark vereinfacht): Normalbetrieb (oben), Reinigung durch Ablegen einzelner Seile (Mitte), Hochwasserbetrieb (unten)

Bei überströmten Wasserkraftanlagen wird das Treibgut direkt ins Unterwasser abgegeben und bleibt somit dem Ökosystem Fließgewässer erhalten. Somit besteht die Möglichkeit, abhängig von standortspezifischen Rahmenbedingungen, auf ein aufwändiges Rechenreinigungssystem zu verzichten. Zum Schutz der Turbinen sind vor den Turbineneinläufen entsprechend gröber dimensionierte Recheneinheiten anzuordnen. Der Einsatz von Seilrechen ist auch an kon-

ventionellen, nicht überströmten Wasserkraftanlagen möglich. Hier ist ein zusätzlicher Turbinenschutz mit Rechenreinigungsanlage jedoch zwingend notwendig. Im Falle der Nachrüstung von Altanlagen wird der Seilrechen der bestehenden Rechenanlage vorgeschaltet. Das vom Seilrechen freigespülte Treibgut wird anschließend durch die bestehende Rechenreinigungsanlage entfernt (Böttcher *et al*. 2013). Mögliche Anordnungen sind in Abb. 2.2 dargestellt.

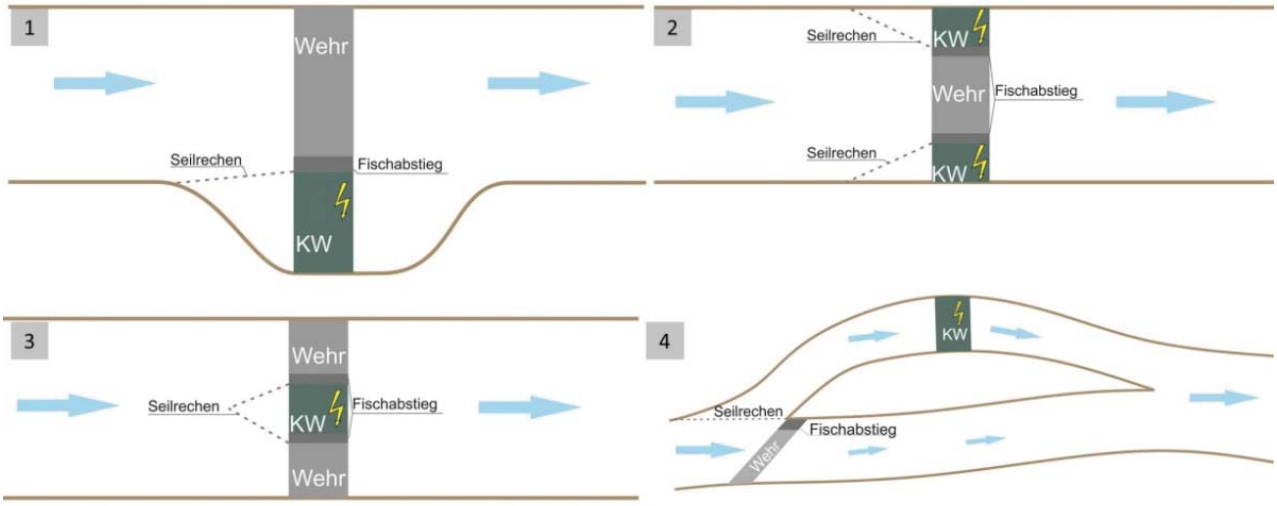


Abb. 2.2: Anordnungsbeispiele Seilrechen: (1) Buchtenkraftwerk, (2) Zwillingskraftwerk, (3) Inselkraftwerk, (4) Ausleitungskraftwerk

3 Technische Machbarkeit

3.1 Modellversuch

Im April 2012 wurde ein Seilrechen im Wasserbaulabor der Universität Innsbruck im geometrischen Maßstab M = 1:5 aufgebaut. Dazu wurde der Seilrechen in einer, im Grundriss gesehen, schrägen Anordnung von ca. 45° zur Strömungsrichtung in ein bestehendes Modellgerinne eingebaut (Abb. 3.1).

Abb. 3.2 zeigt die Ergebnisse eines Versuchsdurchlaufs in welchem die Betriebszustände unter Eintrag von Laub getestet wurden. Es wurden ebenfalls Versuche mit Holz durchgeführt. Dabei wurden jeweils zwei unterschiedliche hydraulische Lastfälle getrennt für Laub und Holz untersucht. Das Material wurde nicht maßstabsgetreu zerkleinert, sondern im Naturzustand in das Gerinne beigegeben, was bezüglich des Verklausungszustandes tendenziell einen sehr ungünstigen Zustand abbildet. Trotz des stark vereinfachten Spann- und Auflagermechnismus konnte ein Großteil des Materials während des Ablegens und Wiederanspannens mobilisiert werden. Die lichte Weite zwischen den Seilen wurde unter maximal einstellbarer hydraulischer Belastung (Q_{Modell} = 311 l/s, v_{Modell} = 0.22 m/s) sowie unter Eintrag von Laub und kleinen Ästen

eingehalten. Die Schwingungen der Seile fielen ebenfalls sehr gering aus. Der Durchhang der Seile betrug während der Versuche wenige Millimeter. Er soll in Natura bei Spannweiten von 70–100 m mehrere Dezimeter betragen.

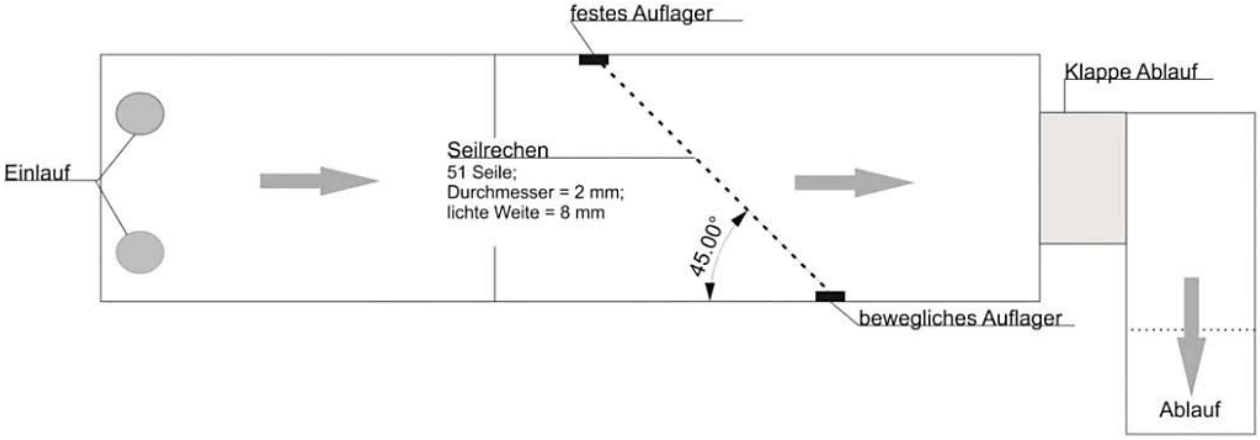


Abb. 3.1: Anordnung des Seilrechens im Modellversuch

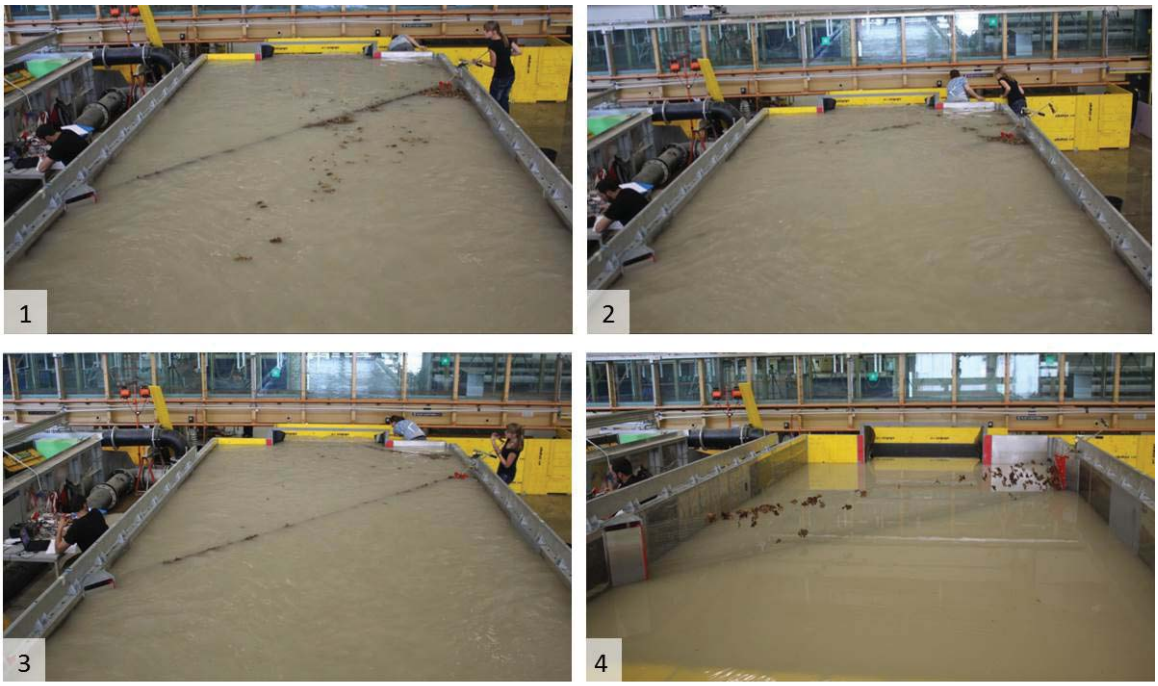


Abb. 3.2: Versuch unter Zugabe von Laub: (1) Anfangszustand (gespannte Seile), (2) Ablegen der Seile, (3) Wiederanspannung der Seile, (4) Endzustand nach Mobilisierung der verlegten Fläche

In weiteren Untersuchungen an einem Prototyp soll der Einfluss des Durchhanges auf das Seilverhalten (Schwingen, Lageabweichung bei stärkerer Strömung, etc.) näher untersucht werden. In jedem Fall sind in Natura zusätzliche Seile über die Höhe des Durchhangs oberhalb des maximalen Wasserspiegels bzw. Stauziels anzuordnen (Böttcher 2013).

3.2 Auflager- und Spannmechanismus

Die Einhaltung einer konstanten lichten Weite bei möglichst geringem Durchhang sowie die Steuerbarkeit einzelner Seile und Seilgruppen wurden als Randbedingungen für die Entwicklung des technischen Konzepts vorausgesetzt. Unter vereinfachender Annahme eines „leeren Seils“, das zwischen zwei auf gleicher Höhe angeordneten Auflagern gespannt ist, kann bei bekannten Werten der Länge, des Durchmessers und der Materialeigenschaften des Seils für jede beliebige Länge die erforderliche Vorspannkraft für einen maximal tolerierbaren Durchhang errechnet werden. Bei Spannweiten zwischen 70 und 100 m wurde der maximal tolerierbare Durchhang vorerst mit 15 cm gewählt. Die erforderlichen Vorspannkräfte pro Seil mit einem Durchmesser von 8 mm betragen demnach 15 bis 30 KN. Abb. 3.3 stellt die Abhängigkeit des Seildurchhangs von der Vorspannkraft für Seillängen zwischen 70 und 100 m dar. Dabei wird deutlich, dass sich für lange Spannweiten entsprechend hohe Anforderungen an die technische Ausführung der Auflager und die Fundamente ergeben.

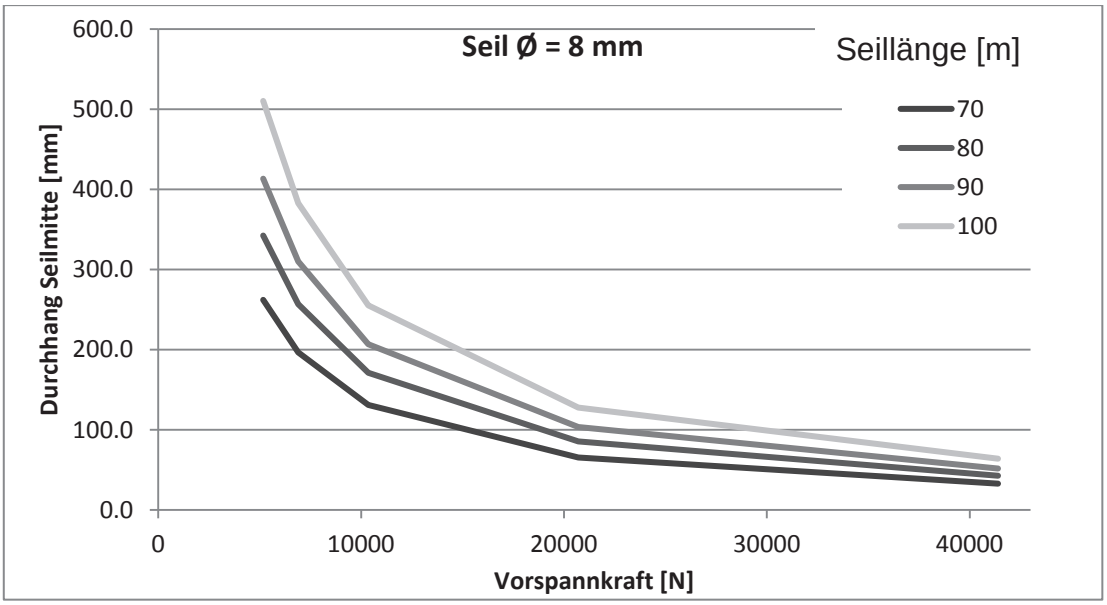


Abb. 3.3: Abhängigkeit des Seildurchhanges von der Vorspannkraft für ein 70, 80, 90 und 100 m langes Drahtseil

Gemeinsam mit der Firma Albatros Engineering, die u. a. auf die Bereiche Seil- und Sondermaschinenbau spezialisiert ist, wurde ein technisches Konzept für eine Spann- und Auflagertechnik für den Seilrechen entworfen. Die Steuerung der Seile erfolgt über ein Hydrauliksystem.

Die Seile werden dabei entsprechend den standorttypischen Anforderungen einzeln und gruppenweise über jeweils einen Hydraulikzylinder gesteuert. Damit wird ermöglicht, dass die Seile einzeln, kombiniert (z. B. jedes zweite Seil oder

auch nur eine begrenzte Anzahl der obersten Seile) oder vollständig bedient werden können. Je nach Größe der Anlagen werden die Hydraulikzylinder durch ein bzw. mehrere Hydraulikaggregate betrieben. Hierdurch können die Seile über das Hydrauliksystem gut mit einer konstanten Vorspannkraft gespannt werden. Dies ermöglicht eine konstante Position der Seile, die für die Gewährleistung einer konstanten lichten Weite unerlässlich ist. Wichtige technische Parameter (u. a. Seilweg, Systemdrücke) können über Sensoren erfasst und in die Regeltechnik der Steuerung integriert werden. Die Steuerung des Seilrechens soll über eine Schnittstelle in der zentralen Leittechnik des Kraftwerkes möglich sein.

Abb. 3.4 stellt die verschiedenen Betriebszustände schematisch dar. Rechenverlegungen werden über Differenzdrucksensoren oder Beobachtung erkannt. Die Seile werden dann teilweise oder vollständig (siehe oben) gelockert und das Rechengut freigegeben. Diese Steuerung soll automatisiert werden. Im Hochwasserfall, wenn die Turbinen außer Betrieb sind, können alle Seile auf dem Boden abgelegt werden (vgl. Bild 4 in Abb. 3.4).

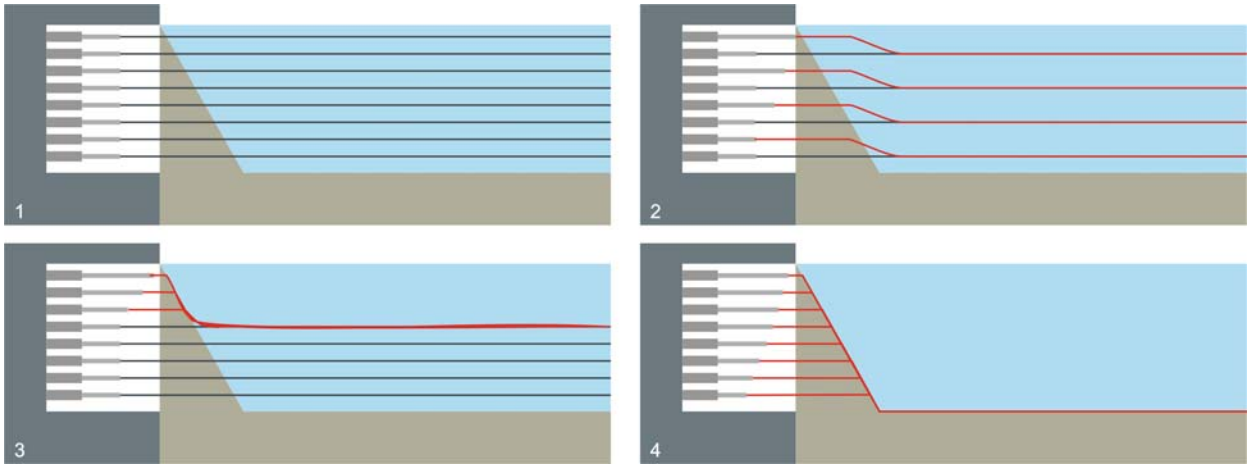


Abb. 3.4: Hydraulische Steuerung des Seilrechens: Betriebszustand (1), Lockerung / Legung jedes zweiten Seils (2), Lockerung der oberen Seilgruppe (3), Freilegung des Seilrechens (4)

Da bei größeren Abflüssen die Seile am Gewässerboden abgelegt sind, wird der Anprall größerer Schwimmstoffe (z. B. Baumstämme) an den Seilen vermieden. Sollten dennoch lokale Lastkonzentrationen auftreten, so geben die Hydraulikzylinder automatisch nach (bei gleichbleibendem Systemdruck). Überbelastungen und Schäden am Seilsystem kann so wirksam entgegnet werden.

3.3 Optimierung der Geometrie und Bauart

Die Freilegung des Seilrechens im Hochwasserfall erfordert das komplette Ablegen der Seile auf der Gewässersohle. In Abhängigkeit von der Wassertiefe

des Rechenquerschnittes können sich sehr große Ablegelängen und dementsprechende Hublängen ergeben, die durch Hydraulikzylinder nicht mehr ausführbar wären. Die Geometrie des Seilrechens muss entsprechend angepasst werden, indem beide Auflagerseiten mit einer Böschungsneigung ausgeführt werden. Aus einfachen geometrischen Überlegungen heraus, die in Abb. 3.5 dargestellt sind, reduziert sich die Ablegelänge mit der Abnahme des Winkels α von der anfänglich vollen Wassertiefe bis zur reduzierten Ablegelänge von $\Delta l = c - a$ (siehe Abb. 3.5). Die Ausführung des Böschungswinkels α hängt letztendlich von den standorttypischen Rahmenbedingungen vor Ort ab.

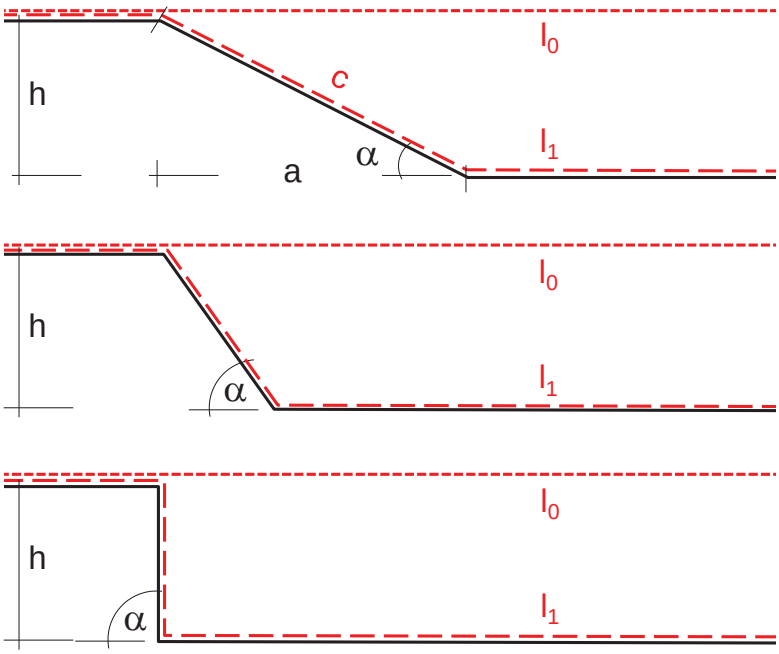


Abb. 3.5: Reduktion der Ablegelängen vom senkrechten Ufer (unten) bis zum flach geneigten Ufer (oben)

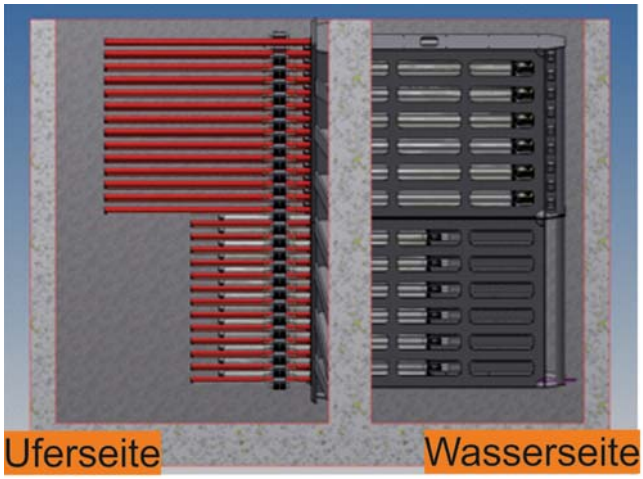


Abb. 3.6: Lagerung der Hydraulikzylinder in Betonschacht (Bild: Albatros Engineering)

Die Spanntechnik wird nach dem von Albatros Engineering optimierten Konzept modulartig in einen Betonschacht mit zwei Kammern eingebaut (Abb. 3.6). Dies ermöglicht die komplette Fertigstellung im Werk und eine einfach Montage vor Ort. Es können so ebenfalls Zylindermodule unterschiedlicher Größe (in Abhängigkeit der Ablegelänge) einfach eingebaut werden.

4 Fischschutz und Fischabstieg

Die Ergebnisse des physikalischen Modellversuches zeigten, dass eine konstante lichte Weite eingehalten werden kann. Die horizontale Anordnung erweist sich bezüglich der Fischschutzwirkung im Vergleich zu vertikal angeordneten Stäben als vorteilhaft (Holzner und Blankenburg 2007, 2009). Durch die zur Anströmrichtung horizontal geneigte Anordnung wird ein gewisser Leiteffekt erzielt (Ebel 2013) unter der Voraussetzung, dass am unterstromigen Ende des Seilrechens eine Abstiegsmöglichkeit zur Verfügung steht. Während des Betriebes ist mit geringen Schwingungen zu rechnen. Es wird vermutet, dass sich diese Schwingungen auf das Fischverhalten in Form eines Scheucheffekts auswirken. Weiterhin ist eine Kombination mit zusätzlich ausgesendeten, verhaltensbiologisch wirksamen Reizen, z. B. Licht, Schall oder elektrische Impulse denkbar und soll weiter untersucht werden. Genaue Aussagen zur verhaltensbiologischen Wirkung des Seilrechens können erst durch einen ethohydraulischen Versuch getroffen werden.

5 Ausblick

Das technische Konzept soll durch den Bau eines Prototyps an einem Pilotprojekt im Labor und unter natürlichen Randbedingungen weiter untersucht und optimiert werden. Hauptaugenmerk dieser Untersuchungen wird dabei auf die Reinigungsfähigkeit des Seilrechens und das mechanische Verhalten der Seile unter natürlichen Strömungsbedingungen gelegt. Weiterhin sind zusätzliche Untersuchungen zum Fischverhalten bzw. der Fischschutzfunktion in einem Laborgerinne sowie an einer Pilotanlage des Seilrechens geplant.

Referenzen

Böttcher, H., Brinkmeier, B., Aufleger, M. (2013). Der Seilrechen als innovative Fischschutzanlage, 16. Internationales Anwenderforum Kleinwasserkraftwerke. Eigenverlag, 76–81.

Ebel, G. (2013). Fischschutz und Fischabstieg an Wasserkraftanlagen – Handbuch Rechen- und Bypasssysteme. BGF, Mitteilungen aus dem Büro für Gewässerökologie und Fischereibiologie Dr. Ebel (Band 4); Halle (Saale).

DWA (2005). Fischschutz- und Fischabstiegsanlagen – Bemessung, Gestaltung, Funktionskontrolle. DWA Themen, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwaser und Abfall e.V., Hennef.

Dumont, U. (2005). Entwicklung eines beispielhaften bundeseinheitlichen Genehmigungsverfahrens für den wasserrechtlichen Vollzug mit Anwendungsbeispielen im Hinblick auf die Novellierung des EEG – Gutachten für das Umweltbundesamt. Ingenieurbüro Flocksmühle, Aachen, Deutschland, abrufbar unter: http://www.floecksmuehle.com/img/c6ea762a3558aa18.pdf

Holzner, M., Blankenburg D. (2007). Vorversuche zur Eignung horizontaler Rechenanlagen für den Schutz von Fischen an Kraftwerkseinläufen. Mskr., 13S. (Freising).

Holzner, M., Blankenburg D. (2009). Vorversuche zur Eignung horizontaler Rechenanlagen für den Schutz von Fischen an Kraftwerkseinläufen, Ergänzende Ausführungen, Mskr., 5 S. Mengkofen.

MUNLV (2005). Handbuch Querbauwerke. Ministerium für Umwelt, Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen, Düsseldorf, abrufbar unter: https://www.umwelt.nrw.de/umwelt/pdf/handbuch_querbauwerke.pdf

Keuneke, R., Dumont, U. (2011). Erarbeitung und Praxiserprobung eines Maßnahmenplanes zur umweltverträglichen Wasserkraftnutzung, Umweltbundesamt, Dessau-Roßlau, abrufbar unter: http://www.umweltbundesamt.de/publikationen/erarbeitung-praxiserprobung-eines-massnahmenplanes

Adressen der Autoren

Dipl.-Ing. Heidi Böttcher (korrespondierende Autorin)

Email: heidi.boettcher@uibk.ac.at

Dipl.-Ing. Dr. techn. Barbara Brinkmeier

Email: barbara.brinkmeier@uibk.ac.at

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Markus Aufleger

Email: markus.aufleger@uibk.ac.at

Arbeitsbereich Wasserbau, Institut für Infrastruktur, Universität Innsbruck

Technikerstr. 13

A-6020 Innsbruck

Die erste Schwallsanierung der Schweiz: Die Hasliaare als Fallbeispiel

Concrete measures to mitigate the effects of hydropeaking – The Hasliaare as a first case study in Switzerland

Steffen Schweizer, Stephanie Schmidlin, Martin Bieri, Peter Büsser, Adrien Maire, Matthias Meyer, Judith Monney, Matthias Rouge, Sandro Schläppi, Matthias Schneider, Pascal Stalder, Quentin Theiler, Diego Tonolla, Jeff Tuhtan, Kurt Wächter

Kurzfassung

Im Rahmen des Investitionsprogramms KWO plus planen die Kraftwerke Oberhasli AG eine Erweiterung der Zentrale Innertkirchen 1. Dies erhöht die heute maximal mögliche Wasserrückgabe in die Hasliaare von 70 m³/s auf künftig 95 m³/s und führt zu einer Verschärfung der künstlichen Pegelschwankungen. Im Vorfeld wurde daher die gewässerökologische Situation eingehend untersucht. Gemeinsam mit Fachexperten sowie Vertretern des Bundesamts für Umwelt (BAFU) und des kantonalen Amts für Wasser und Abfall (AWA) wurde eine ökologische Defizitanalyse mit einer (erstmaligen) vollständigen Anwendung der 12 Bewertungsindikatoren der BAFU-Vollzugshilfe durchgeführt. Dabei wurde auch der Morphologie-Einfluss berücksichtigt.

Anschliessend wurden verschiedene Sanierungsvarianten nach heutigem Wissensstand ökologisch bewertet. Seit Frühjahr 2012 wird zwischen Kraftwerk und Wasserrückgabe ein Zwischenspeicher (Beruhigungsbecken und Stollen) mit 80'000 m³ Volumen realisiert. Damit liegt dieser erste Sanierungsfall weit vor dem offiziellen Zeitplan.

Abstract

With the planed extension of the power station in Innertkirchen by the Kraftwerke Oberhasli AG the maximum possible outflow from the turbines into the Hasliaare will increase from 70 m³/s to 95 m³/s. For the identification of realistic measures to mitigate hydropeaking effects on aquatic organisms a comprehensive study has been successfully finished. This ecological deficit analysis of the current state of the river was conducted with the support of an expert team and a group of representatives of the Federal Office for the Environment and the cantonal office of water and waste (Bern). The spectrum of mitigation measures was evaluated based on the current state of the art. The construction of a storage volume of 80’000 m³ between the power plant and downstream outlet showed the best cost-benefit ratio. The construction started in spring 2013.

1 Einleitung

Die Vielzahl der Speicherseen in den Alpen ermöglicht es, das vor allem im Sommer zufliessende Wasser grösstenteils zurückzuhalten und je nach Bedarf zu einem späteren Zeitpunkt zur Stromproduktion zu verwenden. Dies führt im Vorfluter einerseits zu einer saisonalen Verschiebung des Abflusses vom Sommer in den Winter. Anderseits treten auch regelmässig kurzfristige Pegelschwankungen im Vorfluter auf (Schwall/Sunk). Für die aquatischen Organismen kann dieses künstliche Abflussregime weitreichende Folgen haben (z. B. Bruder *et al.* 2012a und 2012b).

Die 2011 in Kraft getretene Revision des Schweizerischen Gewässerschutzgesetzes (GSchG) sieht vor, dass die wesentlichen Beeinträchtigungen durch Schwall/Sunk bis zum Jahr 2031 behoben werden. Dafür sind in erster Linie bauliche Massnahmen (z. B. Beruhigungsbecken zur Reduktion der Geschwindigkeit von Abflusszu- oder abnahme oder Direktableitung des turbinierten Wassers in ein grösseres Gewässer) geplant. Auf Kraftwerksantrag können aber auch betriebliche Massnahmen (freiwillige Einhaltung von Grenzwerten bei der Wasserrückgabe) oder eine Kombination aus beiden Sanierungsformen umgesetzt werden. Die Kosten für die Sanierungsmassnahmen werden vom Stromkonsumenten durch eine Abgabe von 0,1 Rappen pro KWh getragen. Die Umsetzung der Schwall/Sunk-Sanierung ist in insgesamt vier Phasen gegliedert: Defizitanalyse des Ist-Zustands bis Ende 2014 (Phase 1), Variantenstudium von möglichen Sanierungsmassnahmen (Phase 2), Umsetzung der ausgewählten Sanierungsmassnahme (Phase 3) und Erfolgskontrolle nach der Umsetzung (Phase 4).

Die Kraftwerke Oberhasli AG (KWO) nützt das Wasser aus dem Grimsel- und Sustengebiet für eine jährliche Stromproduktion von rund 2400 GWh. Die Wasserentnahme erfolgt an insgesamt 27 Wasserfassungen, wobei ausschliesslich im Aaretal (Grimsel) grössere Stauseen eine saisonale Speicherung des zufliessenden Wassers erlauben. Im Rahmen des Investitionsprogramms KWO plus erweitert die KWO u. a. das Kraftwerk Innertkirchen 1. Zur Erhöhung der Stromproduktion und der Leistung wird eine zusätzliche Turbine mit einem Maximaldurchfluss von 25 m³/s eingebaut. Ohne Gegenmassnahmen würde diese Kraftwerkserweiterung zu einer Verschärfung der künstlichen Pegelschwankungen führen. Daher wurden bereits im Vorfeld, und somit mehrere Jahre vor der Revision des GSchG, zahlreiche gewässerökologische Untersuchungen durchgeführt (z. B. Limnex 2009, Schweizer *et al*. 2010 und 2013a, Bieri 2012) sowie die Wirkung möglicher Dämpfungsmassnahmen analysiert (Schweizer *et al.* 2008 und 2013c).

2 Schwallstrecke und Abflussregime

Die Schwallstrecke lässt sich in vier morphologisch unterschiedliche Abschnitte gliedern (Abb. 1): Buhnenstrecke in Innertkirchen (Länge 0,7 km, Breite 27 m), Aareschlucht (Länge 1,9 km, Breite z. T. < 10 m), Kiesbankstrecke in Meiringen (Länge 1,4 km, Breite 34 m) und Kanalstrecke zwischen Meiringen und Brienzersee (Länge 11,5 km, Breite 20 m)

Aufgrund der sehr hohen Beschattung und einer ausgeprägten seitlichen Einengung in der Aareschlucht konzentrierten sich die Bewertungen auf die übrigen drei Streckenabschnitte. In diesen ist die Schwallstrecke morphologisch stark beeinträchtigt (naturfern).



Abb. 1: Die Hasliaare: Buhnenstrecke in Innertkirchen (links), Kiesbankstrecke in Meiringen (Mitte), Kanalstrecke unterhalb von Meiringen (rechts).

In Innertkirchen beträgt der mittlere jährliche Abfluss 35 m³/s, der natürliche Niedrigwasserabfluss Q_{347} 2,4 m³/s (basierend auf den Abflussdaten von 1913–1921) und das 2-jährige Hochwasser 190 m³/s. Sohlenbewegungen treten bei Abflüssen > 150 m³/s auf (Schweizer *et al.* 2010). Das Einzugsgebiet der KWO ist zu rund 20% vergletschert. Ohne Kraftwerkseinfluss würde ein glazio-nivales Abflussregime für die Hasliaare resultieren.

Die maximalen Wassermengen, die in die Hasliaare zurückgegeben werden können, betragen im Kraftwerk Innertkirchen 1 heute 40 m³/s und künftig 65 m³/s sowie im Kraftwerk Innertkirchen 2 (heute und künftig) 30 m³/s.

Da im Winter die grössten Veränderungen des Abflussregimes auftreten, konzentrierten sich die Untersuchungen auf diese Saison. Für die statistischen Analysen wurden die Winterabflüsse seit 2008 verwendet. Die maximale Wasserrückgabe der beiden Kraftwerke in Innertkirchen lag in dieser Zeitspanne bei

53 m³/s. Bei diesen Abflüssen ist die Sohle in der Schwallstrecke stabil. Eine kantonale Vereinbarung legt den Mindestabfluss in der Hasliaare auf 3 m^3/s fest (rund 0,6 m^3/s höher als der natürliche Niedrigwasserabfluss). Das 95%-Perzentil liegt für die Schwallrate bei 1,36 m^3/s/min und dürfte eine erhöhte Verdriftung von Wasserinsekten zur Folge haben. Aus ökologischer Sicht ist die Sunkrate vor allem für das Stranden von Fischen entscheidend. Das Stranden von Fischen kann in der Hasliaare theoretisch nur bei Abflüssen < 8,1 m^3/s auftreten (SJE 2012). Für diese tiefen Abflussbereiche liegt das 95%-Perzentil der Sunkraten bei –0,70 m^3/s/min.

3 Methodisches Vorgehen

In der vom BAFU herausgegebenen Vollzugshilfe „Sanierung Schwall/Sunk – Strategische Planung“ (Baumann *et al.* 2012) werden insgesamt 12 Indikatoren beschrieben, mit denen bestimmt wird, ob eine wesentliche Beeinträchtigung durch Schwall/Sunk vorliegt (Phase 1).

Für das hier beschriebene Fallbeispiel wurden folgende Szenarien untersucht:

- Ist-Zustand (Szenario I),
- Zustand mit Kraftwerksausbau ohne schwalldämpfenden Massnahmen (Szenario II),
- Zustand mit Kraftwerksausbau und verschiedenen schwalldämpfenden Massnahmen (Szenarien IIIa–IIId).

Die ökologische Beurteilung der verschiedenen Szenarien erfolgte in einer Expertengruppe (Limnex AG, P. Büsser, Eawag, Schneider & Jorde Eng., EPFL). Wegen des Fehlens einer Methodik zur Bewertung von Sanierungsvarianten, wurden die zukünftigen Szenarien grösstenteils entsprechend der BAFU-Vollzugshilfe bewertet. Im Rahmen einer Begleitgruppe (bestehend aus Vertretern des BAFU, des AWA sowie der KWO) wurden die einzelnen Arbeitsschritte (Abb. 2) besprochen und festgelegt.

Das umfassende ökologische Untersuchungsprogramm ermöglichte eine vollständige Defizitanalyse des Ist-Zustands (Szenario I) gemäss BAFU Vollzugshilfe. Die ökologischen Untersuchungen zeigten, dass vor allem die bestehende Morphologie sich limitierend auf die Fischfauna auswirkt. Bezüglich Abflussregime wurden vor allem die relativ hohen Schwallraten als kritisch identifiziert, da sie eine erhöhte Drift von Wirbellosen auslöst. Ausserdem kann der unnatürlich schnelle Abflussrückgang bei tiefen Abflüssen zum Stranden von Fischen führen. Dagegen wurde die Erhöhung der maximalen Abflüsse als weniger kritisch beurteilt. Der heutige minimale Abfluss liegt über dem natürlichen Niedrigwasser (Kap. 2). Für Vergleiche mit fiktiven Zuständen (Szenarien II und III) wurden

die 95%- und 100%-Perzentile von minimalem und maximalen Abfluss sowie von Schwall- und Sunkraten für alle Szenarien ermittelt.

Basierend auf den Produktionsdaten der letzten Jahre wurde das künftige Betriebsregime der Zentralen in Innertkirchen mit einer groben Marktanalyse abgeschätzt (Szenario II). In Absprache mit der Begleitgruppe erfolgte eine abgestufte Erhöhung der in den letzten Jahren beobachteten Betriebswassermengen. Dabei wurden allerdings nur die Abflüsse erhöht, bei denen in der Vergangenheit mindestens 50% der Ausbauleistung für die Stromproduktion ausgeschöpft wurden (Schweizer *et al.* 2013c). Die maximale Erhöhung um 25 m³/s (entsprechend der künftig zusätzlichen Turbine, vgl. Kap. 1) erfolgte bei 54 m³/s (etwa 75% der heutigen Ausbauwassermenge).

In einem ersten Schritt wurden mögliche bauliche Sanierungstypen diskutiert. Aufgrund sehr hoher Kosten wurde eine Direktableitung des turbinierten Wassers in den Brienzersee nicht weiterverfolgt. Daher konzentrierten sich die Sanierungsvarianten auf ein Bereitstellen eines Speichervolumens zwischen Turbinenausfluss und Vorfluter. Unter Berücksichtigung der bestehenden Landverhältnisse in Innertkirchen und den zu erwartenden Kosten wurden folgende Speichervolumina als technisch und wirtschaftlich umsetzbar erachtet:

- V_{Speicher} = 50'000 m³ (Szenario IIIa),
- V_{Speicher} = 60'000 m³ (Szenario IIIb),
- V_{Speicher} = 80'000 m³ (Szenario IIIc),
- V_{Speicher} = 100'000 m³ (Szenario IIId).

Die für das Szenario II erstellte Ganglinie bildete die Eingangsgrösse für die Simulationen für die Sanierungsvarianten IIIa–IIId. Bereits zu Beginn der Simulationen zeigte sich, dass die hier betrachteten Volumina nicht ausreichend sind, um grössere und länger andauernde Abflussspitzen zu dämpfen. Dagegen lassen sich die Schwall- und Sunkraten deutlich reduzieren. In einem ersten Schritt wurde die ökologische Wirkung der Sunkraten ermittelt. In der Hasliaare kann ein unnatürlich schneller Rückgang im Abfluss hauptsächlich das Risiko für das Stranden von Fischen erhöhen. Aufgrund der bestehenden Morphologie können Fische nach den Vorgaben des Indikators „Stranden von Fischen“ (BAFU-Vollzugshilfe) allerdings nur in tiefen Abflussbereichen unterhalb von 8,1 m³/s trockenfallen, bzw. vom Hauptgewässer abgeschnitten werden (Limnex 2012, SJE 2012). Für ein risikofreies Herunterfahren des Abflusses von 8,1 auf 3 m³/s (Kap. 2) darf die Sunkrate entsprechend den Vorgaben der BAFU-Vollzugshilfe den kritischen Wert von –0,14 m^3/s/min nicht unterschreiten. Diese Bedingung wird mit einem Wasservolumen von 12'500 m³ eingehalten (Details Schweizer *et al.* 2013c). In einem zweiten Schritt wurde versucht,

die Schwallraten zu dämpfen. Dafür wurde bei jedem Szenario das Speichervolumen um jeweils 12'500 m³ reduziert. Das restliche Speichervolumen konnte bei den weiteren Simulationsrechnungen nun ausschliesslich zur Dämpfung der Schwallraten verwendet werden (LCH 2012, Stalder & Rouge 2012). Dies entspricht einer zulässigen Vereinfachung mit einem konservativen Ansatz.

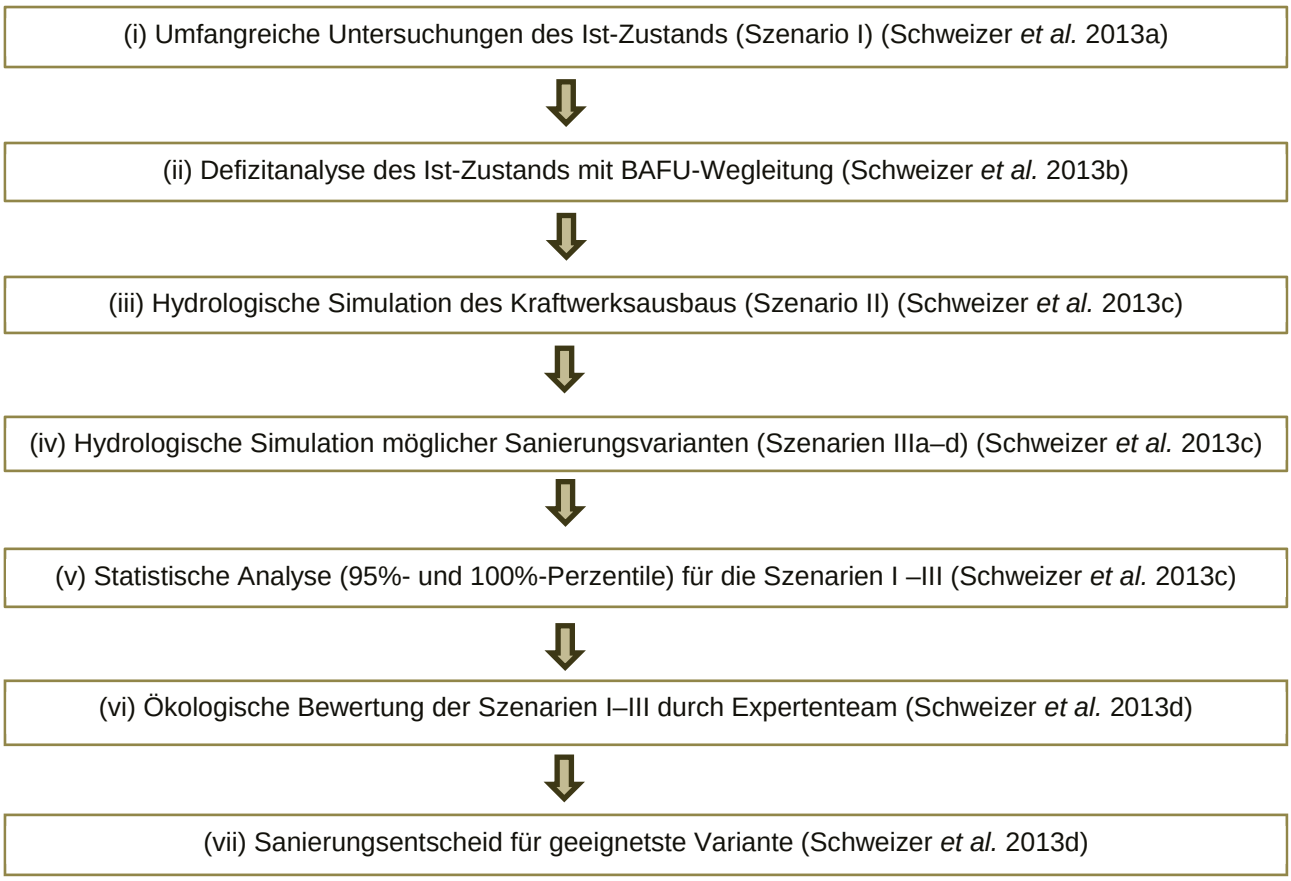


Abb. 2: Arbeitsschritte der Schwall/Sunk-Sanierung Hasliaare (nach Schweizer *et al.* 2013d).

4 Ergebnisse

Ausgehend von den hydrologischen Kennwerten erfolgte eine ökologische Beurteilung der verschiedenen Szenarien.

4.1 Abflussganglinien für verschiedene Szenarien

In Tab. 1 sind die 95%-Perzentile der Schwallkennwerte für jedes Szenario dargestellt. Mit dem Kraftwerksausbau geht eine leichte Erhöhung von Schwallrate und maximalem Abfluss einher. Mit den betrachteten Sanierungsvarianten lässt sich der maximale Abfluss nicht signifikant reduzieren. Allerdings können die Sunkraten soweit reduziert werden, dass die Vorgaben des Indikators „Stranden von Fischen“ (Kap. 3) für alle Sanierungsszenarien IIIa–IIId eingehalten werden. Je grösser das Speichervolumen umso effizienter lassen sich damit die Schwallraten reduzieren (LCH 2012).

Tab. 1: Schwallkennwerte unterhalb der Wasserrückgabe in Innertkirchen für die Szenarien IIIa–IIId. Dargestellt sind jeweils die 95%-Perzentile der Winterabflüsse.

Szenario	Speichervolumen gesamt [m^3]	Volumen für Sunkdämpfung [m^3]	Volumen für Schwalldämpfung [m^3]	Schwallrate [$m^3 s^{-1} min^{-1}$]	Sunkrate (*) [$m^3 s^{-1} min^{-1}$]	Min. Abfluss [m^3/s]	Max. Abfluss [m^3/s]
I	-	-	-	1,36	–0,70	3,1	42,2
II	-	-	-	1,43	–0,70	3,1	46,6
IIIa	50'000	12'500	37'500	0,90	–0,14	3,1	46,5
IIIb	60'000	12'500	47'500	0,80	–0,14	3,1	46,5
IIIc	80'000	12'500	67'500	0,70	–0,14	3,1	46,4
IIId	100'000	12'500	87'500	0,52	–0,14	3,1	46,2

(*) Bei der statistischen Analyse der Sunkrate wurden nur die tiefen Abflussbereiche (< 8,1 m^3/s) in der Schwallstrecke berücksichtigt, da bei höheren Abflüssen kein Risiko von Fisch-Strandung besteht (Kap. 2).

4.2 Ökologische Bewertung der verschiedenen Szenarien

Bei dieser Fallstudie mussten die 12 Indikatoren der BAFU-Vollzugshilfe auch für zukünftige Zustände (Szenarien II und III) bestimmt werden. Vier Indikatoren liessen sich dafür genau berechnen und drei auf Basis von Erhebungen des Ist-Zustandes semi-quantitativ abschätzen (Tab. 2). Bei insgesamt fünf Indikatoren war nur eine qualitative Beurteilung möglich. Diese basierte auf detaillierten Erhebungen des Ist-Zustands, Literaturstudien, Analogieschlüssen, Feldversuchen und Expertenwissen (Limnex 2012, Schweizer *et al.* 2013d).

Tab. 2: Bewertung verschiedener Zustände anhand der BAFU-Vollzugshilfe unter Berücksichtigung der Prognostizierbarkeit künftiger Zustände im Fallbeispiel Hasliaare.

Indikator	Prognostizierbarkeit	Szenario I	Szenario II	Szenario IIIa / IIIb	Szenario IIIc / IIId
H1 Innere Kolmation	semi-quantitativ				
A1 Mindestabfluss	quantitativ				
Q1 Wassertemperatur	quantitativ				
B1 Biomasse MZB	qualitativ				
B2 MSK Modul MZB	qualitativ				
B3 Längenzonation MZB	qualitativ				
B4 EPT-Familien MZB	qualitativ				
F1 MSK Modul Fische	semi-quantitativ				
F2 Stranden von Fischen	quantitativ				
F3 Laichareale der Fische	quantitativ				
F4 Reproduktion der Fischfauna	qualitativ				
F5 Fischereiliche Produktivität	semi-quantitativ				

rot = schlecht, **orange** = unbefriedigend, **gelb** = mässig, **grün** = gut, **blau** = sehr gut. MZB = Makrozoobenthos, MSK = Modulstufenkonzept

Bei der konkreten Anwendung der Indikatoren muss auch der Einfluss der Morphologie berücksichtigt werden. Verschiedene ökologische Untersuchungen zeigten, dass bei den biologischen Indikatoren (B1-B4 und F1-F5) die bestehende Flussform ein limitierender Faktor darstellt. Die ökologische Bewertung wurde für die Abschnitte Buhnen-, Kiesbank- und Kanalstrecke durchgeführt. Anschliessend erfolgte eine Aggregation über alle drei Morphologietypen.

Bei den abiotischen Indikatoren (H1, A1 und Q1) wurde für alle Szenarien ein guter Zustand (grün) ermittelt. Während bei den Indikatoren A1 (Mindestabfluss) und Q1 (Wassertemperatur) die Bewertungen anhand der BAFU-Vollzugshilfe durchgeführt wurden, erfolgte die Beurteilung von H1 (Innere Kolmation) auf Basis von Felduntersuchungen, Grundwasserbeobachtungen und Versuchen mit Laichboxen (Limnex 2012, Schweizer *et al.* 2013d).

Für den heutigen Zustand erfüllen drei Indikatoren zur Beurteilung des Makrozoobenthos (MZB) die Anforderungen der BAFU-Vollzugshilfe. Einzig bei der Beurteilung der Biomasse wird ein mässiger Zustand angezeigt. Bei der Beurteilung der Szenarien II und III konnte insbesondere auf die Erkenntnisse der Driftversuche von 2008 (Limnex 2009, Schweizer *et al.* 2010) zurückgegriffen werden. Ausserdem wurde in einer umfangreichen Literaturstudie die Sensitivität der vorkommenden Arten hinsichtlich Strömung abgeklärt. Aufgrund der höheren Schwallraten bei Szenario II wurden die Indikatoren B2 (MSK Modul MZB), B3 (Längenzonation MZB) und B4 (EPT-Familien MZB) für dieses Szenario um eine Klasse herabgesetzt. Da sich bei den Szenarien IIIa–d die Schwallraten generell deutlich reduzieren lassen, erwarten die Experten für diesen Zustand wesentlich geringere Driftraten. Daher wurde der Indikator B1 (Biomasse MZB) für die Szenarien IIIa/IIIb mit gut und für die Szenarien IIIc/IIId mit sehr gut bewertet. Die restlichen Indikatoren wurden entsprechend dem Ist-Zustand beurteilt (Limnex 2012).

Bei den Indikatoren zur Fischfauna wurden erhebliche Defizite identifiziert. Im heutigen Zustand (und für die Szenarien II und III) wurde nur der Indikator F3 (Laichareale der Fische) mit gut bewertet. Die Indikatoren F1 (MSK Modul Fische) und F2 (Stranden von Fischen) wurden für die Szenarien I und II mit mässig bewertet. Während der Indikator F1 sich mit den Sanierungsmassnahmen nicht verbessern lässt, kann das Risiko für das Stranden von Fischen mit den Sanierungsvarianten deutlich reduziert werden (Limnex 2012). Bei künftigen morphologischen Aufwertungen (Kap. 7) können sich die Anforderungen für die Pegelrückgangsrate auf einen grösseren Abflussbereich erstrecken. Bei einem ausreichenden Speichervolumen (Szenario IIIc und IIId) kann davon ausgegangen werden, dass auch diese neuen Rahmenbedingungen für den Indikator F2 eingehalten werden können. Daher wurden die Szenarien IIIc/IIId mit sehr gut bewertet. Die beiden Indikatoren F4 (Reproduktion der Fischfauna)

und F5 (Fischereiliche Produktivität) wurden für den heutigen Zustand mit schlecht, resp. unbefriedigend bewertet. Während es beim Indikator F4 keine Veränderungen in der Bewertung bei den Szenarien II und III gab, führt die erwartete Erhöhung der Verfügbarkeit an Nährtieren (siehe Indikator B1) bei den Szenarien IIIa-d zu einer Klassenverbesserung beim Indikator F5.

In jedem Fall limitiert die bestehende Morphologie eine weitere Verbesserung für die Indikatoren F1, F4 und F5 – insbesondere aufgrund des Fehlens von geeigneten Jungfischhabitaten. Um auch bei diesen Indikatoren eine gute Bewertung zu erreichen, sind morphologische Aufwertungen zwingend (Kap. 7).

4.3 Gesamtbeurteilung der drei Szenarien

Zum Abschluss der ökologischen Abklärungen wurde ein Workshop mit dem Expertenteam und der Begleitgruppe (Kap. 3) durchgeführt. Dabei wurde die endgültige Bewertung je Indikator und Szenario gemeinsam festgelegt. Die Teilnehmer waren sich einig, dass eine Aggregation der 12 Indikatoren zu einer Gesamtbewertung nicht zielführend ist. Daher wurde versucht, die einzelnen Szenarien wie folgt qualitativ zu beschreiben:

- Im Ist-Zustand (Szenario I) liegt eine ***wesentliche Beeinträchtigung*** durch Schwall/Sunk vor,
- Der Kraftwerksausbau führt ohne Dämpfungsmassnahmen (Szenario II) zu einer ***leichten Verschlechterung*** der ökologischen Situation,
- Mit einem Speichervolumen von 50'000–60'000 m³ (Szenarien IIIa und IIIb) kann trotz Kraftwerksausbau eine ***leichte Verbesserung*** gegenüber heute erreicht werden,
- Mit einem Speichervolumen von 80'000–100'000 m³, wird eine ***leichte bis mässige Verbesserung*** zum Ist-Zustand prognostiziert.

5 Festlegen der geeigneten Sanierungsvariante

Nach dem Workshop (Kap. 4.3) erfolgte im Oktober 2013 der Sanierungsentscheid durch die Begleitgruppe (Kap. 3). Ausschlaggebend waren dafür die Kosten für die unterschiedlichen Sanierungsvarianten, die Abschätzung der ökologischen Wirkung je Szenario und die in den nächsten 10 Jahren zu erwartenden morphologischen Aufwertungen (Kap. 7) in der Hasliaare.

Unter diesen Gesichtspunkten schnitt die Sanierungsvariante mit einem Volumen von 80'000 m³ (Szenario IIIc) am besten ab. Von dieser Variante wird eine grössere ökologische Wirkung erwartet als für die Varianten IIIa und IIIb. Ausserdem verursacht die Variante IIIc nur geringere Zusatzkosten verglichen mit den Varianten IIIa und IIIb. Bei der Variante IIId wird gegenüber der Variante IIIc

kein ökologischer Mehrwert erwartet. Ausserdem lässt sich die Variante IIId nur mit einer neuen Linienführung des Speicherstollens realisieren, wodurch deutlich höhere Zusatzkosten entstehen würden.

6 Diskussion

Die intensive Zusammenarbeit von Experten und Amtsvertretern ermöglichte, dass trotz bestehender Wissenslücken über die genauen Zusammenhänge von Abflussregime, Morphologie sowie aquatischer Organismen künftige Zustände möglichst objektiv bewertet werden konnten. Eine Betrachtung der Unsicherheiten erfolgte, indem bei den konkreten Bewertungen die ökologischen Wirkungen je Szenario zuerst pessimistisch und optimistisch abgeschätzt wurden. Daran anschliessend wurde sich an die finale Bewertung je Indikator und Szenario „herangetastet". In Tab. 3 sind die wichtigsten Unsicherheiten je Arbeitsschritt (Abb. 2) aufgeführt.

Tab. 3: Unsicherheiten von den ökologischen Untersuchungen bis zum Sanierungsentscheid

Arbeitsschritt	**Unsicherheiten**
(i) Untersuch. Ist-Zustand	Probenahmezeit, -ort, - methode
(ii) Defizitanalyse mit BAFU-Vollzugshilfe	Wertefunktionen, Sensitivität hinsichtlich Schwall/Sunk, resp. Morphologie, Gesamtwert je Indikator durch Aggregation der ökologischen Bewertungen je Morphologieform
(iii) Hydrologische Simulationen Szenario II	Abschätzung des künftigen Betriebsregimes, Fokus auf Winterabflüsse der letzten Jahre
(iv) Hydrologische Simulationen Szenarien IIIa-d	Vereinfachungen bei den Simulationen, keine Berücksichtigung von saisonalen Anpassungen bei der Beckensteuerung
(v) Statist. Analyse Szenar. I-III	Vereinfachung durch Fokus auf 95%- / 100%-Perzentile
(vi) Ökologische Bewertung der Szenarien I-III	Qualitative Gesamtbewertung je Szenario, Abschätzung der ökologischen Wirkung für künftige Zustände (Szenarien II und III)
(vii) Sanierungsentscheid	Unsicherheiten hinsichtlich ökologischer Wirkung, zu erwartenden Kostenabschätzungen und künftigen morphologischen Veränderungen in der Hasliaare

Sowohl das Expertenteam als auch die Begleitgruppe sind sich einig, dass eine deutliche ökologische Verbesserung in der Hasliaare künftig nur erreicht wird, wenn neben einer hydrologischen Sanierung auch eine signifikante Aufwertung der Flussmorphologie erfolgt.

7 Ausblick

In der Hasliaare sind im Rahmen von Hochwasserschutzprojekten verschiedene morphologische Aufwertungen geplant (z. B. Flussaufweitungen, Absenken der Vorländer, strukturelle Verbesserungen), um insbesondere die fischökogische Situation zu verbessern. Die Schutz- und Nutzungsplanung KWO plus (Schweizer *et al.* 2012) sieht finanzielle und planerische Beteiligungen der KWO an einigen dieser Massnahmen vor. Die Finanzierung dieser Massnahmen erfolgt unabhängig von den Beiträgen zur Schwallsanierung (Kap. 1).

Aktuell wird die in dieser Fallstudie angewendete Bewertungsmethode für die konkrete Planung von Sanierungsmassnahmen (Phase 2, Kap. 1) überarbeitet, um auch künftige Zustände mindestens semiquantitativ bestimmen zu können.



Abb. 3: Illustration der Baustelle des Beruhigungsbeckens (Sommer 2013).

Im April 2013 wurde mit den Bauarbeiten für das Beruhigungsbecken begonnen (Abb. 3). Die Inbetriebnahme von Beruhigungsbecken und Speicherstollen ist für 2016 vorgesehen. Daran anschliessend wird eine 10-jährige Erfolgskontrolle durchgeführt werden. Damit kann zum einen die Beckensteuerung ökologisch optimiert werden. Zum anderen ist damit ein maximaler Wissensgewinn zum komplexen Thema Schwall/Sunk gewährleistet. Bereits jetzt konnten mit den zahlreichen Untersuchungen und Abklärungen eine grosse Erfahrung und ein breites Wissen in dieser Thematik aufgebaut werden. Diese Erkenntnisse können auf Anfrage für andere Sanierungsfälle zur Verfügung gestellt werden.

Referenzen

Baumann, P., Kirchhofer, A., Schälchli, U. (2012). Sanierung Schwall/Sunk – Strategische Planung. Ein Modul der Vollzugshilfe Renaturierung der Gewässer. Bundesamt für Umwelt, Bern. Umwelt-Vollzug Nr. 1203: 126 S.

Bieri, M. (2012). Operation of Complex Hydropower Schemes and its Impact on the Flow Regime in the Downstream River System under Changing Scenarios. Diss. EPFL No 5433.

Bruder, A., Schweizer, S., Vollenweider, S., Tonolla, D., Meile, T. (2012a). Schwall und Sunk: Auswirkungen auf die Gewässerökologie und mögliche Sanierungsmassnahmen. «Wasser Energie Luft» 2012(4): 257–264.

Bruder, A., Vollenweider, S., Schweizer, S., Meile, T. (2012b). Schwall und Sunk: Planung und Bewertung von Sanierungsmassnahmen – Möglichkeiten und Empfehlungen aus wissenschaftlicher Sicht. «Wasser Energie Luft» 2012(4): 265–273.

Haas, R., Peter, A. (2009). Lebensraum Hasliaare 2009 – eine fischökologische Zustandserhebung zwischen Innertkirchen und Brienzersee. Eawag Kastanienbaum. KTI-Projekt: Nachhaltige Nutzung der Wasserkraft – Innovative Massnahmen zur Reduzierung der Schwall-Sunk-Problematik.

LCH (2012). Betrieb des Dämpfungsbeckens Innertkirchen. EPFL-LCH, Lausanne, Rapport LCH Nr. 13/2012, 15 Seiten. Bericht im Auftrag der KWO (Autor Bieri M.).

Limnex (2009). Schwall-Sunk in der Hasliaare. Gewässerökologische Untersuchungen von Hasliaare und Lütschine und Beurteilung der Schwall-Auswirkungen in je zwei Strecken und Szenarien. Bericht im Auftrag der KWO. Autoren: Baumann P., Wächter K., Vogel U.

Limnex (2012). Schwall-Sunk Bewertung der KWO-Zentralen in Innertkirchen. Bericht im Auftrag der KWO. Autoren: Baumann, P., Schmidlin, S., Wächter, K., Peter, A., Büsser, P.

SJE (Schneider & Jorde Ecological Engineering) (2012). Casimir-Modellierungen zur Ermittlung der Indikatoren F2 und F3 in der Hasliaare für den Ist-Zustand und weitere Szenarien. Bericht im Auftrag der KWO (Autoren Schneider M., Kopecki I., Tuhtan J.).

Schweizer, S., Neuner, J., Ursin, M., Tscholl, H., Meyer, M. (2008). Ein intelligent gesteuertes Beruhigungsbecken zur Reduktion von künstlichen Pegelschwankungen in der Hasliaare. Wasser Energie Luft 2008(3), 209–215.

Schweizer, S., Meyer, M., Heuberger, N., Brechbühl, S., Ursin, M. (2010). Zahlreiche gewässerökologische Untersuchungen im Oberhasli. «Wasser Energie Luft» 2010(4): 289–300.

Schweizer, S., Zeh, Weissmann, H., Ursin, M. (2012). Der Begleitgruppenprozess zu den Ausbauprojekten und zur Restwassersanierung im Oberhasli. «Wasser Energie Luft» 2012(1), 11–17.

Schweizer, S., Schmidlin, S., Tonolla, D., Büsser, P., Meyer, M., Monney, J., Schläppi S., Wächter K. (2013a). Schwall/Sunk-Sanierung in der Hasliaare – Phase 1a: Gewässerökologische Bestandsaufnahme. «Wasser Energie Luft» 2013(3), 191–199.

Schweizer, S., Schmidlin, S., Tonolla, D., Büsser, P., Meyer, M., Monney, J., Schläppi, S., Schneider, M., Tuhtan, J., Wächter, K. (2013b). Schwall/Sunk-Sanierung in der Hasliaare – Phase 1b: Ökologische Bewertung des Ist-Zustands anhand der 12 Indikatoren der aktuellen BAFU-Vollzugshilfe. «Wasser Energie Luft» 2013(3), 200–207.

Schweizer, S., Bieri, M., Tonolla, D., Monney, J., Rouge, M., Stalder, P. (2013c). Schwall/Sunk-Sanierung in der Hasliaare – Phase 2a: Konstruktion repräsentativer Abflussganglinien für künftige Zustände. «Wasser Energie Luft» 2013(4), 267–274.

Schweizer, S., Schmidlin, S., Tonolla, D., Büsser, P., Maire, A., Meyer, M., Monney, J., Schläppi, S., Schneider, M., Theiler, Q., Tuhtan, J., Wächter, K. (2013d). Schwall/Sunk-Sanierung in der Hasliaare – Phase 2b: Ökologische Bewertung von künftigen Zuständen. «Wasser Energie Luft» 2013(4), 275–285.

Stalder, P., Rouge, M. (2012). Steuerung des Beruhigungsbeckens am Standort Innertkirchen. Schlussbericht des Design-Projekts „Science et ingénierie de l'environnement 2012. Betreuung Prof. Dr. A. Schleiss und Dr. S. Schweizer.

Adresse des korrespondierenden Autors

Steffen Schweizer (korrespondierender Autor)

Kraftwerke Oberhasli AG

Postfach 63

CH-3862 Innertkirchen

Dimensionierung und Optimierung eines Fischpasses mittels hochaufgelöster 2D-Modellierung

Dimensioning and optimization of a fishway by high-resolution 2D modeling

Steffen Corbe, Jörn Heilig, Roland Hollenstein

Kurzfassung

Im Rahmen der Altstadtsanierung von Sursee im Kanton Luzern wurde ein Umbau der denkmalgeschützten Stadtmühle aus Hochwasserschutzgründen erforderlich. In diesem Zusammenhang sollte die Fischdurchgängigkeit des Bauwerks durch den Einbau eines Schlitzpasses im Entlastungskanal wiederhergestellt werden.

Aufgrund der geometrisch sehr beengten Verhältnisse war eine optimale Auslegung der Anlage mit den üblichen empirischen Dimensionierungsmethoden nur bedingt möglich. Zur Verifizierung der Funktionstüchtigkeit der Anlage während dem Hoch- und Niederwasserfalls und zur Optimierung der Anlage während des Baus wurde der Fischpass einschliesslich vorgelagerter Wehranlage mittels hochaufgelöstem 2D-Berechnungsmodell mit dem Programm BASEMENT (VAW, ETH Zürich) simuliert.

Abstract

In conjunction with the renewal of the historic city center of Sursee LU, a conversion of the heritage-listed city mill was necessary due to flood protection reasons. In this context, the ability for fish migration of this facility should be restored by installing a slot pass in the spillway channel.

The optimal design of the fishway with common dimensioning methods, however, was limited due to the geometrically very cramped conditions. To verify the operational reliability during flood and low water and to optimize the fishway during construction, the whole structure including upstream weir was simulated by means of a high resolution 2D model with the simulation program BASEMENT (VAW, ETH Zurich).

1 Einleitung

Im Rahmen der Altstadtsanierung von Sursee im Kanton Luzern wurde ein Umbau der denkmalgeschützten Stadtmühle aus Hochwasserschutzgründen erforderlich. In diesem Zusammenhang sollte die Fischdurchgängigkeit des Bauwerks durch den Einbau eines Schlitzpasses im Entlastungskanal wiederhergestellt werden.

Aufgrund der geometrisch sehr beengten Verhältnisse war eine optimale Auslegung der Anlage mit den üblichen empirischen Dimensionierungsmethoden nur bedingt möglich. Zur Verifizierung der Funktionstüchtigkeit der Anlage während dem Hoch- und Niederwasserfalls und zur Optimierung der Anlage während des Baus wurde der Fischpass einschliesslich vorgelagerter Wehranlage mittels hochaufgelöstem 2D-Berechnungsmodell mit dem Programm BASEMENT (VAW, ETH Zürich) simuliert.

Der nachfolgende Bericht fasst die wichtigsten Erkenntnisse der hochaufgelösten 2D-Berechnung im Vergleich zur konventionellen empirischen Dimensionierung zusammen und geht darüber hinaus auf interessante Aspekte der Projektierung und Realisierung ein.

2 Hydraulische Dimensionierung

2.1 Hydrologie

Die Dimensionierung des Fischpasses in der Altstadt von Sursee wurde mit folgenden Abflüssen durchgeführt:

Hochwasser: 2.1 m^3/s

Als Bemessungshochwasser bzw. Schutzziel gilt ein HQ_{100} von 2.1 m^3/s gemäss Hochwasserschutzprojekt (HOLINGER AG 2012/2013).

Niederwasser: 0.25 m^3/s

Die Durchgängigkeit für aquatische Tiere soll an möglichst vielen Tagen pro Jahr gewährleistet sein. Die Bemessung des Fischaufstiegs erfolgte anhand des Q_{330} (Abfluss, der gemäss Statistik an 35 Tagen pro Jahr unterschritten wird).

2.2 Hydraulische Verhältnisse

Vor der Umsetzung der Altstadtsanierung wurde das Wasser über den Mühlekanal zur Mühle geführt, wo das Wasser der Sure durch Aussparungen der alten rückgebauten Turbinen in das Unterwasser fällt. Der in Fliessrichtung linkseitig angeordnete Kanal mit Schütz wurde ausschliesslich zur Hochwasserentlastung benötigt. Zur Herstellung der Fischdurchgängigkeit im

Bereich der Mühle muss das bestehende hydraulische System verändert werden, um eine ausreichende Beschickung des Fischpasses, vor allem im Niedrigwasserfall, zu gewährleisten.



Abb. 1: Alte Mühle vor (links) und nach (rechts) Umsetzung der Massnahmen

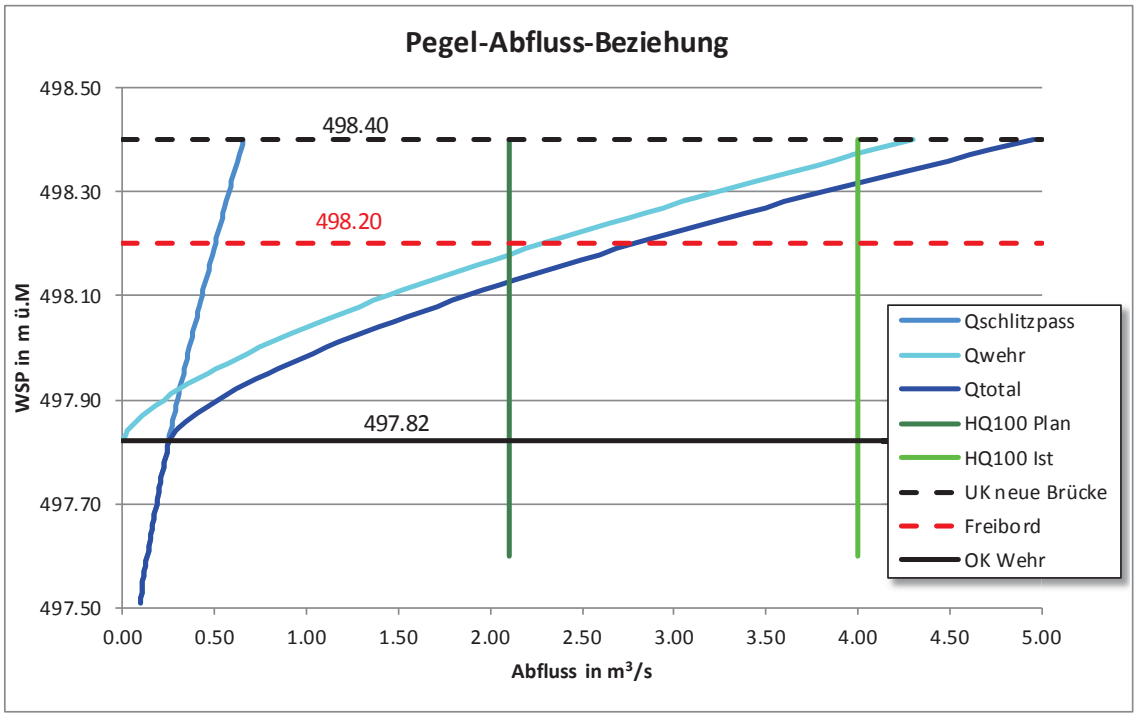


Abb. 2: Pegel-Abfluss-Beziehung Wehranlage (UK = Unterkante, OK = Oberkante)

Um ausreichende Wassertiefen am Einlauf des Fischpasses zu erhalten, soll der Mühlekanal durch eine neue Wehranlage vom Fischpass getrennt werden (Abb. 1). Der Mühlekanal soll ausschliesslich die Funktion einer Hochwasserentlastung übernehmen. Die Höhe der Überfallkante entspricht dabei der Abflusshöhe des Q_{330} am Zulauf des Fischpasses. Der Mühlekanal wird somit

erst bei Abflüssen > 0.25 m^3/s (Q_{330}) beaufschlagt und fällt somit für ca. 35 Tage im Jahr trocken. Eine Restwassermenge für den Mühlekanal ist nicht vorgesehen, da er keine ökologische Funktion aufweist.

Abb. 2 zeigt die Pegel-Abfluss-Beziehung der Wehranlage und des Fischpasses. Die Berechnung des Wehr-Überfalls erfolgt mit der Poleni-Formel und einem konservativ gewählten Abflussbeiwert von μ = 0.5. Wie aus der Abbildung ersichtlich, wird das Wehr erst ab einem Abfluss von 0.25 m^3/s überströmt. Im Falle eines HQ_{100} werden 0.40 m^3/s über den Fischpass und 1.7 m^3/s über Mühlekanal abgeführt.

2.3 Bemessung Schlitzpass

Aufgrund der baulichen und hydraulischen Randbedingungen wurde für den geplanten Fischaufstieg in der Altstadt von Sursee das Konzept des Schlitzpasses gewählt.

Als Zielfisch wurde in Abstimmung mit der kantonalen Fischereibehörde die Barbe gewählt. Die dem Zielfisch entsprechenden Randbedingungen für die Dimensionierung des Schlitzpasses sind in Tab. 1 aufgelistet. Die wichtigsten Kennwerte zur Gewährleistung der Durchgängigkeit des Schlitzpasses sind zum einen die Bemessungsgeschwindigkeit im Schlitz und zum anderen die minimale Fliesstiefe im Becken.

Tab. 1: Randbedingungen für die Dimensionierung des Fischpasses (DWA-M 509)

Attribut / Randbedingung	**Wert**
Zielfisch	Barbe
Region	Äschen Region
Bemessungshöhendifferenz zwischen 2 Becken	0.18 m (inkl. Sicherheitsfaktor)
Bemessungsgeschwindigkeit	1.90 m/s (inkl. Sicherheitsfaktor)
Minimale Abflusstiefe	0.50 m
Maximale Leistungsdichte	200 W/m^3

Da der Niedrigwasserstand im Unterwasser des Fischpasses nur lediglich 0.25 m beträgt, wurde zur Optimierung und Erhöhung der Abflusstiefe am letzten Becken des Fischpasses sowie zur Verhinderung des Leerlaufens des Fischpasses eine Prallwand zur Erzeugung höherer Wasserspiegel installiert. Dabei handelt es sich um eine ca. 30 cm Breite Wand, welche direkt in den Ausflussstrahl des letzten Beckenschlitzes angeordnet wurde.

Da die bestehende Geometrie der seitlichen Betonwände von einer Breite von ca. 1.6 m am Einlauf des Fischpasses bis zum Ende des Fischpasses auf ca.

1.2 m abnehmen, können die Wassertiefen in den einzelnen Becken nicht mehr mit herkömmlichen Bemessungsformeln abgeschätzt werden. Es wurde somit entschieden, ein hochaufgelöstes 2D-Modell aufzubauen, welches ebenfalls erlaubt die geometrischen Dimensionen der Prallwand zu bestimmen und zu optimieren. Des Weiteren kann mit dem 2D-Modell die Interaktion der Beschickung des Fischpasses sowie der Entlastung über die Wehrschwelle aufgezeigt und optimiert werden.

2.4 Plausibilisierung mittels hochaufgelöster 2D-Simulation

Die numerische Berechnung wurde mit dem an der Versuchsanstalt für Wasserbau der ETH Zürich entwickelten Programm BASEMENT durchgeführt.

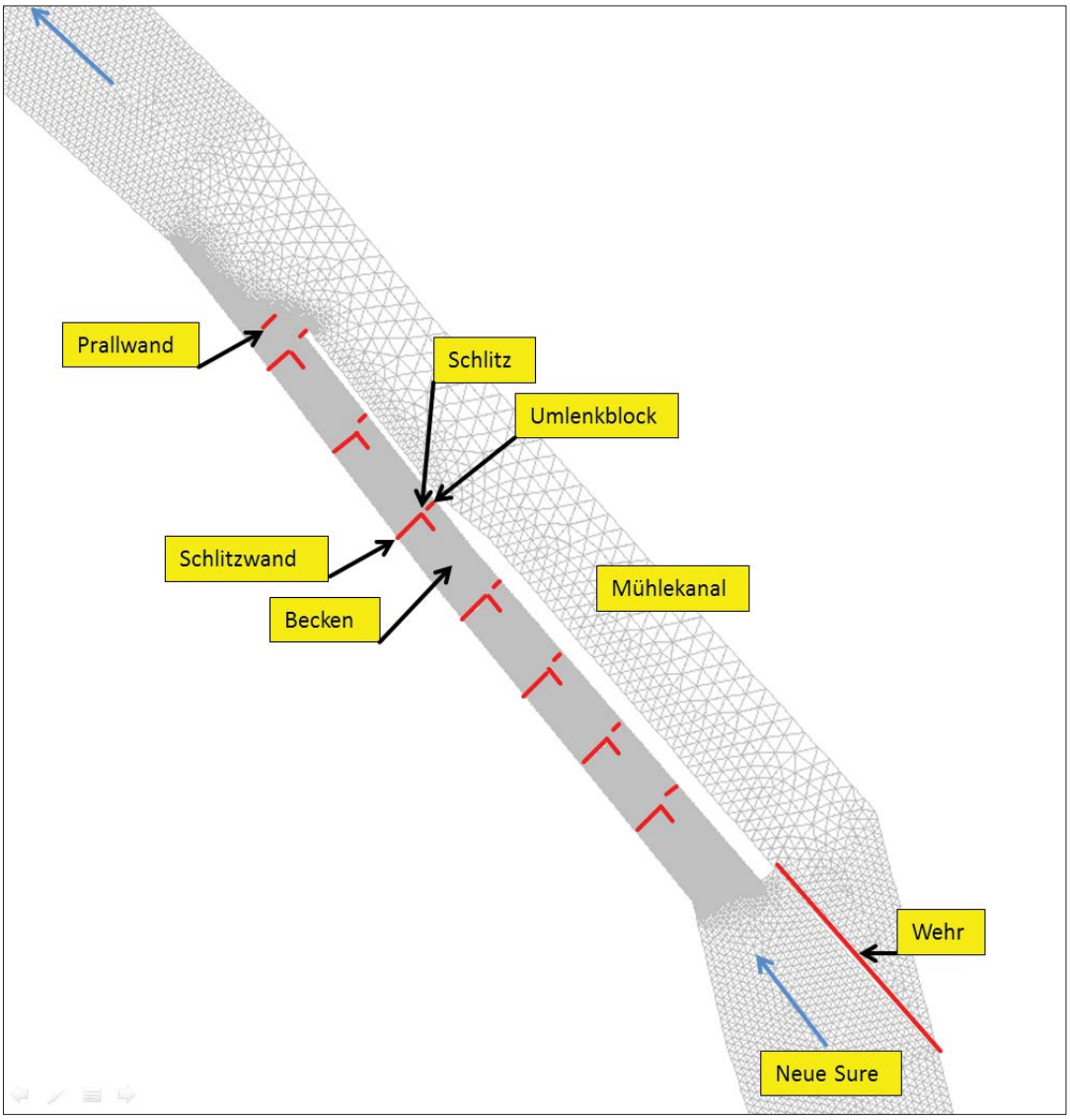


Abb. 3: : Berechnungsgitter des hydraulischen 2D-Modells

Das hydraulische 2D-Modell des Fischpasses Sure erstreckt sich vom Einlauf in die Altstadt bis unterstrom zum Durchlass Judenplatz. Die Gesamtlänge des Modells beträgt 105 m, wobei nur ca. 20 m davon den Fischpass abbilden. Die Anzahl der Dreieckselemente beträgt ca. 75'000. Das Berechnungsgitter wurde im Bereich des Fischpasses mit einer Elementkantenlänge von ca. 0.03 m und im oberstromigen und unterstromigen Bereich mit einer Elementkantenlänge von bis zu ca. 0.5 m diskretisiert (Abb. 3). Im Rahmen der hydraulischen Berechnung wurde der Rauheitsansatz nach Strickler verwendet. Dabei wurde vereinfacht ein Strickler-Beiwert von 25 $m^{1/3}/s$ definiert, welcher der vorherrschenden Sohlbeschaffenheit entspricht.

Um im Hochwasser- und Überlastfall die Entlastung über die Schlitzpasswände und das Wehr zu ermöglichen, wurden im hydraulischen Modell alle Schlitzpasswände und Umlenkblöcke sowie die 6.15 m breite Wehrschwelle als überströmbare Wehre definiert. Diese inneren Randbedingungen benötigen neben einem Höhenniveau, ab welchem das Wasser am Wehr überfallen kann, auch die Definition des sogenannten Poleni-Beiwerts μ.

2.5 Vergleich Ergebnisse empirische Berechnung und 2D-Simulation

Nachfolgende Tab. 2 zeigt die Berechnungsergebnisse Q_{330} sowie HQ_{100} für die jeweiligen Becken des Schlitzpasses für die einerseits empirischen Berechnungsmethoden (DWA-M 509) sowie andererseits der aus den 2D-Simulationen gewonnen Ergebnisse. Wie aus der Tabelle zu entnehmen ist, werden Grenzwerte in Bezug auf Geschwindigkeit und Wassertiefen im Niedrig- und Hochwasserfall bei beiden Berechnungsmethoden eingehalten. Dabei sind die Ergebnisse der Fliesstiefen immer die tiefste Fliesstiefe im Becken, welche sich direkt nach dem Schlitz einstellt. Bei den Fliessgeschwindigkeiten wird immer die Maximale betrachtet, welche sich im Bereich des Schlitzes einstellt.

Tab. 2: Vergleich Berechnungsergebnisse Empirie und 2D-Simulation

	Niedrigwasser				Hochwasser			
	Empirie	2D-Sim.	Empirie	2D-Sim.	Empirie	2D-Sim.	Empirie	2D-Sim.
Becken	v_{Q330} [m/s]	v_{Q330} [m/s]	WSP_{Q330} [m]	WSP_{Q330} [m]	v_{HQ100} [m/s]	v_{HQ100} [m/s]	WSP_{HQ100} [m]	WSP_{HQ100} [m]
1 (Oberstes)	1.70	1.65	0.52	0.55	1.70	1.60	0.80	0.78
2	1.70	1.88	0.52	0.55	1.70	1.81	0.80	0.77
3	1.70	1.55	0.52	0.56	1.70	1.86	0.79	0.77
4	1.70	1.58	0.51	0.66	1.80	1.85	0.78	0.80
5	1.70	1.31	0.50	0.69	1.80	1.71	0.78	0.86
6 (Unterstes)	1.70	1.55	0.35	0.56	1.80	1.90	0.78	0.71

Lediglich die Wassertiefe im letzten Becken unterschreitet den Grenzwert bei der empirischen Betrachtung. Dies ist aufgrund der Tatsache begründbar, dass die Fliesstiefe der Sure bei Q_{330} im Unterwasser des Fischpasses nur ca. 0.25 m beträgt. Durch die angeordnete Prallwand, welche in der empirischen Schlitzpassberechnung nicht berücksichtigt werden kann, wurde in der 2D-Simulation die Wasserspiegellage im Unterwasser des letzten Beckens erhöht.

Mit dem 2D-Modell können vor allem die Fliesstiefen sowie Geschwindigkeiten im Fischpass näherungsweise bestimmt werden. Da die Geometrie des Fischpasses aufgrund der topografischen Gegebenheiten nicht mit den Standardmethoden zu bemessen war, konnte eine Optimierung der Beckengrössen, Prallwand und des Wehreinflusses erfolgen. In Abb. 4 ist die Fliessgeschwindigkeit bei Q_{330} zu sehen.

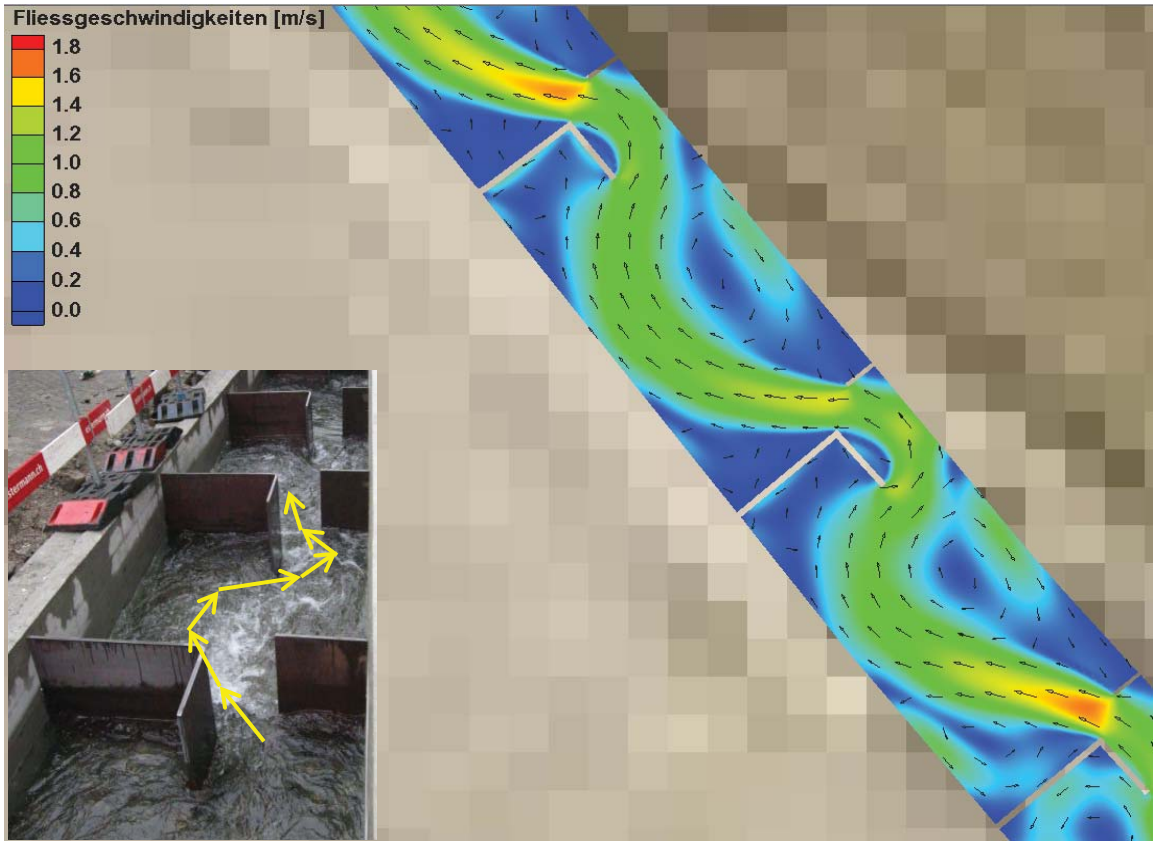


Abb. 4: Fliessgeschwindigkeiten im Fischpass bei Niedrigwasser Q_{330}

Dabei ist besonders das stark ausgeprägte Geschwindigkeitsmuster zu erkennen. Die Strömung wird durch die angeordneten Umlenkblöcke im Becken an die linksseitige Mauer gelenkt, was letztlich zu ausgeprägten Ruhezonen im Becken führt. Der Vergleich mit dem sich heute in der 2012 realisierten Anlage einstellendem Strömungsbild zeigt eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Modellrechnung und Realität.

Des Weiteren decken sich die Geschwindigkeiten mit maximal 1.8 m/s im Schlitzpass sehr gut mit den Werten aus den empirisch berechneten Geschwindigkeiten und liegen insgesamt unter der kritischen Geschwindigkeit von 1.9 m/s für den Leitfisch Barbe.

Mit einer hochaufgelösten 2D-Simulation kann eine Verifikation eines Schlitzpasses erfolgen, insbesondere wenn dieser gesonderte Randbedingungen mit sich führt. Da in einer 2D-Simulation die Fliessgeschwindigkeit über die Fliesstiefe integriert wird, können die natürlichen 3D-Strömungs-verhältnisse nicht abgebildet werden. In der Natur sind in einem Fischpass sehr starke vertikale Strömungsänderungen respektive Turbulenzen vorhanden, welche nur mit einem 3D-Modell abgebildet werden können. Deshalb sind die Ergebnisse der 2D-Simulation als Annäherung zu interpretieren.

Generell ist festzuhalten, dass die Ergebnisse der empirischen Dimensionierungsmethoden eines Schlitzpasses sich sehr gut mit den Ergebnissen der hydrodynamischen 2D-Simulation decken. 2014 ist geplant, bei definierten Abflüssen Messungen (Fliesstiefen, Fliessgeschwindigkeiten, Strömungsbild) am bestehenden Schlitzpass durchzuführen, um einerseits die Funktionalität zu überprüfen und um andererseits die Messergebnisse mit den in Tab. 2 gewonnen Ergebnissen zu vergleichen.

3 Aspekte der Projektierung

Bedingt durch die Lage des Fischpasses in Mitten der Altstadt von Sursee als Teil eines denkmalgeschützten Bauwerks war eine enge Abstimmung der geplanten Umbauten mit dem kantonalen Denkmalschutz sowie mit der zeitgleich verlaufenden Altstadtsanierung während der Planungs- und Realisierungsphase unerlässlich. Als besondere Herausforderung erwies sich die Tatsache, dass das Design des Fischpasses einerseits den ökologischen Anforderungen (Bauwerksgeometrie, Sohlausbildung, etc.), den Anforderungen an den Hochwasserschutz (Umbau des Gesamtsystems Fischpass – Entlastung zur Beseitigung der vorhandenen Schwachstelle) und letztendlich den Ansprüchen an das Ortsbild (Eingliederung des Bauwerkdesigns in das Gesamtensemble der Altstadt) gerecht werden musste.

Vor allem letzter Punkt führte dazu, dass beim Design des Fischpasses bewusst neue, moderne Elemente mit alten, traditionellen Stilelementen kombiniert wurden. So wurden z. B. die Schlitzwände aus Schiffstahl gefertigt und in den bestehenden Entlastungkanal eingebaut, währenddessen der alte Regulierungsschieber aufwändig restauriert und wieder eingebaut wurde. Die Regulierung der Zuflussmenge zum Fischpass erfolgt allein über die Schlitzbreite des ersten Fischpasselements. Der Schieber dient heute im

Normalbetrieb als Tauchwand (Verklausungsschutz) und ermöglicht ein Trockenlegen des Fischpasses für den Unterhalt. Das System wurde hydraulisch so konzipiert, dass selbst bei voller Verklausung des Fischpasses der Hochwasserschutz bis HQ_{100} gewährleistet ist. Diesbezüglich musste die Leistungsfähigkeit des Entlastungskanals erhöht werden, in dem die bestehenden Aussparungen der ehemaligen Turbine vergrössert wurden, sodass ein rückstaufreier HW-Abfluss im alten Mühlekanal gewährleistet ist.

Aufgrund der vorhandenen Geometrie des Entlastungkanals war der Einbau von Sohlsubtrat aus hydraulischer Sicht in den Fischpass nur bedingt möglich. Aus diesem Grund wurde – als ökologischer Minimalkompromiss – entschieden, eine dünne Sohlschicht mittels Klebesubstrat auf die bestehende Betonsohle aufzubringen.

Dank interdisziplinärer Planung verschiedener Fachleute (Wasserbau, Stadtplanung, Architektur) ist ein Bauwerk entstanden, welches die ökologische Funktion des Gewässers aufwertet, den Hochwasserschutz verbessert und eine Aufwertung des historischen Stadtbilds von Sursee darstellt.

4 Zusammenfassung

Insbesondere die Strömungsverhältnisse im Fischpass bei Nieder- und Hochwasserverhältnissen sowie Lage und Abstand der Schlitzwandelemente wurden mit dem 2D-Modell innerhalb des zur Verfügung stehenden Raumes bestmöglich optimiert. Des Weiteren konnte mit dem Berechnungsmodell das Verhalten der Anlage im Überlastfall aufgezeigt werden. Die Ergebnisse der 2D-Simulation decken sich gut mit der herkömmlichen empirischen Fischpass-dimensionierung und liegen alle unterhalb der geforderten kritischen Fliessgeschwindigkeiten und -tiefen. Trotz 3D-Strömungsstrukturen in einem Fischpass können hochaufgelöste 2D-Modelle zur Unterstützung und Verifikation der empirischen Ansätze zur Fischpassdimensionierung heran-gezogen werden, besonders wenn geometrische Randbedingungen eine herkömmliche Dimensionierung an ihre Grenzen bringen.

Aus Sicht der Projektierung und Realisierung bleibt festzuhalten, dass der durch die vielschichtigen Anforderungen bedingte aufwändige interdisziplinäre Planungsprozess sich positiv auf das Projekt ausgewirkt hat, da mit dem Fischpass die bestmögliche (fisch-)ökologische Aufwertung des Gewässers erzielt wurde, der Hochwasserschutz verbessert und eine deutlich Aufwertung des optischen Gesamtbilds der denkmalgeschützten Mühle als Teil der Altstadt von Sursee erzielt werden konnte.

Referenzen

Merkblatt DWA-M 509, Fischaufstiegsanlagen und fischpassierbare Bauwerke-Gestaltung, Bemessung, Qualitätssicherung, Entwurf, Februar 2010.

Faeh R., Mueller R., Rousselot P., Veprek R., Vetsch D., Volz C. (2006-2010). BASEMENT – Basic Simulation Environment for Computation of Environmental Flow and Natural Hazard Simulation, VAW, ETH Zürich, (www.basement.ethz.ch).

HOLINGER AG (2012). Längsvernetzung Altstadt Sursee, Technischer Bericht zum Bauprojekt.

HOLINGER AG (2013). Vorprojekt Hochwasserschutz und Revitalisierung Sure Oberkirch-Sursee.

Adressen der Autoren

Steffen Corbe

Jörn Heilig (korrespondierende Autoren)

HOLINGER AG

Galmsstr. 4

CH-4410 Liestal

Email: steffen.corbe@holinger.com

Dr. Roland Hollenstein

HOLINGER AG

Im Hölderli 26

CH-8405 Winterthur

Downstream fish passage technologies: Experiences on the Columbia and Snake Rivers, USA

Schutzsysteme für den Fischabstieg: Erfahrungen vom Columbia und Snake River, USA

Ismail Albayrak, Carl Robert Kriewitz, Robert M. Boes

Kurzfassung

Flusskraftwerke und Dämme können die flussauf- und abwärts gerichtete Migration von Fischen unterbrechen oder verzögern und damit zur Abnahme der Artenpopulation führen. Die Abwanderung über die Turbinen oder über die Wehrfelder kann die Mortalitätsrate während der Migrationsperiode deutlich erhöhen. Das revidierte Schweizerische Gewässerschutzgesetz sieht vor, die wesentlichen, durch den Menschen verursachten Gewässerbeeinträchtigungen innert 20 Jahren zu beseitigen. Dies stellt eine grosse Aufgabe für die Energiewirtschaft, aber auch die Kantone dar, da aktuell keine Standards bei der Planung von Fischschutzsystemen existieren. Dieser Artikel gibt deshalb einen Überblick über aktuelle Fischschutztechnologien und bewertet die Übertragbarkeit des Wissenstandes aus Literaturquellen sowie Kraftwerksbesichtigungen am *Columbia* und *Snake River*.

Die Erfahrungen und das Wissen, welche über die letzten Jahrzehnte im Zusammenhang mit den Fischschutzprojekten am *Columbia* und *Snake River* gesammelt wurden, werden anhand von Fallbeispielen vorgestellt. Abhängig von der Flussmorphologie und den hydraulischen Bedingungen besitzen die Flusskraftwerke entlang dieser Flüsse unterschiedlich projektierte Krafthäuser und Wehranlagen und benötigen deshalb individuelle Fischschutztechnologien wie Wehrüberfall, oberflächennahes Bypass-System, Bypass-System für juvenile Fische mit umlaufenden Einlaufrechen oder Turbinenpassage durch modifizierte Kaplanturbinen des Typs „*Minimum Gap Runner*“. Die Erfahrungen und langjährigen Forschungsbemühungen deuten darauf hin, dass für eine erfolgreiche Umsetzung von Fischschutzsystemen folgende Punkte notwendig sind: (I) Identifikation und Einsatz des Fischmigrationskorridors, (II) Beachtung der verhaltensbiologischen und biomechanischen Eigenschaften der Fischarten, (III) Anpassung der hydraulischen Bedingungen an den Passage-Anlagen entsprechend (I) und (II), und (IV) Einbeziehung der Betriebsbedingungen und Hydrologie an der jeweiligen Anlage.

Abstract

Hydropower plants and dams can block or delay upstream and downstream fish migration and thus cause a decline in species population. Downstream fish passage through turbines or over spillways may significantly increase mortality during downstream migration periods. The revised Swiss Water Protection Act stipulates that the major human-induced damages to the river ecosystems must be mitigated within the next 20 years. This will pose challenges for the energy companies and cantons alike due to the current lack of design standards for fish protection technologies. Hence, this paper reviews the available fish passage technologies and determines the transferability of the knowledge obtained from literature data and from a technical visit to the hydropower plants (HPP) along the Columbia River and lower Snake River.

The experiences and knowledge gained at the Columbia and Snake Rivers' fish migration projects over the past decades and case studies are presented. Depending on the river bed morphology and hydraulic conditions, HPPs along these rivers have different designs of power houses and spillways and thus require site-specific fish passage technologies such as spillway passage, surface spill and bypass systems, juvenile bypass system with travelling screens at intakes and turbine passage with minimum gap runner. For a successful fish passage design the lessons learned and research suggest to follow the following project steps: (I) identify and utilize fish migration corridors; (II) consider behavior and biomechanical properties of fish species; (III) match the hydraulic conditions of passage device to (I) and (II); and (IV) integrate operating conditions and hydrology of the respective site.

1 Introduction

The installation of hydropower plants and dams can cause a number of problems for the fish fauna. These include: blocking or delaying upstream and downstream fish migrations, damage or mortality to fish when passing through turbines or over spillways and mortality due to predation by fish or birds at the outlets. As a result, species population can decline. The revised Swiss Water Protection Act (WPA) and Water Protection Ordinance (WPO) introduced in January 2011 aim at restoring water bodies and eliminate these negative impacts of hydropower plants on the fish migration within the next 20 years. This poses challenges to the energy companies and cantons alike due to the current lack of design standards for downstream fish protection technologies. Therefore the Laboratory of Hydraulics, Hydrology and Glaciology (VAW) of the Swiss Federal Institute of Technology, ETH Zurich, has initiated an interdisciplinary research project to investigate measures to facilitate safe

downstream fish migration at large Central European rivers in cooperation with the Swiss Federal Institute of Aquatic Science and Technology (Eawag) in 2011. This project is commissioned by the Association of Aare-Rhine Power Plants (Verband Aare-Rheinwerke, VAR) and supported by swisselectric research, the Swiss Federal Office of Energy (SFOE, BFE) and the Swiss Federal Office for the Environment (SFOEN, BAFU). In this project the following five research phases (goals) are defined:

1) Assessment of fish migration behavior in the Aare, Rhine, Reuss and Limmat rivers,
2) Identification of innovative, structural fish protection means,
3) Physical model tests and adaptation of fish protection technologies with regard to large European rivers,
4) Ethohydraulic experiments i.e. live-fish experiments with Central European target species (Barbel, Spirlin and Grayling), and
5) Formulation of a guideline for downstream fish protection technologies.

The first three phases were successfully achieved and the results of phases 1 and 2 are published online as two separate reports prepared by Eawag and VAW, respectively (Bös *et al.* 2012, Kriewitz *et al.* 2012). The ethohydraulic experiments were carried out in the VAW laboratory in late 2013. Ethohydraulics is a new scientific discipline investigating fish behavior and reactions to hydraulic structures and/or situations under laboratory conditions (Adam and Lehmann 2011). In relation to phase 2, two technical visits of selected dams along the Connecticut River on the East Coast and the Columbia and Snake Rivers on the West Coast in the USA were made by a Swiss delegation to inspect examples of large-scale downstream fish passage technologies. The experiences obtained on the former visit have been published in the above mentioned reports. This paper hereby reviews the available fish passage technologies developed and in use at the hydropower plants (HPP) along the Columbia River and the Lower Snake River and determines the transferability of the knowledge obtained from this technical visit as well as from literature.

2 Technical visit to Columbia and Snake Rivers

The Swiss delegation consisting of representatives from a number of project partners visited the Bonneville, John Day, McNary and Ice Harbor Dams owned by the Northwest Division of the U.S. Army Corps of Engineers (USACE), Rocky Reach Dam (Chelan Public Utility) and Wanapum Dam (Grant County

Public Utility), see Fig. 1. The visit was organized and facilitated between 16th and 21st of June 2013 by John Nestler (former USACE Research Ecologist).

The Columbia River is the second largest river in the continental United States with a total length of about 2000 km and drains a 670'807 km^2 basin in Canada and the US (Fig. 1). Many Federal and private dams have been built for flood control, hydroelectric generation, navigation and other purposes since the 1930s. Federal projects in the basin produce 19'900 MW of hydroelectric power while non-federal projects add 10'700 MW (http://www.nwd.usace.army.mil). Other major purposes of the dams are fish and wildlife, water supply, irrigation and recreation.



Fig. 1: Basin map of the Columbia River showing major dams (courtesy of the USACE, Northwest Division, Columbia Basin Water Management Division, 2003)

The Columbia River is home to many resident and anadromous fish species such as salmons, lamprey and sturgeon. There are 13 species of migrating salmon and steelhead fish within the Columbia-Snake River System that are listed under the U.S. Endangered Species Act four of which are from the Lower Snake River. Depending on the species, the migration can take over four years. Historically fish spawned on the Snake River as far as 1500 km from the mouth of the Columbia River (Reese 2012). Migrating fish have had significant impacts

on the region with respect to environmental, economic, political, social and cultural aspects. Therefore, the USACE and public utilities have made large investments in the development of fish passage technologies to protect and enhance these fish species.

3 Downstream Fish Passage Technologies

3.1 General

Only the downstream fish passage technologies developed and operated on the Columbia River projects are presented here. Fig. 2 illustrates the multiple fish passage routes for juvenile fish to pass downstream through the dams such as spillways, surface spill and bypass systems, turbines, juvenile bypass systems, and by barge transportation. For each passage route, it is very important to consider fish safety such as forebay delay, injury, stress, temperature, predation, and tailrace egress conditions downstream of the immediate passage routes (relates to delay and fish predation).

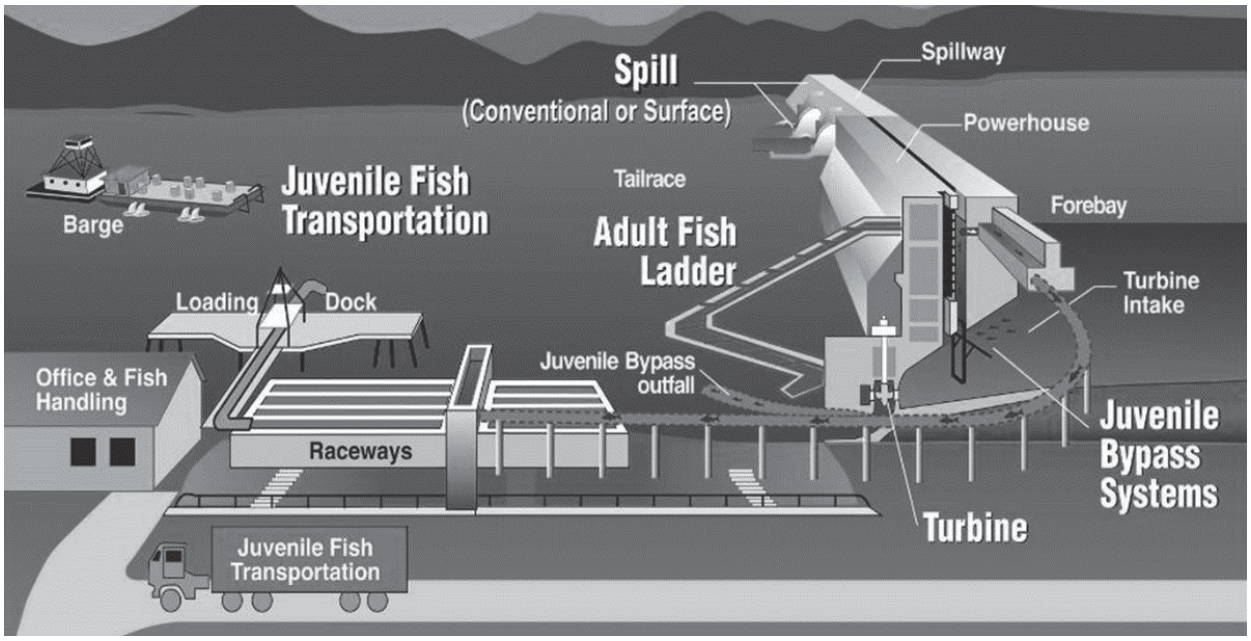


Fig. 2: Illustration of fish passage routes (courtesy of USACE)

3.2 Spillway passage

Spillways can provide the most effective, safest and less harmful means to get juvenile fish past the dams and is strongly supported by fish agencies. However, there are trade-offs to be understood and balanced. These are (1) hydropower production impacted by spilled water, (2) effects on the other passage routes, (3) gas bubble trauma due to supersaturation of atmospheric gas, (4) pressure-induced injury and (5) delay/predation (OTA-ENV-641 1995).

The USACE developed the concept of spillway deflectors, or "flip lips", as a gas abatement measure to limit the plunge depth of water over the spillway. Installation of these devices helps to reduce gas entrainment and the occurrence of gas bubble trauma (Fig. 3). Note that the Clean Water Act requires 110% maximum saturation, as levels above this limit potentially damage fish. From a hydraulic perspective, the altered inflow conditions into the stilling basin due to the flip lips may, however, have a negative impact on the energy dissipation rate and consequently on the scour potential of the flow.

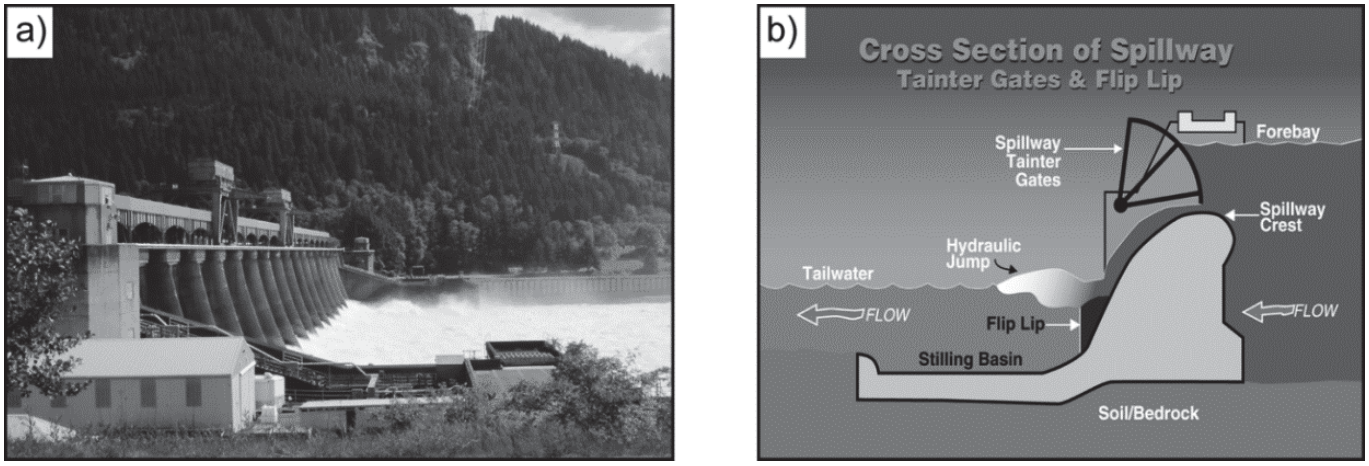


Fig. 3: (a) Spillway of Bonneville dam and (b) Illustration of conventional spillway with tainter gate and retrofitted flip lip (courtesy of the USACE)

3.3 Surface spill and bypass

Furthermore, the USACE has developed surface spill structures as an alternative to conventional spillways. Fig. 4 shows the illustration of a Removable Spillway Weir (RSW) at Lower Granite, Ice Harbor, and Lower Monumental dams and a Temporary Spillway Weir (TSW) installed at McNary and Little Goose Dams.

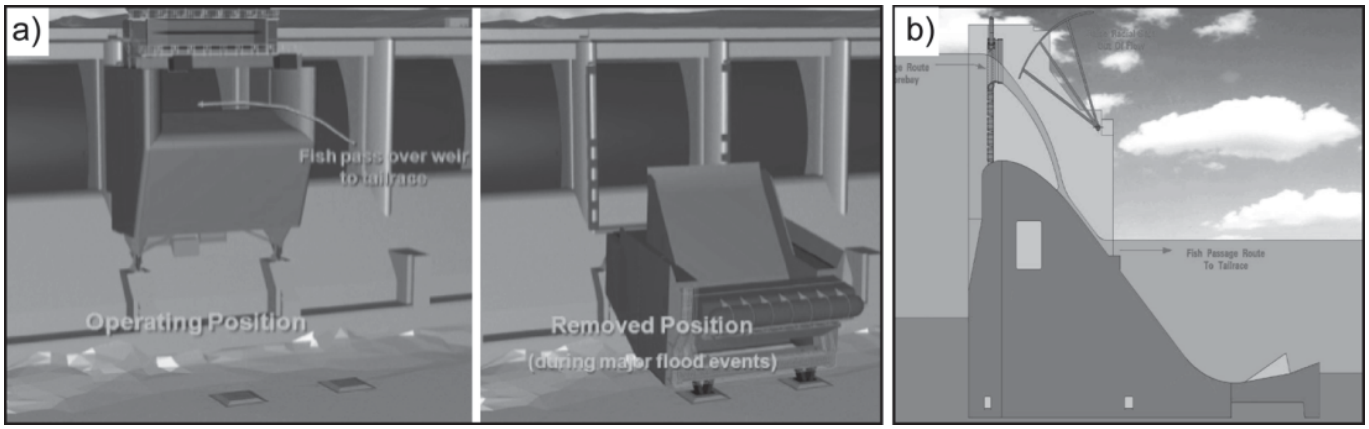


Fig. 4: Illustrations of (a) Removable Spillway Weir and (b) Temporary Spillway Weir (courtesy of the USACE)

Although these were built as temporary structures, some versions of them have become permanent installations. The benefits of RSWs and TSWs are to pass more fish (surface oriented juveniles) and to reduce the number of fish passing through turbines, delay/predation and passage stress, injury and mortality.

Observations at many Columbia River dams indicate that downstream migrating fish rather use surface water passage structures such as ice and trash sluiceways than deeper turbine or spillway routes (Crum *et al.* 2007). Based on these observations and radio telemetry studies, the USACE converted the ice and trash sluiceways at Bonneville Dam's second powerhouse (Evans *et al.* 2008) and at The Dalles Dam into surface bypass systems (Figs. 5a, b). Additionally, an extended spillway was constructed at The Dalles Dam resulting in an improvement of survival rates of some percent.

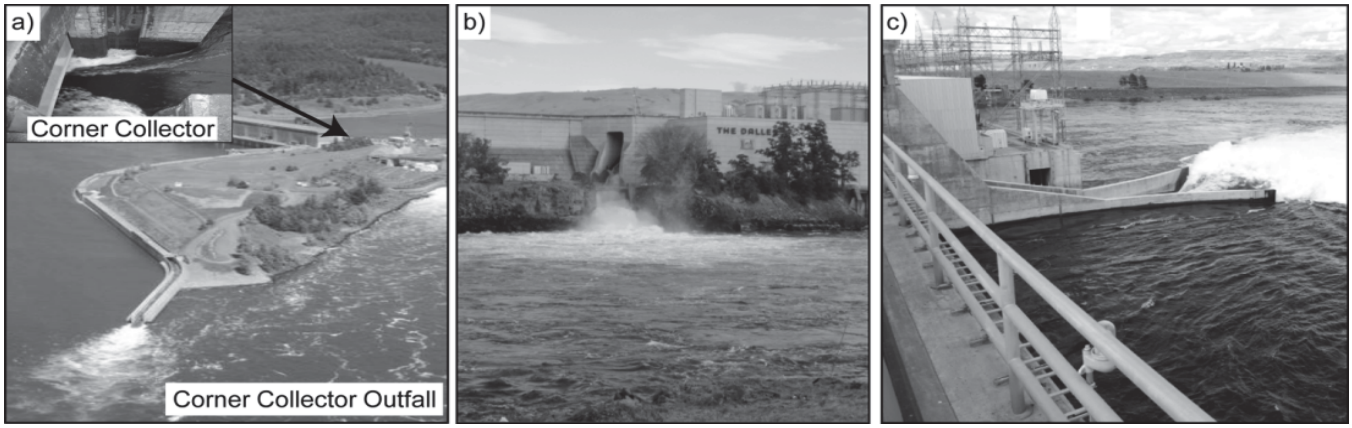


Fig. 5: (a) Surface collector at Bonneville Dam's second powerhouse (courtesy of the USACE), (b) Ice and trash sluiceway at The Dalles Dam, and (c) Surface bypass at Wanapum Dam.

A similar system is used at Wanapum Dam as well (Fig. 5c). At Rocky Reach Dam another innovative juvenile fish surface bypass system is in use. This system includes a collector system consisting of two channels and a transport steel pipe system.

3.4 Turbine passage

Wanapum Dam and the first powerhouse of Bonneville Dam are equipped with so-called fish-friendly turbines of the Minimum Gap Runner (MGR) type (Fig. 6a). The advantages of MGRs over the conventional Kaplan turbines (Fig. 6b) are, (1) the enhancement of overall turbine efficiency and (2) increased fish survival rate from 88% to 95% due to decreased rapid and extreme pressure changes, shear stress, turbulence and blade strike.

For the replacement of old turbines, the USACE has been working to improve the turbine design criteria for safe fish passage under the Turbine Survival Program.

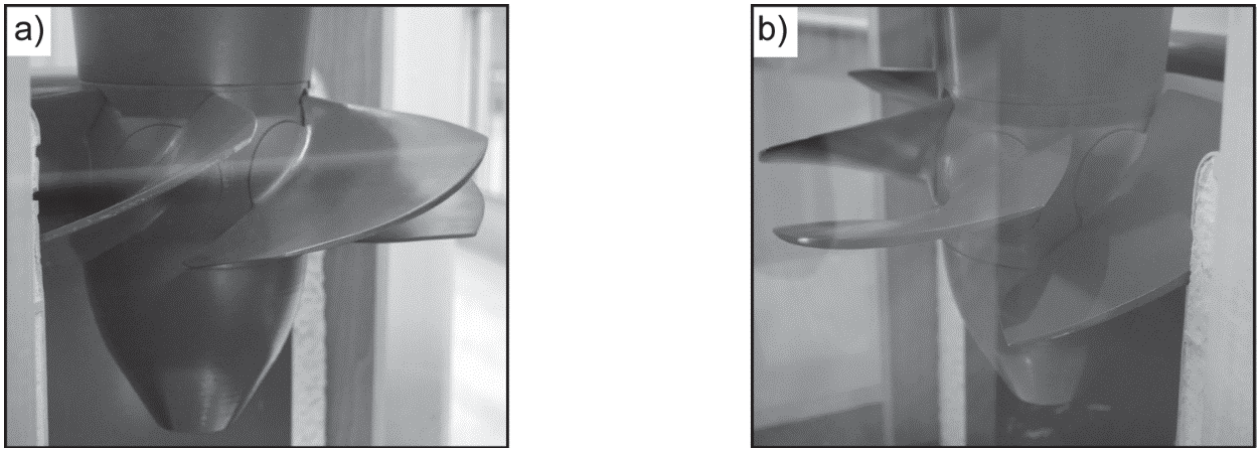


Fig. 6: (a) Minimum Gap Runner and (b) Conventional Kaplan turbine

Two new designs are being tested for the Ice Harbor Project. The next-generation fish-friendly units at Ice Harbor are expected to be even more advanced than those installed at Wanapum and Bonneville Dam.

3.5 Juvenile Bypass system

The Juvenile bypass system consists of streamlined trash racks, submersed travelling (STS) and vertical bar screens (VBS), collection channel and transport pipes (Fig. 7). STSs intercept a portion of the turbine flow and direct fish and water to the gate slots. Then, fish go through orifices into the collection channel in the dam (Fig. 7b).

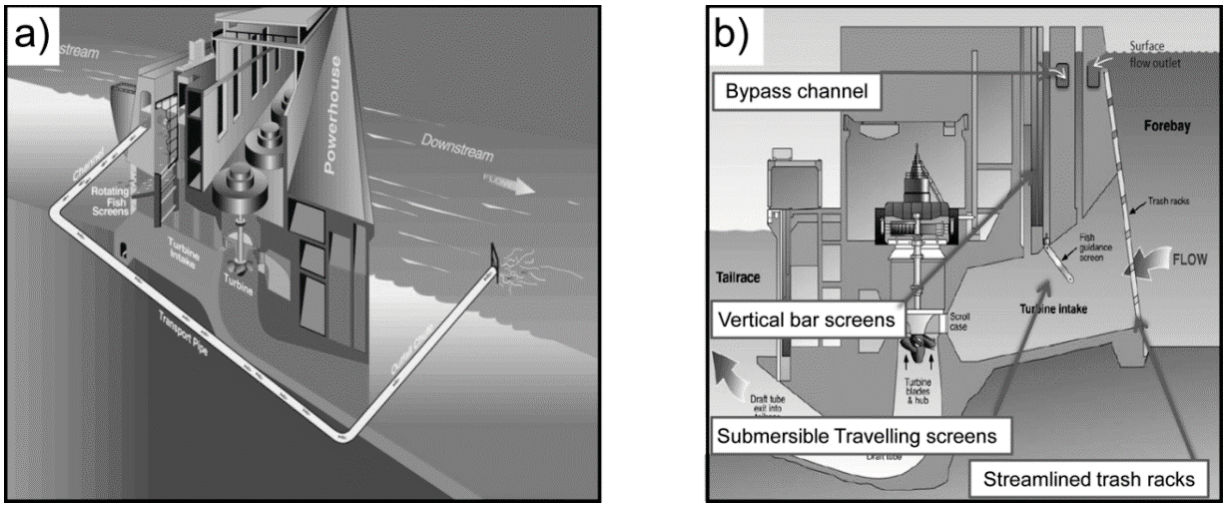


Fig. 7: Illustrations of Juvenile bypass system (courtesy of USACE)

From the collection channel fish are either transported downstream of the dam through transportation pipes or to collection facilities where the majority are subsequently loaded into barges for transport to a release site in the Columbia River downstream from Bonneville Dam.

VBSs prevent fish from passing around the top of the STSs and passing through turbine. Standard STSs are installed at Ice Harbor, Lower Monumental, John Day, and Bonneville Dams (second powerhouse), while the extended length submerged bar screen (ELSBS) are installed at Lower Granite, Little Goose, and McNary Dams (Monk *and* Sandford 2001).

3.6 Fish survival rate at Federal dams on the lower Columbia River

In July 2013 Bonneville Power Administration (BPA) published a report (www.bpa.gov) indicating that the USACE has invested over $1.8 billion in fish passage improvements at the Federal dams since 2001, resulting in significant survival improvements. The report has revealed that the fish survival rates for yearling spring chinook salmons are 96% at Bonneville Dam, 95.9% at The Dalles Dam, 96.8% at John Day Dam and 96.2% at McNary Dam.

4 Discussion

During the technical visit both upstream and downstream fish passage technologies at the dams along the Columbia River were investigated and comprehensive information on these technologies and lessons-learned from the studies were obtained from the engineers and biologists of the USACE via discussions, presentations and supplied documents. The transfer of the knowledge and applicability of the technologies to Central European conditions were the central questions and the reason of our visit. For Salmonids or other surface-oriented fish species, one of the technologies presented above can be used depending on the geometry of HPP and river morphology, i.e. site and project-specific adjustments are generally needed. As to spillway, surface spill and bypass systems, most of the dams on the Columbia River spill up to 40% of the water, depending on the system used. However, the applicability of these technologies to Central European conditions is limited for two reasons: (1) as the HPPs such as at Aare, Rhine, Reuss and Limmat have a higher degree of utilization, they only spill water during flood events and typically use all available water for power generation, and (2) the target species in these river systems are partly bottom-oriented swimmers and present different behaviors than those in the Columbia River system. Due to the latter, the juvenile bypass systems with STSs make little sense at Central European low-head dams. Additionally, the STSs cause significant energy losses and non-uniform flow distributions at turbine intakes and the maintenance cost of the STSs are high. For these

reasons the USACE has been developing new technologies as an alternative to STSs. Fish-friendly turbines seem to be the best option and the USACE will gradually substitute the existing turbines with the next generation fish-friendly turbines. This type of turbine can be used in European HPPs, but it has to be experimentally tested with the endemic target fish species to prove its effectiveness or whether it needs site-specific modifications.

5 Conclusions

To develop innovative fish passage technologies, good science and independent evaluation of technologies are critical and an interdisciplinary team consisting of hydraulic engineers, fish biologists and HPP operators is essential, which is well demonstrated by the success of the USACE projects. For a successful fish passage design, based on eight decades of experiences the USACE suggests: (I) to identify and utilize fish migration corridors; (II) to consider behavior and biomechanical properties of fish species; (III) to match the hydraulic conditions of passage devices to (I) and (II); and (IV) to integrate project operating conditions and hydrology of the site studied. The current downstream fish migration project at VAW follows this path.

Acknowledgement

The authors are grateful to Mr. John Nestler (former USACE Research Ecologist) for the technical visit organization and facilitation. The authors sincerely thank Mike Langeslay, Miro Zyndol, Lynn Reese, Carl Dugger, Eric Hockersmith, Martin Aahman, Brad Trumbo and Mark Plummer (the USACE), Gene Ploskey (Pacific Northwest National Laboratory), Amber Tilton (The Dalles Dam Visitor Center), Jeff Osborn and Bill Christman (Chelan Public Utility District), and Curt Dotson (Grant County Public Utility District) for the technical visits. The support of the VAW research project on downstream fish migration by VAR, swisselectric research, BFE and BAFU is gratefully acknowledged.

References

Adam, B., Lehmann, B. (2011). Ethohydraulik: Grundlagen, Methoden, Erkenntnisse. Springer-Verlag Berlin und Heidelberg, 351 S.

Bös, T., Egloff, N., Peter, A. (2012). Massnahmen zur Gewährleistung eines schonenden Fischabstiegs an grösseren, mitteleuropäischen Flusskraftwerken. Zwischenbericht zum Literaturstudium. Eawag, Kastanienbaum: 177 Seiten.

Crum, K., Sands, J., Amacher, R., Sipe, S., Muller, P., Reese, L., West, D. (2007). Little Goose Lock and Dam Removable Spillway Weir. Corps of Engineers Walla Walla District, Washington, USA.

Evans, S.D., Adams, N.S., Rondorf, D.W., Plumb, J.M., Ebberts, B.D. (2008). Performance of a prototype surface collector for juvenile salmonids at Bonneville Dam's first powerhouse on the Columbia River, Oregon. River Research and Applications, 24(7), 960–974.

Kriewitz, C. R., Albayrak, I., Boes, R.M. (2012). Massnahmen zur Gewährleistung eines schonenden Fischabstiegs an grösseren mitteleuropäischen Flusskraftwerken – Zwischenbericht zum Literatur- und Massnahmenstudium. VAW-Bericht 0843, VAW, ETH Zürich.

Monk, B.H., Sandford, B.P. (2001). Evaluation of extended-length submersible bar screens at Bonneville Dam First Powerhouse, 2000. Report by National Marine Fisheries Service to the U.S. Army Corps of Engineers, Portland, Oregon, USA.

OTA-ENV-641 (1995). Fish Passage Technologies: Protection at Hydropower Facilities. U.S. Government Printing Office, Washington DC, USA.

Reese, L. A. (2012). Adult Fishway Systems - Multiple Entrance Strategy, Effectiveness, and Design Considerations. Kolloquiumsreihe der Bundesanstalt für Wasserbau und Bundesanstalt für Gewässerkunde, 12. und 13. Juni 2012, 63–68.

U.S. Army Corps of Engineers, Northwest Division, Columbia Basin Water Management Division home page. http://www.nwd-wc.usace.army.mil/, 2003.

Addresses of the authors

Dr. Ismail Albayrak (korrespondierender Autor)

Email: albayrak@vaw.baug.ethz.ch

Carl Robert Kriewitz

Prof. Dr. Robert M. Boes

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich

Wolfgang-Pauli-Str. 27

CH-8093 Zürich

Hydraulische Modellversuche zum Fischabstieg an grossen Flusskraftwerken

(*Hydraulic model investigation on downstream fish migration at large river hydro powerplants*)

Carl Robert Kriewitz, Ismail Albayrak, Robert M. Boes

Kurzfassung

Flusskraftwerke können die flussabwärts gerichtete Wanderung von Fischen beeinflussen. Beim aktuellen Ausbaustandard der meisten Anlagen wählt die Mehrzahl der migrierenden Fische in Ermangelung geeigneter, alternativer Abwanderungskorridore die Turbinenpassage, welche Schädigungen zur Folge haben kann. Deshalb besitzt die Implementierung von Fischschutzsystemen, die potentiell gefährliche Gewässerbereiche für Fische unattraktiv machen oder absperren, eine hohe Priorität bei der ökologischen Aufwertung von Flusskraftwerken. Im Rahmen eines Forschungsprojektes an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich werden aus diesem Grund bauliche Massnahmen zum Fischschutz in physikalischen Modellen geprüft und so weiterentwickelt, dass sie aus fischökologischer und betrieblicher Sicht erfolgreich und ökonomisch eingesetzt werden können. Der Fokus der Untersuchung ist auf mechanische Verhaltensbarrieren wie *Louver* und *Bar Racks* gerichtet. In einem von drei Modellen wurde ein typisches Mittelland-Flusskraftwerk im Massstab 1:35 nachgebildet, um die für den Kraftwerksbetrieb und den Fischschutz relevanten hydraulischen Kenngrössen zu untersuchen. Die Versuchsreihen beinhalteten die Ausgangssituation mit unverbautem Gerinne, eine Variante mit schwimmender Tauchwand und vier Varianten mit unterschiedlichen *Louver*- und *Bar Rack*-Systemen. Für alle Aufbauten wurden mittels ADV-, Ultraschall- und Stechpegelmessungen die globalen und lokalen Fliessgeschwindigkeiten und Wasserspiegellagen aufgenommen. Anschliessend erfolgte eine Auswertung der lokalen hydraulischen Verluste an den Leiteinrichtungen und der Geschwindigkeitsverteilungen insbesondere im Bereich der Turbineneinläufe und der Fischleiteinrichtungen. Einen weiteren Versuchsschwerpunkt stellte die Dokumentation des Geschiebe- und Schwemmholztransportes im modifizierten Gerinne dar.

Louver-Systeme erzeugen eine ausgeprägte Leitströmung, also eine Strömungskomponente parallel zum Leitrechen, die der Fischleiteffizienz zuträglich ist. Allerdings verursachen sie hohe Fallhöhenverluste und inhomogene Strömungsverhältnisse vor den Turbineneinläufen. *Bar Rack*-Systeme beeinflussen

die Turbinenanströmung demgegenüber in deutlich geringerem Ausmass und rechtfertigen zukünftige Optimierungsversuche. Im Hinblick auf die fischleitende Wirkung zeigen sie eine schwächere, jedoch gleichmässiger verteilte Leitströmung. Beide Leitsysteme werden bei Schwemmholzaufkommen und gleichzeitigem Turbinenbetrieb verlegt. Wir fassen zusammen, dass für den Einsatz an typischen Mittellandflusskraftwerken (i) *Louver*-Systeme ungeeignet für den Einsatz im Nahbereich des Kraftwerkseinlaufs sind, (ii) *Bar Rack*-Systeme vielversprechende Eigenschaften zeigen und weitere Untersuchungen zu ihrer Optimierung notwendig sind, und (iii) beide Systeme Schwemmholzmanagement erfordern.

Abstract

River hydro powerplants (HPPs) may influence the downstream migration of fish. With the current project conditions and standards the majority of migrating fish passes the turbines due to the lack of alternative migration passageways which can lead to fish injury or death. Therefore the implementation of protection systems that stop fish from entering turbine intakes has a high priority in regard to ecologically upgrading HPPs. For that reason the Laboratory of Hydraulics, Hydrology and Glaciology (VAW) of ETH Zurich conducts research on structural fish protection means with the goal of adapting and advancing them in regard to safe fish passage and a successful economical implementation. The focus of the physical model investigations lies on the research of structural behavioural fish guidance systems like louvers and angled bar racks (guidance screens).The main objective of the investigation is to optimize the positioning and design of guidance screens in regard to fish guidance efficiency and energy production prior to their implementation at prototype scale. A standard Swiss Plateau HPP was replicated in a scale of 1:35 to investigate the flow fields around fish guidance structures and at turbine intakes, the energy losses caused by the structures and the effect of driftwood and sediment transport. The experiments included the initial situation, a configuration with a partially submerged guidance wall and four louver and bar rack system configurations. Using ADV-probes and ultrasonic as well as point gauge measurements the global and local flow velocities and water levels were measured to determine the energy losses and the flow mean and turbulence characteristics. Additionally, driftwood and sediments transport processes were documented.

The louver system produces a considerable sweeping flow, i.e. a flow component parallel to the structure, which is favourable for fish guidance properties. However, it leads to a significantly non-uniform flow field and thus uneven discharge distribution. Moreover, it causes severe head losses in front of the turbine intakes. The bar rack systems show more promising results. Although the

turbine approach flow is acceptable, further optimization is needed. Concerning the fish guidance, a weaker yet more evenly distributed sweeping flow component was obtained. At both structures driftwood clogging occurred during turbine operation. We conclude that for conditions at typical Swiss Plateau HPPs (i) louver systems are not feasible for an application directly upstream of the turbine intakes, (ii) bar rack systems show promising properties and need to be further investigated for optimisation, and (iii) both systems require driftwood management.

1 Hintergrund

Eine der Voraussetzungen für den Populationserhalt von Wander- aber auch residenten Fischspezies ist die sichere Passage von Flusskraftwerken. Für den Teilaspekt des Fischabstiegs existieren aktuell keine ausgereiften Fischschutztechniken zur Anwendung an grossen mitteleuropäischen Flüssen. Hier stellen die grosse Vielfalt zu schützender Zielspezies und die teilweise schwierigen hydromorphologischen Bedingungen hohe Anforderungen an mögliche Massnahmentypen. Im Rahmen eines an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) durchgeführten Forschungsprojektes werden technische Fischschutzmassnahmen für den spezifischen Einsatz an Schweizer und mitteleuropäischen Flüssen untersucht und optimiert.

2 Mechanische Verhaltensbarrieren

Mechanische Verhaltensbarrieren sind bauliche Anlagen, deren Funktion auf der durch sie beim Fisch verursachten Flucht- oder Meidreaktion beruht. Zu ihnen zählen aufgelöste Flächenleitwerke wie schräg zur Anströmung angeordnete vertikale Leitrechen, die im Englischen als *Louver* oder *Bar Racks* bezeichnet werden (Abb. 1). Die Öffnungsweite zwischen den Rechenstäben ist bei diesen Anlagentypen im Gegensatz zu mechanischen Barrieren so gross (5 bis 20 cm), dass eine physische Ausschlusswirkung, insbesondere für kleinere Fischarten, nicht gegeben ist. Die Schutzwirkung resultiert vielmehr aus einer Kombination von Effekten. Zum einen wird der Rechen von Fischen als Hindernis wahrgenommen, zum anderen führt die Schrägstellung der gesamten Konstruktion und der einzelnen Rechenstäbe zur Bildung einer ausgeprägten Störung des Strömungsfeldes und einer parallel zur Rechenfläche auftretenden Strömungskomponente, der sogenannten Leitströmung. Im günstigsten Fall werden Fische dadurch gleichzeitig von der Rechenpassage abgehalten und aktiv in Richtung eines Bypasses verdriftet. Frühe, aber auch aktuelle Forschungsergebnisse (Bates und Vinsonhaler 1957, Ducharme 1972, EPRI und Dominion Millstone Laboratories 2001, Kynard und Horgan 2001, Raynal *et al.* 2013) und Erfahrungen aus dem Praxiseinsatz, in denen diese Massnahmenty-

pen erfolgreich zur Ableitung einer Vielzahl von Fischarten eingesetzt wurden, belegen die Wirksamkeit für ausgesuchte Spezies. Mechanische Verhaltensbarrieren bieten sich ferner für den Einsatz an grossen Wasserkraftanlagen an, da sie betrieblich robust ausgelegt werden können und ihre Reinigung weniger problematisch ist. Sie bieten zusätzliches Potential zur Kombination mit anderen Verhaltensbarrieren wie elektrischen, akustischen oder optischen Scheuchanlagen. Kritisch muss ihre gegenüber rein mechanischen Barrieren unter Umständen geringere Fischleiteffizienz betrachtet werden. Von besonderer Bedeutung ist deshalb ihre Anordnung im Gewässer, die im Hinblick auf die Fischleitwirkung und Bypass-Positionierung optimiert werden muss.

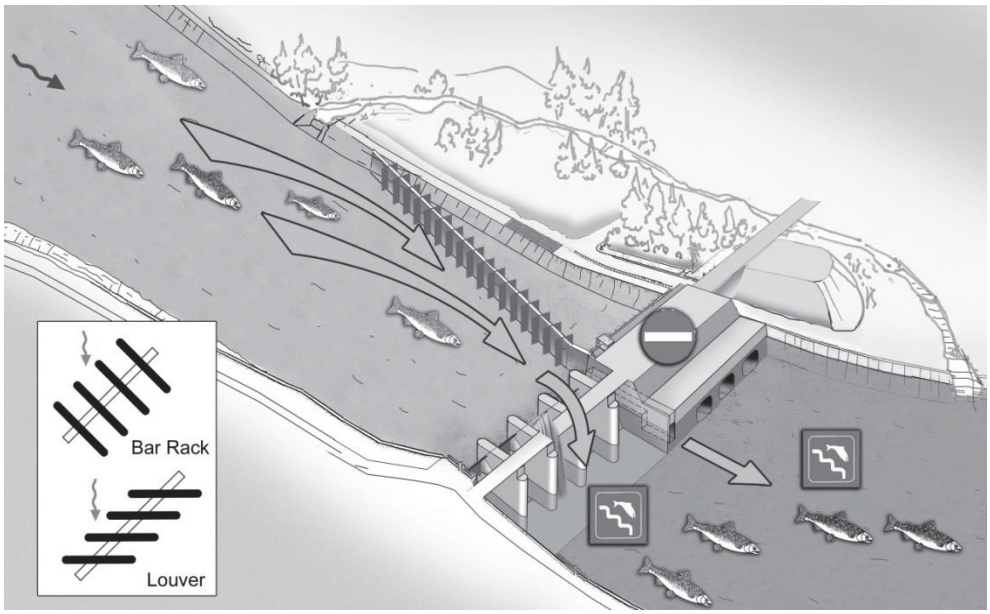


Abb. 1: Wirkungsprinzip vertikaler Leitrechen vor Kraftwerkseinläufen mit Detailansicht von *Louver* und *Bar Rack*-Systemen.

3 Forschungsmotivation

Während die bisher erbrachten Forschungsresultate und Erkenntnisse aus dem Praxiseinsatz von Leitrechensystemen bereits umfangreich sind, fehlen insbesondere für ihre Planung und Umsetzung an grossen Schweizer und mitteleuropäischen Flusskraftwerken folgende wichtige Informationsgrundlagen:

1. Hydraulik vertikaler Leitrechen: Aktuell existiert keine umfassende Berechnungsvorschrift, die es ermöglicht, die Energieverluste an vertikalen Leitrechen sicher zu bestimmen. Für die Fischleitwirkung wichtige Parameter wie Geschwindigkeitsgradienten und -verteilungen und Turbulenzintensitäten im Nahbereich der Rechen sind ebenfalls ungenügend beschrieben.

2. Auswirkung auf den Kraftwerksbetrieb: Vertikale Leitrechen verändern grossräumig die Strömungsstrukturen am Kraftwerk. Insbesondere ist unbekannt, wie sie die Turbinenanströmung und damit die Energieproduktion beeinflussen und wie sie auf Schwemmholz- oder Sedimentaufkommen und im Hochwasserfall reagieren.
3. Fischleiteffizienz: Während die Fischleiteffizienz für Fischarten wie Lachs, Stör oder Maifisch in Nordamerika umfassend untersucht wurde, kann für typische potamodrome Arten (Barbe, Äsche, Schneider) keine präzise Vorhersage getroffen werden.

Zur Untersuchung dieser Aspekte werden in einer laufenden Grundlagenforschungsarbeit an der VAW mehrere hydraulische Modellversuche durchgeführt (Kriewitz *et al.* 2013), darunter auch solche mit Lebendfischen.

4 Physikalisches Modell

4.1 Modellparameter und Kenngrössen

Zur Untersuchung der für den Kraftwerksbetrieb und den Fischschutz relevanten hydraulischen Kenngrössen wurde ein typisches Mittelland-Flusskraftwerk im Massstab 1:35 nachgebildet (Abb. 2).

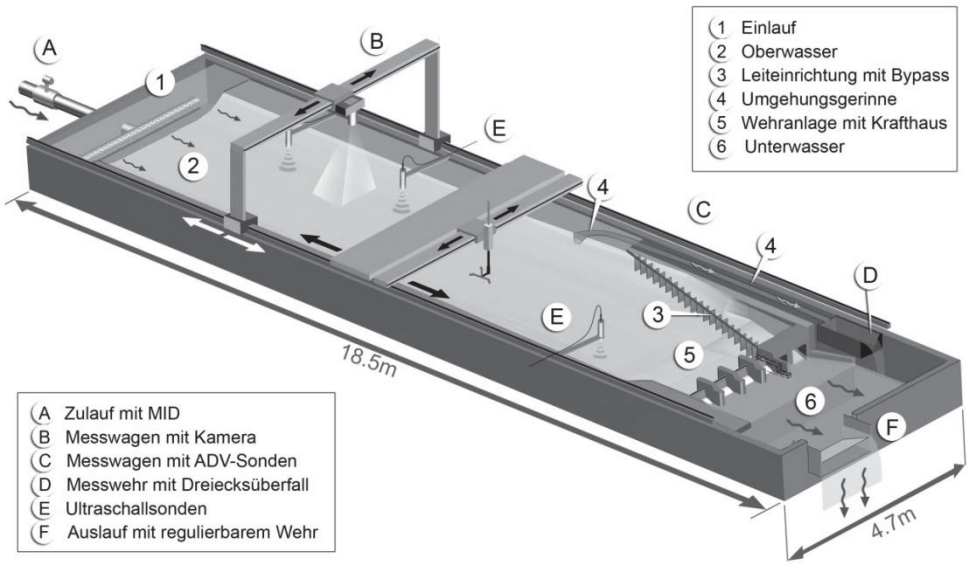


Abb. 2: Prinzipskizze des physikalischen Modells eines typischen Mittelland-Flusskraftwerkes an der VAW.

Dabei handelt es sich um ein Blockkraftwerk auf geradem Talweg mit zwei orografisch links gelegenen Kraftwerkseinläufen mit geneigter Einlauframpe und einem vierfeldrigen Wehr. Der Abflussquerschnitt unmittelbar vor der Sperrstelle besitzt eine Breite von 106 m mit einer mittleren Abflusstiefe von 7.2 m. Ferner verfügt die Anlage über ein natürliches Umgehungsgerinne auf der Kraft-

hausseite, dessen Einlaufbauwerk ca. 150 m oberstrom des Kraftwerks gelegen ist. Die Leitrechen sind unmittelbar oberstrom vom Krafthauseinlauf über den gesamten Abflussquerschnitt angeordnet und folgen der vorgegebenen Sohlgeometrie. Zur Bereitstellung eines durchgehenden Abwanderungskorridors, ist der Trennpfeiler zwischen Krafthaus und Wehr mit zwei runden Bypass-Öffnungen, eine in Boden- und eine in Oberflächennähe, modifiziert worden. Beide Öffnungen besitzen einen Durchmesser von 1 m. Das Kraftwerk und die Wehrfelder sind aus PVC konstruiert und die gesamte Modelltopographie ist als feste Sohle aus Mörtel ausgeführt. Die untersuchten Rechenvarianten bestehen aus Aluminiumstäben (Abb. 3).

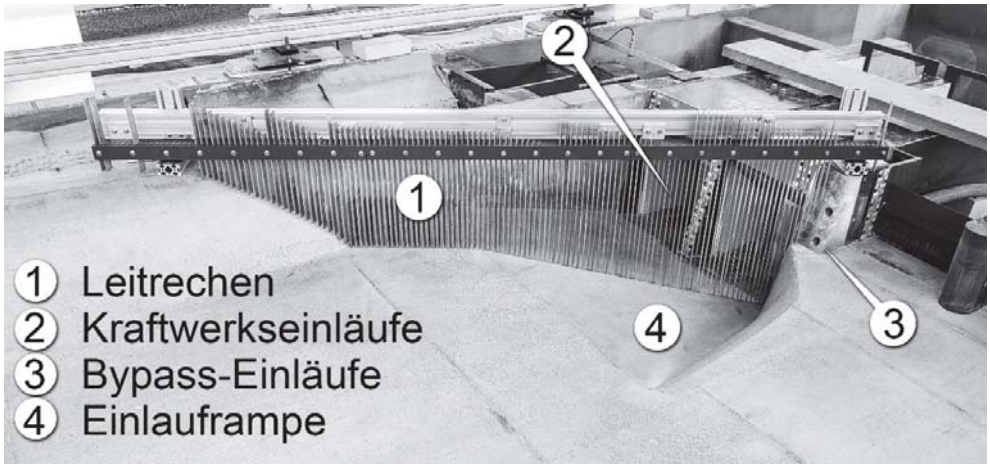


Abb. 3: Detailaufnahme des Kraftwerkseinlaufes mit installiertem Leitrechen und Bypass-Einläufen.

Als Versuchsgrundlage wurden die folgenden Kraftwerkskenngrössen und hydrologischen Randbedingungen festgelegt (Tab. 1):

Tab. 1: Kraftwerkskenngrössen und hydrologische Daten

Ausbauwassermenge Kraftwerk Q_{A}	475 m^3/s
Dotierung natürliches Umgehungsgerinne Q_{U}	2–5 m^3/s
Dotierung Trennpfeiler-Bypässe	5–10 m^3/s
Mittelwasser $\mathrm{M}Q$	290 m^3/s
Hochwasser $\mathrm{H}Q_2$	720 m^3/s
Hochwasser $\mathrm{H}Q_{100}$	1150 m^3/s

4.2 Messtechnik

Der Zufluss zum Modell wurde mittels magnetisch-induktivem Durchflussmesser (MID) gemessen. Die Bestimmung der Abflüsse im Kraftwerksauslauf erfolgte mittels Rehbockwehr, im Umgehungsgerinne mittels Thomsonwehr und im Trennpfeilerbypass mittels Dotierpumpe.

Zur Ermittlung der Wasserspiegellagen wurden Ultraschallsonden und Stechpegelmessungen durchgeführt. Die Geschwindigkeitsfelder wurden mit ADV-Sonden vermessen. Zusätzliche erfolgte eine Strömungsvisualisierung durch die Zugabe von Farbe oder Konfetti.

5 Versuchsdurchführung und ausgewählte Ergebnisse

5.1 Versuchsparameter

Die hydraulischen Eigenschaften von vertikalen Leitrechen sind durch eine Vielzahl von Parametern bestimmt. Massgebend wirken sich die Ausrichtung des Rechens α und der Rechenstäbe β zum Anströmungswinkel, der Stababstand b und die Eintauchtiefe e aus. Ferner nehmen die Stablänge, -breite und –form (l, s und k_F) Einfluss (Abb. 4).

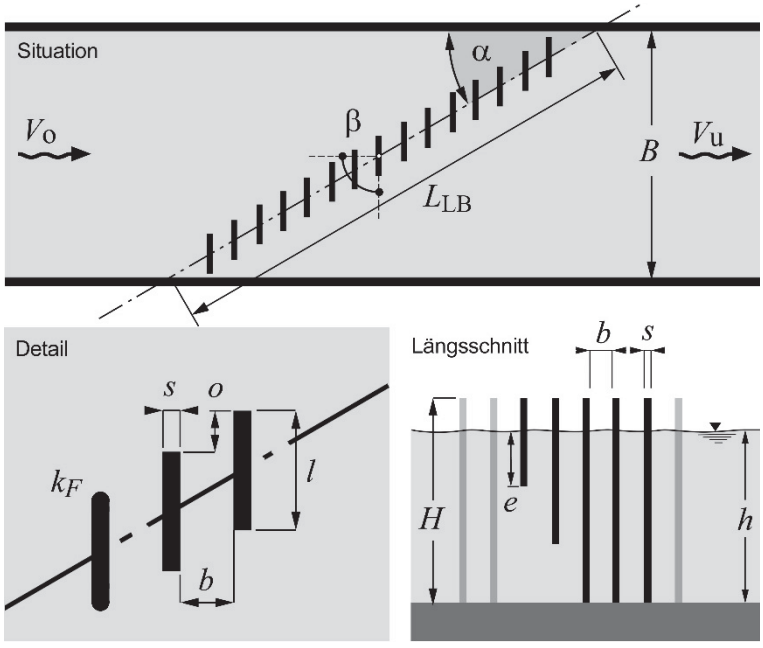


Abb. 4: Prinzipskizze mit hydraulisch relevanten Leitrechenparametern.

Die Versuche am Kraftwerksmodell wurden mit vier Leitrechenkonfigurationen durchgeführt. Getestet wurden Leitrechen mit einem Einbauwinkel von α = 30° und 15° und einer Stabausrichtung von β = 90° (*Louver*) und 45° (*Bar Rack*) zur Hauptströmung. Die Wahl dieser Parameterkombinationen liegt in deren Bedeutung für die Leitwirkung von Fischen begründet. Aus Literaturangaben ist be-

kannt, dass letztere mit spitzeren Rechen- und Stabwinkeln steigt (EPRI und Dominion Millstone Laboratories 2001). Die übrigen Parameter wurden wie folgt festgelegt (Prototypmasse): lichte Rechenstabweite b = 5 cm, Stablänge l = 10 cm, Stabdicke s = 1 cm, Stabform rechteckig und Eintauchtiefe über den gesamten Fliessquerschnitt reichend.

5.2 Grossräumige Kraftwerksanströmung

Leitrechen beeinflussen die Kraftwerksanströmung gegenüber dem unverbauten Zustand massgeblich. Sie führen zu einer vollständigen Strömungsumlenkung in Richtung ihrer Rechenstäbe und damit zu einer inhomogenen Strömungsverteilung im Kraftwerkszulauf. Besonders deutlich ausgeprägt ist dieser Effekt im Fall der *Louver*-Konfiguration (Abb. 5).

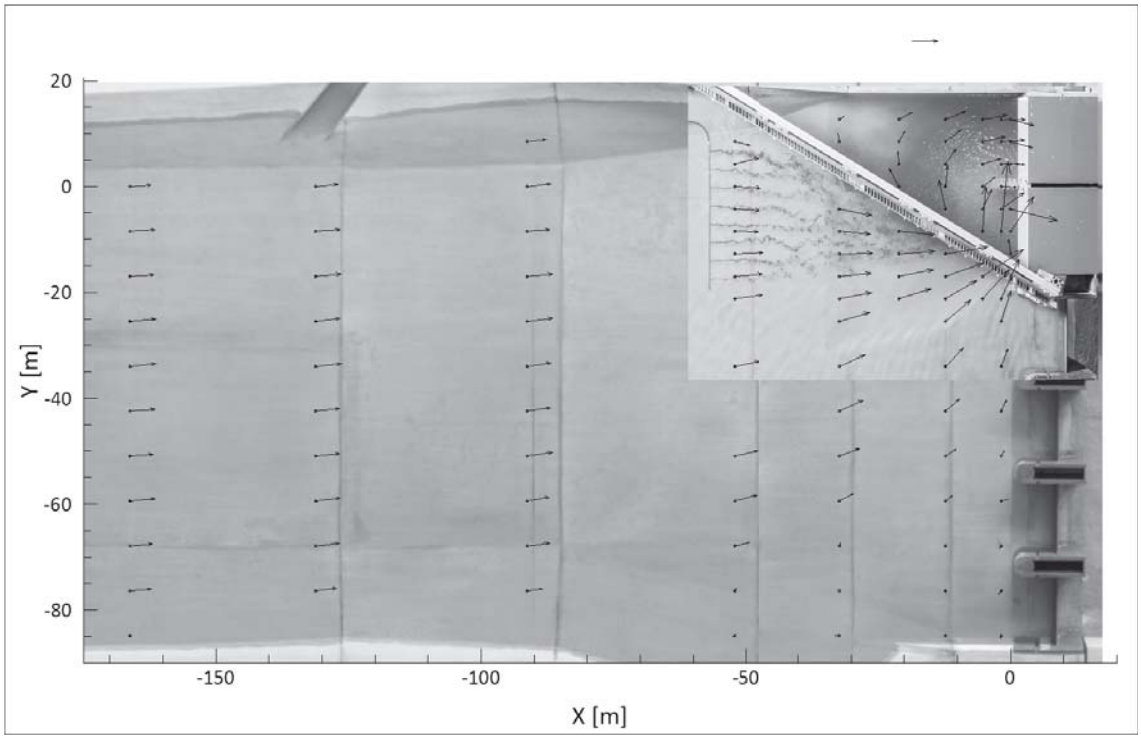


Abb. 5: Situation der Kraftwerksanströmung mit der Konfiguration *Louver* mit α = 30°: Sowohl die als Vektoren dargestellten, in der Horizontalen gemessenen Geschwindigkeitskomponenten, als auch die Visualisierung mit Farbe belegen die vollständige Umlenkung der Strömung unterstrom des Leitrechens.

5.3 Turbinenbeaufschlagung und Fallhöhenverluste

Um hohe Wirkungsgrade zu erreichen, müssen Kraftwerksturbinen möglichst homogen angeströmt werden. Ein Kriterium zur Beurteilung der Zulaufqualität stellt die Einlaufhälftenbeaufschlagung dar, die maximal 2.5% vom Gesamtdurchfluss abweichen darf. Durch Geschwindigkeitsmessungen unmittelbar am Turbineneinlauf wurde dieses Kriterium überprüft. Leitrechen der *Louver*-

Konfiguration verursachten danach eine starke Strömungsinhomogenität nicht nur bei der Beaufschlagung der Turbineneinlaufhälften, sondern auch in Bezug auf die Turbinen selbst. Die maximal zulässige Beaufschlagungsabweichung wird an beiden Turbineneinläufen deutlich überschritten (Abb. 6).

Neben der Turbinenanströmung beeinflusst die Fallhöhendifferenz zwischen Ober- und Unterwasser die Energieproduktion. Die Messungen der Wasserspiegellagen vor den Turbineneinläufen zeigten auch hier, dass Leitrechen der *Louver*-Konfiguration lokal zu deutlichen Abweichungen (Minderungen) vom unverbauten Zustand führen. Im Bereich der rechennah gelegenen Turbinen erreichen diese 10% der ursprünglichen Fallhöhe.

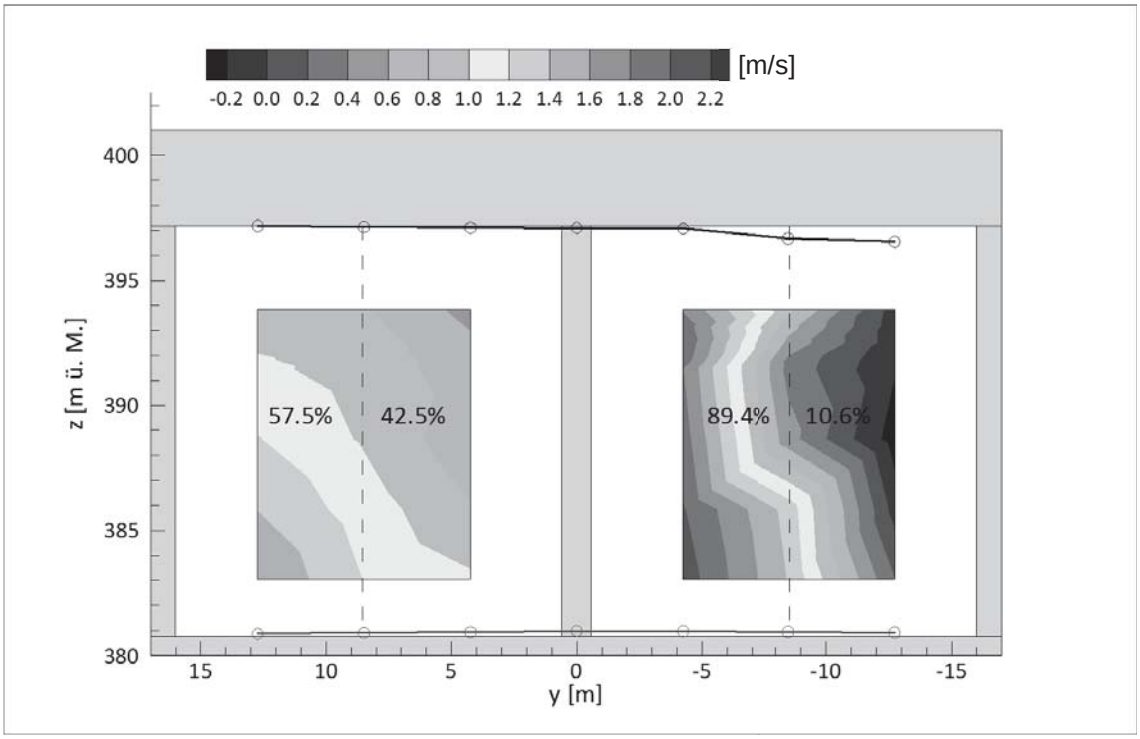


Abb. 6: Visualisierung der Turbinen- und Einlaufhälftenbeaufschlagung mit Skalarkarte der Geschwindigkeitsverteilungen und prozentualer Angabe der Durchflussaufteilung: Es wird deutlich, dass der rechte Turbineneinlauf deutlich geringer beaufschlagt und zudem stark inhomogen durchströmt ist. Im orografisch rechten Bereich dieses Einlaufes werden Rückströmungszonen festgestellt.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Die an den Fischschutz in der Schweiz und in Europa gestellten hohen Schutzziele unter Einbeziehung eines breiten Spektrums an Zielspezies impliziert die Abschirmung des gesamten Gewässerhorizontes im Zufluss von Wasserkraftwerken. Die an kleinen und mittelgrossen Anlagen zu diesem Zweck erfolgreich eingesetzten Feinrechensysteme sind an grossen Kraftwerken betriebstechnisch nicht vertretbar. Vor diesem Hintergrund untersuchten die Autoren Leitre-

chen mit grösserem Stababstand (mechanische Verhaltensbarrieren) bei typischen Bedingungen an grossen Mittelland-Flusskraftwerken.

Ausgangspunkt der Untersuchung waren Leitrechen mit einer Rechenstabausrichtung zur Hauptströmung von 90° (*Louver*-Konfiguration), die in Nordamerika erfolgreich im Einsatz stehen (Amaral und Taft 2003). Diese erweisen sich aufgrund ihrer negativen Auswirkungen auf die Kraftwerks- und Turbinenanströmung als ungeeignet für die direkte, krafthausnahe Anwendung an Schweizer Kraftwerken. Weiterhin wurden modifizierte Leitrechensysteme mit einer Stabausrichtung von 45° zur Hauptströmungsrichtung untersucht. Diese besitzen hydraulisch günstigere Eigenschaften, die einen Einsatz unter hiesigen Bedingungen denkbar erscheinen lassen. Hier besteht aber weiterer Forschungsbedarf, der u. a. im vorliegenden Projekt betrachtet wird.

Referenzen

Amaral, S.V.,Taft, E.P. (2003). The use of Angeled Bar Racks and Louvers for Protecting Fish at Water Intakes. Proc. Symposium on Cooling Water Intake Technologies to Protect Aquatic Organisms. Arlington, VA.

Bates, D. W., Vinsonhaler, R. (1957). Use of Louvers for Guiding Fish. Transactions of the American Fisheries Society, 86(1), 38–57.

Ducharme, A.J.A. (1972). An Application of Louver Deflectors for Guiding Atlantic Salmon (Salmo salar) Smolts from Power Turbines. Journal of the Fisheries Research Board of Canada, 29(10), 1397–1404.

EPRI, Dominion Millstone Laboratories (2001). Evaluation of Angled Bar Racks and Louvers for Guiding Fish at Water Intakes. Palo Alto, CA and Waterford, CT, EPRI and Dominion Millstone Laboratories. 1005193.

Kriewitz, C.R., Boes, R.M., Albayrak, I. (2013). Massnahmen zur Gewährleistung eines schonenden Fischabstiegs. Aqua viva, 55(5), 17–21.

Kynard, B., Horgan, M. (2001). Guidance of Yearling Shortnose and Pallid Sturgeon Using Vertical Bar Rack and Louver Arrays. North Amer. J. of Fisheries Manag., 21(3), 561–570.

Raynal, S., Courret, D., Larinier, M., David, L. (2013). An experimental study on fish-friendly trashracks – Part 2. Angled trashracks, Journal of Hydraulic Research, 51(1), 67–75.

Adressen der Autoren

Carl Robert Kriewitz (korrespondierender Autor)
Email: kriewitz@vaw.baug.ethz.ch
Dr. Ismail Albayrak
Prof. Dr. Robert M. Boes
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich
Hönggerbergring 26
CH-8093 Zürich

Laboruntersuchungen zu Fischschutz und Fischabstieg an geneigten Rechen

Investigations of fish protection and downstream migration at inclined screens

Mathilde Cuchet, Peter Rutschmann

Kurzfassung

Ziel der Untersuchung war es das Wanderverhalten, den Fischschutz und den Fischabstieg potamodromer Arten (Barbe, Aitel und Nase) an einem zur Sohle geneigten Rechen zu untersuchen. Mittels „integrated passive transponder“ (PIT) wurden die Passagen der Fische für verschiedene Neigungen und Stababstände erfasst. Dank einer Wasserversorgung aus der Isar und einer Versuchsdurchführung im Freigelände konnten die Fischversuche unter naturnahen Bedingungen durchgeführt werden. Die umfangreichen Datensätze wurden anhand statistischer Verfahren hinsichtlich der Effizienz des Fischschutzkonzepts ausgewertet. Es wurde ein statistisches Modell entwickelt, um die Fischpassage je nach Rechenneigung, Stababstand und Fischlänge zu prognostizieren. Die flachste Neigung und der geringste Stababstand erzielten, wie erwartet, die besten Ergebnisse bezüglich Fischschutz und Fischabstieg. Dieses Modell könnte eine Orientierung für die Konfiguration von Wasserkraftanlagen je nach Standort, Zielarten und -größen bieten, um ein möglichst breites Spektrum der Fischpopulationen zu schützen.

Abstract

The main challenges of downstream fish migration are to prevent fish from passing through the turbine and furthermore enable them to quickly find the entrance to the downstream passage. A conceptual solution was investigated in the Laboratory of Hydraulic and Water Resources Engineering of Technische Universität München. A life size experiment with potamodromous species was conducted to study the fish behavior at the intake of a hydraulic structure. In a large open air lab flume possibilities were examined, to shield fish from passing through a screen and lead them to a surface bypass with a trash rack inclined to the horizontal. As the fish were PIT (Passive Integrated Transponder) marked, numerous data recordings describing the fish passage are available. Statistical analyses were carried out to estimate the probability of passing either through the screen or into the bypass as a function of the fish length, the bar clearance and the screen inclination. As expected, the lowest screen inclination combined with a fine bar clearance provided the best results regarding fish protection at the screen and guidance to the bypass.

1 Einführung

Fischschutz und Fischabstieg an Wasserkraftanlagen sind aktuell nur ungenügend gelöst. Bei der Abwanderung von Fischen kann die Passage der Turbine zu schweren Verletzungen bis hin zum Tod führen. Die Hauptschwierigkeit beim Fischabstieg besteht darin, die Fische möglichst rasch und vor deren Erschöpfung in ein Bypass-System zu leiten, das ihnen den gefahrlosen Abstieg ermöglicht. In Einzelfällen wurden bereits Lösungen gefunden, Ebel (2013). Diese sind aber noch sehr artspezifisch und standortabhängig. An der Versuchsanstalt Obernach (VAO) der Technischen Universität München, besteht die Möglichkeit, großmaßstäbliche Versuche im Freigelände durchzuführen, um das Verhalten der Fische unter Laborbedingungen und natürlichen Randbedingungen gleichermaßen zu untersuchen. Es wurden bereits verschiedene Fischversuchsprojekte durchgeführt, Göhl (2004), Cuchet *et al.* (2009, 2011, 2012, 2013). Der vorliegende Beitrag befasst sich mit der Analyse von umfangreichen Datensätzen, die bei Fischversuchen zu einem Fischschutz- und Fischabstiegskonzept erfasst wurden, das auf einem geneigten Rechen basiert, Raynal *et al.* (2013). Bei diesem Konzept soll ein zur Sohle geneigter Rechen die Fische nach oben, in Richtung der Wasseroberfläche, führen, wo der Einstieg zur Fischabstiegsanlage positioniert wird. Für Fische dreier potamodromer Arten und verschiedener Größen wurden Rechenneigung und Stababstand variiert.

2 Methodik

2.1 Versuchsaufbau

Die Versuche wurden im Freigelände der VAO in einem 220 m langen Betonkanal rechteckigen Querschnitts mit 2 m Tiefe und 2,5 m Breite durchgeführt. Der Zulauf zum Kanal konnte reguliert werden und erfolgte über kalibrierte Messrinnen. Der Rechen mit abgerundetem Stabprofil wurde im unteren Drittel des auf eine Breite von 1,25 m verengten Untersuchungsabschnitts eingebaut. Die Ausführung des Rechens erfolgte variabel bezüglich der Neigung und des Rechenstababstandes. Vier Rechenneigungen wurden untersucht: 20°, 30°, 45° und 70° zur Horizontalen (Abb. 1). Des Weiteren wurden Stababstände von 20, 30 und 50 mm erprobt. Am oberen Ende des Rechens schloss in Richtung Unterwasser ein horizontaler, 3,65 m langer Zwischenboden an, welcher die beiden Abstiegswege über das Bypass-System bzw. die „Turbine“ trennte.

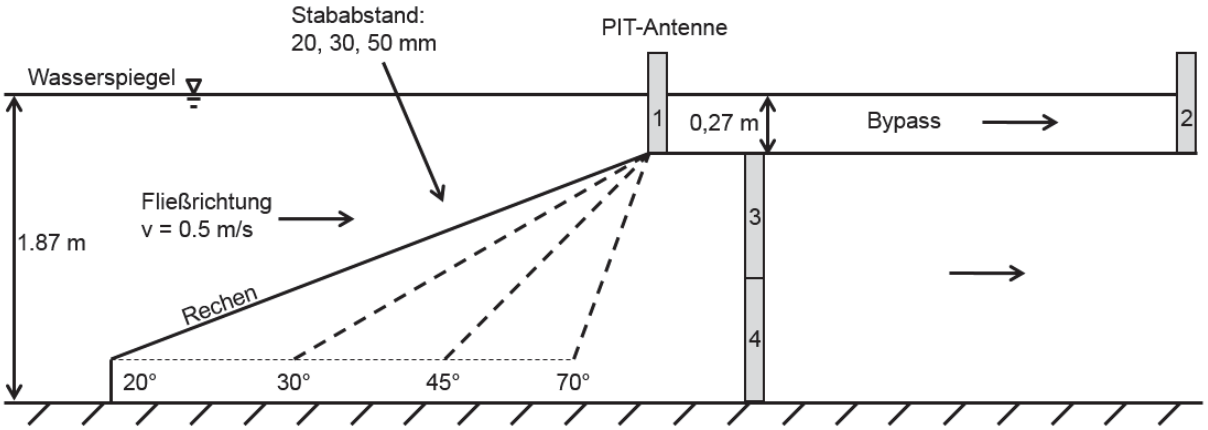


Abb. 1: Skizze des Versuchsaufbaus

2.2 Fischbestand und Monitoring

Um die Wanderungsbewegungen der Fische konkret nachzuverfolgen, wurden die Versuchsfische mit PIT-Sendern (Passive Integrated Transponder) versehen und dementsprechend vier Antennen im Versuchsstand platziert. Antenne 1 wurde direkt am oberen Ende des Rechens installiert, Antenne 2 am Ende des Bypasses. Antennen 3 und 4 wurden übereinander nach dem Rechen montiert, im Bereich zwischen dem Zwischenboden und der Kanalsohle (Abb. 1). Während Antennen 1 und 2 somit das Auffinden bzw. die Passage des Fischpasses ermöglichten, entsprach ein Signal der Antennen 3 und 4 einer Passage der Turbine der Wasserkraftanlage. Für die Versuchsdurchführung standen 203 Fische zur Verfügung, die vom Büro EZB mittels Elektrofischung in der Donau entnommen und mit PIT-Sendern markiert wurden. Dabei handelte es sich um etwa gleiche Anteile der potamodromen Fischarten: Aitel (*Leuciscus cephalus*), Barbe (*Barbus barbus*) und Nase (*Chondrostoma nasus*) mit jeweils unterschiedlichen Größen von 19 cm bis 61 cm.

2.3 Versuchsdurchführung

Alle Versuche wurden nach der gleichen, im Folgenden beschriebenen, Prozedur durchgeführt, um möglichst vergleichbare Rahmenbedingungen zu gewährleisten. Der Versuchsstart war zu Tagesbeginn. Zunächst wurde der Kanal mit einem Abfluss von ca. 1,1 m³/s beaufschlagt und das Unterwasser-Regulierorgan des Kanals so eingestellt, dass die Fließtiefen im Kanal 1,87 m und im Bypass 0,27 m betrugen und zudem eine horizontale Anströmgeschwindigkeit des Rechens von 0,5 m/s vorlag. Die Wassertemperatur wurde während der gesamten Versuchsdauer elektronisch erfasst und kontinuierlich aufgezeichnet. Der eigentliche Versuch startete mit dem Einsetzen von 150 Fischen ca. 18 m oberhalb des Rechens. Dabei wurden je 50 Fische repräsentativer Größenverteilung pro Art (Aitel, Barbe, Nase) verwendet. Die Fische blie-

ben 24 Stunden bei konstanten hydraulischen Verhältnissen im Versuchsstand. Während dieser Zeit detektierten die vier Antennen jede Passage eines Fisches. Im Beobachtungsschacht hinter dem Sichtfenster wurde eine Videokamera installiert, um das Fischverhalten am Rechen zu dokumentieren. 24 Stunden nach dem Einsetzen der Fische wurde der Abfluss abgestellt, der Kanal ausgelassen, die Fische abgefischt und diese für eine Ruhezeit von mindestens 24 Stunden in das Fischbecken gebracht. Insgesamt wurden 12 Versuche durchgeführt. Dabei wurden sieben unterschiedliche Kombinationen von Rechenneigung (α = 20, 30, 45, 70°) und Stababstand (S = 20, 30, 50 mm) untersucht. In den übrigen Versuchen wurde die Bypass-Konfiguration bzw. die Geschwindigkeit am Bypass-Einlauf (v = 0 und v = 0,25 m/s) variiert.

Tab. 1: Durchgeführte Versuche, N: Versuchsnummer, α: Rechenneigung in Grad, S: Stababstand in mm, v: Geschwindigkeit am Bypass-Einlauf in m/s.

N	**α [Grad]**	**S [mm]**	**v [m/s]**
1	20	50	0
2	20	20	0
3	70	50	0
4	70	20	0
5	45	20	0
6	30	20	0
7	30	20	0,25
8	30	20	0,25
9	30	20	0,25
10	30	30	0
11	30	30	0,25
12	30	20	0,25

3 Ergebnisse und Diskussion

3.1 Ergebnisse

Für sämtliche durchgeführte Versuche wurden alle Fischpassagen dank der PIT-Antennen registriert. In vorliegender Betrachtung wurde die Auffindbarkeit der Fischabstiegspassage über dem Rechen untersucht, unabhängig von der Funktionalität des anschließenden Bypasses zum Unterwasser. Die Anzahl der Fische die den Rechen passierten und derjenigen die über den Rechen schwammen, sind für jeden einzelnen Versuch in Abb. 2 dargestellt.

Obwohl die Anzahl der eingefügten Fische pro Versuch identisch war (150 Stück), ist die gesamte Anzahl der aktiven Fische bzw. registrierten Fische bei allen Versuchen unterschiedlich.

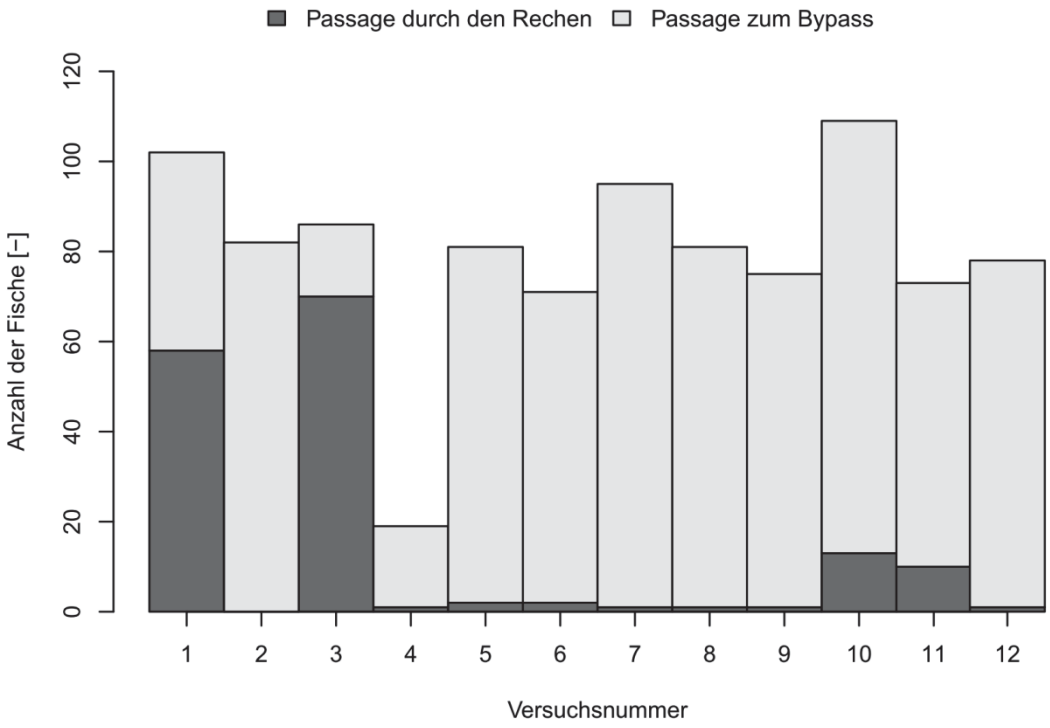


Abb. 2: Passagen der Fische für jeden einzelnen Versuch

Versuch 4 zeigt die kleinste Anzahl detektierter Fische: ca. 20 Fische waren aktiv gegenüber ca. 80 Stück bei den anderen Versuchen. Bei diesem Versuch war die Rechenneigung am steilsten (α = 70°) mit 20 mm Stababstand. Diese Rechenkonfiguration scheint für die Fische am wenigsten attraktiv zu sein. Wenn sie auf den fast vertikalen Rechen trafen, versuchten sie kaum eine Passage an der Oberfläche zu finden und blieben im Oberwasser, wo sie nicht von den Antennen detektieren wurden. Bezüglich der Anteile der Fische, die den

Rechen passierten oder zum Bypass schwammen, sind Unterschiede zwischen den 12 durchgeführten Versuchen zu beobachten. Versuche 1 und 3 zeigten die größte Anzahl an Fischen, die durch den Rechen schwammen. Bei diesen Versuchen war der Stababstand am größten (S = 50 mm). Bei den Versuchen 10 und 11 (S = 30 mm) ist die Anzahl der Fische, die den Rechen passierten, kleiner als bei den Versuchen 1 und 3, aber höher als bei den übrigen Versuche (S = 20 mm). Der Stababstand scheint daher einen starken Einfluss auf die Passage der Fische zu haben. Andererseits ist bei Versuch 2 (α = 20°, S = 20 mm) kein einziger Fische durch den Rechen geschwommen. Eine flache Neigung des Rechens hat einen positiven Einfluss auf das Verhalten der Fische hinsichtlich der Bewegung zum Oberflächen-Bypass. Wie erwartet, ist somit die Konfiguration mit dem engsten Stababstand und der flachsten Neigung am besten für den Fischschutz und die Fischführung zum Bypass geeignet. Dank der großen Anzahl an Daten bezüglich der Fischpassage je nach Rechenkonfiguration ist es möglich, weitere statistische Auswertungen durchzuführen und präzisere Aussagen zum Zusammenhang zwischen Fischpassage und Rechenkonfiguration zu treffen.

3.2 Statistische Auswertung

In den zugrundeliegenden Versuchen hatten die Fische drei verschiedene Möglichkeiten: Verbleib im Oberwasser (kein Antennensignal), Passage des Rechens oder Passage entlang des Rechens zum Bypass. In der folgenden Analyse wurden nur die registrierten Fische berücksichtig. Die Zielvariable des statistischen Modells ist binär – entweder schwimmt der Fische über den Rechen in den Bypass (kodiert 0) oder durch den Rechen (kodiert 1). Insofern ist ein generalisiertes lineares Modell angemessen, Peng *et al.* (2002). Anhand des generalisierten linearen Modells ist es möglich, den Zusammenhang zwischen den Zielvariablen (Passage der Fische) und den erklärenden Variablen zu testen und zu bewerten. Die ausgewählten erklärenden Variablen der Modelle sind jeweils die Fischlänge (X_1), die Rechenneigung (X_2), der Stababstand (X_3) und die Geschwindigkeit am Bypass-Einlauf (X_4). Für jede Fischart wurde ein separates Modell erstellt. Das generalisierte lineare Modell lautet somit:

$$\text{logit}[p(X)] = \beta_0 + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \beta_3 X_3 + \beta_4 X_4 + \varepsilon \qquad [1]$$

Hier ist $p(X)$ die Wahrscheinlichkeit durch den Rechen zu schwimmen, β_0 eine Konstante, β_i ist der Regressionskoeffizient der entsprechenden erklärenden Variablen X_i und ε beschreibt die zufälligen Abweichungen und wird als Störgröße bezeichnet. Die Bearbeitung des Logit-Modells mittels der statistischen Software R, Crawley (2012), liefert als wesentliche Ergebnisse die Regressionskoeffizienten β und die dazugehörigen p-Werte der verschiedenen erklären-

den Variablen. Die Stärke des Einflusses der einzelnen Variablen wird durch die jeweiligen Regressionskoeffizienten ersichtlich. Die p-Werte ermöglichen es, die Signifikanz der einzelnen Variablen zu bewerten. Für einen statistisch signifikanten Effekt der erklärenden Variablen auf die Zielvariable sollte der zugehörige p-Wert kleiner als 0,05 sein. Je nach Fischart variieren die Ergebnisse merklich.

3.3 Ergebnisse der logistischen Regression

Die Resultate der logistischen Regression für die drei verschiedenen Fischarten sind in Tab. 2 dargestellt. Bei allen drei Fischarten ist der p-Wert der Variablen X_4 größer als 0,05. Das heißt, dass die Geschwindigkeit am Bypass-Einlauf (0 und 0,25 m/s) keinen signifikanten Einfluss auf die Passage von Barbe, Aitel und Nase durch den Rechen oder zum Bypass hat und aus dem statistischen Modell entfernt werden kann. Bei der Barbe zeigen die Fischlänge, die Rechenneigung und der Stababstand einen signifikanten Einfluss (p-Wert < 0,05) auf die Fischpassage. Ebenso beim Aitel haben die Rechenneigung und der Stababstand einen signifikanten Einfluss auf die Fischpassage durch den Rechen oder in den Bypass (p-Wert < 0,05). Die Fischlänge zeigt keinen Zusammenhang mit der Passage der Aitel (p-Wert > 0,05). Bei der Nase scheint die Passage nur vom Stababstand beeinflusst zu sein (p-Wert < 0,05).

Tab. 2: Ergebnisse der logistischen Regression, Intercept: Konstante, X_1: Fischlänge in mm, X_2: Rechenneigung in Grad, X_3: Stababstand in mm, X_4: Geschwindigkeit am Bypass Einlauf in m/s.

Fischart	**Variable (X)**	**Koeffizient (β)**	**p-Wert**
Barbe	Intercept	-1,935	0,061
	X_1	-0,037	0,000
	X_2	0,051	0,007
	X_3	0,295	0,000
	X_4	0,350	0,870
Aitel	Intercept	-7,864	0,000
	X_1	-0,006	0,261
	X_2	0,045	0,000
	X_3	0,175	0,000
	X_4	-64,330	0,992
Nase	Intercept	-2,774	0,433
	X_1	-0,002	0,737
	X_2	-0,089	0,190
	X_3	0,105	0,006
	X_4	-67,040	0,992

3.3.1 Einfluss der Rechenneigung und des Stababstandes

Der Stababstand hat bei allen drei Fischarten einen signifikanten Einfluss auf die Passage der Fische gezeigt. Da die Regressionskoeffizienten des Stababstands positiv sind, nimmt die Wahrscheinlichkeit den Rechen zu passieren zu, wenn der Stababstand steigt. Die Rechenneigung hat bei der Barbe und dem Aitel einen signifikanten Einfluss auf die Passage durch den Rechen bzw. die Führung in den Bypass gezeigt (p-Wert < 0,05). Im Gegensatz dazu ließ sich die Nase nicht von der Neigung des Rechens beeinflussen (p-Wert > 0,05). Da die Regressionskoeffizienten für die Barbe und den Aitel positiv sind, steigt die Wahrscheinlichkeit den Rechen zu passieren mit zunehmender Rechenneigung. Abb. 3 zeigt am Beispiel der Barbe (30 cm) die sich im Modell ergebenden Wahrscheinlichkeiten den Rechen zu passieren in Abhängigkeit von der Rechenneigung für verschiedene Stababstände.

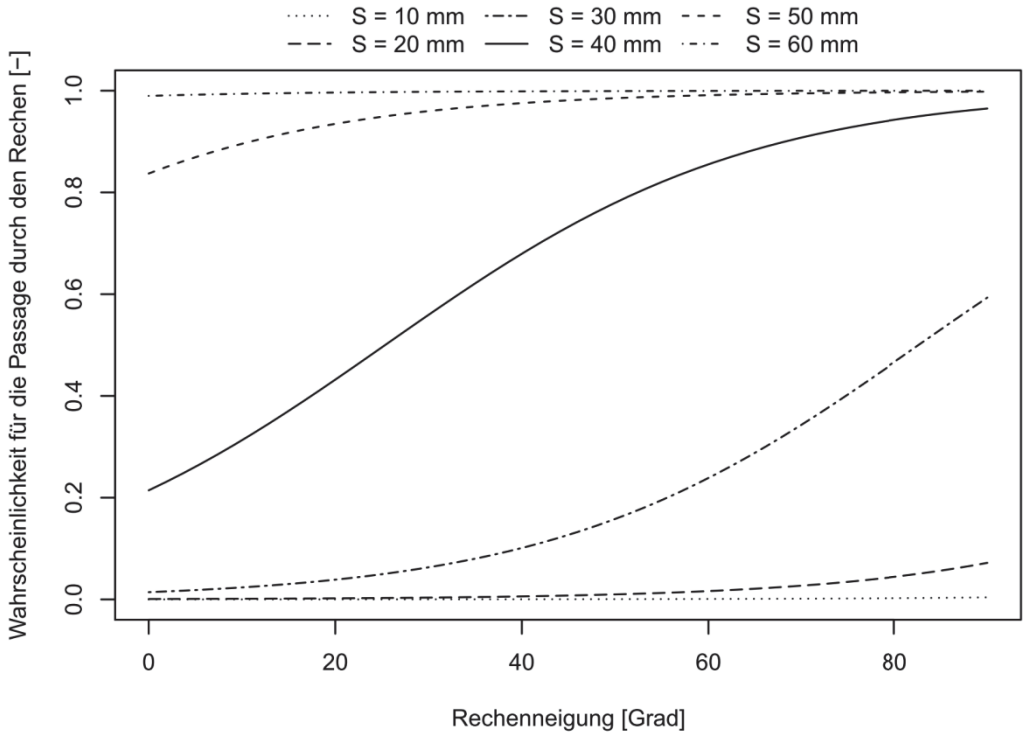


Abb. 3: Wahrscheinlichkeit für eine 30 cm lange Barbe durch den Rechen zu schwimmen in Abhängigkeit von der Rechenneigung für verschiedene Stababstände (*S*)

Bis zu 20 mm Stababstand bleibt die Wahrscheinlichkeit einer 30 cm langen Barbe durch den Rechen zu schwimmen unter 10%, unabhängig von der Rechenneigung. Bei 30 mm Stababstand steigt die Wahrscheinlichkeit bis zu 60% bei einem vertikalen Rechen. Auch bei 40 mm Stababstand hilft die Neigung des Rechens noch, die Fische zu schützen. Ab 50 mm Stababstand ist die

Wahrscheinlichkeit den Rechen zu passieren unabhängig von der Rechenneigung sehr hoch. Die Aussagen beziehen sich jeweils auf eine 30 cm lange Barbe und eine Geschwindigkeit am Rechen von 0,5 m/s.

3.3.2 Einfluss der Fischlänge

Nur bei der Barbe hat die Länge der Fische einen signifikanten Einfluss gezeigt. Je kleiner der jeweilige Fisch ist, desto größer ist die Wahrscheinlichkeit, dass der Fisch durch den Rechen schwimmt. Abb. 4 stellt die Wahrscheinlichkeit für die Barbe durch den Rechen zu schwimmen in Abhängigkeit von der Fischlänge für verschiedene Rechenkonfiguration dar.

Bei 20 mm Stababstand und einer Neigung des Rechens von 70 Grad sind Barben größer 35 cm geschützt. Wenn der Rechen flacher gestellt wird (α = 30°), sind beim gleichen Stababstand kleinere Fische ab 25 cm Länge geschützt. Die Neigung des Rechens verbessert den Fischschutz und die Führung zum Bypass. Jedoch ist die Auswirkung der Neigung bei einem Stababstand von 50 mm nicht mehr hilfreich. Das heißt, ein großer Teil der Population den Rechen passiert hier den Rechen, mit entsprechenden Verletzungen und Mortalitätsraten bei der Passage der Turbine.

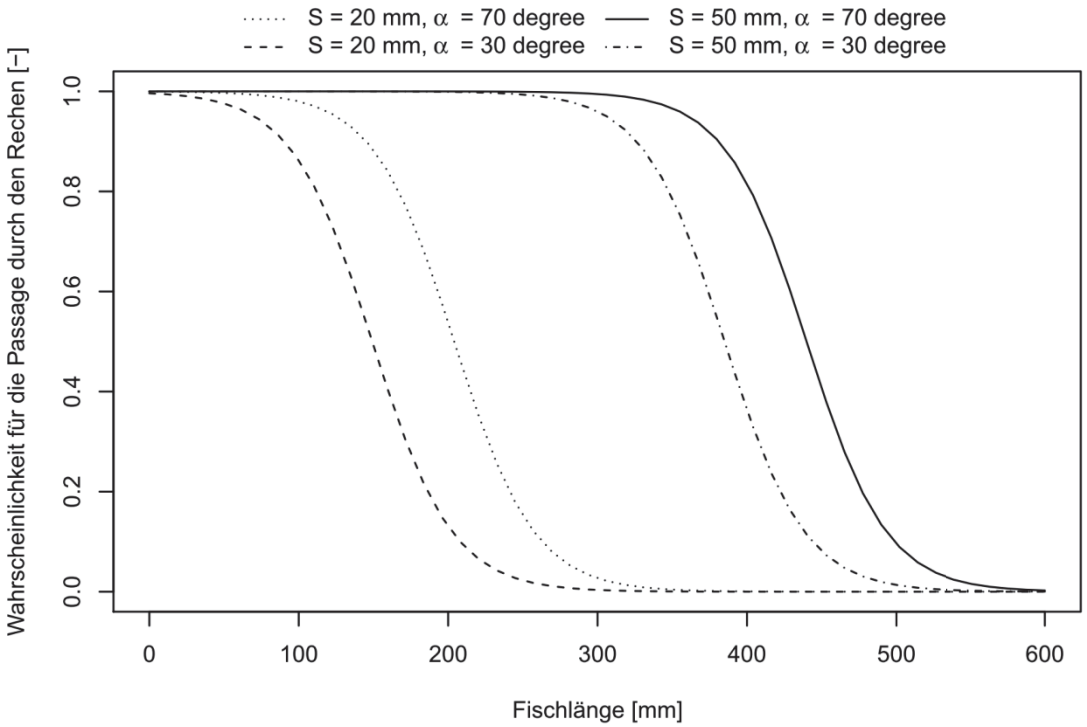


Abb. 4: Wahrscheinlichkeit für die Barbe den Rechen zu passieren in Abhängigkeit von der Fischlänge für verschiedene Stababstände (S) und Rechenneigung (α)

4 Zusammenfassung

Dank der statistischen Auswertung konnten die Einflüsse der untersuchten Variablen auf die Passage der drei verwendeten Fischarten quantitativ bewertet werden. Es wurde gezeigt, dass die Geschwindigkeit am Einlauf des Bypasses (0 und 0,25 m/s) keinen Einfluss auf die Passage der Fische hat. Dagegen wurden alle drei untersuchten Fischarten durch den Stababstand beeinflusst: Je größer der Stababstand ist, desto höher ist die Wahrscheinlichkeit durch den Rechen zu schwimmen. Die Nase scheint durch die Rechenneigung nicht beeinflusst zu werden, während bei Barbe und Aitel eine flache Neigung vorteilhaft ist, um die Passage des Rechens zu vermeiden. Bemerkenswerterweise war nur die Passage der Barbe abhängig von der Fischgröße. Je länger der Fisch war, desto geringer war die Wahrscheinlichkeit durch den Rechen zu schwimmen. Die Aussagen müssen stets vor dem Hintergrund der spezifischen Versuchsbedingung gesehen werden. Da die Wassertemperatur bei den Versuchen kälter als im natürlichen Lebensraum der untersuchten Fische war, kann die Schwimmfähigkeit der Fische beeinflusst worden sein, Cuchet (2013). Durch die Untersuchungen wurde gezeigt, dass die statistische Auswertung ein sehr gutes Werkzeug ist, um den gesamten Informationsgehalt der zur Verfügung stehenden Daten auszunutzen und auch bei umfangreichen Datensätzen die signifikanten qualitativen Aussagen und zudem quantitative Zusammenhänge zu erhalten.

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass die Kombination eines ausreichend feinen Rechens und einer flachen Rechenneigung grundsätzlich den Fischschutz und eine rasche Führung zum Bypass-System erreichen können. Adäquate Werte für Rechenstabweite und Rechenneigung lassen sich je nach Standort, Fischpopulation und Schutzzielen aufbauend auf ethohydraulischen Untersuchungen anhand statistischer Modelle ableiten.

Danksagung

Die Fischversuche, die die Daten erbrachten, erfolgten im Rahmen eines Auftrags der Grenzkraftwerke GmbH und in Zusammenarbeit mit der Universität Innsbruck, Arbeitsbereich Wasserbau sowie den EZB – Eberstaller Zauner Büros.

Referenzen

Crawley, M. (2012). The R Book. John Wiley & Sons.

Cuchet, M. (2013). Laboruntersuchungen des Wanderverhaltens an geneigten Rechen zu Fischschutz und Fischabstieg. Fachtagung Ökohydraulik: Leben im, am und mit dem Fluss. Obernach.

Cuchet, M., Geiger, F., Sepp, A., und Rutschmann P. (2012). Fish Protection and Fish Downstream Migration at Horizontal Screens. 9th International Symposium on Ecohydraulics. Wien.

Cuchet, M., Hartlieb, A., und Rutschmann, P. (2009). Untersuchung des Fischverhaltens an einem geneigten Rechen. Versuchsbericht Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München.

Cuchet, M., Mühlbauer, M., Ratschan, C., Hartlieb, A., und Brinkmeier, B. (2011). Behavioural Experiments on the Design of Downstream Fish Passage Facilities for Potamodromous Species. 34th IAHR World Congress, Brisbane, 2792–2798.

Ebel, G. (2013). Fischschutz und Fischabstieg an Wasserkraftanlagen - Handbuch Rechen- und Bypasssysteme. Mitteilungen aus dem Büro für Gewässerökologie und Fischereibiologie.

Göhl, C. (2004). Bypaßeinrichtungen zum Abstieg von Aalen an Wasserkraftanlagen. Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München. Nr. 98.

Peng, C. J., Lee, K. L., & Ingersoll, G. M. (2002). An introduction to logistic regression analysis and reporting. The Journal of Educational Research, 96(1), 3–14

Raynal, S., Courret, D., Chatellier, L., Larinier, M., David, L., (2013). An experimental study on fish-friendly trashracks – Part 1. Inclined trashracks, Journal of Hydraulic Research, 51(1).

Adressen der Autoren

M.Sc Mathilde Cuchet (korrespondierender Author)

Email: mathilde.cuchet@tum.de

Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München

Versuchsanstalt Obernach

D-82432 Walchensee

Prof. P. Rutschmann

Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München

Arcisstr. 21

D-80333 München

Large Eddy Simulation – Ein Beitrag zur Auflösung turbulenter Strömungsstrukturen in technischen Fischaufstiegshilfen

LES – Resolving turbulent flow in technical fish bypasses

Markus Grünzner, Peter Rutschmann

Kurzfassung

Die Wiederherstellung der ökologischen Durchgängigkeit ist eine wahre Herausforderung an den Wasserbau-Ingenieur. Nicht nur das Fliessgewässer im Allgemeinen ist entscheidend, sondern vor allem die „ökologischen Engstellen“ an technischen Querbauwerken stellen, technisch gesprochen, eine Drossel für die Natur dar. Mit Hilfe moderner numerischer Simulationstechniken, haben Wasserbauer heute die Möglichkeit die Strömungscharakteristika von technischen Bypässen zu analysieren und auf die örtlichen Gegebenheiten anzupassen. Reynolds-gemittelte Simulationsmethoden (RANS), welche heute als Stand der Technik angesehen werden, können aufgrund ihrer Mittelwertsbetrachtung nur Informationen über zeitliche Mittelwerte liefern. Ein deutlicher Sprung im Informationsgehalt zur Strömungsanalyse stellt die sogenannte „Large Eddy Simulation“ (LES) dar. Hier wird der zu untersuchende Strömungsbereich räumlich und zeitlich sehr hoch aufgelöst. Es können somit nicht nur Mittelwerte direkt errechnet werden, sondern auch turbulente Fluktuationen, welche für das Verhalten der Fische am Engpass entscheidend sein können. Der folgende Beitrag stellt die LES-Technik im Allgemeinen kurz dar und präsentiert anhand eines Beckenpasses die unterschiedlichen Strömungscharakteristika. Durch die Ergebnisse werden eindeutige Belastungsspitzen und Ruhezonen für aquatische Lebewesen identifizierbar.

Abstract

It is a real challenge for hydraulic engineering to restore the ecological continuity in rivers. Not only the river itself is significant, most important are the ecological congestions at dams and weirs which are acting, in a technical perspective, like a valve. With numerical methods, engineers are now able to analyze the flow behavior and design the technical bypass structures accordingly. The state of the art method for numerical investigations is the Reynolds-Averaged-Navier-Stokes (RANS) approach. The deficit of this method is, however, that only time averaged values are considered. To resolve the temporal fluctuations, an upgrade in the simulation method is needed. By using

the Large Eddy Simulation (LES) method the flow domain is highly resolved in space and time, so that not only the mean flow characteristic but also the turbulent flow behavior is resolved. This turbulent flow could be very significant to the fish migration behavior. This article gives a short introduction to the LES technique and presents the different flow characteristics of a pool type bypass structure.

1 Einleitung

Normalerweise basiert die Dimensionierung von technischen Fischpässen auf 1D Mittelwertbetrachtungen, wie z. B. die der mittleren Energiedissipation in Watt pro Kubikmeter.

$$E = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot \Delta h}{b \cdot h_{\mathrm{m}} \cdot \left(l_{\mathrm{b}} - d \right)} \qquad [1]$$

Worin Dichte (ρ), Erdbeschleunigung (g), Abfluss (Q) und Höhendifferenz (Δh) in Relation zur Beckenbreite (b), mittleren Höhe (h_{m}) und der Differenz aus Länge der Becken (l_{b}) und der Beckentrennwand (d) enthalten sind. Die mittlere Energiedissipation sollte im Bereich zwischen 150 und 200 Watt pro Kubikmeter liegen, um „*die Turbulenzen in den einzelnen Becken zu beschränken*“ (Haselbauer 2008).

Die Formel [1] berücksichtigt die Dissipation hierbei nur grob über das gesamte Beckenvolumen gemittelt und einzelne Beckentypen unterscheiden sich lediglich durch ihre volumenbestimmenden Parameter wie die Beckenbreite, mittlere Tiefe und Beckenlänge. Ob ein Beckentyp nun 5, 10 oder gar 15% Turbulenzgrad aufweist, geht aus dieser Betrachtung nicht hervor. Um nun unterschiedliche Beckentypen hinsichtlich ihrer Verteilung der turbulenten Größen zu untersuchen, können Messungen an einem Prototyp oder an einem Modell durchgeführt werden. Aber auch numerische Modelle kommen hierfür als kostengünstige Alternative in Frage. Die sogenannten Reynolds-gemittelten Navier-Stokes-Gleichungen können umgesetzt in 3D Strömungsmodelle als Stand der Technik angesehen werden. Möchte man turbulente Schwankungen direkt simulieren, kann man sich der Large-Eddy-Simulationstechnik bedienen, die im folgenden Kapitel näher beschrieben wird.

2 Large Eddy Simulation

2.1 Die Idee dieser Simulationstechnik

Mit den Navier-Stokes-Gleichungen lassen sich Strömungsprozesse von Fluiden vollkommen beschreiben, wenn die Auflösung des Problems so fein ist, dass auch die kleinsten, auf molekularer Ebene dissipierenden Wirbelstrukturen der Strömung dargestellt bzw. aufgelöst sind. Es wird dann von einer direkten numerischen Simulation (DNS) gesprochen. Analysiert man eine Strömung hinsichtlich ihres turbulenten Spektrums, so kann festgestellt werden, dass der Energiegehalt der turbulenten Wirbel (eddies) in Relation zu ihrer geometrischen Größe steht. Seit den Arbeiten von Kolmogorov zur Turbulenzforschung (1941) spricht man auch von einer sogenannten Wirbelkaskade, auf der die großen, energietragenden Wirbelstrukturen, zu immer kleineren und schließlich dissipierenden Strukturen umgeformt werden bzw. zerfallen.

Kombiniert man die Kennzahl von Kolmogorov (η) mit der Reynoldszahl (Re), ergibt sich für das Verhältnis der charakteristischen (Strömungs-) Länge (l) zur Kolmogorov'schen Länge (Dissipationsmaß) die folgende Relation.

$$\frac{l}{\eta} \sim \mathrm{Re}^{\frac{3}{4}} \qquad [2]$$

Das folgende Beispiel stellt diese Kennzahlenrelation etwas plastischer dar:

Eine Strömung in einem natürlichen Gerinne mit der globalen, die Hauptströmung beschreibenden Reynoldszahl von einer Million besitzt einen Turbulenzgrad von 10% und eine Fließtiefe von einem Meter. Gemäss Kolmogorov müsste dann die Fließtiefe von einem Meter mit $(0{,}1 \cdot 1'000'000)^{3/4}$ = 5623 Zellen aufgelöst sein, um die ganze Bandbreite der Wirbel voll zu erfassen. Wird dieser eine Meter Fließtiefe nun dreidimensional äquidistant aufgelöst, hat dies eine Zellenanzahl von 5623^3 = 177'827'941'003 Zellen für die Auflösung eines Kubikmeters zur Folge.

2.2 Sub-Ggrid-Scale – Der Ansatz nach Smagorinsky

Der wohl berühmteste Ansatz für ein sogenanntes Sub-Grid-Scale (SGS) Modell, der auch in der verwendeten Software ***Flow-3D***® implementiert ist, ist der nach Joseph Smagorinsky (1963) benannte. Sub-Grid-Scale bezeichnet dabei den Ansatz zur Beschreibung der Strömung unterhalb der Auflösung des Berechnungsgitters, also das was innerhalb der Zelle passiert und somit nicht durch das numerische Lösen der Navier-Stokes-Gleichungen auf dem Berechnungsgitter erfasst wird. Die kleiner als auf der Zellgröße stattfindende Dissipation wird im Smagorinsky Ansatz analog dem Wirbelviskositätsansatz durch eine Erhöhung der Gesamtviskosität erreicht.

$$\mu = \rho(v + v_{\mathrm{T}}) \qquad [3]$$

Das heißt, die turbulente Viskosität v_{T} wird zur molekularen Viskosität v addiert und es ergibt sich eine gesamte kinematische Viskosität. Mit Berücksichtigung der Dichte ρ ergibt sich die dynamische Viskosität μ.

Der kleinste bei einer LES noch direkt aufgelöste bzw. direkt berechnete Wirbel ist definiert über die Zellgröße des Berechnungsnetzes wie in Abb. 1 dargestellt.

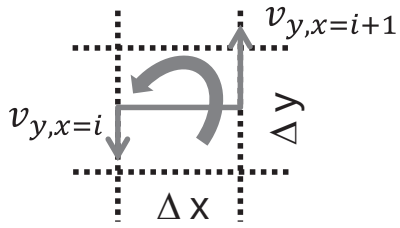


Abb. 1: Berechnungszelle mit einem hinsichtlich Zellgrösse (Δx und Δy) noch darstellbaren Wirbel. Zur besseren Veranschaulichung in 2D und mit den Geschwindigkeitskomponenten in y-Richtung (beliebige Stelle x=i und i+1) dargestellt.

Alle Vorgänge innerhalb einer Zelle müssen über ein Modell abgebildet werden. Da, wie bereits erwähnt, auf Grund der hohen Netzauflösung, nur dissipative Vorgänge innerhalb der Zelle stattfinden sollen, kann das Modell recht einfach sein. Das in dieser Arbeit verwendete Modell nach Smagorinsky ist ein einfacher algebraischer Ansatz zur Berechnung der turbulenten Wirbelviskosität (ν_t) in Abhängigkeit der Modellkonstanten C_S dem geometrischen Mittel der Berechnungszelle L und der Scherrate S_{ij}.

$$v_{\mathrm{T}} = \left(C_{\mathrm{S}} L\right)^2 \cdot S_{\mathrm{ij}} \qquad [4]$$

$$L = \left(\Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta z\right)^{\frac{1}{3}} \qquad [5]$$

Als maßgebende Modelllänge bzw. Filterweite (L) wird nach diesem Ansatz das geometrische Mittel der Zellen verwendet. Es wird hier auch von einer Filterweite gesprochen, da das Simulationsergebnis durch eine nicht physikalisch belegbare Grenzlänge in einen aufgelösten und einen modellierten Anteil aufgeteilt wird.

2.3 Die goldene Regel einer LES

Für eine LES gilt grundsätzlich das Gleiche wie für eine RANS-Simulation bei der Vorgehensweise der numerischen Simulation, um verlässliche Ergebnisse zu erhalten (Abb. 2).

Zusätzlich muss bei einer LES sichergestellt werden, dass auch der Modellansatz gerechtfertigt ist und das Berechnungsgebiet ausreichend genau für die Turbulenzabbildung aufgelöst ist. Auf Grund der fast beliebig unterschiedlichen Strömungscharakteristika lässt sich kein allgemeingültiges Kriterium hierfür ableiten. Es gilt dabei vielmehr eine Art 80%-Pauschale. Diese besagt, dass 80% der turbulenten kinetischen Energie über das Berechnungsgitter direkt aufzulösen sind, damit die LES das turbulente Spektrum ausreichend genau erfasst und das turbulente Strömungsverhalten richtig wiedergibt.

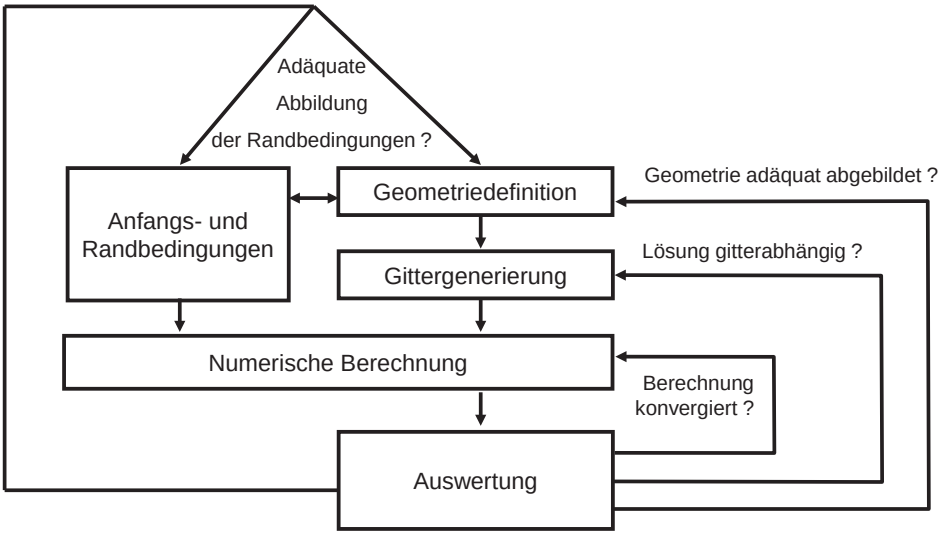


Abb. 2: Erweiterter Kernprozess der numerischen Modellierung (DVWK 1999), modifiziert nach Grünzner, Rutschmann (2008)

Zur Veranschaulichung wird nochmals auf obiges Beispiel mit der Reynoldszahl von einer Million und 10% Turbulenzgrad (Schwankungen um ±5%) Bezug genommen. Die gesamte kinetische Energie der mittleren Strömung beträgt $(1\ [m/s])^2 = 1\ [m^2/s^2]$. Die turbulente kinetische Energie beträgt $(0{,}1\ [m/s])^2 = 0{,}01\ [m^2/s^2]$. Von diesen $0{,}01\ [m^2/s^2]$ sind dann 80%, also $0{,}0092\ [m^2/s^2]$, aufzulösen, was einer gesamtenergetischen Auflösung von 99,92% entspricht.

So ist im Allgemeinen von einer „guten Auflösung“ zu sprechen, wenn 80% der turbulenten kinetischen Energie aufgelöst sind.

3 Untersuchungen

Mit einer LES kann das turbulente Strömungsverhalten aufgelöst werden, welches ohne Ansatz zur Modellierung der Turbulenz direkt mit den Erhaltungsgleichungen (Impuls, Masse) errechnet wird. Tendenziell ist zu erwarten, dass auch die Modellansätze zur Beschreibung der Reynolds-gemittelten Turbulenz so gut sind, dass die Mittelwerte sich mit denen aus einer LES oder DNS gut decken. Dies wurde in einem ersten Schritt überprüft, um eine grobe Einschätzung des Strömungsmodells zu erhalten (von Gosen 2008). Untersucht wird ein einzelnes Becken einer technischen Fischaufstiegshilfe, wie im Grundriss in Abb. 3 dargestellt. Das Wasser fließt in den folgenden Abbildungen immer von links nach rechts.

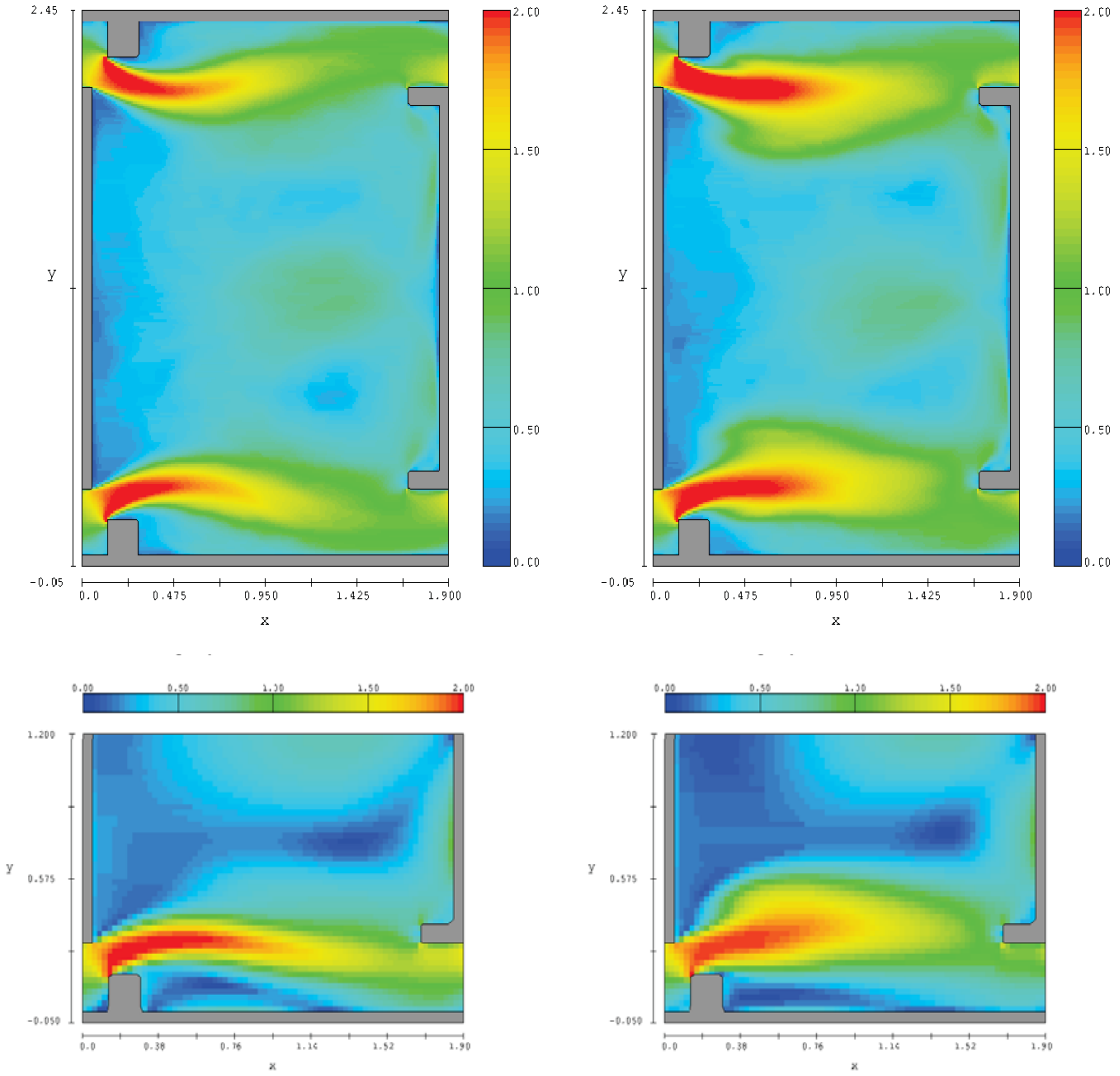


Abb. 3: Gemittelte Geschwindigkeiten in RANS (untere Zeile) und LES (obere Zeile) Turbulenzmodellierung. Die linke Spalte stellt einen Schnitt nach der Bodenfläche dar. Die rechte Spalte einen horizontalen Schnitte nahe des Wasserspiegels.

Die aus der LES erhaltenen Größen decken sich sehr gut mit den RANS Ergebnissen, wenn die LES Schwankungsgrößen gemittelt werden (Abb. 3). An dieser Stelle ist darauf hinzuweisen, dass die Turbulenz ein 3D Phänomen ist. Aus diesem Grund wurde für die LES auch das gesamte Becken 3D simuliert, da die Verwendung einer Symmetrieebene, wie es bei RANS-Modellen typisch ist, bei einer LES nicht sinnvoll wäre. Daher ist in Abb. 3 das RANS Ergebnis von nur einer Seite dargestellt, da hier Symmetrie vorherrscht, welche keinen Einfluss auf das Turbulenzverhalten hat.

Der folgende Vergleich zwischen RANS und LES stellt zum einen sehr gut den grundsätzlichen Unterschied zwischen der Mittelung (RANS) und der Auflösung (LES) der Turbulenz dar (Abb. 4). Des Weiteren wird speziell beim LES Ergebnis die turbulente Vermischung des einströmenden Wasser veranschaulicht. Um die Durchmischungsvorgänge besser vergleichen zu können, wurde für die RANS Berechnung ebenfalls mit einem 3D Vollmodell gerechnet. Abb. 4 vergleicht somit zwei 3D Vollmodelle.

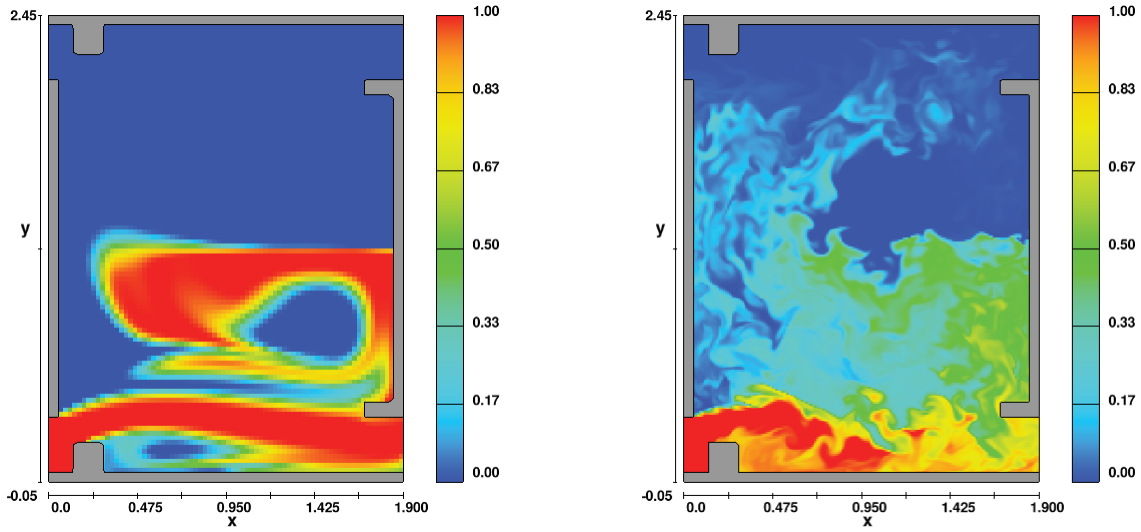


Abb. 4: Vergleich zwischen RANS (links) und LES (rechts) unter Verwendung eines Tracers, zugeführt beim Schlitz links unten.

Nur im Ergebnis der LES ist die turbulente Durchmischung als solche erkennbar. Bei der RANS ist selbst nach dem Rückprall der Strömung an der Beckentrennwand die Strömung noch relativ kompakt als Strahl gebündelt. Die RANS Simulation vermag die Einmischung in die linke Beckenhälfte nur ansatzweise abzubilden. Einen Überblick über die Verteilung der Geschwindigkeiten und der turbulenten Fluktuationen, bzw. des Turbulenzgrads der LES Simulation, gibt Abb. 5.

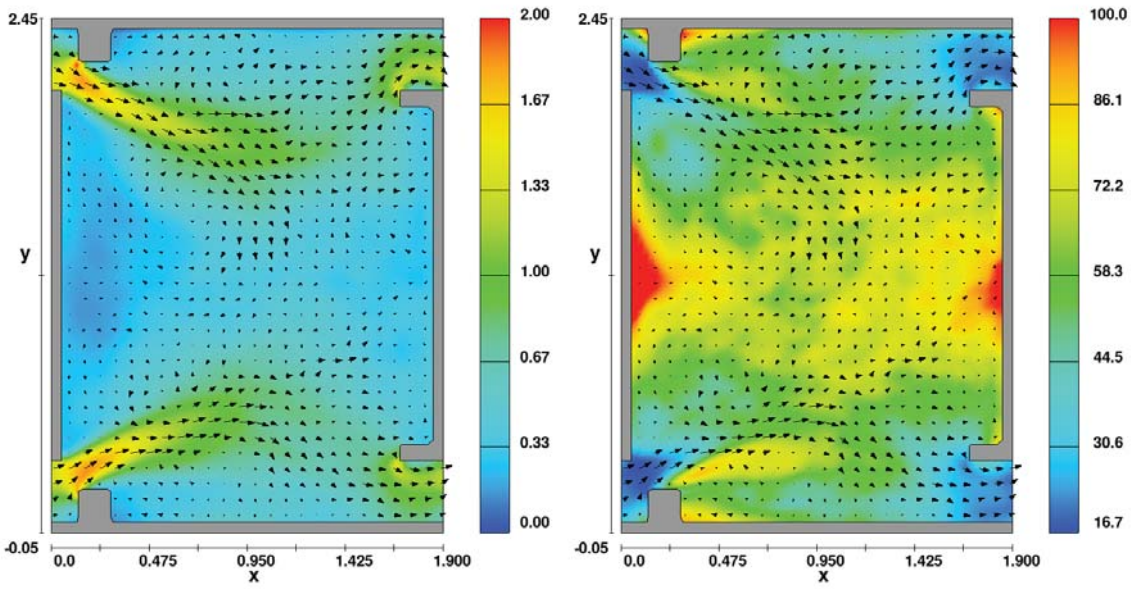


Abb. 5: Links: Zeitlich gemittelte Geschwindigkeit in m/s. Rechts: Turbulenzgrad in %

Es ist zu erkennen, dass im Bereich geringerer mittlerer Geschwindigkeiten höhere Schwankungen auftreten. Im Bereich der vertikalen Schlitze (Zu- und Abfluss des Beckens) ist zwar die Strömungsgeschwindigkeit im Mittel sehr hoch, aber der Anteil der Turbulenz beträgt dort nur um die 20%. Für einen Fisch bedeutet dies im Bereich der Schlitze erhöhte Schwimmleistung zu erbringen und sich dann bei einem Turbulenzgrad von etwa 50% zu erholen, bevor dieser zum nächsten Aufstieg ansetzt.

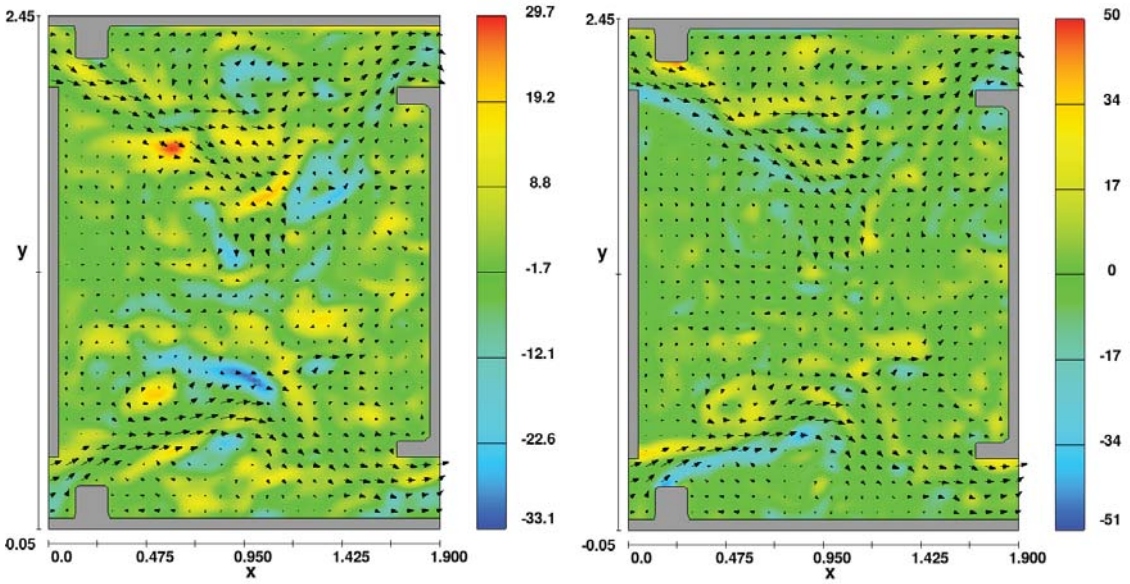


Abb. 6: Wirbelstärke in den Raumrichtungen x,z (von links nach rechts) für einen horizontalen Schnitt auf mittlerer Beckenhöhe.

In diesem Beckentyp steht ein Fisch vor der Wahl: hohe Geschwindigkeit oder hoher Turbulenzgrad. Der Turbulenzgrad an sich sagt nur aus, um wieviel der Mittelwert schwankt, jedoch ist dies noch keine energetische Betrachtung. Eine Möglichkeit dazu ist die Beurteilung der Stabilisationsbelastung eines Fisches anhand der Wirbelstärke der Strömung, also welchen Wirbeln findet sich ein Fisch ausgesetzt und muss sich gegen diese stabilisieren. Die Wirbelstärke besitzt räumliche Komponenten welche in allen drei Raumrichtungen betrachtet werden kann. Zur besseren Veranschaulichung sind in Abb. 6 nur die x und z Wirbelstärken in einem horizontalen Schnitt in mittlerer Beckenhöhe dargestellt.

Auch anhand dieser Bilder ist erkennbar, dass im Bereich der kleineren mittleren Geschwindigkeiten, die größten Wirbelstärken auftreten. Dies bedeutet für einen Fisch wiederum erhöhten Stabilisierungsaufwand (Haselbauer 2008).

4 Zusammenfassung und Ausblick

Diese ersten und einfachen Untersuchungen zu diesem interessanten Themenfeld zeigen den Vorteil von Simulationsuntersuchungen im Wasserbau. Die numerische Simulation hilft hier in Bereiche der Strömung zu blicken und diese auf eine Art und Weise zu analysieren, wie es bei physikalischen Modellen nur schwer möglich ist. Auch die spezielle Simulationsmethode der LES zeigt hier den deutlichen Vorteil gegenüber RANS-Modellen und eindimensionalen Betrachtungen, wenn es um die Auflösung der Turbulenz geht. Durch die Ergebnisse werden eindeutige Belastungsspitzen und Ruhezonen für aquatische Lebewesen identifizierbar. Es kann hier nur hydraulisch aufgezeigt werden, wie unterschiedliche Beckentypen verschiedene Strömungsfelder erzeugen. Diese Art der Simulationen kann somit ein hilfreiches Werkzeug zur Bemessung und Gestaltung neuer technischer Fischaufstiegshilfen sein.

Referenzen

DVWK (1999). Arbeitskreis „Mehrdimensionale numerische Modelle“ im DVWK-Fachausschuß „Experimentelle und numerische Hydraulik“. Numerische Modelle von Flüssen, Seen und Küstengewässern. DVWK Schriften 127.

FLOW 3D (2011). FLOW-3D, Flow Science Inc., Santa Fe, USA – online help Version 10.0.

Haselbauer, M. (2008). Geräuscharme Fischaufstiegsrinne – experimentelle und numerische Analyse des Fischpasses vom Typ periodische Schütze. Dissertation am Fachgebiet für Hydromechanik, Mitteilungshefte aus der Lehrstuhlreihe, Band 73. Technische Universität München.

Kolmogorov, A. N. (1941). The local structure of turbulence in incompressible viscous fluid for very large Reynolds numbers. Dokl. Akad. Nauk SSSR, 30(4).

Smagorinsky, J. (1963). General circulation experiments with the primitive equations. Monthly Weather Review, 91(3), 99–164.

Von Gosen, L. (2011). Hochaufgelöste Strömungssimulation technischer Fischaufstiegshilfen. Master Thesis, Lehrstuhl für Wasserbau. Technische Universität München (internes Dokument).

Adressen der Autoren

Markus Grünzner

Email: markus.gruenzner@flow3d.com

Flow Science Inc.

NM, USA

87505 Santa Fe

Prof. Dr. Peter Rutschmann

Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft

TU München

Arcisstraße 21

D-80333 München

Numerische Untersuchung zur Verbesserung des Geschiebehaushalts und Fischhabitats im Hochrhein

Numerical study on the improvement of the bed-load transport and fish habitat in the High Rhine River

Minh Duc Bui, Shokry Abdelaziz, Peter Rutschmann

Kurzfassung

Stauhaltungen unterbrechen den Sedimenttransport im Hochrhein und begrenzen die Versorgung von Sedimenten, die gröber als Tone und Schluffe sind, in der stromabwärts gelegenen Strecke. Diese gröberen Sedimente liefern Lebensraum für viele Wasserlebewesen, einschließlich Laich- und Aufzuchtlebensraum für europäische Äsche (Thymallus thymallus). Um diesen negativen Effekt in dem Fluss zu verringern, werden verschiedene Maßnahmen vorgeschlagen. Der Beitrag stellt ein Computer-Modellsystem zur Untersuchung der hydromorphologischen Prozesse und des Fischhabitats in der Flussstrecke zwischen Säckingen und dem Wasserkraftwerk Laufenburg vor. Die berechneten Ergebnisse werden verwendet, um technische Massnahmen zu optimieren.

Abstract

Dam constructions interrupted sediment transport in the High Rhine River. Reservoirs limited the supply of sediments coarser than clays and silts to downstream reaches. Those coarser sediments would provide habitat for many aquatic species, including spawning and rearing habitat for European grayling (Thymallus thymallus). In order to reduce this negative effect in the river, several measures are proposed. The paper presents a computer model system to study hydromorphological processes and fish habitat in the river reach between Säckingen and hydropower plant Laufenburg. The calculated results are used to optimize technical solutions for planners.

1 Einleitung

Der Bau der Wasserkraftwerke am Hochrhein in Verbindung mit der zunehmenden Verbauung der Zuflüsse und Ufer führt zu einer Unterbrechung des Fließgewässerkontinuums und weitgehend zu einer Unterbindung der dynamischen Prozesse, sowie vielschichtigen Auswirkungen auf die Hydromorpho-

logie und die Fischfauna. Im heutigen Zustand des Hochrheins bestehen noch vier frei fließende Flussstrecken, in denen die hydromorphologischen Prozesse wenig durch Kraftwerke beeinflusst sind. In den übrigen Strecken wird eine große Wassermenge aufgestaut oder wird der Abfluss durch Wasserausleitungen reduziert. Dies verursacht eine starke Reduzierung der Geschiebeeinträge und eine dramatische Verringerung des Geschiebetransportvermögens im Hochrhein (Schälchli *et al*. 2000). Insbesondere wurden heutzutage im Stauraum Ryburg-Schwörstadt hauptsächlich Barben, Aale, Hechte, Brachsen und Karpfen gefangen. Der Fang von Rotaugen und Rotfedern sank im Vergleich zu vergangenen Jahren drastisch. Der Fang von Äsche war relativ niedrig. Der Gesamtfang hat seit den 90er Jahren drastisch abgenommen. Ähnliche Reduzierung wurde in anderen Stauräumen beobachtet (Friedl 1999, AQUARIUS 2007).

Es stellte sich, wie in anderen anthropogen veränderten Flusssystemen ein neues „Gleichgewicht“ der unterschiedlichsten Nutzungsformen ein, das wegen der vielfachen Nutzungen und Bedürfnissen nur bedingt verändert werden kann. Im Rahmen des Masterplans „Maßnahmen zur Geschiebereaktivierung im Hochrhein“ werden Möglichkeiten zur Beeinflussung des Transportes von Flusssohlenmaterial (Kies) sowie dessen Auswirkungen auf die Qualität der Fischhabitate für den Flussabschnitt zwischen Bodensee und Basel untersucht.

In Rahmen des Auftrages des Bundesamts für Energie (Schweiz) und dem Regierungspräsidium Freiburg (Deutschland) wurden numerische, hydromorphologische Simulationen und Fischhabitatmodellierungen in dem Flussabschnitt zwischen dem KW Reckingen und dem KW Ryburg-Schwörstadt durchgeführt. Das Rechengebiet am Hochrhein umfasst das gesamte Hauptgerinne, aufgeteilt in vier von Kraftwerken beeinflussten Strecken im Bereich zwischen km-89,97 und km-143,47. Dieser Beitrag beinhaltet numerische, hydromorphologische Simulation und Fischhabitatmodellierung in der Flussstrecke zwischen KW Albbruck-Dogern und KW Laufenburg. Als Untersuchungswerkzeug wurde das Modellsystem FAST2D verwendet, das zuerst am Institut für Hydromechanik der Universität Karlsruhe erstellt und später am Lehrstuhl für Wasserbau der Technischen Universität München weiter entwickelt wurde. Die Strömungsrechnungen basieren auf dem Flachwasseransatz, der analytisch und mit Dispersionskoeffizienten auf eine quasi-3D Strömungsabbildung aufgebessert wurde. Die Strömungsrechnungen sind mit fraktionierten Geschiebeberechnungen bei Gleichgewicht- und Ungleichgewichtstransport gekoppelt. Somit sind neben den Strömungsgrößen auch dynamische Veränderungen der Sohllage aber auch der Sohlzusammensetzung prognostizierbar. Angekoppelt an dieses Werkzeug wurde für die vorliegende Untersuchung ein am Lehrstuhl für Wasserbau der TU München

entwickeltes Fischhabitatmodell, welches die Fließtiefe, die Fließgeschwindigkeit und die Körnung der Sohle und deren dynamische Veränderungen während Hochwasserereignissen und im Laufe der Zeit berücksichtigt.

Für die Berechnungen wurden die von der Kraftwerk Ryburg-Schwörstadt AG und der Flussbau AG bereit gestellten Datensätze für die geometrischen, topografischen, hydrologischen und sedimentologischen Randbedingungen verwendet.

2 Modellsystem

Mathematische hydromorphologische Modelle werden durch ein gekoppeltes Gleichungssystem beschrieben. Wegen der Komplexität des Gleichungssystems und dem daraus resultierenden numerischen Aufwand werden meistens zwei Vereinfachungen eingeführt. Mit der Annahme geringer Konzentrationen kann der Einfluss des Schwebstoffs auf die Strömung vernachlässigt werden. Die zweite Annahme ist die „Quasi-Stationär-Bedingung“, wobei die Strömungs- und Sedimenttransportberechnung sowie die Berechnung der Sohlenverformung in einem Zeitschritt entkoppelt durchgeführt wird. D. h. während der Strömungsberechnung kann die Sohlenhöhe als ein unveränderlicher Parameter gelten und während der Berechnung der Sohlenveränderung bleibt das Strömungsfeld unverändert. Im FAST2D Programmsystem berechnet das hydromorphologische Modell für jeden Zeitschritt die Strömungsgrößen (z. B. Wassergeschwindigkeit und Wassertiefe), die dynamischen Veränderungen der Sohllage aber auch der Sohlzusammensetzung, die als Inputdaten im Fischhabitatmodell dienen.

2.1 Hydromorphologisches Modell

Der Name des mathematischen Verfahrens FAST2D leitet sich von dessen englischer Umschreibung her: **F**low **A**nalysis **S**imulation **T**ool of 2 Dimensions. Die Modellstruktur des Codes besteht aus mehreren Modulen. Das erste Modul berechnet die Strömungsgeschwindigkeiten sowie die Sohlschubspannungen. Die turbulenten Schubspannungen werden dabei ebenfalls bestimmt. Das zweite Modul dient der Berechnung des Geschiebe- und Schwebstofftransports sowie der Gesamttransportrate. In Abhängigkeit des Gesamttransports wird abschließend die Sohlveränderung im dritten Modul berechnet. Das in dieser Arbeit verwendete Modellsystem kann wie folgt zusammengefasst werden:

Zur Simulation der Strömung werden die 2D Flachwassergleichungen verwendet. Die Schließung des Gleichungssystems erfolgt mit einer tiefengemittelten Version des k-ε-Turbulenzmodells. Der Einfluss der von vertikalen Ungleichförmigkeiten der Geschwindigkeit stammenden Dispersionsterme wird

über eine erhöhte Wirbelviskosität berücksichtigt. Das lässt sich durch die Kalibrierung der im Produktionsterm des k-ε-Modells vorkommenden dimensionslosen Diffusivität erreichen.

Der sich im lokalen Gleichgewicht mit der Strömung befindliche Geschiebetransport lässt sich alternativ mit verschiedenen Transportformeln berechnen. Der Geschiebetransport unter Ungleichgewichtsbedingungen wird durch die Lösung einer semi-empirischen Bilanzgleichung berechnet. Durch Anwendung eines quasi-3D Strömungsmodells wird im Sedimenttransportmodul der Einfluss der Sohlenneigung und der Gerinnekrümmung auf die Größe sowie die Richtung des Geschiebetransports berücksichtigt. Zur Berechnung des Schwebstofftransports wird die tiefengemittelte Advektions-Diffusionsgleichung verwendet. Die Nettoaustauschrate des Sediments zwischen Schwebstofftransport- und Geschiebetransportzone wird hier als Quell- und Senkenterm eingesetzt. Die Transportberechnungen werden in Abhängigkeit der im hydrodynamischen Modul berechneten Strömungsverhältnisse durchgeführt. Das Modell zur Berechnung der Geschiebefracht arbeitet mit dem Konzept aktiver und inaktiver Schichten. Es wird davon ausgegangen, dass die aktive Schicht dauernd durchmischt wird, aber eine Deckschicht mit gröberem Geschiebe haben kann, die das darunter liegende feinere Material vor Erosion schützt. 2 Prozesse werden simuliert: (1) Die Durchmischung zwischen Sohlmaterial und dem Flüssigkeits-Geschiebe-Gemisch durch die Bewegung der Flüssigkeit und (2) die Durchmischung zwischen aktiver und inaktiver Schicht durch die Bewegung der Sohloberfläche.

Unter der Bedingung, dass die Sohle zu 100% aus unterschiedlichen Fraktionen besteht, kann die Sohlveränderung als Summe aller Änderungsraten je Fraktion angegeben werden. Die Änderungsrate der Anteile jeder Fraktion basiert auf der Massenbilanz für Sediment. Sedimenttransportraten werden für jede Korngrößenklasse berechnet. In Gerinne mit fraktionierten Sohlmaterialien sind die großen Körner übermäßig dem Strömungsangriff ausgesetzt. Die kleinen Körner sind im Strömungsschatten der großen Körner, deshalb wird ihre Transportkapazität verringert. Zur Berücksichtigung dieser Effekte führt man in dem mathematischen Modell den sog. Hiding / Exposure-Faktor ein, um den kritischen Shieldsparameter oder die Geschiebefracht zu modifizieren. Es existieren verschiedene empirische Formeln für den Hiding / Exposure-Faktor. In der Arbeit benutzen wir die von Wu *et al*. (Wu 2007) modifizierte Meyer-Peter & Müller Formel (Meyer-Peter und Müller 1948). Die Sortierungsprozesse oder Kornanteilveränderungen in der Deck- und Unterschicht können durch die Massenerhaltungsgleichung beschrieben werden.

Die partiellen Differentialgleichungen für Strömung und Sedimenttransport in einem krummlinigen Koordinatensystem werden in allgemeiner Tensornotation geschrieben. Die numerische Lösung dieser Erhaltungsgleichungen erfolgt mit der Methode der Finite-Volumen. Zur Erfassung komplexer Gebietsberandungen werden randangepasste numerische Gitter aus weitgehend beliebig geformten Viereckelementen verwendet, deren Zentren die Berechnungspunkte des numerischen Modells bilden. Für die Flachwasser-Gleichungen wird ein Verfahren eingesetzt, das die direkte Lösung der Kontinuitätsgleichung und die Technik des Druckkorrekturalgorithmus kombiniert. Die zeitabhängigen Terme in den Erhaltungsgleichungen des hydrodynamischen Moduls sowie des Sedimenttransportmoduls werden mit einem impliziten Diskretisierungsverfahren erster Ordnung genau in der Zeit approximiert. Mit Ausnahme der Bodenevolutionsgleichung und der Gleichung für Ungleichgewichts-Geschiebetransport haben sämtliche Erhaltungsgleichungen die gleiche Struktur. Die daraus resultierenden Matrizen sind schwach besetzt und haben überwiegend Bandstruktur, so dass sie sehr effizient z. B. mit dem Thomas-Algorithmus gelöst werden. Eine detaillierte Herleitung der Gleichungen und dessen numerische Lösungsverfahren kann Bui (1998) und Bui *et al*. (2010) entnommen werden.

2.2 Fischhabitatmodell

Wasser, Nahrung und Unterschlupf sind für Fische wichtig zum Überleben. Ein Fischhabitat wird von verschiedenen Faktoren beeinflusst: der Wassertiefe, dem pH-Wert, dem minimalen Sauerstoffgehalt im Wasser, der Verfügbarkeit des Ruheplatzes, der Fließgeschwindigkeit und der Sedimenteigenschaft, wie z. B. Kiesgröße und Substratklasse. Die meisten neueren Fishhabitatmodelle benutzen u. a. die Fließgeschwindigkeit, die Wassertiefe, das Substrat und die Deckschicht. Der Maßstab für die Habitatqualität einer räumlichen Einheit ist der Habitateignungsindex (Habitat Suitability Index HSI). Dieser Index hat einen Wert von 0 bis 1, mit 0 für ein ungeeignetes Habitat und 1 für ein am besten geeignetes Habitat. Wird diese Information mit den Umweltparametern für unterschiedliche Randbedingungen und Zeitpunkte bestimmt, können die Veränderungen der Habitatqualität für Fischspezies evaluiert werden.

Als Kenngrößen zur Quantifizierung der Habitatqualität werden der hydraulische Habitateignungsindex (Hydraulic Habitat Suitability index HHS) und zur Quantifizierung des Habitatangebots die gewichtete nutzbare Fläche (Weighted Usable Area WUA) verwendet. Die WUA wird berechnet durch die Multiplikation aller Einzelflächen mit ihrer Eignung und nachfolgender Aufsummierung. Durch Teilen dieses integralen Habitatangebots WUA durch die benetzte Fläche, erhalten wir den HHS. Dieser beschreibt demnach das Habitatangebot als

prozentualen Wert und eliminiert so den Einfluss der mit dem Abfluss veränderlichen benetzten Fläche:

$$WUA = \sum_{i=1}^{N} A_i \cdot HSI_i \qquad [m^2]$$
$$HHS = \frac{WUA \cdot 100}{\sum_{i=1}^{N} A_i} \qquad [\%] \qquad [1]$$

mit WUA = Gewichtete benutzbare Fläche einer Flussstrecke, [m²]
HHS = Hydraulischer Habitateignungsindex einer Flussstrecke, [%]
N = Gesamtanzahl der überfluteten, räumlichen Einheiten einer Flussstrecke, [-]
A_i = Oberfläche der überfluteten, räumlichen Einheit i, [m²]
HSI_i = Habitateignungsindex der räumlichen Einheit i, [-]

Daten bezüglich der Präferenzen bzw. Anforderungen einer Fischart können je nach der Modellierungsmethode in unterschiedlichen Formen beschaffen werden. Die üblichste Methode ist die Anwendung der sogenannten Präferenzkurve. Für jede Rechenzelle eines Flussstreckenmodells werden partielle Eignungsindices (Suitability Indices = SI) für eine Fischart berechnet, die anhand von univarianten Präferenzkurven in Relation zu Wassertiefe, Fließgeschwindigkeit und Substrattypen berechnet werden.

Der Habitateignungsindex einer Rechenzelle (HSI_i) kann mit unterschiedlichen Verfahren gemittelt werden. Hier wird der arithmetische Mittelwert verwendet:

$$HSI_i = \frac{1}{3}\left(SI_d + SI_v + SI_s\right) \qquad [2]$$

wobei SI_d, SI_v, SI_s = Eignungsindices in Bezug auf Wassertiefe, Geschwindigkeit und Substrat. Diese Eignungsindices werden von den Präferenzkurven bestimmt. Deren Auswahl hat große Auswirkung auf die Ergebnisse. Präferenzkurven, die unter ähnlichen Konditionen und auf der Grundlage von großen Datenmengen ermittelt werden, liefern die genauesten Ergebnisse.

3 Modellergebnisse

Die Diskretisierung berücksichtigt die Staustufe zwischen Säckingen und KW Laufenburg mit 356 × 32 Gitterpunkten. Das Gitter wird mit unterschiedlichen Materialindices versehen, um verschiedene Rauheits- bzw. Turbulenzaustauschzonen für den Rechenbereich verwenden zu können. Als Anfangsbedingung für das Strömungsfeld wird ein stationärer Strömungszustand, der die numerische Vorhersage eines stationären Strömungsproblems beim niedrigen Wasser ist, verwendet. Da die Information der Anfangskornverteilungen in der Untersuchungsstrecke leider nicht für jeden Rechengitter-

punkt zur Verfügung steht, werden folgende Annahmen für die Geschiebeberechnung verwendet: (1) Die Ausgangsohle ist grob und nicht erodiert mit einem mittleren Korndurchmesser d_m zwischen 18 und 20 cm. (2) Die Kornverteilung der Geschiebezugabe ist abflussunabhängig und hat ein d_m von ca. 2 cm. (3) Der Schwebstofftransport vernachlässigt. Darüber hinaus werden 7 Sedimentfraktionen mit mittleren Korndurchmessern von 0,1, 0,5, 1,0, 2,0, 5,0, 10,0 und 20,0 cm verwendet. Die Anfangssohle besteht nur aus den zwei letzten, groben Fraktionen jeweils mit einem Anteil von 20% und 80% mit d_m = 18,0 cm. Die vorgeschlagene Geschiebezugabe besteht aus den 6 ersten, feinen Fraktionen mit d_m = 2,0 cm (Tab. 1).

Tab. 1: Die im numerischen Modell verwendeten Fraktionen für die Geschiebezugabe

Fraktion	1	2	3	4	5	6
Fraktionsgrenzen (mm)	0–2	2–8	8–12	12–38	38–62	62–138
d_{mi} **(mm)**	1	5	10	20	50	100
Anteil (%)	20	23	17	21	15	4

Der Abfluss wird als hydraulische Randbedingung am oberen Modellrand vorgegeben. Die Geschwindigkeitsverteilung über den Querschnitt wird näherungsweise der Verteilung der Wassertiefen im Querschnitt angepasst. Für die Flussstrecke zwischen KW Albbruck-Dogern und KW Laufenburg wird die Abflussganglinie (1980–2003) von Rheinfelden mit einem passenden Reduzierungsfaktor K = 0,9886 als totale Abflussganglinie (Q_T) verwendet. Die Informationen zur Festlegung des Faktors K wurden vom RP Freiburg und den KW Ryburg-Schwörstadt AG zur Verfügung gestellt. Die Abflussverteilung in der Restwasserstrecke (Q_R) und im KW Kanal (Q_K) basieren auf Informationen des RP Freiburg (Tab. 2). Am Ausstromrand des Modells wurde der Wasserspiegel des KW Laufenburg mit einem Stauziel von 299,44 m fixiert.

Tab. 2: Abflussverteilung in der Restwasserstrecke und im KW Kanal

Zufluss Q_T (m³/s)	**Restwasserstrecke Q_R (m³/s)**	**Oberwasserkanal Q_K (m³/s)**
< 1300	200	(Q_T – 200)
1300–1400	300	(Q_T – 300)
> 1400	(Q_T – 1100)	1100

Die folgende Tab. 3 führt die durchgeführten Berechnungsfälle und die dafür angenommenen Randbedingungen für Geschiebeeintrag auf.

Tab. 3: Berechnungsfälle und verwendete Randbedingungen für Geschiebezugabe

Fall	Randbedingung
F1	abflussunabhängiger Geschiebeeintrag von 4000 m^3/a am oberen Modellrand
F2	abflussunabhängiger Geschiebeeintrag von 8000 m^3/a am oberen Modellrand

Das Fischhabitatmodell benutzt drei Präferenzkurven für Wassertiefe, Geschwindigkeit und Substrat und verwendet hydromorphologische Daten aus dem hydromorphologischen Modell. Die Präferenzkurven des Äsche-Laichs werden aus einer früheren Studie von Holzer *et al*. (2002) übernommen, welche die allgemeinen Eignungskriterien für die Äsche in der Aare untersuchte (Abb. 1). Die Laichzeit liegt im März und April.

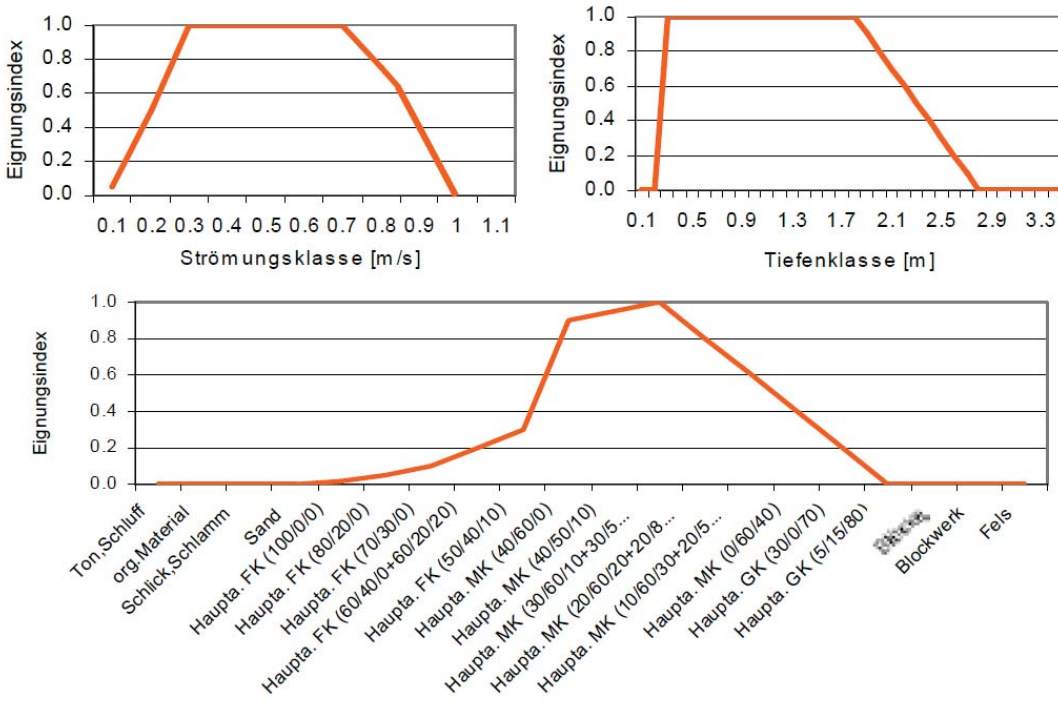


Abb. 1: Präferenzkurven für Äsche-Laich (Nach Holzer *et al*., 2002)

3.1 Morphologische Berechnung

Die berechneten Ergebnisse zeigen, dass die Wassertiefe in der Restwasserstrecke kleiner als in der stromabwärts anschließenden Strecke ist. Bei einem größeren Abfluss können die Sohlschubspannungen zunehmen und die Sedimente in der Restwasserstrecke weiter stromabwärts transportieren. Bei

abflussunabhängiger Geschiebezugabe und kleinem Abfluss kommt es dort zu mehr Sedimentablagerung. Da die gröbste Fraktion (die 6. Fraktion mit d_m = 10 cm) der vorgeschlagenen Geschiebezugabe bei kleinem Abfluss nicht weiter stromabwärts transportiert werden kann, findet Verlandung verstärkt am oberen Modellrand statt. Diese abgelagerten Sedimente werden beim höheren Abfluss wegtransportiert. Die Ablagerungshöhe reduziert sich entlang der Flussstrecke bei einem größeren Abfluss. Bei allen Fällen wird die momentane querschnittgemittelte Sohlveränderung in der Strecke von 10 cm nicht überschritten. Abb. 2 enthält die maximalen Werte der querschnittgemittelten Sohlveränderung entlang der Flussstrecke während 24 Simulationsjahren.

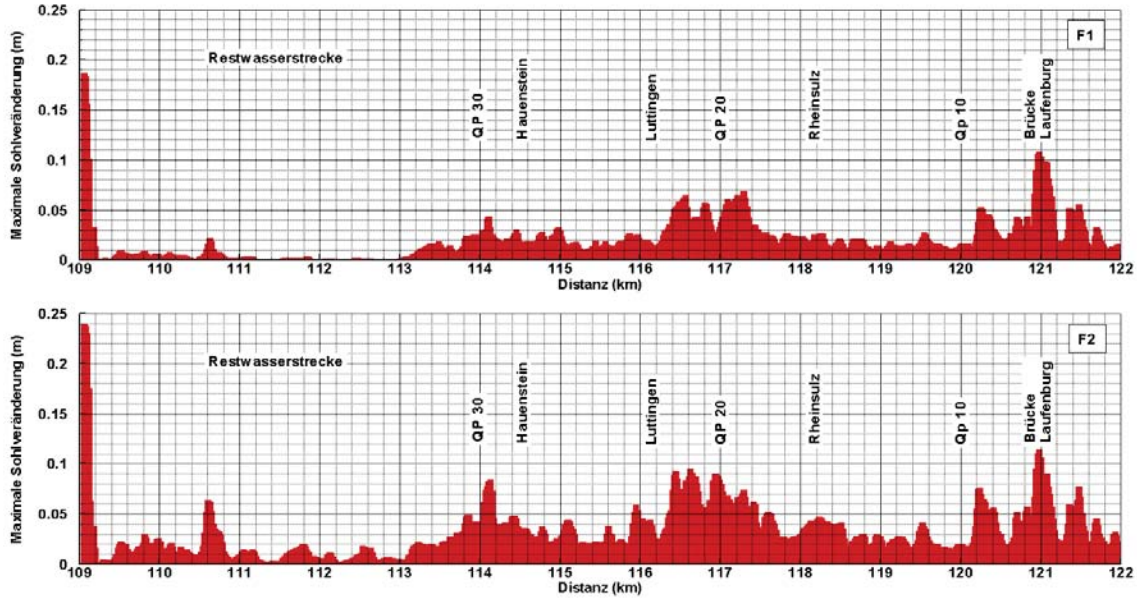


Abb. 2: Maximale Werte der querschnittgemittelten Sohlveränderung entlang der Flussstrecke während 24 Simulationsjahren für F1 (oben) und für F2 (unten)

In Abb. 3 sind die querschnittgemittelte temporale Sohlveränderung und Geschiebefrachten nach 24 Jahren entlang der Flussstrecke dargestellt. Die verwendeten Skalen für die Geschiebefracht sind aus Gründen der Lesbarkeit unterschiedlich. Die Ergebnisse zeigen dass Verlandungen nach 24 Jahren hauptsächlich in der Stauhaltung stattfinden. In beiden Fällen wird ein großer Teil der Zugabe durch die Restwasserstrecke transportiert. Die Verteilung der Sedimentablagerung in der Flussstrecke hängt von den Randbedingungen ab. Zu den entscheidenden Parametern gehören die hydraulischen Verhältnisse wie auch die Volumina und die Kornverteilung der Geschiebezufuhr. Die Geschiebeumlagerung verstärkt sich, besonderes im Unterstrombereich der Restwasserstrecke, durch höhere Geschiebezugabe.

Die Ablagerung der Geschiebezugabe verursacht die Sohlveränderung in der Flussstrecke. Die berechneten Ablagerungshöhen variieren räumlich und zeit-

lich mit dem Abfluss und Geschiebeeintrag. Die Ergebnisse zu unterschiedlichen Zeiten zeigen auch die komplexen Anpassungen der Flussmorphologie. Abb. 4 zeigt exemplarisch die zeitliche Zu- und Abnahme der Ablagerungshöhe in einem kleinen Hochrheinabschnitt. Diese ist ungleichmäßig über die Kanalbreite und ändert sich mit der Zeit. Solche komplexen Anpassungen wirken sich direkt auf den Fischlebensraum aus. Daraus folgt, dass Fischhabitatsimulationen in der Flussstrecke auf 2D oder 3D instationären, hydromorphologischen Modellen beruhen sollten, anstelle von 1D stationären Verfahren.

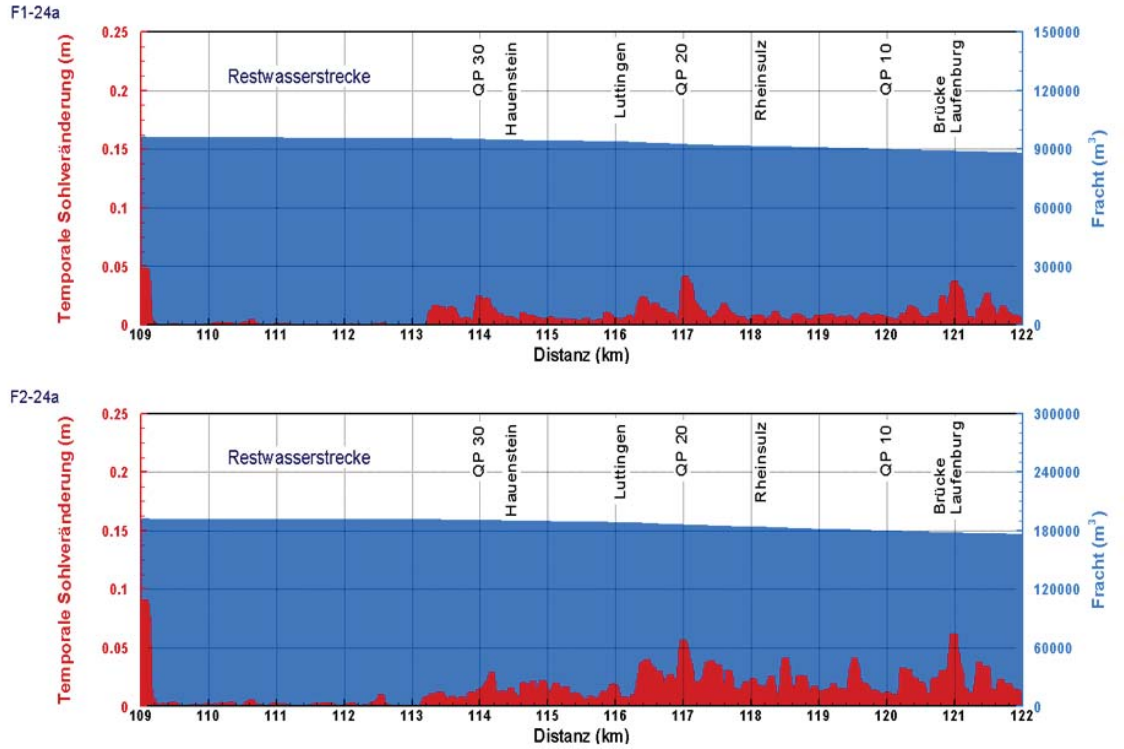


Abb. 3: Querschnittgemittelte temporale Sohlveränderung und Geschiebefracht für Fall F1 (oben) und Fall F2 (unten) nach 24 Jahren – verschiedene Skalen für Geschiebefracht

Aus den Ergebnissen des hydromorphologischen Moduls werden die Monatsmittelwerte für Wassertiefe, Geschwindigkeit und Korndurchmesser während der Laichzeit gemittelt. Abb. 5 zeigt exemplarisch die berechneten Parameterverteilungen und entsprechender Habitatindices im März 1993.

Wie aus Abb. 6 ersichtlich ist, kann die Habitatqualität für den Äsche-Laich durch eine Vergrößerung des Geschiebeeintrags verbessert werden. Für beide Fälle F1 und F2 gilt das Jahr 1993 als das beste Jahr für den Äsche-Laich in der Flusstrecke. Bei F1 hat die Eignungsfläche im „sehr guten“ Bereich einen maximalen Wert im Jahr 1997 in der Flussstrecke.

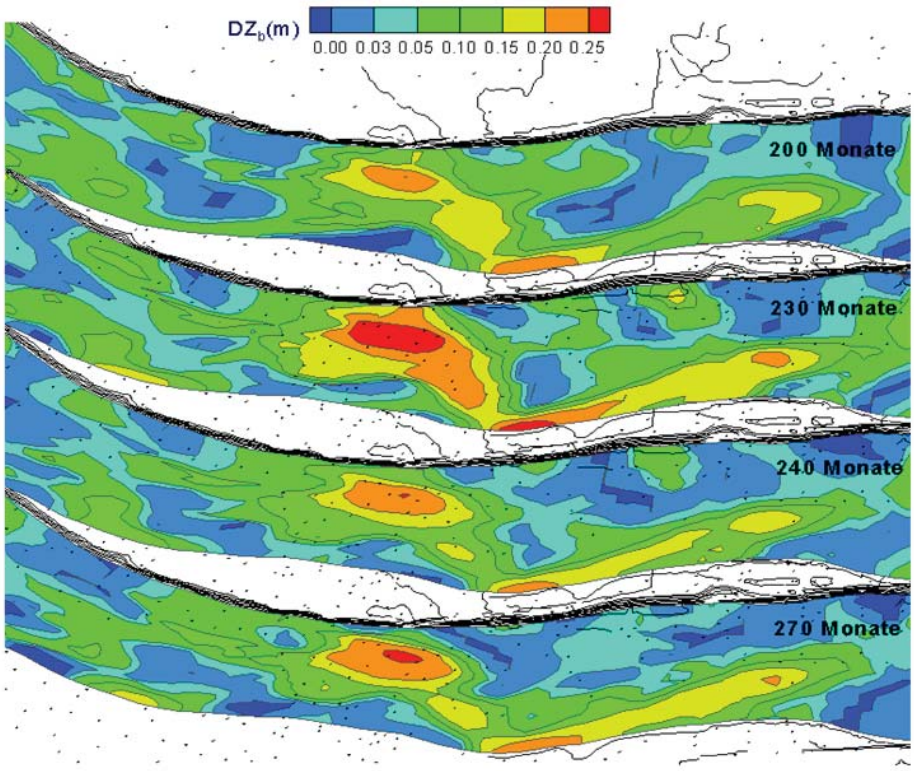


Abb. 4: Zeitliche Veränderung der Ablagerungshöhe

In Tab. 4 sind die Mittelwerte (nach 24 Jahren) der Habitatindices und der Flächenanteile in den unterschiedlichen Habitateignungsklassen für die Variante F2 im Vergleich zum Fall F1 dargestellt. In der gesamten Strecke sind die gewichtete benutzbare Fläche (*WUA*), im Durchschnitt, von 70'378 m^2 und der hydraulische Habitateignungsindex (*HHS*) von 3,63% für eine Aufwertung bzgl. Laichhabitat für Äschen durch Geschiebezugaben (F1 und F2) geeignet. Davon befinden sich 36'322 m^2 (5,98%) in der Restwasserstrecke. Von den möglichen Aufwertungsflächen weisen 72'992 m^2 (3,76%) eine mittlere bis gute ($0,3 \leq HSI < 0,7$) und 9256 m^2 (0,48%) eine sehr gute Eignung ($HSI \geq 0,7$) für Äsche-Laich beim Fall F1 auf. Diese Werte lassen sich durch eine Verdoppelung der Geschiebezugabe (Fall F2) auf 107'240 m^2 (5,52%) bzw. auf 12'553 m^2 (0,65%) für sehr gute Eignung steigern. Durch Erhöhung des Geschiebeeintrags vergrößert sich der prozentuale Anteil der Eignungsklassen mit $HSI \geq 0,7$ und der gewichteten benutzbaren Fläche in der Restwasserstrecke wesentlich, damit kann in dieser Strecke eine bessere Habitatqualität für den Äsche-Laich erzielt werden.

Tab. 4: Mittlere Habitatindices für den Äsche-Laich in der ganzen Flussstrecke (**GFS**) und in der Restwasserstrecke (**RWS**)

Fall		*HHS* (%)	*WUA* (m^2)	Flächenanteil (%) der aufwertbaren Fläche		
				$0 \leq HSI < 0{,}3$	$0{,}3 \leq HSI < 0{,}7$	$0{,}7 \leq HSI \leq 1$
F1	GFS	3,0	58'675	95,76	3,76	0,48
	RWS	4,3	26'189	95,17	4,24	0,59
F2	GFS	4,2	82'080	93,83	5,52	0,65
	RWS	7,6	46'455	89,93	9,24	0,83

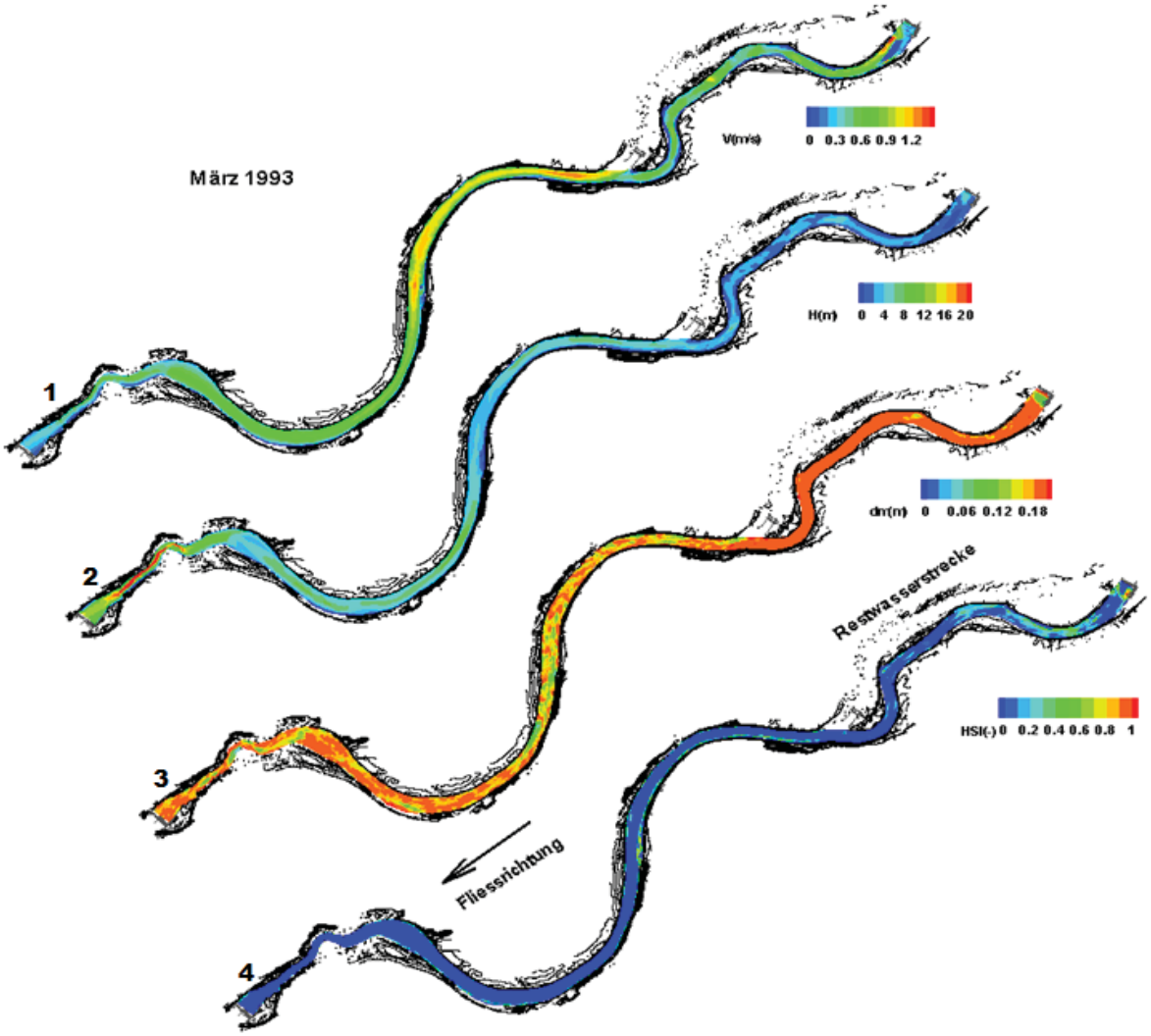


Abb. 5: Geschwindigkeit (1), Wassertiefe (2), Korndurchmesser (3) und Habitateignungsindex (4) für F1 im März 1993 (nach 14 Jahren)

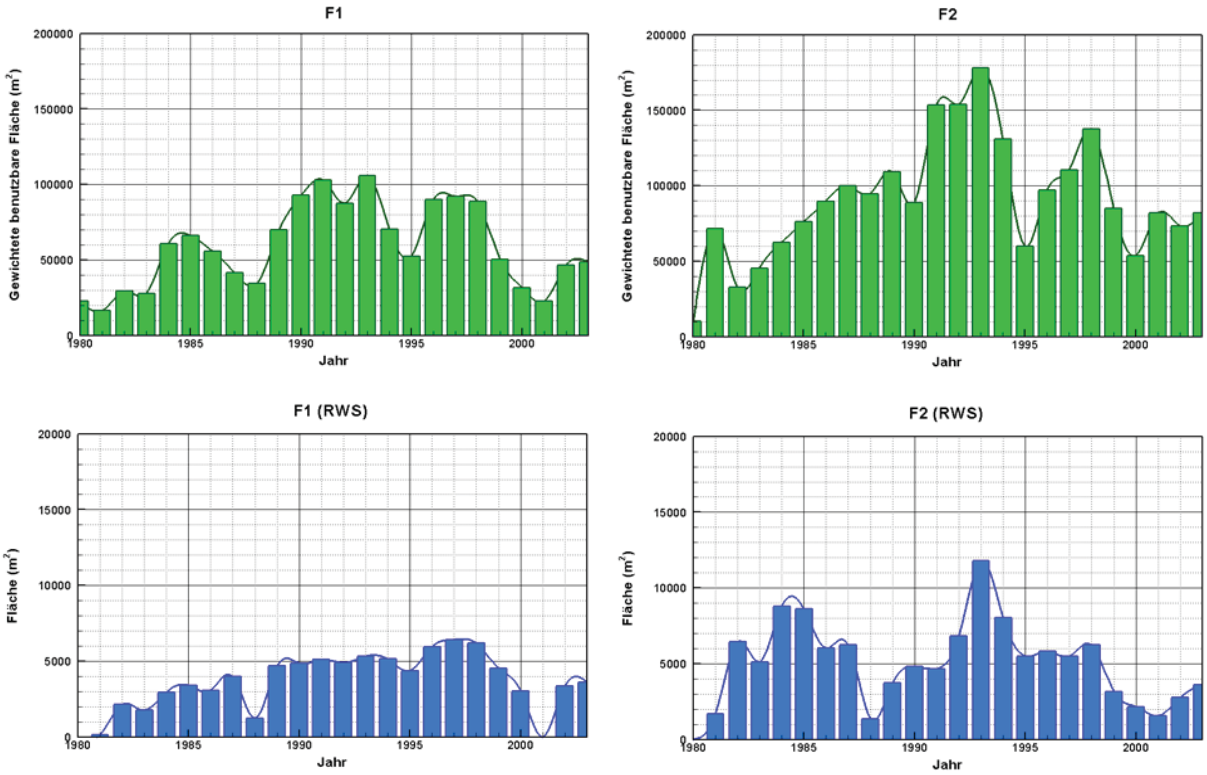


Abb. 6: Zeitlicher Verlauf der gewichteten benutzbaren Fläche in der ganzen Flussstrecke (oben) und der Eignungsfläche im „sehr guten“ Bereich in der Restwasserstrecke (unten) während der Laichzeit für F1 (links) und F2 (rechts)

4 Schlussfolgerungen

Die hauptsächlichen Resultate für die Untersuchungstrecke können wie folgt zusammengefasst werden:

- Die Geschiebeumlagerung verstärkt sich durch höhere Geschiebezugabe. Zusätzlich kann mit einer geeigneten Wahl der Menge bzw. der Kornverteilung der Zugabe die Habitatqualität für den Äsche-Laich in den Fliessstrecken gezielt verbessert werden.
- Einflussbereich der Stauhaltung ist wegen der hohen Flusstiefen in jedem Fall ein wenig geeignetes Habitat für den Äsche-Laich. Selbst wenn durch gezielte Geschiebezugaben das Sohlsubstrat flächig verbessert werden kann, so sind die sehr guten Laichplätze nur in den flachen Uferbereichen und in der Restwasserstrecke zu erwarten.

Danksagung

Die Autoren bedanken sich bei Herrn Prof. W. Rodi am Institut für Hydromechanik der Universität Karlsruhe, für seine Zustimmung den FAST-Code weiterzuentwickeln und zu verwenden und bei der PGG-Hochrhein für die Bereitstellung der in dieser Studie verwendeten Daten.

Referenzen

AQUARIUS (2007). „Kraftwerk Ryburg - Schwörstadt: Erneuerung der Konzession Umweltverträglichkeitsbericht“; Fachbericht C.5.2; Beitrag zur Reaktivierung des Geschiebehaushaltes im Hochrhein.

Bui, M.D. (1998): Berechnung der Strömung und des Sedimenttransports in Flüssen mit einem tiefengemittelten numerischen Verfahren; Dissertation, Institut für Hydromechanik, Universität Karlsruhe.

Bui, M.D., Rutschmann, P. (2010). Numerical modelling of non-equilibrium graded sediment transport in a curved open channel; Computers & Geosciences, 36, 792–800.

Friedl, C. (1999). Fischfangrückgang und schweizerischen Fließgewässern, BUWAL.

Holzer, G., Müller, M., Peter, A., Schneider, M. (2002). Fischereiliches Gutachten über die Aarebaggerung in Thun, Forschungsbericht EAWAG.

Meyer-Peter, E., Müller, R. (1948). Formulas for Bed-Load Transport. In Proceedings 2nd Meeting Int. As. Hydraulic Structure Research, 1–26.

Schälchli, Abegg, Hunzinger (2007). „Kraftwerk Ryburg - Schwörstadt: Erneuerung der Konzession Umweltverträglichkeitsbericht“; Fachbericht C.5.1; Beitrag zur Reaktivierung des Geschiebehaushaltes im Hochrhein.

Schneider, M., (2001). Habitat- und Abflussmodellierung für Fließgewässer mit unscharfen Berechnungsansätzen Weiterentwicklung des Simulationsmodells CASIMIR, Dissertation.

Wu, W. (2007): Computational River Dynamics; Taylor & Francis.

Adressen der Autoren

M. D. Bui (korrespondierender Autor)

S. Abdelaziz

P. Rutschmann

Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München

Arcisstr. 21

D-80333 München

Gewässerrenaturierung 2

Sessionsleiter



Prof. Dr. P. Rutschmann
Technische Universität München

Aspekte zur Simulation von Geschiebetransport in kompakten Gerinnen

Aspects of bed-load transport simulation in narrow open channels

Thomas Berchtold, David Vetsch, Volker Weitbrecht, Robert M. Boes

Kurzfassung

Mit einem Vergleich der für den Geschiebetransport verantwortlichen Sohlschubspannungen in einem kalibrierten 1D- und 2D-Modell soll aufgezeigt werden, dass mit dem 2D-Modell nicht per se die besseren Resultate erzielt werden. Ändert innerhalb eines Perimeters die Profilform stark, so kann sich auch der Einfluss der Böschungsreibung ändern. Die Rauheit der Böschung wird im 1D-Modell über den hydraulischen Radius des Sohlenquerschnitts berücksichtigt. Im 2D-Modell hingegen kann die Böschungsrauheit nur unter Anwendung eines Turbulenzmodells korrekt berücksichtigt werden. Andernfalls wird die Sohlschubspannung deutlich überschätzt. Mit einem algebraischen Turbulenzmodell und zusätzlicher Anpassung der Böschungsrauheit können analoge Resultate wie mit dem 1D-Modell erzielt werden.

Abstract

Bed-shear stress that is relevant for bed-load transport calculation is compared for a calibrated 1D and 2D numerical model. It is illustrated that a 2D model is not more precise per se than the 1D model. With changing aspect ratio of the channel the effect of wall friction is changing as well. The 1D approach considers wall friction effects by the hydraulic radius of the bed-effected flow area for any aspect ratio. The 2D approach, however, accounts for the wall roughness effect with enabled turbulence model only. Otherwise, the bed shear stress is strongly overestimated. With an algebraic turbulence model and additionally adjusted wall roughness, good results are gained compared to 1D simulation and literature values.

1 Einleitung

Mit baulichen Eingriffen in Flüssen sollen verschiedene Ziele wie Schutz vor Hochwasser, Verbesserung des ökologischen Zustandes oder auch Umgestaltung des Ortsbildes gleichzeitig erfüllt werden. Dabei dürfen die Auswirkungen auf den Geschiebehaushalt und die übergeordnete Flusssohle den übrigen Zielen nicht untergeordnet werden. Gerade im Zusammenhang mit dem revidierten Schweizerischen Gewässerschutzgesetz und der vorgesehenen „Reaktivierung

des Geschiebehaushalts“ sind die weiträumigen Auswirkungen lokaler Massnahmen für unterschiedliche Randbedingungen zwingend zu untersuchen. Solche weiträumigen Untersuchungen lassen sich aus Platz-, Zeit- und Kostengründen kaum mehr mit Laborversuchen alleine bewerkstelligen. Für langzeitliche Entwicklungsprognosen weiträumiger Flussabschnitte für unterschiedlichste Szenarien eignen sich numerische Modelle besser. Die Anwendung von numerischen Modellen auf hydraulische und morphologische Fragestellungen findet in der Wissenschaft und in der Ingenieurpraxis eine immer grössere Verbreitung. Da aber die angewandten numerischen Modelle immer auf empirischen Ansätzen basieren, ist eine gute, vollständige Modellierung mit bestmöglichen Resultaten sehr zeitaufwändig und erfordert ein gutes Verständis der Prozesse. Wird die numerische Modellierung als reines Rechenwerkzeug angewendet, besteht die Gefahr, zwar plausibel erscheinende Resultate zu generieren, deren Abbildung der Realität jedoch fraglich ist.

Dieser Beitrag soll den Anwender von numerischen Modellen mit Geschiebetransport bezüglich der Modellkalibrierung sensibilisieren und aufzeigen, dass sich mit einem 2D-Modell nicht per se genauere Resultate produzieren lassen als mit einem 1D-Modell. Mit den numerischen Modellen BASEchain (1D) und BASEplane (2D) der Software BASEMENT werden die unterschiedlichen Methoden der Sohlschubspannungsberechnung und dadurch der Geschiebetransportkapazität aufgezeigt und mit Messdaten verglichen.

2 Mittlere Randschubspannung im Trapezgerinne

Unter Annahme von Normalabflussbedingungen in einem geraden Trapezgerinne und vernachlässigbarer Sekundärströmung lässt sich die Summe der Randschubspannungen in einem Querschnitt mit der üblichen Gleichgewichtsbetrachtung bestimmen

$$T = \tau_{\mathrm{m}} P = \rho g R S_{\mathrm{f}} P \qquad [1]$$

mit T = Totale Randschubkraft pro Flusslaufmeter [N/m'],

P = Benetzter Umfang im Querprofil [m],

τ_{m} = mittlere Randschubspannung [N/m^2],

$R = A/P$ = Hydraulischer Radius [m],

A = Fliessquerschnitt [m^2],

S_{f} = Energieliniengefälle [-],

ρ = Dichte von Wasser [kg/m^3],

g = Erdbeschleunigung [m/s^2].

Im Fall von heterogen verteilter Rauheit (glatte oder raue Böschung) setzt sich T aus den unterschiedlichen mittleren Sohl- und Böschungsschubspannungen zusammen

$$T = \tau_{\mathrm{b}} b + \tau_{\mathrm{w}} P_{\mathrm{w}} = T_{\mathrm{b}} + T_{\mathrm{w}} \qquad [2]$$

mit τ_{b} = Mittlere Sohlschubspannung [N/m^2],

τ_{w} = Mittlere Böschungsschubspannung [N/m^2],

b = Sohlbreite [m],

P_{w} = Benetzter Böschungsumfang [m],

$T_{\mathrm{b}} = \tau_{\mathrm{b}} b$ Totale Sohlschubkraft pro Flusslaufmeter [N/m'],

$T_{\mathrm{w}} = \tau_{\mathrm{w}} P_w$ Totale Böschungsschubkraft pro Flusslaufmeter [N/m'].

Die mittlere Sohlschubspannung τ_{b} ist nach [3] und der hydraulische Radius des Sohlenteilquerschnitts (Sohlradius) R_{b} nach [4] definiert.

$$\tau_{\mathrm{b}} = \rho g R_{\mathrm{b}} S_{\mathrm{f}} \qquad [3]$$

$$R_{\mathrm{b}} = A \Big/ \left[k_{\mathrm{St,b}}^{3/2} \left(b \Big/ k_{\mathrm{St,b}}^{3/2} + \sum \left(P_{\mathrm{w,i}} \Big/ k_{\mathrm{St,wi}}^{3/2} \right) \right) \right] \qquad [4]$$

mit $P_{\mathrm{w,i}}$ = Benetzter Umfang der Böschung i [m],

$k_{\mathrm{St,b}}$ = Strickler-Beiwert Sohle [m$^{1/3}$/s],

$k_{\mathrm{St,wi}}$ = Strickler-Beiwert Böschung i [m$^{1/3}$/s].

Die aufsummierte Randschubspannung je Teilbereich wird oft auch als prozentuale Schubkraft $\%\mathrm{SF}$ (engl: percentage shear force) angegeben. Die prozentuale Sohlschubkraft ist dann gemäss

$$\%\mathrm{SF}_{\mathrm{b}} = 100 \times \frac{T_{\mathrm{b}}}{T} \qquad [5]$$

$\%\mathrm{SF}_{\mathrm{b}}$ bezeichnet den prozentualen Anteil der gesamthaft verfügbaren Randschubspannung in einem Querschnitt, der über die Sohle abgetragen wird und damit für den Geschiebetransport zur Verfügung steht. Für unterschiedliche Rauheitsverhältnisse zwischen Böschung und Sohle ergibt sich die in Abb. 1 dargestellte Abhängigkeit von der Profilrelation (= Verhältnis Sohlbreite b zu Abflusstiefe h).

Es wird deutlich, dass für kompaktere Gerinne und für Gerinne mit rauer Böschung die prozentuale Sohlschubkraft ab und damit die Bedeutung der Böschungsreibung zunimmt. Es gibt verschiedenen Definitionen zur Unterscheidung von kompakten und breiten Gerinnen. Nach LfU (2002) z. B. ist ein Gerin-

ne kompakt, falls die Profilrelation im Fall von wesentlich glatteren Wänden als Sohle < 5 ist und für wesentlich rauere Wände als Sohle < 30 ist.

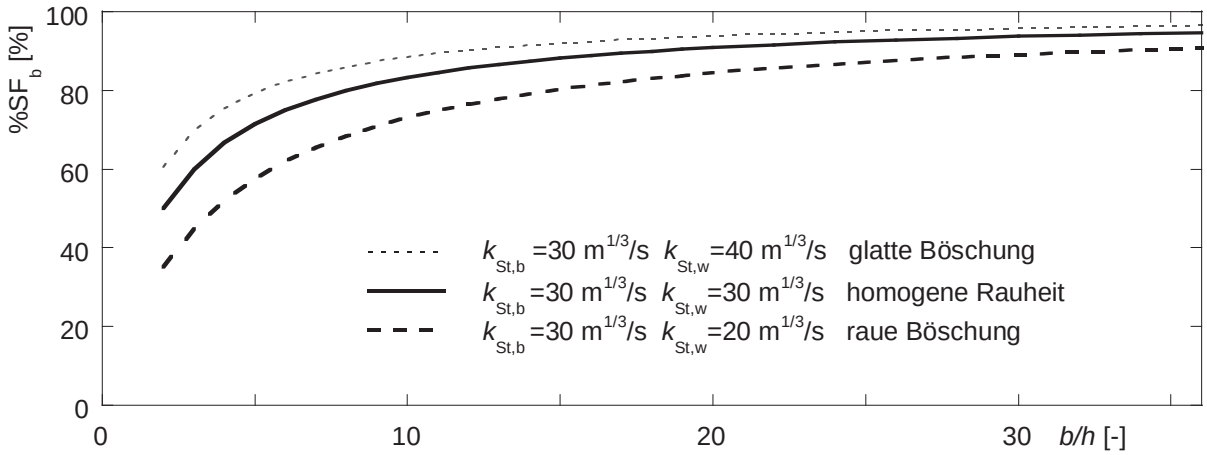


Abb. 1: Prozentuale Sohlschubkraft $\%SF_b$ in Abhängigkeit der Profilrelation b/h für unterschiedliche Böschungsrauheiten.

3 Vorgehen zur Modellkalibrierung

Ein übliches Vorgehen für die Kalibrierung eines numerischen Modells zur Nachbildung eines Flusslaufs mit Geschiebetransport unterteilt sich in die Kalibrierung der Hydraulik und des Geschiebetransports. Bei der hydraulischen Kalibrierung werden meistens für gemessene Wasserspiegellagen eines bestimmten Ereignisses (z. B. Hochwasserspuren) die entsprechenden Rauheiten bestimmt (z. B. Strickler-Beiwerte). Mit den aus der hydraulischen Berechnung resultierenden Sohlschubspannungen wird die Geschiebetransportkapazität bestimmt. Für die Kalibrierung des Geschiebetransports sind ebenfalls Messdaten notwendig, wie z. B. Vermessungen der Sohlveränderung oder – seltener – Daten zu Geschiebetransportraten. Die Erhebung solcher Datengrundlagen ist aufwändig und nur hilfreich, falls sie über einen längeren Zeitraum für den Untersuchungsperimeter vorliegen. Entsprechend zeitaufwändig sind die Simulationen, um die massgebenden Parameter wie z. B. Korngrösse, Vorfaktor für die Geschiebetransportkapazität, Geschiebeeintrag am Modellrand sowie Faktoren für die Berücksichtigung von z. B. Sohlformen oder sog. Hiding-Prozessen im Falle von Mehrkornmodellierungen zu kalibrieren.

Für heterogen verteilte Rauheiten in einem Profil sind für eine korrekte Kalibrierung der Rauheitsbeiwerte von Sohle und Böschung mindestens zwei deutlich unterschiedliche Wasserspiegellagen notwendig (Nieder- und Hochwasser; Abb. 2 links). Erst dann kann von einer einigermassen korrekten Modellierung sämtlicher Wasserspiegellagen, die innerhalb der kalibrierten Wasserspiegel liegen, ausgegangen werden. Beide Kalibrierungswasserspiegel lassen sich rechnerisch je mit unterschiedlichen Rauheitskombinationen Sohle / Böschung

erreichen (Kurven in Abb. 2 rechts). Die eine gesuchte Kombination, die beide Bedingungen gleichzeitig erfüllt und für beide Wasserspiegellagen die entsprechenden Abflüsse ergibt, lässt sich mit dem Schnittpunkt beider Kurven finden. In vielen Fällen, wenn die nächste Pegelmessstation ausserhalb des Untersuchungsperimeters liegt, sind lediglich Wasserspiegellagen von grossen Abflüssen vorhanden (Hochwasserspuren), nicht aber die Wasserspiegellagen von niedrigen Abflüssen. Diese sind aber ebenso wichtig, um Modelle zu kalibrieren und instationäre Abflüsse über lange Zeiträume korrekt zu modellieren.

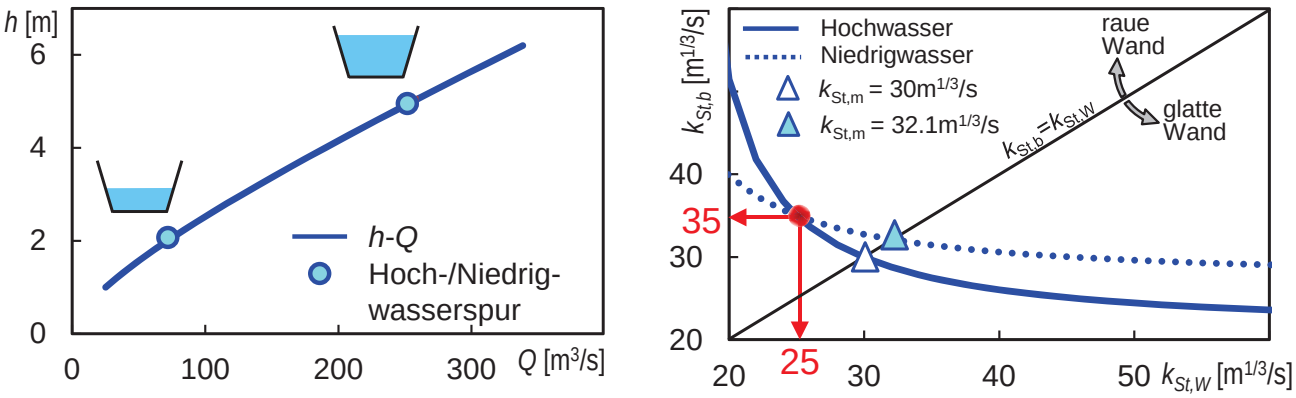


Abb. 2: Rekonstruktion der h-Q-Beziehung für ein Flussquerprofil (links) ausgehend von zwei Hoch-/Niedrigwasserspuren für verschiedene Sohl- und Böschungsrauheiten (rechts).

4 Berechnung der Sohlschubspannung im 1D- und 2D-Modell

Aufgrund der Datengrundlage gibt man sich bei der hydraulischen Modellkalibrierung in der Regel zufrieden, wenn mit den gewählten Rauheiten die gemessenen Wasserspiegellagen (z. B. Hochwasserspuren) für den entsprechenden stationären Abfluss modelliert werden können. Da meistens weder Geschwindigkeits- noch Sohlschubspannungsmessungen in einem Querprofil vorhanden sind, lassen sich die modellierten Strömungsgeschwindigkeiten und Schubspannungen nicht überprüfen und sind deshalb von untergeordnetem Interesse.

Für numerische Modellierungen mit Geschiebetransport sind aber gerade die Sohlschubspannungen von grösster Wichtigkeit. Je nach Ansatz gehen sie aus der hydraulischen Berechnung direkt in die Geschiebetransportberechnung ein. Entsprechend haben bereits geringe Abweichungen in der Sohlschubspannung grosse Auswirkungen auf die Transportkapazität.

Während eine 1D hydraulische Betrachtung in Kombination mit 1D Geschiebetransportformeln in gutem Einklang steht und den Böschungseinfluss für beliebige Profilrelationen miteinbezieht, ist der Zusammenhang zwischen Hydraulik und Geschiebetransport im 2D-Modell wesentlich komplizierter. Im Folgenden soll anhand von einfachen Beispielen auf die unterschiedlichen resultierenden Sohlschubspannungen im 1D- und 2D-Modell eingegangen werden.

Ein gerader, 15 m breiter und um 3‰ geneigter Trapezkanal (Böschungsneigung 45°) weist mit einer 1D-Berechnung für eine Normalabflusstiefe von 3 m mit den Strickler-Beiwerten $k_{St,b} = k_{St,w} = 30$ m$^{1/3}$/s eine Normalabflusskapazität von $Q = 154.6$ m^3/s auf. 64% der Randschubspannung wird über die Sohle abgetragen und verursacht eine Sohlschubkraft von $T_b = 1015$ N/m'. Für ein Einkornmaterial von $d = 10$ mm entspräche dies mit der Transportformel von Meyer-Peter und Müller (MPM) einer spezifischen Geschiebetransportkapazität von $q_s = 18.64$ kg/(sm) und einer totalen Geschiebetransportkapazität von $Q_s = 280$ kg/s.

Das 2D-Modell mit 0.5 m breiten und 3 m langen Rechteckgitterzellen wird unter Einhalt obiger Randbedingungen anhand des 1D-Modells kalibriert. Unter Annahme homogen verteilter Rauheit mit $k_{St} = 26$ m$^{1/3}$/s wird die obige Hydraulik abgebildet. Daraus ergeben sich die Sohlschubspannungsverteilung (Abb. 3, links) und die entsprechenden spezifischen Geschiebetransportkapazitäten. Trotz übereinstimmenden Wasserspiegel und mittlerer Geschwindigkeit liegen die Sohlschubspannungen mit $T_b = 1331$ N/m' und damit auch die Geschiebetransportkapazität mit $Q_s = 443$ kg/s deutlich über den 1D-Resultaten.

Die einfachste Möglichkeit, das Geschiebetransportmodell mit vorhandenen Daten zu kalibrieren, ist die Reduktion der Transportkapazität mit einem Kalibrierungsfaktor. Geht man von korrekten 1D-Berechnungen aus und kalibriert das 2D-Modell am 1D-Ergebnis, so muss die Transportkapazität mit einem Faktor 0.63 reduziert werden. Weitere Ansätze zur Kalibrierung des Geschiebetransportmodells sind z. B. die Anpassung der massgebenden Korngrösse oder die Einführung von Sohlformen. Diese Massnahmen sind aber mit Vorsicht zu verwenden, da sie nicht bei der eigentlichen Ursache, nämlich der Hydraulik, sondern beim Geschiebetransport ansetzen. Solange Transportberechnungen mit dem stationären Abfluss, für den das Modell kalibriert wurde, durchgeführt werden, mag diese Methode funktionieren. Für variable Profilrelationen infolge instationärer Abflüsse oder ändernder Gerinnebreite führt die pauschale Korrektur bei kompakten Gerinnen jedoch zu fehlerhaften Sohlschubspannungen. Idealerweise sollte eine Anpassung bei der Berechnung der Hydraulik vorgenommen werden. Dies ist z. B. mit einem Turbulenzmodell möglich.

5 Sohlschubspannungen mit Turbulenzmodell

Die tiefengemittelten 2D-Flachwassergleichungen können von den Reynoldsgemittelten Navier-Stokes-Gleichungen abgeleitet werden. Dabei werden die Strömungsgrössen als Summe des Mittelwerts und der Schwankungsgrössen, den Reynoldsspannungen, ausgedrückt. Zur Bestimmung der Reynoldsspannungen werden Turbulenzmodelle verwendet, womit nicht die detaillierte turbulente Bewegung abgebildet, sondern lediglich der Effekt der Turbulenz auf das Verhalten der mittleren Strömung beschrieben wird (Rodi 1984). Die aufgrund der Turbulenz entstehenden Strömungswiderstände, auch innere Reibung genannt, können als Schubspannungen ausgedrückt werden.

$$\tau_{xx} = 2\rho\nu\frac{\partial u}{\partial x}; \quad \tau_{yy} = 2\rho\nu\frac{\partial v}{\partial y}; \quad \tau_{xy} = \rho\nu\left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y}\right) \qquad [6]$$

Dabei besteht die Viskosität ν aus zwei Anteilen: aus der kinematischen Viskosität ν_k, einer fluid spezifischen Eigenschaft, und aus der turbulenten Wirbelviskosität ν_t, die abhängig vom Strömungsfeld ist und mit Hilfe eines Turbulenzmodells berechnet wird. In natürlichen Gewässern sind die durch innere Reibung induzierten Schubspannungen deutlich kleiner als die Randschubspannungen, weshalb erstere oft vernachlässigt werden.

Das in BASEMENT angewendete Turbulenzmodell ist das tiefengemittelte parabolische Wirbelviskositätsmodell, ein einfaches algebraisches Modell auch als 'Null-Gleichungs-Modell' bezeichnet (Beffa 1994). Die dynamische Berechnung der turbulenten Wirbelviskosität erfolgt mit

$$\nu_t = f_T \frac{\kappa}{6} u^* h \qquad [7]$$

mit $u^* = \sqrt{(\tau_b/\rho)}$ = Schubspannungsgeschwindigkeit [m/s],

κ = von Kármán Konstante = 0.4,

f_T = BASEMENT spezifischer Kalibrierungsfaktor.

Mit dem 2D-Modell werden für das in Kap. 4 aufgezeigte Beispiel unter Verwendung des Turbulenzmodells für $f_T = 1$ die Geschwindigkeits- und Sohlschubspannungsverteilung in Abb. 3 (rechts) erzeugt. Dazu musste der Beiwert für die Böschungsrauheit gegenüber der 1D-Berechnung von $k_{St,w} = 30$ auf 13.7 $m^{1/3}/s$ reduziert werden. Weiter ergeben sich $T_b = 1119$ N/m' und $Q_s = 336$ kg/s.

Wird f_T auf 5 erhöht, stellt sich der korrekte Wasserspiegel mit einer Böschungsrauheit $k_{St,w} = 20$ $m^{1/3}/s$ ein. Die Geschwindigkeits- und Sohlschubspannungsverteilungen über den Querschnitt weisen einen geringeren Gradienten auf

(Abb. 3, rechts) und T_b = 1013 N/m' sowie Q_s = 280 kg/s stimmen mit den 1D-Resultaten überein. Mit dieser Konstellation ist es gelungen, übereinstimmende Wasserspiegel, mittlere Geschwindigkeiten, Sohlschubkraft und dadurch Geschiebetransportkapazitäten zu erhalten, ohne die Geschiebetransportformel anzupassen. Dass diese Übereinstimmung unabhängig von der Profilrelation ist, bestätigen zusätzliche Rechnungen im selben Trapezkanal für unterschiedliche Abflusstiefen von 1, 3 und 4 m.

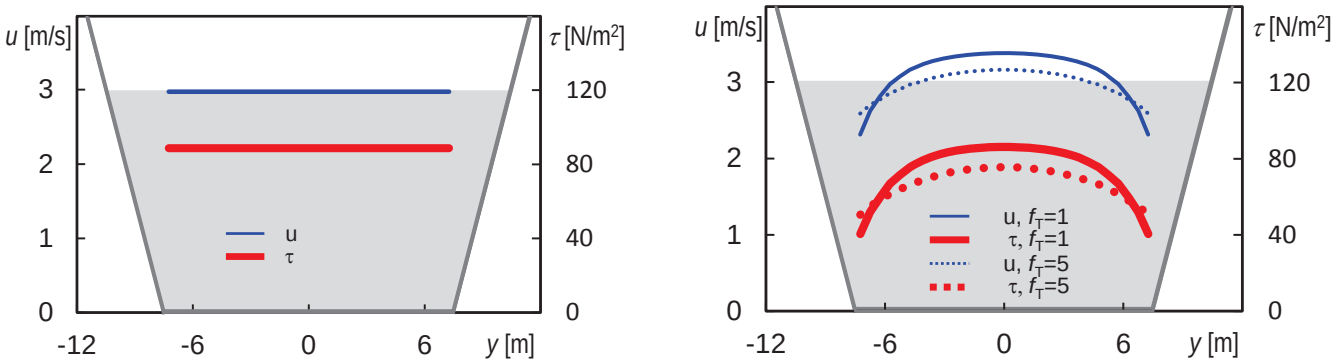


Abb. 3: Laterale Geschwindigkeits- und Sohlschubspannungsverteilung im 2D-Modell ohne Turbulenzmodell (links) und mit Turbulenzmodell für f_T = 1 und f_T = 5 (rechts).

6 Vergleich mit Labordaten

Yuen (1989) hat im Labor für unterschiedliche Profilrelationen die Sohlschubspannungs- und Geschwindigkeitsverteilungen gemessen. Sein Experiment Nr. 26 wurde mit BASEMENT modelliert und verglichen. Der um 1‰ geneigte Trapezkanal mit Böschungswinkel von 45° und einer Sohlbreite von 0.45 m weist laut Angaben eine homogen verteilte Rauheit von k_{St} = 103 m$^{1/3}$/s auf (Tab. 1). Der Durchfluss von Q = 0.01134 m^3/s führt zu einer Abflusstiefe h = 0.06 m und damit zu einer Profilrelation von 7.5. Die im Labor gemessene totale Sohlschubkraft beträgt T_b = 0.235 N/m'.

Tab. 1: Zusammenstellung der unterschiedlichen Sohl- und Böschungsrauheiten sowie der resultierenden totalen Sohlschubkraft im Labor und gemäss numerischem Modell.

		Labor	**1D**	**2D homogen**	**2D heterogen**
$k_{St,b}$	[m$^{1/3}$/s]	103	103	95	103
$k_{St,w}$	[m$^{1/3}$/s]	103	103	95	76
T_b	[N/m']	0.235	0.218	0.238	0.216

Die 1D-Modellierung stimmt für die angegebenen Rauheiten exakt mit der gemessenen Abflusstiefe überein. T_b beträgt 0.218 N/m'. Das 2D-Modell wurde für eine homogene (k_{St} = 95 m$^{1/3}$/s) und für eine heterogene Verteilung der Gerinnerauheit kalibriert. Im heterogenen Fall wurde die Sohlrauheit aus den Laborangaben übernommen ($k_{St,b}$ = 103 m$^{1/3}$/s) und die Böschungsrauheit solange angepasst, bis sich die gewünschte Abflusstiefe einstellte ($k_{St,w}$ = 76 m$^{1/3}$/s). In beiden Fällen wurde mit f_T = 5 gerechnet.

Die laterale Verteilung der Geschwindigkeit (Abb. 4, links) und Sohlschubspannung (Abb. 4, rechts) ist für den homogenen und heterogenen Fall dargestellt. Der Vergleich bestätigt die Güte des numerischen Modells im Falle von f_T = 5. Das 2D-Modell stimmt im homogenen Fall bezüglich der totalen Sohlschubkraft gut mit den Labormessungen und im heterogenen Fall mit der 1D-Modellierung überein (Tab. 1). Die Geschwindigkeiten werden mit der heterogenen, die Sohlschubspannungen mit der homogenen Rauheit besser approximiert.

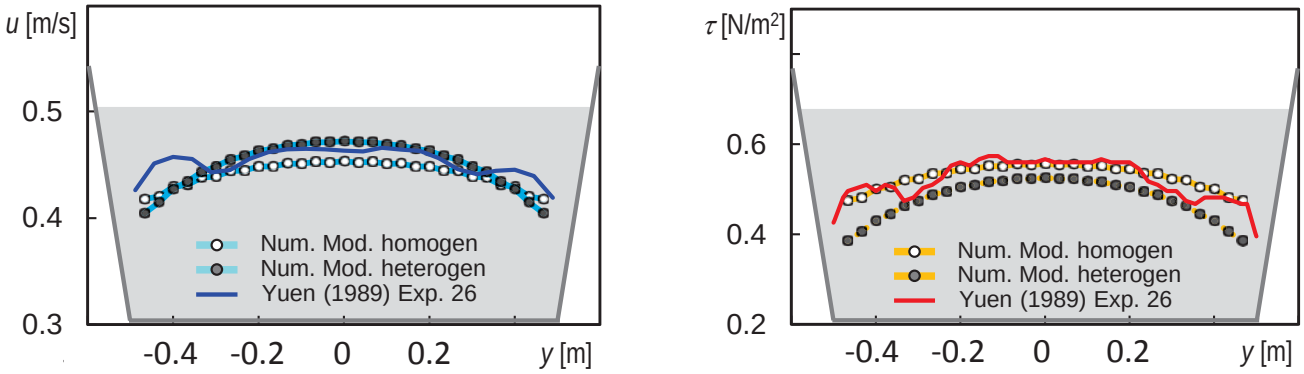


Abb. 4: Vergleich der Geschwindigkeiten (links) und Sohlschubspannungen (rechts) aus numerischen 2D-Modellen mit Labordaten für homogen und heterogen verteilte Rauheit.

7 Schlussfolgerungen und Zusammenfassung

Für die Kalibrierung eines numerischen Modells wäre wichtig, dass das Abflussspektrum für die Kalibrierung mindestens so gross ist wie das Abflussspektrum der später modellierten Ereignisse. Nur so können die unterschiedlichen Rauheiten innerhalb eines Querprofils (z. B. Sohlen- und Böschungsrauheit) gut kalibriert werden und sind auf instationäre Abflüsse anwendbar. Das bedeutet, es sollten auch lokal Hochwasserspuren von kleinen Hochwassern aufgenommen werden.

Werden mit dem Modell auch Geschiebetransportprozesse in kompakten Gerinnen modelliert, so ist eine gute Abbildung der Sohlschubspannungen unter Berücksichtigung der Böschungsreibung wichtig. Im 1D-Modell wird dies standardmässig mit dem hydraulischen Sohlradius berücksichtigt. Im 2D-Modell ist

dafür ein Turbulenzmodell notwendig. Ohne Turbulenzmodell werden die Sohlschubspannungen, resp. die Transportraten, überschätzt und müssen mit Hilfe pauschaler Korrekturen im Transportmodell korrigiert werden. Jedoch gelten diese Korrekturen üblicherweise nur für den einen Kalibrierungsabfluss.

Das in BASEplane implementierte algebraische Turbulenzmodell führt zu einer naturnahen lateralen Verteilung der axialen Fliessgeschwindigkeiten und damit zu den für den Geschiebetransport massgebenden Sohlschubspannungen. Der Vergleich mit Laborversuchen und die Modellierung für drei unterschiedliche Profilrelationen zeigt, dass sich ein kalibriertes Modell mit Turbulenzmodell für instationäre Ganglinien eignet. Jedoch kann mit dem algebraischen Turbulenzmodell alleine der Einfluss der Böschungsreibung nicht vollständig berücksichtigt werden. Zusätzlich ist, im Vergleich zum 1D-Modell, die Böschungsrauheit zu vergrössern. Die Nachteile eines Turbulenzmodells sind der um 20–30% erhöhte Rechenaufwand und die zusätzlichen Unsicherheiten bei der Wahl der Parameter, die grundsätzlich auch kalibriert werden müssen. Da aber in den seltensten Fällen Informationen über die Querverteilung der Geschwindigkeit vorliegen, müssen Annahmen getroffen werden (z. B. Vergleich der totalen Sohlschubkraft aus 1D-Berechnung). Für den Turbulenzfaktor in [7] wird als erste Näherung $f_T = 5$ empfohlen.

Bei der Wahl des numerischen Modelltyps für die Bearbeitung einer Fragestellung ist neben der verfügbaren Datengrundlage auch die Form der gesuchten Informationen von entscheidender Bedeutung. Ist z. B. nur die Entwicklung des mittleren Längsprofils von Interesse, wie es bei grossräumigen Langzeituntersuchungen in Flüssen üblich ist, so ist das 1D-Modell zweckmässiger als eine 2D-Modellierung.

Soll für instationäre Abflüsse in einem kompakten Gerinne Geschiebetransport berechnet werden, eignet sich ein 1D-Modell gut. Ein aufwändigeres 2D-Modell sollte nur dann angewendet werden, wenn ein integriertes Turbulenzmodell vorliegt und die Böschungsreibung berücksichtigt wird.

Danksagung

Dieser Beitrag wurde im Rahmen einer Forschungsarbeit verfasst, welche durch das Bundesamt für Umwelt (BAFU) finanziell unterstützt wird.

Referenzen

BASEMENT – Basic Simulation Environment for Computation of Environmental Flow and Natural Hazard Simulation. Version 2.3., www.basement.ethz.ch, © VAW, ETH Zurich, Vetsch D., Ehrbar D., Peter S., Rousselot P., Volz C., Vonwiller L., Faeh R., Farshi D., Mueller R., Veprek R., 2006–2013.

Beffa, C. (1994). Praktische Lösung der tiefengemittelten Flachwassergleichungen. VAW-Mitteilung 133 (D. Vischer, ed.), VAW, ETH Zürich.

LFU (2002). Hydraulik naturnaher Fliessgewässer. Teil 2 – Neue Berechnungsverfahren für naturnahe Gewässerstrukturen. Landesanstalt für Umweltschutz, Baden-Württemberg, 1. Auflage, Karlsruhe 2002.

Rodi, W. (1984). Turbulence Models and their Application in Hydraulics. Habilitationsschrift, Institut für Hydromechanik, Universität Karlsruhe.

Yuen, K.W.H. (1989). A study of boundary shear stress, flow resistance and momentum transfer in open channels with simple and compound trapezoidal cross sections. PhD Thesis. The University of Birmingham.

Adressen der Autoren

Thomas Berchtold (korrespondierender Autor)

Email: berchtold@vaw.baug.ethz.ch

Dr. David Vetsch

Dr. Volker Weitbrecht

Prof. Dr. Robert M. Boes

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich

Wolfgang-Pauli-Str. 27

CH-8093 Zürich

Aufgelöste Blockrampen in Kurven – Erfahrungen aus Theorie und Praxis

Unstructured block ramps in river bends – A pilot study and experiences from the field

Marcel Dähler, Jürg Speerli

Kurzfassung

Eine lokale Abteufung der Kander soll in Kandersteg den Hochwasserschutz verbessern. Das Bauprojekt sah vor, den dadurch entstehenden Sohlenversatz mit einer 80 m langen, aufgelösten Blockrampe zu überwinden. Aus geometrischen Gründen konnte die Blockrampe nur in einer ausgeprägten Linkskurve liegen. Die vorhandenen Grundlagen zur Dimensionierung von Blockrampen bezogen sich auf gerade Flussabschnitte. Für die Situation in Kandersteg waren sie nur bedingt anwendbar.

Das Projekt von Kissling + Zbinden AG beabsichtigte, die Blockrampe an der Kurvenaussenseite tiefer auszubilden, also den erwarteten Kurvenkolk bereits baulich umzusetzen. Ein Modellversuch sollte klären, ob das Bauwerk der Dimensionierungswassermenge standhält und wie dessen Verhalten im Überlastfall ist. Die HSR Hochschule für Technik Rapperswil hat eine hydraulische Modelluntersuchung an einem Modell im Massstab 1:30 durchgeführt. Das Dimensionierungshochwasser (HQ_{100}) betrug 70 m^3/s (spezifischer Abfluss 7 $m^3/s/m$) und der Abfluss im Überlastfall (HQ_{300}) 86 m^3/s. Bereits der erste Modelllauf bestätigte, dass das geplante System prinzipiell funktioniert. In weiteren Modellläufen wurde die Ausgestaltung der Blockrampe optimiert; insbesondere wurden die Blockbelegung, deren Anordnung sowie die Abstufung des Sohlenmaterials untersucht. Bei den Tests bis zu einem Abfluss von 86 m^3/s zeigte die Blockrampe ein robustes Verhalten.

Im Winterhalbjahr 2010/2011 wurde die Blockrampe realisiert. Am 10. Oktober 2011 führte die Kander ein Hochwasser mit ungefähr 100 m^3/s Spitzenabfluss. Das Ereignis hat wenige Steinblöcke am Anfang der Blockrampe verschoben. Ansonsten blieb die Blockrampe unversehrt und hat ihre Funktion im Überlastfall voll erfüllt.

Der Modellversuch und die Erfahrung in der Praxis haben gezeigt, dass das Einsatzgebiet von aufgelösten Blockrampen auch Kurvenlagen umfasst, wenn die Planung die speziellen Gegebenheiten berücksichtigt.

Abstract

For the purpose of flood control in Kandersteg, the Kander River has been locally deepened. An unstructured block ramp of 80 m length was constructed to avoid the projected resulting ground level offset. For geometric reasons, the block ramp had to be placed at a pronounced left-hand bend of the river. Theoretical guidelines for the design of unstructured block ramps are mostly related to straight river sections, and thus were only conditionally applicable to the Kander River.

Kissling + Zbinden AG planned a project to lower the block ramp towards the outer bend, and thus to dredge the expected scour in advance. Model tests were conducted to study the behavior of the construction during design flood and in case of hydraulic overload. The HSR Hochschule für Technik Rapperswil conducted laboratory hydraulic experiments at a 1:30 scale model. Design flood discharge was set to HQ_{100} = 70 m^3/s, and runoff in case of hydraulic overload was set to HQ_{300} = 86 m^3/s. The first test run confirmed the successful operation of the planned construction. Further model runs aimed at optimizing the block ramp. In particular, allocation and alignment of the blocks were studied as well as the grading of the bed material. The robust behavior and response of the unstructured block ramp was confirmed in tests with a runoff up to 86 m^3/s.

This block ramp was realized during winter of 2010/2011. On 10th October 2011, a flood event occurred at the Kander River with a peak runoff around 100 m^3/s, shifting a few blocks at the top end of the ramp. Apart from that, the block ramp has remained in sound condition and fully complied with its purpose in case of hydraulic overload.

The pilot study and field experience have confirmed the applicability of unstructured block ramps in river bends, provided their compliance with the local conditions.

1 Ausgangslage

Mehrere Hochwasserereignisse des Flusses Kander haben das Dorf Kandersteg 1999 und 2005 schwer getroffen. Es kam zu flächigen Überflutungen im Siedlungsgebiet. Zentrales Element stellte dabei der Nebenfluss „Irfig“ dar, den die Kander zurückgestaut hat und so über die Ufer trat.

Die für den Wasserbau zuständige Schwellenkorporation beauftragte die Kissling + Zbinden AG mit den Planungsarbeiten für ein Projekt zur Verbesserung des Hochwasserschutzes.

Ab dem Jahr 2008 begannen etappenweise die Bauarbeiten. Die Hochwasserschutzmassnahmen bestehen hauptsächlich aus drei Elementen:

- Kapazitätserhöhung mittels Dämmen,
- Kander absenken um den Rückstau des Irfig zu reduzieren,
- Überlastkorridor.

Die Absenkung der Sohle stellte die Planer vor eine besondere Herausforderung: Aus geometrischen Gründen konnte der Übergang von der ursprünglichen Sohle auf die tiefere Sohlenlage nur in einer ausgeprägten Linkskurve liegen. Ausserdem führt eine Brücke im betroffenen Bereich über die Kander. Um den Höhenversatz zu überbrücken, kamen verschiedene Varianten in Frage: konventionelle Blockrampen, eine Sperrentreppe, eine aufgelöste Blockrampe oder Kombinationen all dieser Varianten.

Gegen eine aufgelöste Blockrampe in der Kurvenlage sprachen hauptsächlich die Unsicherheiten in der rechnerischen Bemessung und die fehlende Praxiserfahrung. Aus ökologischen Überlegungen war diese Variante allen anderen zu bevorzugen. Die aufgelöste Blockrampe sollte folgende Randbedingungen erfüllen:

Länge = 56 m, Sohlenbreite = 10 m, Gefälle = 2.5%, Höhendifferenz = 1.4 m, HQ_{100} =70 m^3/s (Dimensionierungswassermenge mit spezifischem Abfluss = 7 $m^3/s/m$), HQ_{300} = 86 m^3/s (Überlastfall, spezifischer Abfluss = 8.6 $m^3/s/m$), Schwemmholz: nicht zu berücksichtigten.

2 Theorie (Grundlagen, Numerik, Modellversuche)

Die vorhandenen Grundlagen zur Dimensionierung von aufgelösten Blockrampen bezogen sich auf gerade Flussabschnitte, gemäss Janisch *et al.* (2005). Für die Situation in Kandersteg waren sie deshalb nur bedingt anwendbar. Trotzdem wurde mit verschiedenen Lastmodellen versucht, die Belastungen zu berechnen. Das Projekt von Kissling + Zbinden AG beabsichtigte, die Blockrampe an der Kurvenaussenseite tiefer auszubilden, also den erwarteten Kurvenkolk bereits baulich umzusetzen. Die Abb. 1 und 2 zeigen systematisch die Anordnung der aufgelösten Blockrampe.

Die rechnerische Dimensionierung der Rampe erfolgte mit dem Blockmodell von Whittaker *et al.* (1988). Dabei wurde die erhöhte Belastung in der Aussenkurve wie folgt berücksichtigt:

- Grössere Blöcke auf der rechten Flussseite auf insgesamt 30 m Länge,
- Dimensionierung dieser Blöcke auf einen erhöhten spezifischen Abfluss,
- Vorwegnahme des Kurvenkolks durch Tieferlegen der grösseren Blöcke.

Aufgrund des erwarteten gutmütigen Verhaltens im Überlastfall, der einfacheren und günstigeren Ausführung, der ökologischeren Bauweise (Längsvernetzung) und der technischen Machbarkeit hielten die Planer an der Variante der aufgelösten Blockrampe fest.

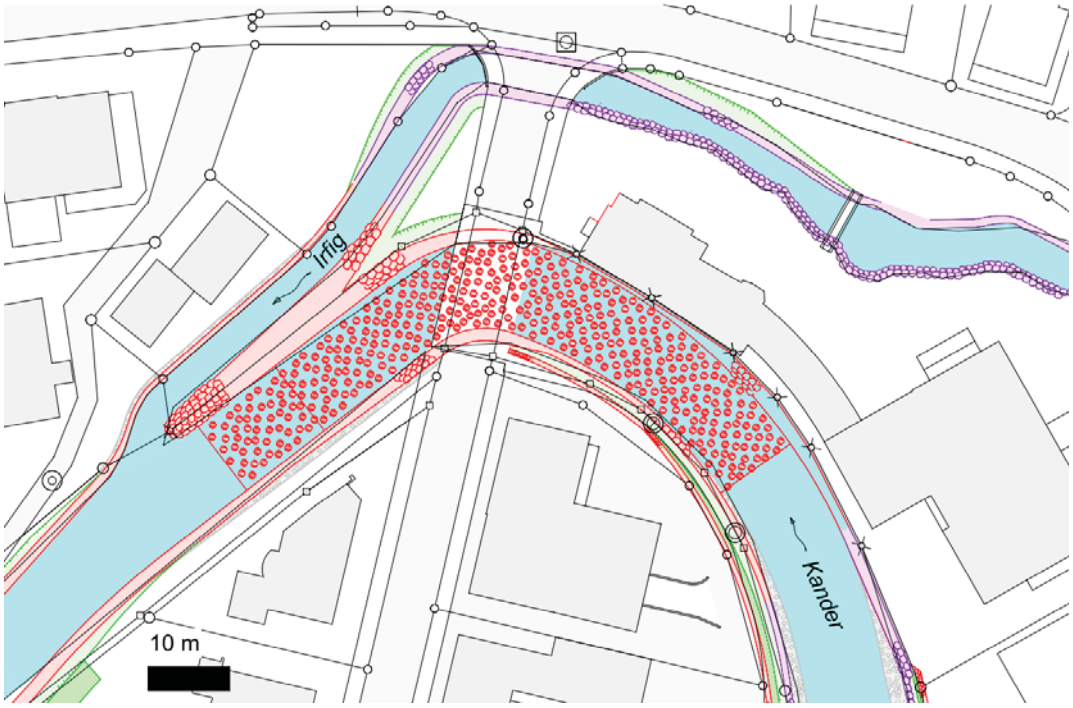


Abb. 1: Ausschnitt aus dem Situationsplan.

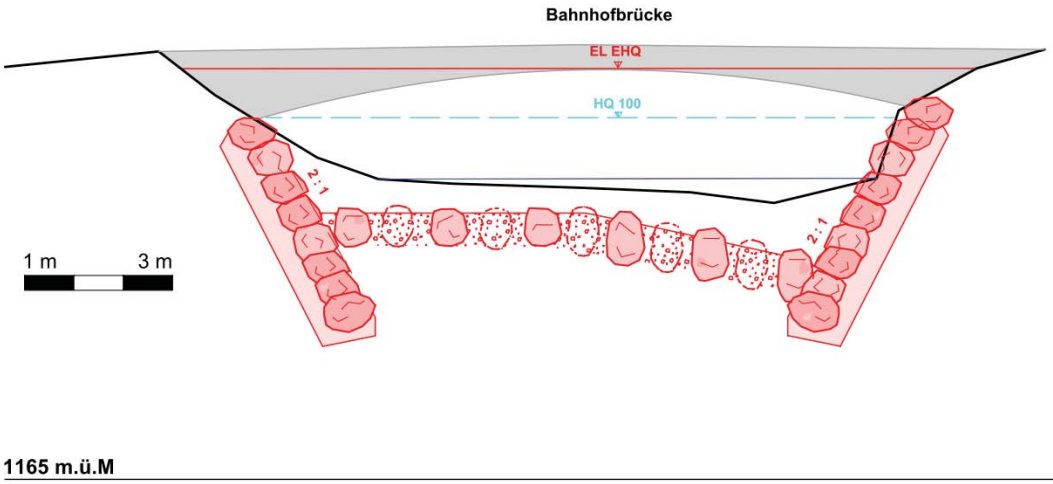


Abb. 2: Querprofil der geplanten aufgelösten Blockrampe im Kurvenbereich.

In Absprache mit den zuständigen Behörden haben Bauherrschaft und Planer beschlossen, die Machbarkeit in einem hydraulischen Modellversuch näher zu untersuchen.

3 Hydraulische Modelluntersuchung

3.1 Ziele der Modelluntersuchung

Aufgrund der ausgeprägten Kurvensituation im Bereich der geplanten aufgelösten Blockrampe wurden folgende Ziele für die hydraulische Modelluntersuchung definiert:

- Nachweis der Stabilität der aufgelösten Blockrampe,
- Optimierung der Blockrampenabmessung,
- Optimierung der Blocksteingrössen,
- Optimierung der Blockanordnung,
- Optimierung des Grundmaterials,
- Optimierung der Fliesszustände bei Niederwasser hinsichtlich Fischaspekten.

3.2 Randbedingungen

Die Modellversuche wurden ohne Geschiebebeschickung und ohne Schwemmholzbeigabe durchgeführt, da ein Grossteil des Geschiebes und Schwemmholzes durch Massnahmen im Einzugsgebiet zurückgehalten werden kann.

3.3 Erkenntnisse aus den Modellversuchen

3.3.1 Machbarkeit

Die Machbarkeit einer aufgelösten Blockrampe in einer ausgeprägten Kurvensituation konnte durch den Modellversuch bestätigt werden.

3.3.2 Lage der aufgelösten Blockrampe

Die von der Firma Kissling + Zbinden AG vorgeschlagene Lage der aufgelösten Blockrampe hat sich im Modellversuch bestätigt. Die aufgelöste Blockrampe wird in vier Bereiche aufgeteilt: Übergangsbereich, Erosionsrinne, übriger Bereich sowie Kolkschutz im Anschluss an die aufgelöste Blockrampe (vgl. Abb. 3).

Über die ersten 22 m der aufgelösten Blockrampe erfolgt der Übergang in die Erosionsrinne. Dieser Übergangsbereich weist eine spezielle Geometrie auf, da hier die horizontale Sohle im Querprofil zu Beginn der aufgelösten Blockrampe in das Querprofil gemäss Abb. 4 übergeführt wird. Lokal beträgt das Längsgefälle bis 6%.

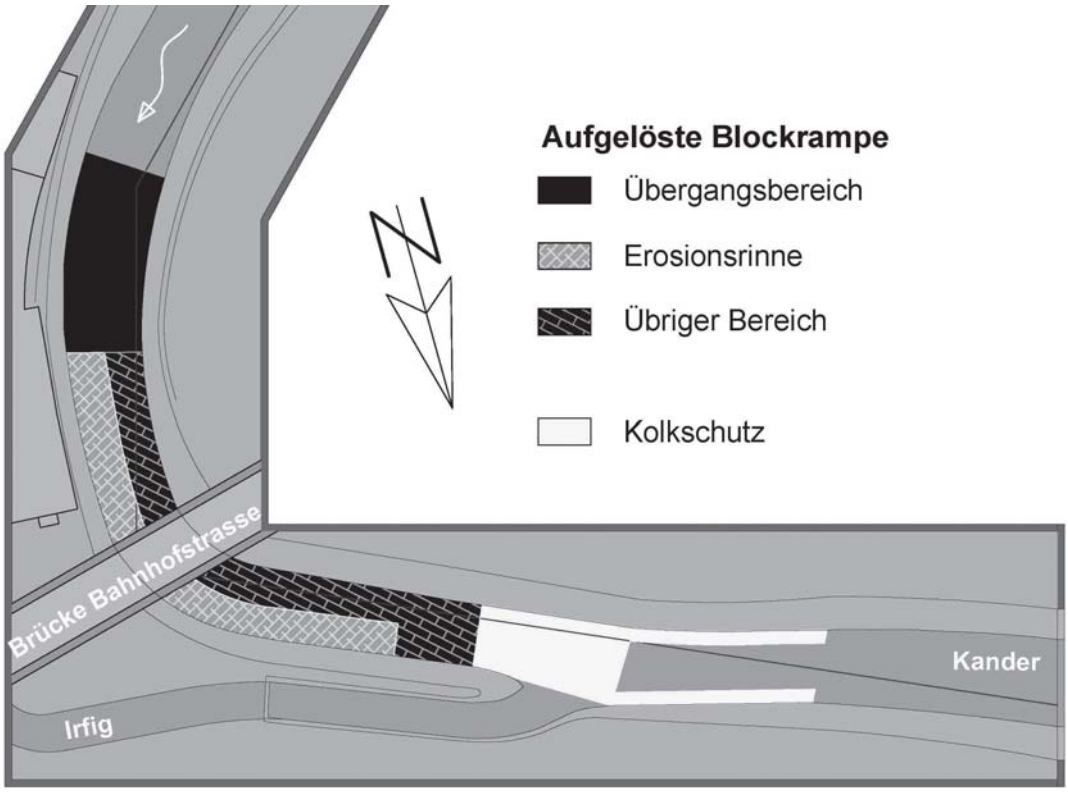


Abb. 3: Lage und Bereiche der aufgelösten Blockrampe.

3.3.3 Blockanordnung

In der aufgelösten Blockrampe werden Blöcke von zwei verschiedenen Gewichtsklassen (1.5–2.0 t und 2.5–3.0 t) versetzt. Mithilfe der Modellversuche konnte definiert werden, in welchem Bereich der Blockrampe schwere Blöcke versetzt werden müssen (Erosionsrinne, Übergangsbereich) bzw. leichte Blöcke ausreichen. Im Übergangsbereich hat es sich gezeigt, dass die Anordnung der Blöcke auf die spezielle Situation (Kurve und Erosionsrinne) angepasst werden musste. Die Hauptströmungsrichtung im Übergangsbereich dreht in Richtung der Erosionsrinne und erfolgt dadurch in etwa diagonal über die schiefe Ebene des Übergangsbereichs. Durch eine spezielle Anordnung der Blöcke musste verhindert werden, dass sich zwischen den Blöcken „Gassen“ bilden konnten, in welchen über eine längere Fliessdistanz Geschiebe ausgetragen wurde und dadurch die Blockstabilität nicht mehr gewährleistet ist. Um der erhöhten Belastung zu entsprechen, sollen in diesem Bereich Blöcke aus beiden Gewichtsklassen – 1.5 bis 2 t und 2.5 bis 3 t – gemischt und nach einer speziellen Anordnung verlegt werden.

Die ersten drei Reihen sollen zueinander versetzt, die darauffolgenden zehn Reihen als fünf Doppelreihen angeordnet werden. Bei einer Doppelreihe soll

nur jede zweite Reihe versetzt werden. In jeder Reihe im Übergangsbereich sollen zwei bis drei schwere Blöcke eingebaut werden.

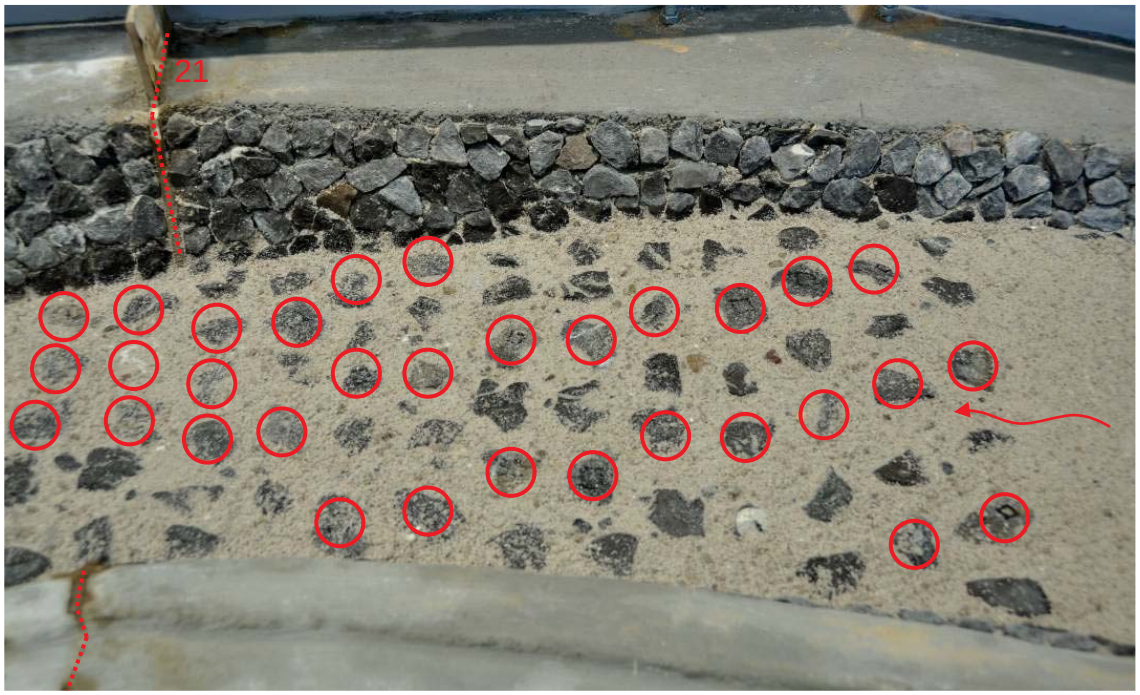


Abb. 4: Verlegeschema im Übergangsbereich; die schweren Blöcke sind eingekreist.

3.3.4 Abmessung

Die aufgelöste Blockrampe ist 83 m lang (Achse), das Gefälle entlang der Achse der Blockrampe beträgt 2.3%. Die Länge der voreingebauten Erosionsrinne (53 m) wie auch die Geometrie des Übergangsbereichs in die Rinne konnte durch die Modellversuche bestimmt werden. Dieser Übergangsbereich ist trichterförmig, das Gefälle darin beträgt bis zu 6%.

3.3.5 Filtermaterial

Durch die hydraulischen Modellversuche konnte festgestellt werden, dass das in der Kander vorhandene Sohlenmaterial als Filtermaterial für eine aufgelöste Blockrampe zu feinkörnig ist und im Bereich der Blockrampe mit gröberem Material angereicht werden muss.

3.3.6 Freibord

Die Modelluntersuchungen zum Freibord unter der Brücke der Bahnhofstrasse haben ergeben, dass ein Zuschlagen beim Brückenquerschnitt beim Bemessungsabfluss nicht erfolgt.

4 Praxis

Im Winter 2010/2011 hat die Schwellenkorporation Kandergrund die aufgelöste Blockrampe ausführen lassen.

4.1 Bauablauf

Die Bauunternehmung hat sich dazu entschieden, die Blockrampe längs in zwei Hälften zu unterteilen und diese nacheinander von unten nach oben zu bauen.

4.2 Wasserhaltung

Die Wasserhaltung erfolgte mit Spundwänden. Unter der Brücke wurden Rohre und Dämme verwendet.

4.3 Filtermaterial

Der anstehende Flusskies war für die erforderliche Filterschicht deutlich zu feinkörnig und konnte deshalb für den Bau nicht verwendet werden. An einer anderen Stelle in der Kander konnte Kies entnommen werden, welcher etwas gröbere Komponenten aufwies. Dieses Material musste jedoch zusätzlich mit Grobkomponenten aus einem Steinbruch angereichert werden. Das Mischungsverhältnis betrug 2:1. So konnte die aus dem Modellversuch vorgegebene Siebkurve bestmöglich angenähert werden.

4.4 Versetzen der Blöcke

Der Bauunternehmer hat die Steinblöcke vor dem Versetzen gewogen und mit



Abb. 5: Bau der linken Hälfte der aufgelösten Blockrampe unter engen Platzverhältnissen, Blick flussaufwärts.

dem gemessenen Gewicht beschriftet. So stellte die Bauleitung sicher, dass das geforderte Blockgewicht eingehalten wurde. Die grösste Herausforderung war jedoch, die Blöcke im gewünschten Raster zu versetzen. Besonders dem Übergangsbereich der Wasserhaltung mussten der Maschinist und die Bauleitung speziell Beachtung tragen. Allgemein erschwerend wirkten sich die sehr engen Platzverhältnisse auf die Ausführung aus (vgl. Abb. 5).

5 Baukosten

Die Baukosten für die aufgelöste Blockrampe betrugen total ca. CHF 1 Mio. respektive CHF 10'000.- pro Laufmeter oder CHF 1000.- pro Quadratmeter.

6 Erfahrungen beim Hochwasser vom 10.10.2011

Am 10. Oktober 2011 haben heftige Niederschläge, kombiniert mit der Schmelze von Neuschnee, in der Kander und ihrer Seitenzubringer ein grosses Hochwasser verursacht (Abb. 6). Die rekonstruierte Abflussspitze des Hochwassers lag mit ungefähr 100 m^3/s um 40% über der Dimensionierungswassermenge und um 16% über dem im Modellversuch berücksichtigten Überlastfall (Abb.7).



Abb. 6: Die Abflusskapazität unter der Brücke ist während dem Hochwasser vom 10.10.2011 praktisch ausgeschöpft. Der rekonstruierte Abfluss beträgt ca. 90 bis 100 m^3/s.

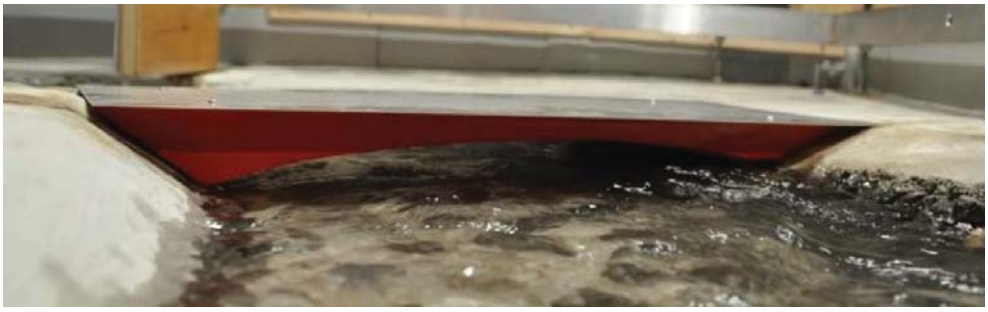


Abb. 7: Zum Vergleich: Abfluss HQ_{300} (86 m^3/s) im Modellversuch.

Das gesamte Bauwerk ist während dem Hochwasser stabil geblieben. Am Rampenfuss war keine Kolkbildung festzustellen, wie dies im Modellversuch beobachtet wurde. Dies liegt vermutlich daran, dass der Modellversuch ohne Geschiebebeigabe durchgeführt wurde, in der Realität aber Geschiebetrieb herrschte. Die einzige Schadstelle liegt am oberen Ende der Blockrampe: Dort wurden wenige Steine verschoben. Das hängt damit zusammen, dass die Sohle oberhalb der Blockrampe etwas erodiert wurde. Alle übrigen Teile der aufgelösten Blockrampe blieben trotz der massiven Überlastung vollständig intakt.

7 Zusammenfassung

Der Modellversuch und die Erfahrung in der Praxis haben gezeigt, dass das Einsatzgebiet von aufgelösten Blockrampen auch Kurvenlagen umfasst, wenn die Planung die speziellen Gegebenheiten berücksichtigt. Anwendungen an weiteren Stellen sind nicht ausgeschlossen. Die Dimensionierung muss jedoch im Einzelfall überprüft werden.

Danksagung

Wir danken der Schwellenkorporation Kandersteg sowie den Dienststellen des Oberingenieurkreises I und des Bundesamtes für Umwelt für die gute Zusammenarbeit im Projekt Hochwasserschutz Kandersteg.

Referenzen

Janisch *et al.* (2005). Aufgelöste Blockrampen im Berner Oberland an Kander und Simme.

Tiefbauamt des Kantons Bern (2012). Lokale, lösungsorientierte Ereignisanalyse (LLE).

Whittaker *et al.* (1988). Riverbed Stabilisation With Placed Blocks.

Adressen der Autoren

Marcel Dähler
Email: marcel.daehler@kzag.ch
Kissling + Zbinden AG, Ingenieure Planer USIC
Oberlandstrasse 15
CH-3700 Spiez

Prof. Dr. Jürg Speerli
Email: juerg.speerli@hsr.ch
IBU Institut für Bau und Umwelt, Hochschule für Technik Rapperswil
Oberseestrasse 10
CH-8640 Rapperswil

Beurteilung des Sedimenttransports in alpinem Einzugsgebiet (ClimCatch)

Appraisal of sediment transport in an Alpine catchment (ClimCatch)

Josef Schneider, Teresa Barbas, Gabriele Harb, Matthias Redtenbacher, Johannes Stangl, Oliver Sass

Kurzfassung

Bedingt durch den Klimawandel und der damit einhergehenden Erderwärmung kommt es zu einer Intensivierung der meteorologischen und hydrologischen Prozesse, die im alpinen Raum und somit auch in Österreich vermutlich durch eine größere Häufigkeit und Stärke von Extremereignissen gekennzeichnet sein werden.

Ein außergewöhnliches Niederschlagsereignis am 7. Juli 2011 verursachte in einem alpinen Tal bei Oberwölz (Steiermark/Österreich) starke Abflüsse innerhalb kürzester Zeit mit katastrophalen Auswirkungen und erheblichen Schäden. Dies war ausschlaggebend für ein im April 2012 gestartetes Projekt, das im Rahmen dieses Beitrages kurz vorgestellt wird. Neben der Untersuchung der vorhandenen Sedimentkaskade des Einzugsgebiets und der Quantifizierung von Transport-prozessen mit Hilfe multitemporalem Laserscannings werden die Sediment-bewegungen im Schöttlbach und Zubringerbächen mittels Sedimentimpact-Sensoren und Tracersteinen (Farbtracer und Telemetrietracer) mit dem Abfluss korreliert. Dazu wurden diverse Messstationen im Projektgebiet installiert. Der vorliegende Beitrag befasst sich vor allem mit den flussmorphologischen Fragestellungen des Projekts und deckt daher nur einen Teilbereich des Gesamtprojekts ab. In diesem Beitrag werden die Methoden sowie erste Teilergebnisse präsentiert.

Abstract

Due to the climate and associated global warming, an intensification of the meteorological and hydrological processes occurs, resulting in higher frequency and intensity of extreme events in the Alpine space and in Austria, respectively.

An exceptional rainfall event caused strong runoff within a very short time in an Alpine Valley at Oberwölz (Styria/Austria) on 7th July, 2011 with disastrous consequences and significant damages. This was the decisive factor to start a research project in April 2012, which is briefly presented in this article. Besides the analysis of the existing sediment cascade of the catchment area and the quantification of transport processes using multi-temporal laser scans, the

sediment transport in the Schöttlbach River and its tributaries is correlated with the runoff by means of sediment impact sensors and tracer stones (color tracer and telemetry tracer). For this purpose, various measuring stations were installed in the project area. This article deals mainly with the river morphological issues of the project and covers only a small portion of the overall project, in which methods and first results will be presented.

1 Einleitung

Der aktuelle Weltklimabericht (IPCC 2013) zeigt, dass es durch die Erderwärmung zu einer Zunahme der Energie in der Atmosphäre kommt. Über 97% der wissenschaftlichen Publikationen identifizieren den Menschen mittlerweile als Verantwortlichen für diesen Klimawandel (Cook *et al.* 2013). Daraus resultiert, dass regional mit einer quantitativen Verstärkung von extremen Wetter- und damit verbundenen Abflussereignissen zu rechnen ist. Es wurde in den letzten Jahrzehnten bereits das Ansteigen von extremen Wetterereignissen sowohl in Quantität als auch hinsichtlich Intensität im alpinen Raum verzeichnet (Lebensministerium 2006).

Trotz dieser seitens der Wissenschaft anerkannten Tatsachen sind allerdings wenige Kenntnisse über regionale Auswirkungen des Klimawandels vorhanden. Man geht jedoch davon aus, dass bei einem Ansteigen von Starkregenereignissen auch die Wahrscheinlichkeit für Hochwasser, Muren oder Hangrutschungen in alpinen Regionen zunehmen wird. Aufgrund der hochvariablen Wetterbedingungen und des Reliefs im Gebirge sind Extremereignisse jedoch äußerst schwer vorherzusagen.

Geomorphologische Prozesse im Einzugsgebiet haben Auswirkungen auf den Sedimenttransport in den Fließgewässern. Aufgrund der potenziell hohen Schadwirkungen von Hochwasserereignissen in alpinen Gebirgstälern wurde versucht, den Sedimenttransport in den Wildbächen mit technischen Maßnahmen wie zum Beispiel Geschiebesperren einzudämmen und so negative Auswirkungen in den Siedlungsgebieten zu verhindern. In den letzten Jahren hat, vor allem aus ökologischen jedoch auch aus finanziellen Gründen, ein Umdenken eingesetzt. Die große Herausforderung der Zukunft ist die Gewährleistung des Schutzes vor Katastrophenereignissen wie Vermurungen, wobei in den Gewässern der morphologische und ökologische Zustand möglichst naturnah bleiben soll. Auch die geforderte Durchgängigkeit der Sedimente hinsichtlich EU Wasserrahmenrichtlinie (EU-WRRL 2000) spielt eine wichtige Rolle. Nichtsdestotrotz werden weiterhin technische Baumaßnahmen sowie Sedimententnahmen notwendig sein, um einen Schutz vor Naturgefahren im alpinen Raum gewährleisten zu können.

Effizientes Sedimentmanagement benötigt ein umfassendes Wissen über die geomorphologischen Prozesse in den Einzugsgebieten und Sedimenttransportprozesse in den Gewässern. Jedoch liegen zurzeit relativ wenig dokumentierte und veröffentlichte Messungen des Sedimenttransports in alpinen Flüssen vor. Vor allem die Messung des Geschiebetransports bei Starkereignissen stellt dort eine große Herausforderung dar und demensprechend lückenhaft ist der Wissensstand.

Ein Hochwasserereignis im Gebiet der Stadt Oberwölz, das im Juli 2011 zu katastrophalen Schäden geführt hat, war der Auslöser für das Projekt ClimCatch. Das Projekt wurde im April 2012 gestartet und endet im Jahr 2015.

Der vorliegende Beitrag behandelt schwerpunktmäßig den Sedimenttransport im Gerinne und somit nur einen Teilaspekt des Gesamtprojekts. Da die Messungen und Untersuchungen derzeit noch im Gange sind, können auch nur vorläufige Ergebnisse präsentiert werden.

2 Grundlagen

2.1 Projektgebiet

Das Projektgebiet liegt in der Gemeinde Oberwölz, welche mit 1055 Einwohnern die kleinste Stadt der Steiermark ist (Steirisches Netzwerk zur Stärkung von Kleinregionen und ihrer Zentren 2013). Die Stadt Oberwölz liegt am Fuße der Wölzer Tauern, einem Teil der Niederen Tauern, welche sich in den Zentralalpen befinden (siehe Abb. 1).

Im Rahmen des Projekts „ClimCatch“ wird der Wildbach Schöttlbach mit seinem Hauptzubringer Krumeggerbach in diesem Einzugsgebiet näher betrachtet. Der Schöttlbach weist ein Einzugsgebiet von 70,83 km² auf und entspringt aus mehreren hoch gelegenen Quellbächen. Der Krumeggerbach mündet oberhalb der Stadt Oberwölz in den Schöttlbach (Amt der Stmk. Landesregierung 2013). Geologisch betrachtet wird diese Region wird von Glimmerschiefer und Gneis beherrscht, wobei Einschaltungen von Amphiboliten, Kalkstein, Dolomit, Marmor und Quarzit vorhanden sind.

Bedeutsam für den Sedimenthaushalt sind die mächtigen, leicht erodierbaren glazialen Staubeckensedimente, die im tiefergelegenen Drittel des Tals weit verbreitet sind. Vor allem seit dem Hochwasserereignis 2011 (siehe Kap. 2.2) sind diese Sedimente hoch mobil. So konnte beispielsweise beobachtet werden, dass das am Auslass des Einzugsgebietes gelegene Geschieberückhaltebecken im Frühjahr 2012 vollständig mit Sedimenten verfüllt war, obwohl einerseits das Becken im Spätherbst 2011 geräumt worden ist und andererseits in diesem Zeitraum keine starken Abflussereignisse aufgetreten sind.

Bei den lokalen Starkregenereignissen steigen die Abflüsse in den Zubringern rapide an, wobei die Scheitelabflüsse schon 1 bis 2 Stunden nach Beginn eines Hochwasserereignisses auftreten können. Dies kann erhebliche Mengen an Geschiebe mobilisieren. Etwas oberhalb der Stadt Oberwölz befindet sich das bereits erwähnte Geschieberückhaltebecken, welches die untere Grenze des Projektgebiets bildet.

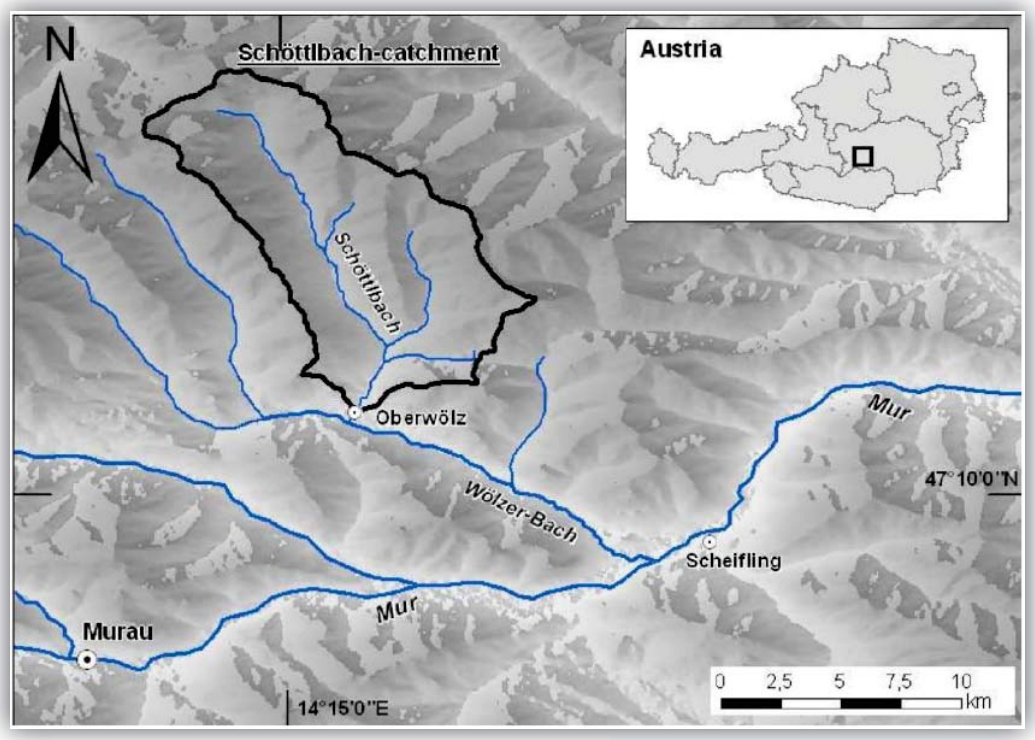


Abb. 1: Einzugsgebiet des Schöttlbachs, Lage in Österreich

2.2 Hochwasserereignis Juli 2011

Am Nachmittag des 7. Juli 2011 kam es im Projektgebiet zu einem starken Hochwasserereignis. Grund dafür war ein lokal begrenztes Extremniederschlagsereignis, das durch eine hochreichende Gewitterzelle während etwa 3 Stunden stationär über einem Teilbereich des Schöttlbachs lag. Eine nachträgliche Ermittlung der Niederschlagsummen aus Radardaten ergab Werte von bis zu 140 mm (Hübl *et al*. 2011). Abb. 2 zeigt links die Hintereggerbrücke beim Auslass des Einzugsgebietes während des Hochwassers und rechts sind Überflutungen im Stadtgebiet zu sehen. Bereits am frühen Abend des 7. Juli 2011 wurde vom Land Steiermark der Katastrophen-Status verhängt.

2500 freiwillige Helfer der Feuerwehr sowie 180 Soldaten des Österreichischen Bundesheeres arbeiteten Tag und Nacht und investierten etwa 25'000 Stunden, um die Infrastruktur in den betroffenen Gemeinden wieder herzustellen (Meine

Woche 2011). Die Steiermärkische Landesregierung stellte innerhalb kurzer Zeit vier Millionen Euro als Soforthilfe zur Verfügung, weitere 10 Millionen Euro kamen aus dem Katastrophenfond. Der geschätzte Gesamtaufwand für Sofort-Massnahmen, Sicherungsmaßnahmen sowie die Wiederherstellung der Infrastruktur liegt bei rund 35 Millionen Euro (Kalcher 2011).



Abb. 2: Überflutungen in Oberwölz Stadt (links) und an Hintereggerbrücke während des Hochwasserereignisses (rechts) (Hübl *et al*. 2011)

Das Ereignis, das sich vor allem im Mittellauf des Schöttlbachs ereignet hat, führte zu Erosionsprozessen mit einhergehenden Rutschungen und Böschungsbrüchen sowohl im Hauptgerinne als auch bei den steilen Zubringern mit dem Resultat, dass etwa 90'000 m³ Sedimente während des Ereignisses im Gerinne transportiert wurden (Hübl *et al*. 2011). Hauptverantwortlich für die meisten Schäden im Siedlungsgebiet war jedoch das Wildholz, das durch die Einbrüche in die Gerinne gelangte und an den Brücken zu Verklausungen mit resultierenden Ausuferungen führte.

Neben den erwähnten Schäden während des Hochwassers war dieses Ereignis zusätzlich dafür verantwortlich, dass plötzlich durch die aufgetretenen Entwaldungs- und Erosionsprozesse im Nahbereich der Bäche enorme potentielle Erosionsherde längerfristig freigelegt wurden.

2.3 Methodik

Um Kenntnisse über die ablaufenden Prozesse im Einzugsgebiet zu gewinnen, sind zuallererst Datenerhebungen notwendig. Dafür wurde im Einzugsgebiet eine Vielzahl an Messstationen errichtet. Hinsichtlich hydrologischer Daten kommen neben offiziellen meteorologischen Stationen, welche in der Nähe des Projektgebiets liegen, zusätzlich eine große Wetterstation mit Temperatur-, Regen-, Wind- und Schneemessung sowie zwei kleine Regenmessstationen zum Einsatz. Zur Bestimmung der Abflüsse wurden zwei Abflusspegel mit

Drucksensor im Einzugsgebiet verteilt errichtet und eine große Abfluss-messstation mit berührungsloser Wasserstandmessung und zusätzlicher Geschwindigkeitsmessung, sowie der Parameterhebung Trübe, Temperatur und Leitfähigkeit am Auslass des Einzugsgebietes installiert. Die Daten der beiden großen Stationen werden fernübertragen und können somit jederzeit abgerufen werden. Für die Kalibrierung der Pegelschlüssel kommen induktive Geschwindigkeitsmessgeräte sowie für kleine Abflüsse Salztracermessungen zum Einsatz. Die Ermittlung der Pegelschlüssel selbst erfolgt rechnerisch mittels der frei verfügbaren Software *Bed Load Analyzer* (verfügbar unter www.hydro.tugraz.at).

Raum-zeitliche Betrachtungen des Sedimenttransports im Gerinne erfolgen mittels Radiotelemetrie und Farbtracermethoden. Die Quantifizierung des Austrags von Sedimenten aus dem Projektgebiet erfolgt auf Basis von *Terrestrischen Laser Scannings* (TLS) des Geschieberückhaltebeckens oberhalb der Stadt Oberwölz. TLS kommt ebenfalls zum Einsatz für die geomorphologische Prozesskartierung sowie die Beurteilung von *Erosions-hotspots* im Einzugsgebiet. Potenzielle Erosionstiefen werden mittels Geo-elektrikmessungen an den Talflanken bestimmt. In den Gerinnen werden für die zeitlich hochauflösende Bestimmung des Sedimenttransportes sogenannte *Sediment Impact Sensoren* entwickelt, die auf Basis von Beschleunigungs-sensoren das transportierte Sediment erfassen können.

3 Datenerhebung und erste Ergebnisse

Im Frühjahr/Sommer 2012 wurde begonnen, die Messstationen im Einzugs-gebiet zu installieren. Im Folgenden sollen erste Ergebnisse und Erfahrungen dargestellt werden.

3.1 Tracerverfahren

Um den Sedimenttransport räumlich detailliert zu beobachten bzw. Transport-weiten von Korngrößenklassen mit Abflüssen korrelieren zu können, werden Farbtracer- und Telemetrietracersteine verwendet. Dabei handelt es sich einerseits um aus den Gewässern entnommene Steine, die farblich ge-kennzeichnet und exakt identifiziert werden (gewogen, abgemessen und fotodokumentiert), um dann wieder in die Bäche ausgesetzt zu werden. Andererseits kommen ebenfalls entnommene Natursteine zum Einsatz, die angebohrt werden, um darin Radiosender einzubauen. Die Löcher werden anschließend wieder vergossen und die identifizierten Radiotelemetriesteine wiederum ausgesetzt. Die ersten Farbtracersteine wurden im Juni 2012 und weitere Steine im Laufe der weiteren Monate an zwei Stellen im Einzugsgebiet ausgebracht. Die Ausbringungs-Orte liegen in der Nähe der kleinen

Druckmesspegelstationen. Monatlich wurden und werden weiterhin die Strecken begangen und die Transportweiten der einzelnen Tracer ermittelt. Somit ist es möglich, eine Beziehung zwischen Abfluss und Transport herzustellen. Es kann damit auch der korngrößenabhängige Sediment-transportbeginn ermittelt werden.

In Abb. 3 ist beispielhaft der Transportbeginn am Krumeggerbach abgebildet. Die unterschiedlichen Kategorien weisen auf verschiedene Gewichtsklassen hin. Die leichtesten Steine und somit die kleinsten Korngrößen konnten überhaupt nicht mehr erfasst werden, da die Steine entweder verschüttet oder rasch aus dem Betrachtungsgebiet abtransportiert wurden. Mit zunehmenden Korngrößen steigt auch der notwendige Abfluss, um den Bewegungsbeginn einzuleiten.

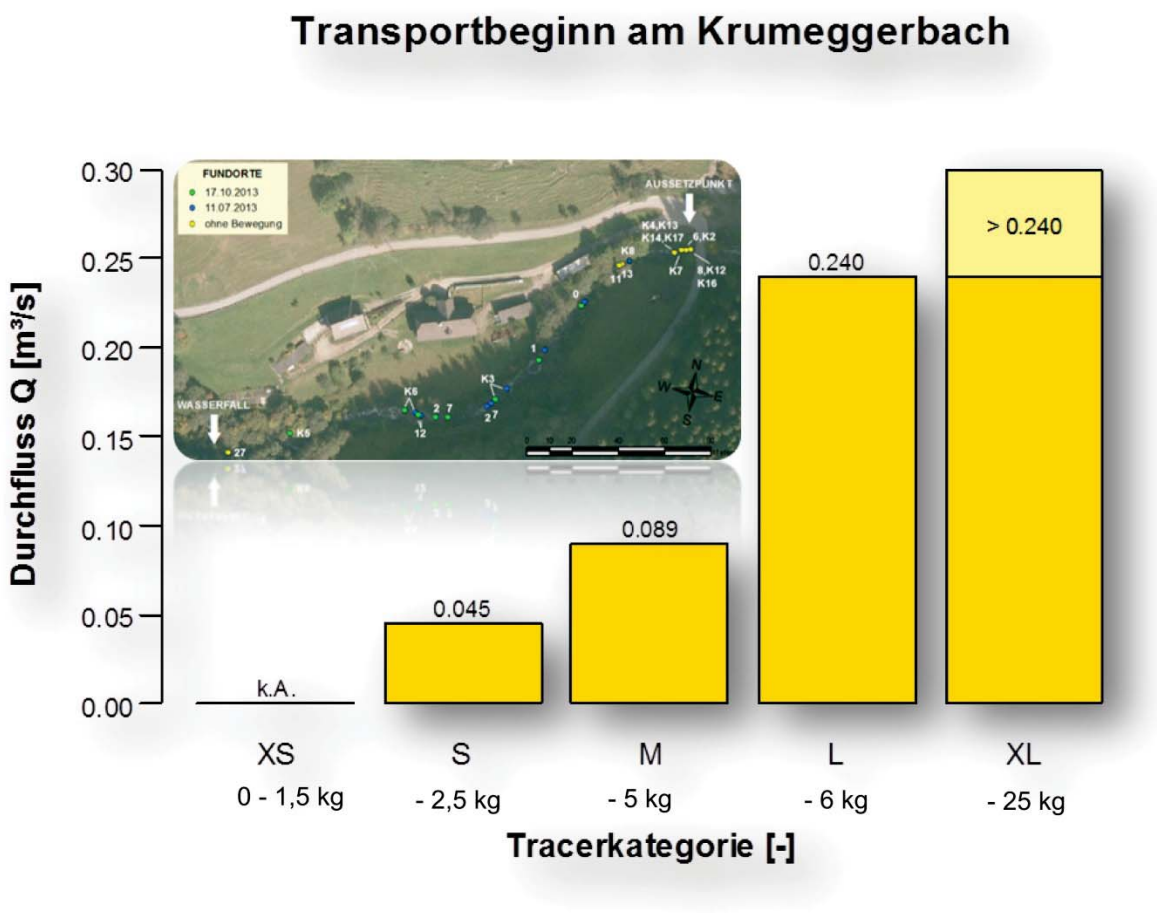


Abb. 3: Krumeggerbach: Transportbeginn für unterschiedliche Gewichtsklassen, Bild: Auffindorte der Tracer am 11.07.2013 und am 17.10.2013 (Barbas 2014)

3.2 Sediment Impact Sensoren (SIS)

Die Sediment Impact Sensoren wurden an mehreren Stellen im Schöttl- und im Krumeggerbach installiert. Da es sich um ein neuartiges Messsystem handelt, welches im Laufe des Projekts ClimCatch entwickelt wird, sind naturgemäß ständig Adaptierungen notwendig. Ausgehend von einem Messgerät, in dem in einem Metallzylinder sowohl der Messsensor als auch die Elektronik, Datenspeicherung und Stromversorgung installiert war, wurden am System aufgrund der ersten Naturerfahrungen Änderungen vorgenommen. Ein aktueller SIS besteht aus einer 14×15 cm Edelstahlplatte, auf die ein Metallzylinder von 3,7 cm Durchmesser angeschweißt ist. Der Zylinder, der mit einem Außengewinde versehen ist, ist durch eine Schraube wasserdicht verschließbar (Abb. 4). Im Zylinder ist ein Piezosensor montiert, der aufgrund der eingebauten Schaltung die Anzahl der Einschläge auf die Platte ausgibt. Die Metallplatten werden kopfüber in der Bachsohle plan eingebaut, wobei der Zylinder nach unten zeigt und somit nicht in die Strömung ragt. Die aktuellen SIS sind über Kabel mit Datenloggern und mit der Stromversorgung verbunden, welche sich außerhalb des Fließgewässers befinden.

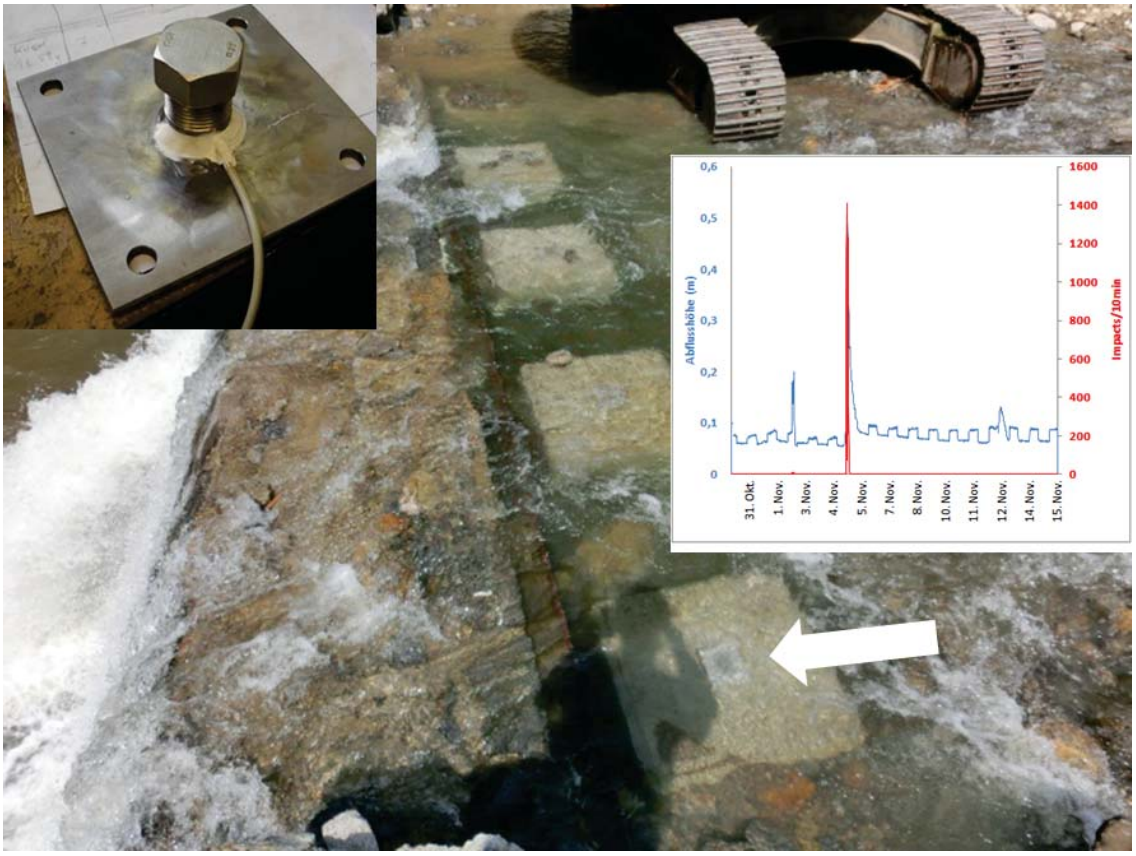


Abb. 4: Sediment Impact Sensor 2013: montierte Sensoren an Geschiebesperre; Pfeil: Lage eines SIS; links oben: verschlossener Sensor mit Metallplatte; Diagramm: Beispiel von SIS Messungen

Mit Hilfe dieser Messgeräte werden die Einschläge gezählt und mit Zeitstempeln versehen. Das Auslesen geschieht über eine Kabelverbindung zwischen Datenloggern und einem Laptop. Im Winter 2013/14 wurden weitere Adaptierungen an den Sensoren durchgeführt, wobei sowohl das Messelement als auch die gesamte Datenspeicherung voll-ständig überarbeitet wurden.

Mit der ersten Generation von SIS (Abb. 4) werden nur die Einschläge gezählt und es können keine Korngrößen bzw. Massen ermittelt werden. Registriert werden alle Steine ab einer Größe von etwa einem Zentimeter. Das Wasser hat auch bei großen Abflüssen keinen Einfluss auf die Sensoren. Die Kalibrierung erfolgt im Labor, validiert werden die Sensoren vor Ort.

Hinzuweisen ist noch, dass die Installation solcher Messinstrumente in Wildbächen keinesfalls trivial ist, da die Sensoren plan in der Sohle an Festpunkten montiert werden müssen, die sich nicht bewegen dürfen. Da die Bachsohle jedoch sehr mobil ist und sich während des Ereignisses 2011 gezeigt hat, dass Steine bewegt werden, welche Korngrößen mit mehr als 1 m Durchmesser aufweisen, sind Montagemöglichkeiten rar. Die in diesem Projekt installierten SIS sind an Rampenbauwerken bzw. festen betonierten Sohlschwellen montiert.

Abb. 4 zeigt weiters noch ein Beispiel einer Messung am Krumeggerbach, wobei hier bei einem Ereignis bis zu 1400 Einschläge innerhalb von 10 Minuten registriert wurden. Der sägezahnmäßigen Abflussverlauf ist auf Grund eines an diesem Bach gelegenen Kleinwasserkraftwerkes zurückzuführen.

4 Zusammenfassung

Der vorliegende Beitrag befasst sich mit Naturmessungen, welche im Rahmen eines Forschungsprojekts durchgeführt werden. In einem Wildbacheinzugsgebiet im Bereich der Stadt Oberwölz werden geomorphologische Prozesse beginnend bei der Erosion bis hin zum Auslass des Einzugsgebiets gemessen und beurteilt, um zusätzliches Wissen über diese Prozesse zu erhalten. Dieser Beitrag beschreibt verschiedene Messungen im Gewässerbett.

Danksagung

Das Forschungsprojekt *Impact of climate change on sediment yield of alpine catchments* (ClimCatch) wird seit 2012 vom Institut für Geographie der Karl-Franzens-Universität Graz als Projektleiter, dem Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität Graz sowie vom Wegener Center für Klima und Globalen Wandel der Karl-Franzens-Universität Graz durchgeführt. Gefördert wird das Projekt vom Österreichischen Klimafonds (*Austrian Climate Research Program – ACRP*).

Referenzen

Amt der Stmk. Landesregierung (2013). Digitaler Atlas der Steiermark. Stand: 2013-08-01, http://www.gis.steiermark.at/cms/ziel/50190666/DE/

Barbas T. (2014). Untersuchung des Geschiebetransports in Wildbächen mittels Tracerverfahren. Masterarbeit am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU Graz.

Cook, J., Nuccitelli, D., Green, S.A., Richardson, M., Winkler, B., Painting, R., Way, R., Jacobs, P., Skuce, A. (2013). Quantifying the consensus on anthropogenic global warming in the scientific literature, Environmental Research Letters 8, http://iopscience.iop.org/1748-9326/8/2/024024/article

EU-WRRL (2000). Europäisches Parlament und Rat der Europäischen Union: „Richtlinie 2000/60/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 23. Oktober 2000 zur Schaffung eines Ordnungsrahmens für Maßnahmen der Gemeinschaft im Bereich der Wasserpolitik“. Amtsblatt der Europäischen Gemeinschaften.

Hübl, J., Eisl, J., Hohl, D., Kogelnig, B., Mühlböck, F. (2011). Ereignisdokumentation und Ereignisanalyse Wölzerbach. Band 1: Ereignisdokumentation. IAN Report 143. Institut für Alpine Naturgefahren. Universität für Bodenkultur, Wien, 70 S.

IPCC (2013). Intergovernmental Panel on Climate Change, WGI Technical Support Unit, c/o University of Bern, www.climatechange2013.org/

Kalcher, T. (2011). Hochwasser 7.7.2011. Stand: 2013-04-09, http://www.oberwoelz-umgebung.at/index.php?option=com_content&task=view&id=74&Itemid=38

Lebensministerium (2006). Klimawandel im Alpenraum - Auswirkungen und Herausforderungen, www.alpconv.org/en/publications/other/Documents/Klimawandel_im_Alpenraum_de.pdf

Meine Woche (2013). „Land unter” wurde aufgehoben. Stand: 2013-04-09, www.meinbezirk.at/oberwoelz-stadt/chronik/land-unter-wurde-aufgehoben-d271318.html

Steirisches Netzwerk zur Stärkung von Kleinregionen und ihrer Zentren (2013). Kleinregion Oberwölz. Stand: 2013-08-01, www.oberwoelz.istsuper.com/Kleinregion-Oberwoelz.551.0.html

Adressen der Autoren

Ass.-Prof. DI Dr. Josef Schneider (korrespondierender Autor)
Email: schneider@tugraz.at
DI Teresa Barbas
DI Dr. Gabriele Harb
DI Matthias Redtenbacher
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität Graz
Stremayrgasse 10
A-8010 Graz

Univ.-Prof. Dr. Oliver Sass
Mag. Johannes Stangl
Institut für Geographie und Raumforschung, Universität Graz
Heinrichstrasse 36
A-8010 Graz

Geschiebemessungen mit Geophonsensoren: Ableitung der Kalibrierfunktion durch Messungen im Feld und Labor

Bed-load transport measurements with geophone sensors: Establishing a calibration function by field and flume measurements

Dieter Rickenmann, Carlos R. Wyss, Jens M. Turowski, Volker Weitbrecht, Robert M. Boes

Kurzfassung

Indirekte Geschiebemessungen mit Geophonsensoren haben den Vorteil, dass Messungen der Transportaktivität kontinuierlich über die Zeit und vor allem auch bei Hochwasser möglich sind. Die Eidgenössische Forschungsanstalt WSL begann 1986 mit indirekten Geschiebemessungen am Erlenbach mit piezoelektrischen Streifen, die in der Mitte unter einer Stahlplatte befestigt waren. Diese wurden im Jahr 2000 durch Geophonsensoren ersetzt. Die Stahlplatten sind eben in der Gerinnesohle eingebaut und übertragen die Vibrationen von laufendem Geschiebe auf den Sensor. In der Zwischenzeit sind mehr als 15 Geschiebemessanlagen mit Geophonsensoren in Wildbächen und Gebirgsflüssen vor allem in der Schweiz und in Österreich in Betrieb. An vielen dieser Geschiebemessanlagen werden regelmässig Kalibriermessungen, d. h. zeitgleiche direkte Messungen des Geschiebetransports, durchgeführt.

Die Kalibriermessungen der Geophonmessanlagen sind oft sehr aufwendig und bei grösseren Abflüssen nur schwierig oder gar nicht durchführbar. Daher werden zur Zeit systematische Versuche in einer Laborrinne an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) durchgeführt, um die Reaktion der Sensoren auf den Geschiebetransport bei unterschiedlichen hydraulischen Verhältnissen, verschiedenen Sohlrauigkeiten und unterschiedlichen Kornformen besser zu verstehen. Der Vergleich mit direkten Kalibriermessungen in natürlichen Gerinnen soll aufzeigen, inwieweit eine laborbasierte Kalibrierung der Geophonmessanlagen möglich ist. Erste Ergebnisse von kontrollierten Versuchen zeigen, dass die im Labor mit Originalmaterial ermittelte Kalibrierfunktion eine direkte Kalibriermessung im Feld ersetzen könnte. Im Weiteren soll in Kombination mit den systematischen Laborversuchen und Kalibriermessungen am Erlenbach untersucht werden, ob mit einer detaillierteren Analyse des Rohsignals Aussagen zu den Korngrössen der über die Platte transportierten Geschiebekörner gemacht werden können.

Abstract

Indirect bed-load transport measurements with geophone sensors allow for continuous monitoring of transport activity, also at high discharges. The Swiss plate geophone system developed at the Swiss Federal Research Institute WSL measures the impacts of bed-load particles moving over a steel plate. A geophone sensor is fixed to the steel plate from underneath, and the plate is mounted into a sill or check dam flush with the riverbed. To convert the geophone signal into a transport rate, direct and independent measurements of bed-load transport in the field appear to be necessary. These measurements typically require great efforts, and they are difficult or impossible to do at high discharges. Therefore, we are conducting controlled experiments in a flume of the Laboratory of Hydraulics, Hydrology and Glaciology (VAW) at ETH. The experiments are designed to better understand the signal response for different hydraulic conditions, bed roughness configurations and particle shapes. The comparison with a field-based calibration of the Swiss plate geophone system will reveal whether a flume-based calibration can replace direct calibration measurements in the field. Here we report about first attempts to establish a grain-size dependent calibration function, which was obtained both from preliminary flume experiments and from controlled particle feeding during snowmelt flows in the field (Erlenbach stream). The use of a grain-size dependent calibration function to estimate bed-load mass based on the geophone measurements is in reasonable agreement with the data from the bed-load samples in the Erlenbach. With the help of systematic flume experiments and a detailed analysis of the raw signal of the geophone measurements, we will investigate the possibility to extract grain-size information of the transported particles from the geophone measurements.

1 Einleitung, Messprinzip und bisherige Kalibriermessungen

Die Quantifizierung von Geschiebetransportraten in Wildbächen und Gebirgsflüssen stellt eine der zentralen Herausforderungen in der Geschiebetransportforschung dar. Die Vorhersage des Geschiebetransportes in Abhängigkeit der Abflussbelastung sowie der Charakteristika der Gerinne ist auch für die Planung von Hochwasserschutzmassnahmen sowie für andere Fragestellungen im Zusammenhang mit der Gerinnemorphologie sowie der Gewässerökologie von grosser Bedeutung.

Zur Messung des Sedimenttransportes in natürlichen Gerinnen lassen sich verschiedene Methoden anwenden, wie z. B. das Erfassen von Geschiebe in einem Ablagerungsbecken, die Abschätzung der Bewegung von Tracersteinen entlang eines Gerinnes, das Auffangen von sich bewegenden Partikeln im

Bachbett und indirekte Messmethoden von Transportintensitäten. Generell ist die direkte Messung des Geschiebetransportes z. B. mit Fangkörben (Bunte *et al*. 2004) aufwendig. Solche Messungen haben den Nachteil, dass sich nur einzelne Punktmessungen in Raum und Zeit durchführen lassen, die keine Datenkontinuität gewährleisten. Zudem ist direkte Messung des Geschiebetransports bei Hochwasserabfluss stark erschwert oder aus Sicherheitsgründen gar nicht durchführbar.

Die WSL entwickelte in den 1980er-Jahren in Zusammenarbeit mit der VAW der ETH Zürich ein indirektes System zur Geschiebeüberwachung. Dieses basiert auf der Messung der Vibrationen, die durch den Transport des Geschiebes über eine Stahlplatte erzeugt werden. Ursprünglich wurde für die Messung ein piezoelektrischer Kristall (PBIS) verwendet (Bänziger und Burch 1990). Ab 2000 wurden die piezoelektrischen Kristalle durch industriell gefertigte (und damit standardisierte) Geophone ersetzt. Diese Sensoren messen die Bewegungsgeschwindigkeit eines Kernelementes, das sich – ausgelöst durch die Schwingung der Stahlplatte – an einer Feder innerhalb einer magnetischen Spule auf und ab bewegt. Damit sich die Schwingungen möglichst wenig auf Nachbarplatten übertragen, sind die einzelnen Stahlplatten mit Gummielementen akustisch voneinander isoliert montiert (Abb. 1). Die Stahlplatten mit den Geophonsensoren werden in einer Ebene mit der festen Gerinnesohle eingebaut, möglichst an einer Stelle wo keine Geschiebeablagerungen auftreten. Ein idealer Messquerschnitt besteht zum Beispiel in der Befestigung eines Stahlkanals mit Geophonplatten bei einer Wildbachsperre.

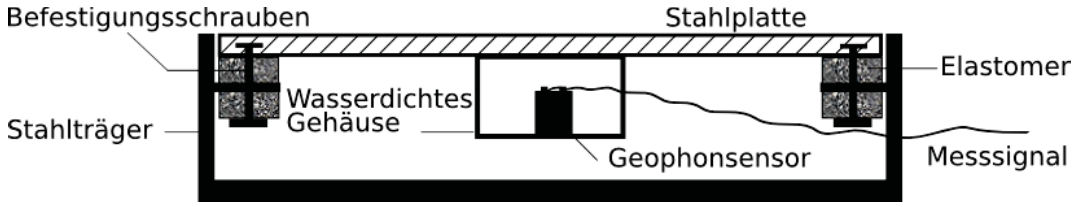


Abb. 1: Prinzipskizze der Geophonmessungen: Querschnitt durch einen Stahlträger, welcher der Befestigung der Stahlplatte mit dem Geophonsensor dient.

Geschiebemessanlagen mit dem sogenannten „Swiss plate geophone system“ (Rickenmann *et al*. 2013) wurden bisher in mehr als 15 Gerinnen vor allem in der Schweiz und in Österreich installiert (Tab. 1). An vielen diese Messstellen besteht auch die Möglichkeit von direkten Messungen des Geschiebetransports, welche zur Ableitung von Kalibrierfunktionen verwendet werden können. Das Messsignal des Geophonsensors (oder PBIS) wird in Form einer Spannung aufgezeichnet. Jedes Mal, wenn die Spannung einen voreingestellten Grenzwert überschreitet, wird dies als Impuls registriert.

Tab. 1: Messstellen mit dem Swiss plate geophone system (GS) zur Messung des Geschiebetransportes. Einige frühere Messungen wurden mit piezoelectric bed-load impact sensors (PBIS) durchgeführt. CH = Switzerland, A = Austria. (Rickenmann *et al*. 2013)

Gewässer	Ort	Fläche Einzugsgebiet [km^2]	Betriebsdauer (Sensortyp)	Kalibrierung
Erlenbach (Rückhaltebecken)	Alptal, Schwyz, CH	0.7	1986–1999 (PBIS) 2000+ (GS)	ja
Erlenbach (Brücke)	Alptal, Schwyz, CH	0.5	1995–1997 (PBIS), 2002+ (GS)	
Vogelbach	Alptal, Schwyz, CH	1.6	1999+ (GS)	
Pitzbach	Pitztal, Tirol, A	27	1994–1995 (PBIS)	ja
Spissibach	Leissigen, Bern, CH	2.5	1998–2010 (PBIS)	ja
Rofenache	Vent, Tirol, A	98	2000+ (GS)	ja
Drau	Lienz, Tirol, A	1876	2002+ (GS)	
Drau	Dellach, Kärnten, A	2300	2006+ (GS)	ja
Isel	Lienz, Tirol, A	1199	2006+ (GS)	
Schweibbach	Eisten, Wallis, CH	9.7	2007+ (GS)	
Fischbach	Mühlau, Tirol, A	71	2008+ (GS)	ja
Ruetz	Mutterbergalm, Tirol, A	28	2008+ (GS)	ja
Riedbach	Grächen, Wallis, CH	18.7	2009+ (GS)	ja
Nahal Eshtemoa	Negev Desert, Israel	119	2009+ (GS)	ja
Navisence	Zinal, Wallis, CH	82	2011+ (GS)	ja
Ötztaler Aache	Sölden, Tirol, A	197	2011+ (GS)	ja
Urslau	Maria Alm, Salzburg, A	55	2011+ (GS)	ja
Elwha River	Washington, USA	833	2009+ (GS)	ja

Die Kalibriermessungen für Körner mit einer b-Achse D grösser als ca. 10 mm zeigen im Wesentlichen, dass die Anzahl der Impulse pro Zeiteinheit (IMP) linear mit der über den Messquerschnitt transportierten Geschiebemasse (M, in kg) korrelieren (Rickenmann und McArdell 2007, Rickenmann *et al*. 2012), wobei k_{Bj} ein Kalibrierkoeffizient ist:

$$IMP = k_{\mathrm{Bj}}\, M \qquad [1]$$

Eine vergleichende Auswertung der Kalibriermessungen an verschiedenen Messstellen sowie Untersuchungen im Labor ergaben, dass der Kalibrierkoeffizient unter anderem von der mittleren Fliessgeschwindigkeit V_{w} bzw. der Korngeschwindigkeit abhängt (Abb. 2), welche die Transportart und die Anzahl der Berührungen von Geschiebekörnern mit der Stahlplatte beeinflusst (Rickenmann *et al*. 2013).

Die hier vorgestellten Untersuchungen stellen einen ersten Versuch dar, unabhängig von den Fangkorbmessungen im Erlenbach, eine Kalibrierfunktion für k_{Bj} in Funktion des Korndurchmessers D zu bestimmen. Diese Kalibrierfunktion wird dann anhand der Fangkorbmessungen im Erlenbach auf ihre grundsätzliche Anwendbarkeit geprüft.

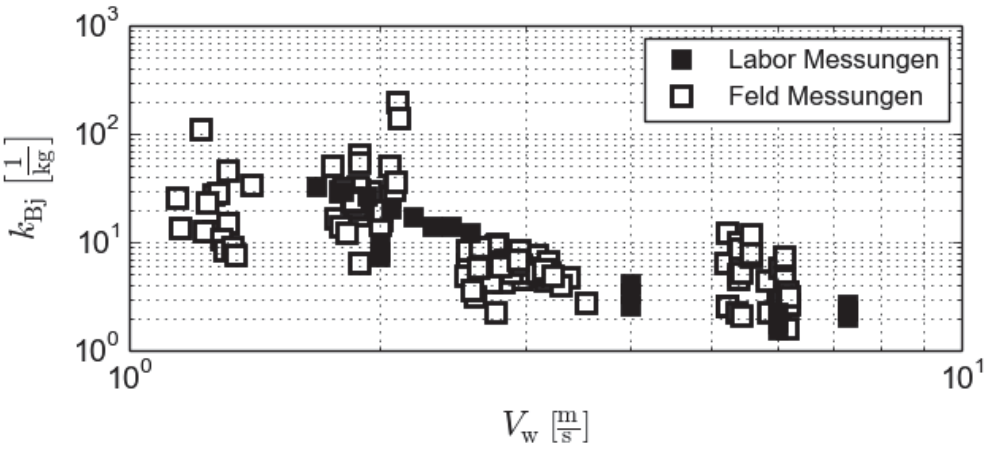


Abb. 2: Abhängigkeit des linearen Kalibrierkoeffizienten k_{Bj} von der Fliessgeschwindigkeit V_{w} (modifiziert nach Rickenmann *et al*. 2013).

2 Kalibrierfunktion aus Versuchen im Labor und im Erlenbach

Frühere Laborversuche an der WSL mit dem PBIS-System und Geschiebekörnern aus dem Erlenbach zeigten, dass für Partikel mit einer b-Achse D im Bereich von 35 mm < D < 200 mm der lineare Kalibrierkoeffizient k_{Bj} mit zunehmendem D abnimmt (Etter 1996). Später wurden ähnliche Laborversuche an der WSL mit dem Geophonsystem durchgeführt (Hegglin 2011, Böckli 2011). Die Versuche mit einer Quarzkugel von D = 40 mm ergaben, dass der k_{Bj} -Wert sich um etwa zwei Drittel reduzierte, wenn die Fliessgeschwindigkeit V_{w} von 1.7 auf 2.6 m/s erhöht wurde. Für eine gegebene Fliessgeschwindigkeit von V_{w} = 1.9 m/s wurden auch Versuche mit unterschiedlichen Kugeldurchmessern von 10 mm $\leq D \leq$ 76 mm durchgeführt. Diese Versuche dienen als Grundlage zur Bestimmung einer typischen „Kalibrierfunktion“ für den Geophonsensor, indem sie für zunehmenden Kugeldurchmesser zuerst eine Zunahme und nach Erreichen eines Maximums eine Abnahme des Kalibrierkoeffizienten k_{Bj} zeigen (Abb. 3).

Ähnliche Laborversuche wurden auch mit natürlichen Geschiebekörnern aus dem Erlenbach durchgeführt und ergaben mit zunehmender Korngrösse D bis etwa 35–40 mm ein starke Zunahme von k_{Bj} (Böckli 2011). Die minimale Korngrösse zur Erzeugung von Impulsen liegt je nach Kornform und Bewegungsart zwischen 10 und 20 mm (Böckli 2011, Rickenmann *et al*. 20112). Ein maximaler k_{Bj} -Wert von 12.7 wurde bei etwa D = 37 mm gemessen (Böckli 2011). Die Laborversuche von Böckli (2011) wurden mit einer Fliessgeschwindigkeit V_{w} von 2.7 m/s durchgeführt. Frühere Messungen von Etter mit natürlichen Geschiebekörnern aus dem Erlenbach und dem PBI-Sensor ergaben angenähert

eine lineare Abnahme von k_{Bj} mit zunehmender Korngrösse für D > 35 mm. Wir nehmen hier an, dass eine ähnliche Abnahme mit dem Geophonsensor auftritt. Alle diese Messungen dienten zur Bestimmung einer labor-basierten Kalibrierfunktion (Abb. 4, Kurve A).

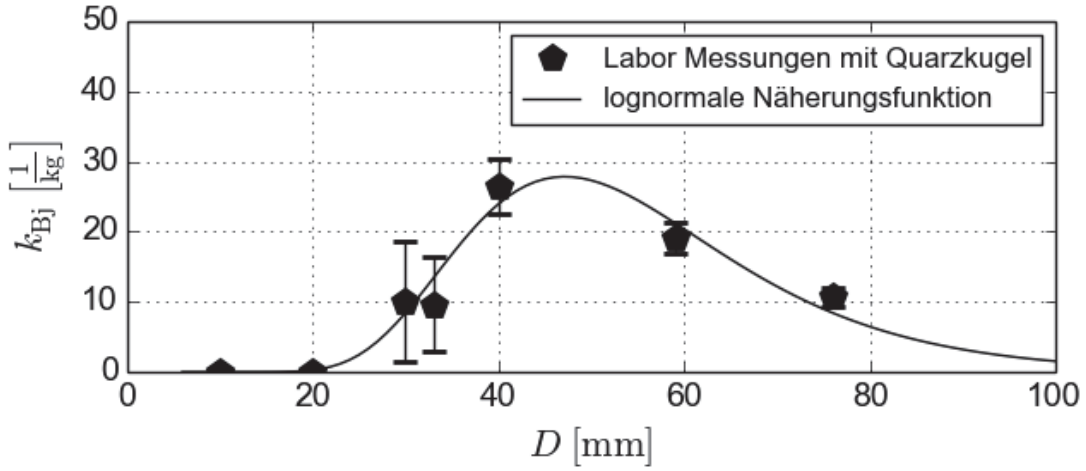


Abb. 3: Abhängigkeit des linearen Kalibrierkoeffizienten k_{Bj} vom Durchmesser D einer Quarzkugel (Hegglin, 2011).

Während einer Schneeschmelzperiode gibt es im Erlenbach Abflüsse im Bereich von wenigen 0.1 m^3/s, wobei noch kein natürlicher Geschiebetransport stattfindet. Die Abflüsse sind aber schon gross genug, um Geschiebekörner bis zu ca. 20 cm über die Geophonplatten zu transportieren. Im Frühjahr 2012 wurden Geschiebekörner mit bekannten Abmessungen und Massen in 10 verschiedenen Grössenklassen dem Schmelzabfluss beigegeben und das Geophonsignal aufgezeichnet. Aus diesen Messungen konnte eine sogenannte feld-basierte Kalibrierfunktion hergeleitet werden (Abb. 4, Kurve B). Die Abflüsse Q während der Schneeschmelze lagen im Bereich 0.06–0.23 m^3/s.

Aufgrund von hydraulischen Berechnungen und einigen Kontrollmessungen in der Schussrinne im Erlenbach oberhalb der Geophonplatten ergibt sich für die Abschätzung der Fliessgeschwindigkeit V_w folgender Zusammenhang: $V_{\mathrm{w}} = 3.3\ Q^{0.25}$. Die damit ermittelten Fliessgeschwindigkeiten zur Ableitung der feld-basierten Kalibrierfunktion liegen im Bereich von 1.6 m/s < V_{w} < 2.3 m/s. Sie sind im Durchschnitt also deutlich kleiner als der Wert von V_{w} = 2.7 m/s, welcher der labor-basierten Kalibrierfunktion zu Grunde liegt. Gemäss Abb. 4 ergibt die labor-basierte Kalibrierfunktion deutlich kleinere k_{Bj} -Werte im Vergleich zur feld-basierten Kalibrierfunktion; das Maximum der beiden angepassten Kurven unterscheidet sich in etwa um den Faktor 2, liegt jedoch in beiden Fällen bei einem Korndurchmesser von etwa 40 mm. Die Fliess-

geschwindigkeiten bei den Versuchen zur Ableitung der feld-basierten Kalibrierfunktion sind im Durchschnitt nahe der Fliessgeschwindigkeit V_w = 1.9 m/s bei den Versuchen mit der Quarzkugel, welche interessanterweise eine ähnliche Kalibrierfunktion ergeben (Abb. 3) wie die Messungen während der Schneeschmelze (Abb. 4, Kurve B). Werte für D In Abb. 4 stellen Mittelwerte pro Korngrössenklasse dar.

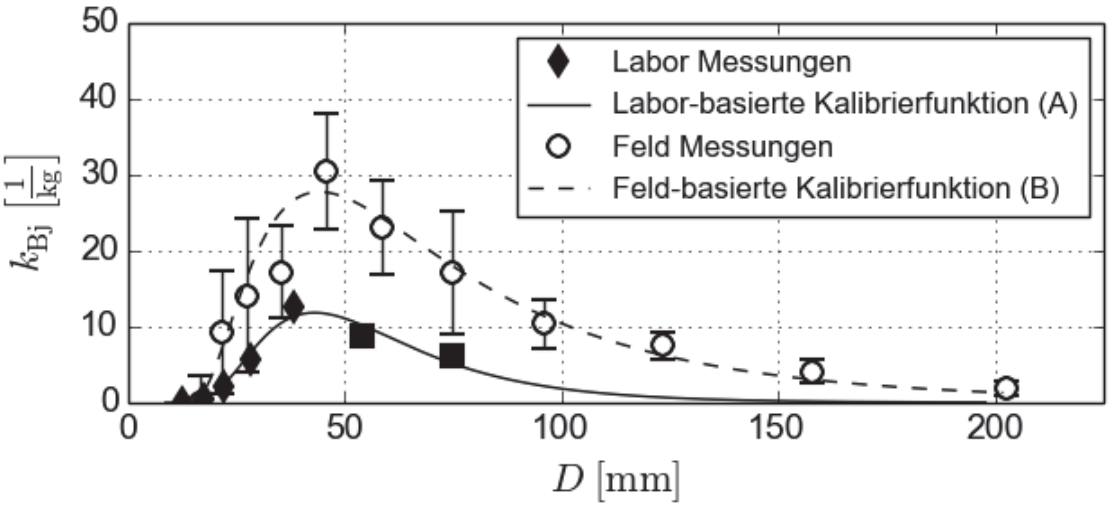


Abb. 4: Abhängigkeit des linearen Kalibrierkoeffizienten k_{Bj} von der b-Achse D für Geschiebekörner aus dem Erlenbach. Kurve (A): Labor-basierte Kalibrierfunktion aus Messungen an der WSL von Böckli (2011) für $D \leq$ 37 mm und von Etter (1996) für $D >$ 35 mm. Kurve (B): Feld-basierte Kalibrierfunktion aus Messungen im Erlenbach während der Schneeschmelze 2012 (ohne natürlichen Geschiebetransport).

3 Nachrechnung der Fangkorbmessungen im Erlenbach

Die Fangkorbmessungen im Erlenbach zur Kalibrierung der dortigen Geophonmessanlage wurden im Detail von Rickenmann *et al*. (2012) beschrieben. Die Abflüsse Q bei den Fangkorbmessungen lagen mehrheitlich in einem Bereich 0.4–1.0 m^3/s. Daraus lassen sich die entsprechenden Fliessgeschwindigkeiten V_w abschätzen zu 2.6–3.3 m/s. Es ist daher anzunehmen, dass die labor-basierte Kalibrierfunktion (Abb. 4, Kurve A) näher bei den hydraulischen Bedingungen der Fangkorbmessungen liegt als die feld-basierte Kalibrierfunktion (Abb. 4, Kurve B).

Für die Nachrechnung der Fangkorbmessungen im Erlenbach wurden beide Kalibrierfunktionen der Abb. 4 verwendet. Dazu wurde zuerst die Anzahl Impulse bestimmt, wobei die bei jedem Fangkorbversuch gemessenen Teilmassen für jede Korngrössenklasse in eine Anzahl Impulse pro Korngrössenklasse umgerechnet wurden. Anschliessend wurden die ermittelten Impulse

über alle Korngrössenklassen aufsummiert (Abb. 5). Wie erwartet, stimmen die berechneten Anzahl Impulse im Mittel nach der labor-basierten Kalibrierfunktion besser mit den gemessen Impulsen überein (35% Überschätzung) als nach der feld-basierten Kalibrierfunktion (243% Überschätzung).

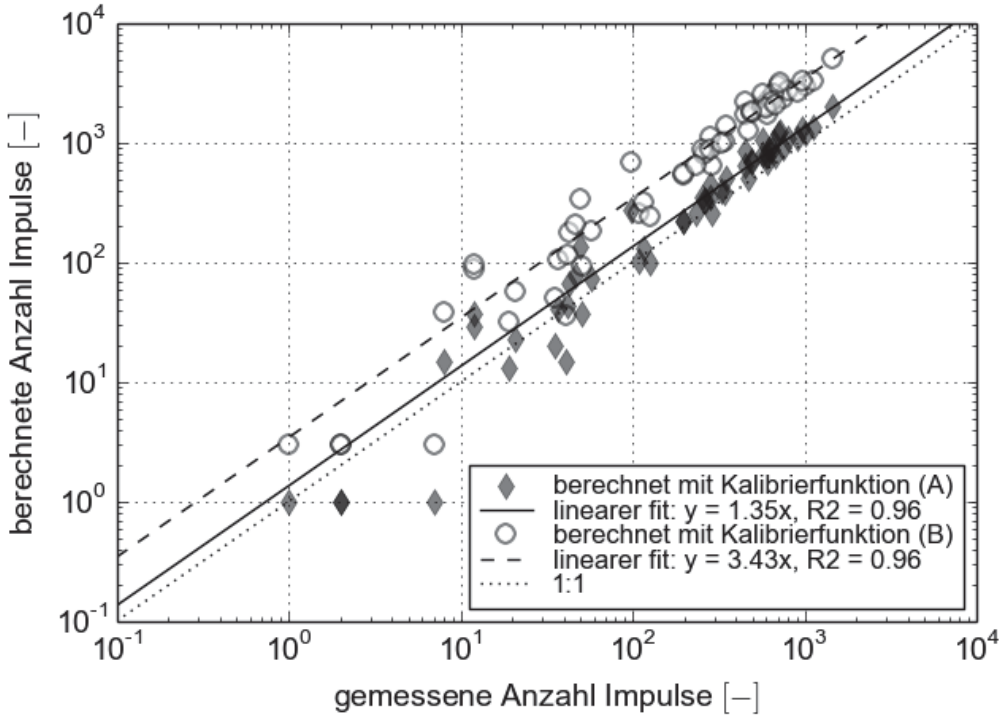


Abb. 5: Berechnete Impulse unter Verwendung der gemessenen Teilmassen M_j pro Korngrössenklasse und der Kalibrierfunktion aus dem Labor (A) bzw. aus dem Feld (B), im Vergleich zu den beobachteten Impulsen bei den Fangkorbmessungen im Erlenbach.

Eine andere Möglichkeit der Überprüfung der Kalibrierfunktionen besteht in der Berechnung der transportierten Geschiebemasse aufgrund der gemessenen Impulse und anschliessendem Vergleich mit der gemessenen Geschiebemasse. Dazu wurden für jede Fangkorbmessung die gesamten gemessenen Impulse gemäss den Massenanteilen der Korngrössenklasse an der Gesamtmasse auf jede Korngrössenklasse aufgeteilt, um eine grob geschätzte Anzahl Impulse pro Korngrössenklasse zu erhalten. Anhand dieser Impulse und des Kalibrierkoeffizienten k_{Bj} (je nach Kalibrierfunktion) wurde die Geschiebemasse pro Korngrössenklasse und anschliessend durch Aufsummierung über alle Klassen die gesamte Geschiebemasse bestimmt (Abb. 6). Ähnlich wie bei der Impuls-Nachrechnung stimmen die berechneten Massen nach der labor-basierten Kalibrierfunktion besser mit den gemessen Massen überein (21% Überschätzung) als nach der feld-basierten Kalibrierfunktion (86% Unterschätzung).

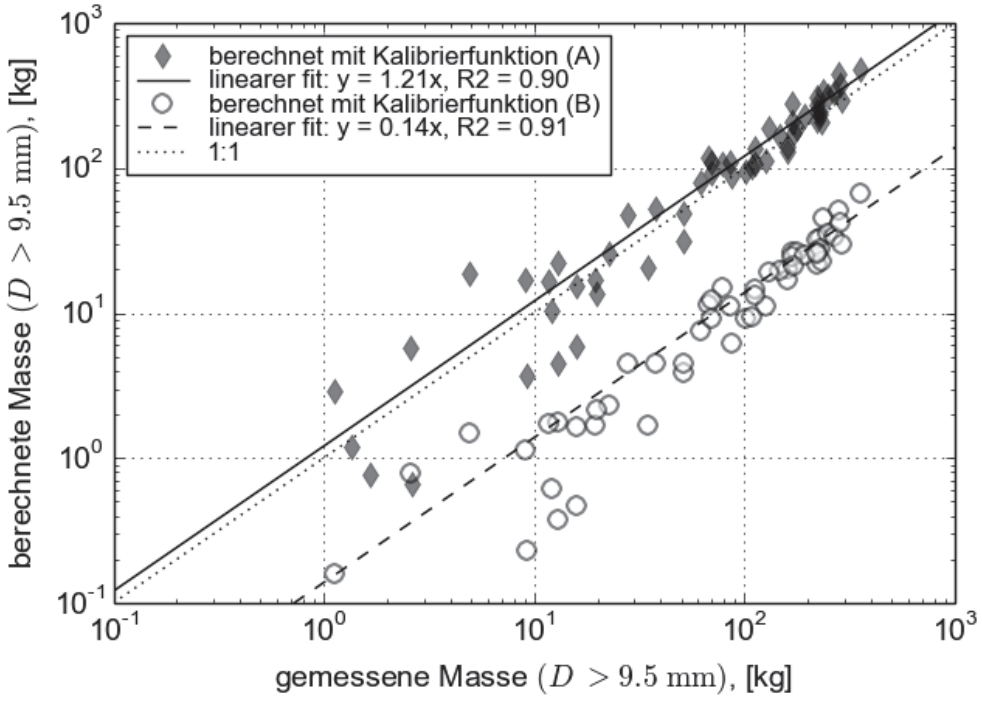


Abb. 6: Berechnete totale Geschiebemasse M [kg] unter Verwendung der gemessenen Impulse, den Anteilen der Massen pro Korngrössenklasse und der Kalibrierfunktion aus dem Labor (A) bzw. aus dem Feld (B), im Vergleich zur beobachteten Geschiebemasse der Fangkorbmessungen im Erlenbach.

4 Laborversuche an der VAW

Für die Ermittlung von Kalibrierfunktionen werden systematische Untersuchungen in einer Versuchsrinne der VAW (Abb. 6) durchgeführt. Die Rinne ist 8 m lang, und die Breite von 0.5 m entspricht der Breite der im Feld eingebauten Geophonplatten.

Die Laborexperimente erlauben die gezielte Variation von Wassertiefe und Fliessgeschwindigkeit durch die Verwendung einer Jetbox (Schwalt und Hager 2012) unabhängig von der Rinnenneigung. Damit ist es möglich, vor allem die Fliessgeschwindigkeit im Labor ähnlich zu den Feldversuchen einzustellen. Es werden die gleichen Geschiebekörner wie im Feld verwendet. Bei gleicher Strömungscharakteristik und Materialeigenschaften wird davon ausgegangen, dass auch die Transportcharakteristik (rutschend, rollend, springend) und damit die generierten Geophonsignale im Feld und Labor ähnlich sind.

Ein weiteres Ziel der systematischen Laborversuche ist, den Einfluss der Kornform, der Fliessgeschwindigkeit und der Sohlrauigkeit und somit der sohlnahen Turbulenz auf das Geophonsignal zu untersuchen. Auswertungen aus den Feldmessungen zeigen, dass das Geophonsignal auch Informationen zur Korn-

verteilung enthält (Rickenmann *et al*. 2013). Diesbezügliche Analyseverfahren sollen mit den Laborversuchen ebenfalls getestet und verbessert werden.

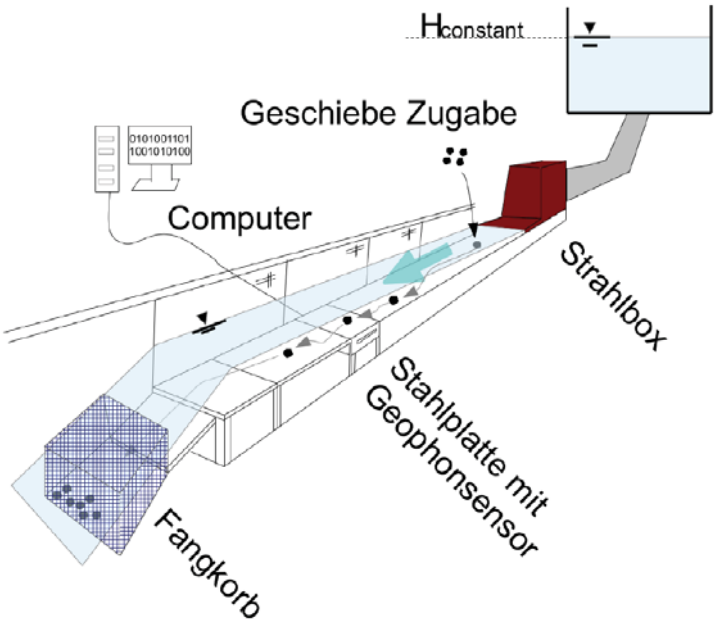


Abb. 7: Visualisierung der Laborversuche mit Geophonmessungen an der VAW. Die Zugabe von Geschiebematerial erfolgt von Hand ca. 0.5 m stromabwärts der Strahlbox.

5 Zusammenfassung

Die bisherigen Kalibriermessungen des Geophonsystems zeigten die wesentlichen Einflussfaktoren auf: (i) Korneigenschaften (v. a. Grösse und Form); und (ii) hydraulische Bedingungen. Beide Faktoren bestimmen das Transportverhalten und damit die Signal-Antwort der Geophonsensoren. Untersuchungen im Labor erlauben die Ableitung einer Kalibrierfunktion, d. h. die Bestimmung einer Funktion zwischen dem Kalibrierkoeffizienten k_{Bj} und dem Korndurchmesser D. Erste Vergleiche einer labor-basierten Kalibrierfunktion mit den Fangkorbmessungen im Erlenbach zeigen plausible Resultate. Zur Anwendung einer solchen Kalibrierfunktion bei einem Geophonsystems im Felde müssen weiter Annahmen zur Kornverteilung beim Geschiebetransport getroffen werden. Weitere systematische Untersuchungen im Labor und Auswertungen der Feldmessungen sollen helfen, die Ableitung einer Kalibrierfunktion zu verbessern sowie eine Abschätzung der Kornverteilung anhand des Geophonsignals zu entwickeln.

Danksagung

Wir danken Matthias Etter, Ramon Hegglin und Martin Böckli für ihre Beiträge zum besseren Verständnis des PBIS bzw. Geophon-Messsystems sowie den Kollegen der WSL für die Mithilfe bei der Analyse der Fangkorbmessungen. Das Projekt wird vom Schweizerischen Nationalfonds zur Förderung der wissenschaftlichen Forschung unterstützt (Nr. 200021_137681/1).

Referenzen

Bänziger, R., Burch, H. (1990). Geschiebetransport in Wildbächen – Messung mittels eines neuartigen Sensors, Schweizer Ingenieur und Architekt, 24, 576–579.

Böckli, M. (2011). Laborversuche zum Verhalten von Geophon-Sensoren, Masterarbeit, VAW ETH Zürich und WSL, 56 pp.

Bunte, K., Abt, S.R., Potyondy, J.P., Ryan, S.E. (2004). Measurement of coarse gravel and cobble transport using portable bedload traps. Journal of Hydraulic Engineering, 130, 879–893.

Etter, M. (1996). Zur Erfassung des Geschiebetransportes mit Hydrophonen, Diplomarbeit, Universität Bern und WSL, 110 pp.

Hegglin, R. (2011). Beiträge zum Prozessverständnis des fluvialen Geschiebetransports, Masterarbeit, Universität Bern und WSL, 87 pp.

Rickenmann, D., McArdell, B.W. (2007). Continuous measurement of sediment transport in the Erlenbach stream using piezoelectric bedload impact sensors, Earth Surface Processes and Landforms, 32, 1362–1378.

Rickenmann, D., Turowski, J.M., Fritschi, B., Klaiber, A., Ludwig, A. (2012). Improved sediment transport measurements in the Erlenbach stream including a moving basket system, Earth Surface Processes and Landforms, 37, 1000–1011.

Rickenmann, D., Turowski, J.M., Fritschi, B., Wyss, C., Laronne, J., Barzilai, R., Reid, I., Kreisler, A., Aigner, J., Seitz, H., Habersack, H. (2013). Bedload transport measurements with impact plate geophones: comparison of sensor calibration in different gravel-bed streams. Earth Surface Processes and Landforms, online version, doi: 10.1002/esp.3499.

Schwalt, M., Hager, W.H. (1992). Die Strahlbox (The jet-box), Schweizer Ingenieur und Architekt 110(27/28), 547–549.

Adressen der Autoren

Dr. Dieter Rickenmann (korrespondierender Autor)
Email: dieter.rickenmann@wsl.ch
Carlos R. Wyss
Dr. Jens M. Turowski
Eidg. Forschungsanstalt WSL
CH-8903 Birmensdorf

Dr. Jens M. Turowski
Helmholtz-Zentrum Potsdam, GFZ Deutsches GeoForschungsZentrum
D-14473 Potsdam

Dr. Volker Weitbrecht
Prof. Dr. Robert M. Boes
Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich
CH-8093 Zürich

Large Eddy Simulation und physikalisches Modell einer gleichförmig rauen Rinne

LES and physical model test of a uniform rough flume

Markus Grünzner, Peter Rutschmann

Kurzfassung

Um das Verständnis der maßgebenden physikalischen Prozesse während des Geschiebetransports respektive des Transportbeginns zu verbessern, wurde eine dreidimensionale numerische Simulation mittels der „Large-Eddy“ Simulationsmethode (LES) durchgeführt. Zur Verifizierung der numerisch simulierten turbulenten Strukturen wurde auch ein physikalischer Modellversuch unternommen. Eine zehn Meter lange und einen halben Meter breite Rinne wurde in der Versuchsanstalt Obernach (Technische Universität München) hierzu mit regelmäßigen Rauheitselementen bestückt. Die Herausforderung bei der Auswahl der Rauheitselemente bestand darin, einen absolut geometrischen und in den physikalischen Eigenschaften (wie z. B. Oberflächenbeschaffenheit) reproduzierbaren Körper zu finden, der noch dazu dem des Geschiebes stark ähnelt. Als Rauheitselemente wurden Golfbälle gewählt, da sie aufgrund ihrer industriellen Fertigung beinahe identisch und bestens zum Vergleich, mit den mittels der Software ***Flow-3D*** ® simulierten, „idealen“ Kugeln geeignet sind.

Der folgende Beitrag stellt zum einen die Ergebnisse der numerischen Simulation und des physikalischen Modellversuchs dar und identifiziert die jeweiligen Vor- bzw. Nachteile der beiden Methoden. Die Ergebnisse helfen das Verständnis der turbulenten Strukturen, welche zum Transportbeginn des Geschiebekorns beitragen, zu verbessern.

Abstract

To get a better understanding of sediment transport, three-dimensional numerical simulations with a Large Eddy Simulation approach (LES) were done. For the validation of the simulated turbulent structures a physical model was investigated in parallel. This paper presents a comparison of numerical simulated turbulent signals to the physical measured ones. The physical model was a ten meter long and half meter wide flume with golf balls as roughness elements. Golf balls were chosen since they are nearly identical in size, shape, weight and surface properties, due to industrial normed production, thereby allowing for reproducible experiments. This is a crucial difference and advantage compared to natural sediment. Another advantage is that the surface

shape of a golf ball matches very well the virtual shape of the simulated “golf ball” spheres. The numerical code of ***Flow-3D***® is using a structured grid which approximates ideal spheres as a “nearly gulf ball geometry”. This is caused by the FAVOR™ algorithm which intersects the mesh and the geometry components in the code.

The advantages and disadvantages of both model types, numerical and physical, are discussed. Possibilities of turbulence analysis and also the limits of both methods in this topic are shown. The result of this comparison study helps to get a better understanding of turbulent flow behavior at the river bed and flow interface.

1 Motivation

Zur Verbesserung unseres Verständnisses des Geschiebetransports, ist es wichtig die physikalischen Prozesse „dahinter“ besser zu verstehen. So spielt zum Beispiel der Impulsaustausch zwischen der Strömung und dem Geschiebe eine wichtige Rolle für die Kräftebilanz der Sedimentkörner, dieser ist jedoch schwer messbar. Ebenso ist der sogenannte Lifting-Effekt, das Saugen der Strömung an einem einzelnen Sedimentkorn (analog zur Tragfläche eines Flugzeugs), maßgebend für den Bewegungsbeginn dieses Korns. Dieser ist ebenfalls schwierig zu messen und kann oft nur aus Analogiebetrachtungen errechnet werden (ideale Kugel, laminare Anströmung).

Die Numerik bietet Vorteile bei einer detaillierten Betrachtung des Einzelkorns:

- Auswertung einer Strömung ohne Beeinflussung durch ein Messgerät,
- Erfassen aller räumlichen Dimensionen ohne Umbauten zu erfassen,
- Höhere zeitliche Auflösung der Prozesse als es mit Messinstrumenten möglich ist.

Mit der in den letzten Jahren immer weiterentwickelten Simulationstechnik im Wasserbau, sind die sogenannten „Reynolds-gemittelten Navier-Stokes Ansätze“ für 2D und 3D Simulationen quasi Stand der Technik. Die physikalischen Prozesse an der Gerinnesohle können über die RANS-Methode (Reynolds-Averaged-Navier-Stokes) jedoch nicht detailliert abgebildet werden, da nur die gemittelte Strömungsgrößen simuliert werden und die turbulenten Schwankungen mit Turbulenzmodellen beschrieben werden. Die „Direkte Numerische Simulation“ (DNS) löst das gesamte Strömungsgeschehen zwar umfassend auf, benötigt hierzu aber eine derart feine Auflösung des Berechnungsgitters, dass es damit nicht mit vertretbarem Aufwand an Zeit und Ressourcen durchführbar ist, den Geschiebetransport zu untersuchen.

Einen goldenen Mittelweg stellt die Large-Eddy-Simulationstechnik dar. Hier werden die Navier-Stokes-Gleichungen auf einem deutlich feineren Gitter als bei der RANS-Methode berechnet und die rein dissipativen, turbulenten Strukturen mittels eines Dissipationsansatzes modelliert. Diese Methode wird im folgenden Kapitel näher erläutert.

2 Large-Eddy Simulation

2.1 Die Idee dieser Simulationstechnik

Mit den Navier-Stokes-Gleichungen lassen sich Strömungsprozesse von Fluiden vollkommen beschreiben, wenn die Auflösung des Problems in Gitterzellen so fein ist, dass auch die kleinsten, auf molekularer Ebene dissipierenden Wirbelstrukturen der Strömung dargestellt bzw. aufgelöst sind. Es wird dann von einer direkten numerischen Simulation gesprochen. Analysiert man eine Strömung hinsichtlich ihres turbulenten Spektrums, so kann festgestellt werden, dass der Energiegehalt der turbulenten Wirbel (eddies) in Relation zu ihrer geometrischen Größe steht. Seit den Arbeiten von Kolmogorov zur Turbulenzforschung (1941) spricht man auch von einer sogenannten Wirbelkaskade, auf der die großen, energietragenden Wirbelstrukturen, zu immer kleineren und schließlich dissipierenden Strukturen umgeformt werden bzw. zerfallen.

Kombiniert man die Kennzahl von Kolmogorov (η) mit der Reynoldszahl (Re), ergibt sich für das Verhältnis der charakteristischen (Strömungs-) Länge (l) zur Kolmogorov'schen Länge (Dissipationsmaß) die folgende Relation.

$$\frac{l}{\eta} \sim \mathrm{Re}^{\frac{3}{4}} \qquad [1]$$

Das folgende Beispiel stellt diese Kennzahlenrelation etwas plastischer dar:

Eine Strömung in einem natürlichen Gerinne mit der globalen, die Hauptströmung beschreibenden Reynoldszahl von einer Million besitzt einen Turbulenzgrad von 10% und eine Fließtiefe von einem Meter. Gemäss Kolmogorov müsste dann die Fließtiefe von einem Meter mit $(0{,}1 \cdot 1'000'000)^{3/4} = 5623$ Zellen aufgelöst sein, um die ganze Bandbreite der Wirbel zu erfassen. Wird dieser eine Meter Fließtiefe nun dreidimensional äquidistant aufgelöst, hat dies eine Zellenanzahl von $5623^3 = 177'827'941'003$ Zellen für die Auflösung eines Kubikmeters zur Folge.

2.2 Subgrid Scale – Der Ansatz nach Smagorinsky

Der wohl verbreitetste Ansatz für ein sogenanntes Sub-Grid-Scale (SGS) Modell ist der nach Joseph Smagorinsky (1963) benannte. Sub-Grid-Scale bezeichnet dabei den Ansatz zur Beschreibung der Strömung unterhalb der Auflösung des Berechnungsgitters, also das was innerhalb der Zelle passiert und somit nicht durch das numerische Lösen der Navier-Stokes-Gleichungen auf dem Berechnungsgitter erfasst wird. Die kleiner als auf der Zellgröße stattfindende Dissipation wird im Ansatz nach Smagorinsky analog dem Wirbelviskositätsansatz durch eine Erhöhung der Gesamtviskosität erreicht

$$\mu = \rho(\nu + \nu_{\mathrm{T}}) \qquad [2]$$

Das heißt, dass die turbulente Viskosität ν_{T} zu der molekularen Viskosität ν addiert wird und sich eine gesamt kinematische Viskosität ergibt. Mit Berücksichtigung der Dichte ρ ergibt sich die dynamische Viskosität μ.

Der kleinste bei einer LES noch direkt aufgelöste bzw. direkt berechnete Wirbel ist definiert über die Zellgröße des Berechnungsnetzes wie in Abb. 1 dargestellt.

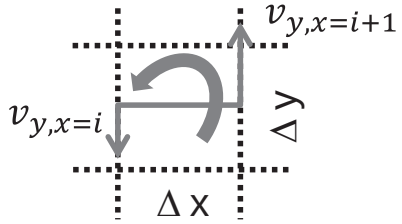


Abb. 1: Berechnungszelle mit einem hinsichtlich Zellgrösse (Δx und Δy) noch darstellbaren Wirbel. Zur besseren Veranschaulichung in 2D und mit den Geschwindigkeitskomponenten in y-Richtung (beliebige Stelle x=i und i+1) dargestellt

Alle Vorgänge innerhalb einer Zelle müssen über ein Modell abgebildet werden. Da, wie bereits erwähnt, auf Grund der hohen Netzauflösung, nur dissipative Vorgänge innerhalb der Zelle stattfinden sollen, kann das Modell recht einfach sein. Das in dieser Arbeit verwendete Modell nach Smagorinsky ist ein einfacher algebraischer Ansatz zur Berechnung der turbulenten Wirbelviskosität (ν_t) in Abhängigkeit der Modellkonstanten C_S dem geometrischen Mittel der Berechnungszelle L und der Scherrate S_{ij}.

$$\nu_{\mathrm{T}} = \left(C_{\mathrm{S}} L\right)^2 \cdot S_{\mathrm{ij}} \qquad [3]$$

$$L = \left(\Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta z\right)^{\frac{1}{3}} \qquad [4]$$

Als maßgebende Modelllänge bzw. Filterweite (L) wird nach diesem Ansatz das geometrische Mittel der Zellen verwendet. Es wird hier auch von einer Filter-

weite gesprochen, da das Simulationsergebnis durch eine nicht physikalisch belegbare Grenzlänge in einen aufgelösten und einen modellierten Anteil aufgeteilt wird.

2.3 Die „goldene Regel“ einer LES

Für eine LES gilt grundsätzlich das Gleiche wie für eine RANS-Simulation bei der Vorgehensweise der numerischen Simulation, um verlässliche Ergebnisse zu erhalten (Abb. 2).

Zusätzlich muss bei einer LES sichergestellt werden, dass auch der Modellansatz gerechtfertigt ist und das Berechnungsgebiet ausreichend genau für die Turbulenzabbildung aufgelöst ist. Auf Grund der fast beliebig unterschiedlichen Strömungscharakteristika, lässt sich kein allgemeingültiges Kriterium hierfür ableiten. Es gilt dabei vielmehr eine Art 80%-Pauschale. Diese besagt, dass 80% der turbulenten kinetischen Energie über das Berechnungsgitter direkt aufzulösen sind, damit die LES das turbulente Spektrum ausreichend genau erfasst und das turbulente Strömungsverhalten richtig wiedergibt.

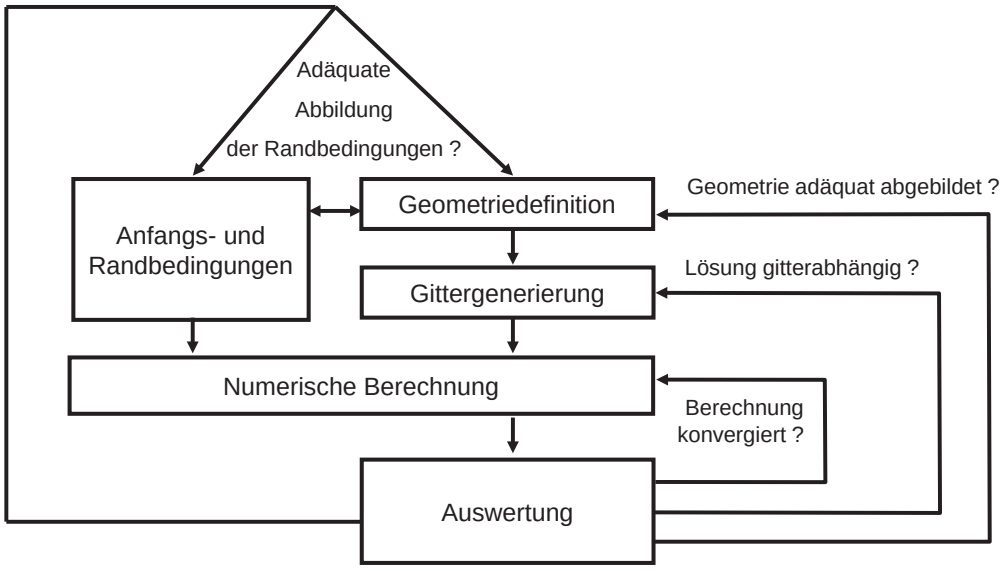


Abb. 2: Erweiterter Kernprozess der numerischen Modellierung (DVWK 1999), modifiziert nach Grünzner, Rutschmann (2008)

Zur Veranschaulichung wird nochmals auf obiges Beispiel mit der Reynoldszahl von einer Million und 10% Turbulenzgrad (Schwankungen um ±5%) Bezug genommen. Um etwas handlichere Zahlen zu bekommen vernachlässigen wir die Dichte respektive die Masse des Fluids. Die gesamte kinetische Energie der mittleren Strömung beträgt $(1\ [m/s])^2 = 1\ [m^2/s^2]$. Die turbulente kinetische Energie beträgt $(0{,}1\ [m/s])^2 = 0{,}01\ [m^2/s^2]$. Von diesen $0{,}01\ [m^2/s^2]$ sind dann 80%, also $0{,}0092\ [m^2/s^2]$, aufzulösen, was einer gesamtenergetischen Auflösung von 99,92% entspricht.

So ist im Allgemeinen von einer „guten Auflösung“ zu sprechen, wenn 80% der turbulenten kinetischen Energie aufgelöst sind.

2.4 Erwartete Ergebnisse der Simulation

Zum einen wurde erwartet, dass es gelingt die oben geforderte 80% Regel zu erfüllen. Hierfür wurden unterschiedliche Kriterien zur Abschätzung der nicht aufgelösten turbulenten kinetischen Energie überprüft.

Zum anderen sollen die simulierten Ergebnisse Aufschlüsse über das hydraulische Verhalten an der Gewässersohle liefern, die nur schwer mit Messgeräten im physikalischen Modellversuch gewonnen werden können.

3 Der Physikalische Modellversuch

3.1 Motivation

Wenn nun mit der numerischen (LES) Simulation das Strömungsbild schon umfassend abgebildet und beschrieben werden kann, wozu noch einen physikalischen Modellversuch? Es ging hauptsächlich darum, das Gesamtspektrum abzubilden. Da der ***Flow-3D***-Code kommerziell vermarktet wird, sind nur die wenigsten Teile für den Nutzer einsehbar und direkt überprüfbar. Für uns standen bei diesem „Blackbox-Test“ im Allgemeinen die folgenden Fragen zur Klärung im Raum:

- Werden die Wandrauheiten richtig abgebildet? Ist die Verschneidung der Geometriekomponenten mit dem Berechnungsgitter im Code adäquat?
- Beeinflussen uns die numerischen Randbedingungen derart, dass sie das Ergebnis ändern?
- Welche hydraulische Rauheit entsteht, wenn die Sohle über Golfbälle abgebildet wird?
- Wird die Simulation von bewegten Komponenten im Code richtig abgebildet?

Da wir später auch den Geschiebetrieb anhand mehrerer Komponenten in der Strömung simulieren wollten, stellte sich ebenfalls die Fragen, ob Kollisionen richtig abgebildet werden und ob wir letztendlich den Transport eines einzelnen Geschiebekorns (Golfball) richtig numerisch abbilden können? Aus diesen Gründen bietet sich der Vergleich mit Ergebnissen aus einer Versuchsrinne im Labor mit einer Golfballsohle an.

3.2 Die Golfballsohle

Es stellt sich die Frage warum ausgerechnet Golfbälle, als Rauheitselemente der Sohle gewählt wurden. Golfbälle sind industriell gefertigte, in physikalischen Parametern nahezu identische, kugelähnliche Objekte. Möchte man die Fluid-Sediment-Interaktion hochaufgelöst untersuchen, sollte dies an einem Sediment geschehen, welches nicht willkürlich geformt, unterschiedlich Groß oder gar unterschiedliche Dichten besitzt. Ein Golfball hat einen definierten Durchmesser von 4,267 cm, wiegt rund 45,5 Gramm und ist stets kugelförmig. Auch die Kollisionsparameter, wie Elastizität oder Oberflächenbeschaffenheit streuen nicht signifikant. Somit ist ein Golfball bestens als Geschiebeersatz geeignet. Die Dichte der Golfbälle ist jedoch deutlich geringer als die des üblichen Geschiebes. Da die Dichten aber bekannt und konstant sind, können die Ergebnisse später auf das „echte“ Geschiebe übertragen werden.

3.3 Messtechnik

Seitens der Messtechnik standen diesem Modellversuch die gewöhnliche Geschwindigkeitsmessung mit dem hydraulischen Flügel und eine ADV-Sonde (Acoustic-Doppler-Velocimeter) zur Verfügung. Mit beiden Messgeräten wurde in Fließrichtung und lateral jeweils querschnittsweise in identischen Sektoren gemessen. Beide Messgeräte stießen hierbei an die Grenzen ihrer Anwendbarkeit. So waren z. B. die Messungen mit der ADV-Sonde nahe der Wasseroberfläche nur schwer, bzw. gar nicht mehr durchzuführen, da eingetragene Luftbläschen das akustische Signal störten oder eine Messung ganz unterbunden haben.



Abb. 3: ADV-Sonde (links) und die Problematik des Lufteinzugs (rechts), der zu Messfehlern in den oberflächennahen Sektoren führte, bzw. keine Messung erlaubte.

Der hydraulische Flügel konnte die Bereiche an der Wasseroberfläche ohne Einschränkung messen, stieß aber an der Gerinne-Sohle, aufgrund der turbulenten Strukturen (starke horizontal und vertikal zur Strömung auftretenden Fluktuationen) an die Grenzen seiner Aussagekraft. Die Fluktuationen waren teils so signifikant, dass der Flügel zum Stillstand kam. Mithilfe der ADV-Sonde

konnten Messungen in den Bereichen durchgeführt werden, bei denen der Messflügel an seine Grenze stieß. Durch die Kombination dieser beiden Messtechniken, erhält man die für den Vergleich notwendigen Geschwindigkeiten sektoriell für den ganzen Querschnitt.

4 Vergleich der Ergebnisse

Das in Kap. 2 beschriebene und in ***Flow-3D*** verwendete SGS-Modell, besitzt nur eine einzige Modellkonstante C_s. Diese wurde in den numerischen Simulationen variiert um zu sehen, ob der standardmäßig verwendete Wert von 0,1 (Flow-3D 2011) auch für unseren Fall zutrifft. Hierzu wurden die Geschwindigkeiten der einzelnen Messsektoren miteinander verglichen.

In der Abb. 4 ist gut zu erkennen, dass vor allem im Bereich der mittleren und größeren Geschwindigkeiten eine gute Übereinstimmung der Simulationswerte mit den realen Messwerten vorliegt. Nur bei geringeren Geschwindigkeiten treten etwas größere Abweichungen auf. Die numerische Simulation tendiert hier generell zu etwas größeren Werten als die real gemessenen. Dies kann dadurch erklärt werden, dass es in der numerischen Simulation nicht zu einer lokalen Strömungsbeeinflussung durch das Messgerät kommt. Für die C_s Konstante mit einem Wert von 0,1 ergab sich die beste Übereinstimmung der Simulationen mit den Messungen aus dem Versuch.

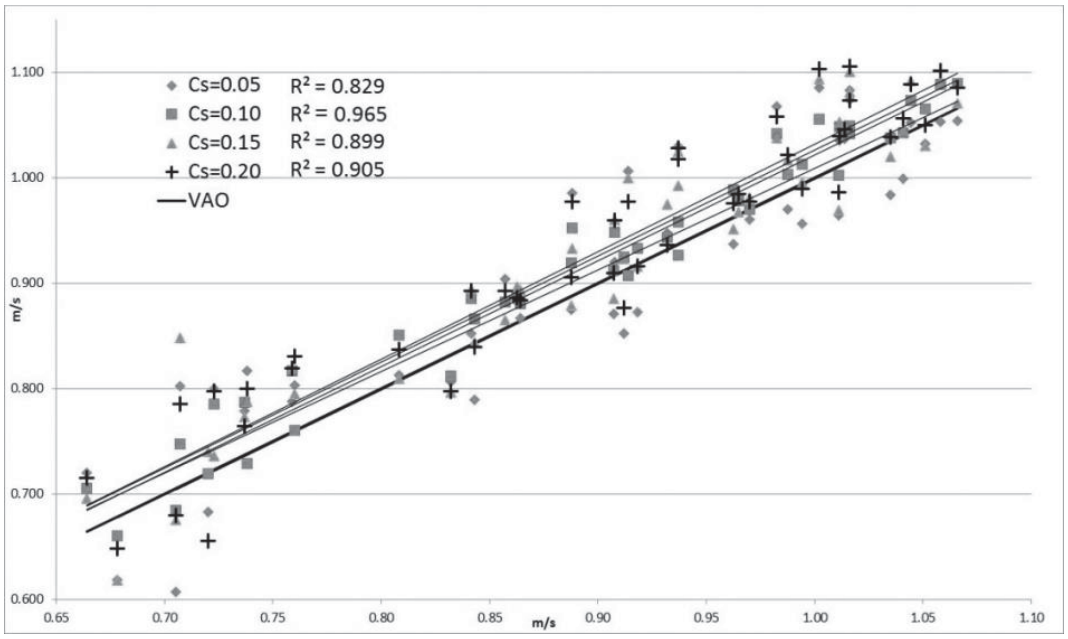


Abb. 4: Korrelation der Geschwindigkeiten in der numerischen Simulationen mit unterschiedlichen C_s-Werten und im Modellversuch Obernach (Winkelhalbierende)

Betrachtet man im Folgenden den Querschnitt der Rinne, so ist deutlich erkennbar, wie die Abweichungen der geringeren Geschwindigkeiten mit den Bereichen höherer Turbulenz übereinstimmen (Abb. 5).

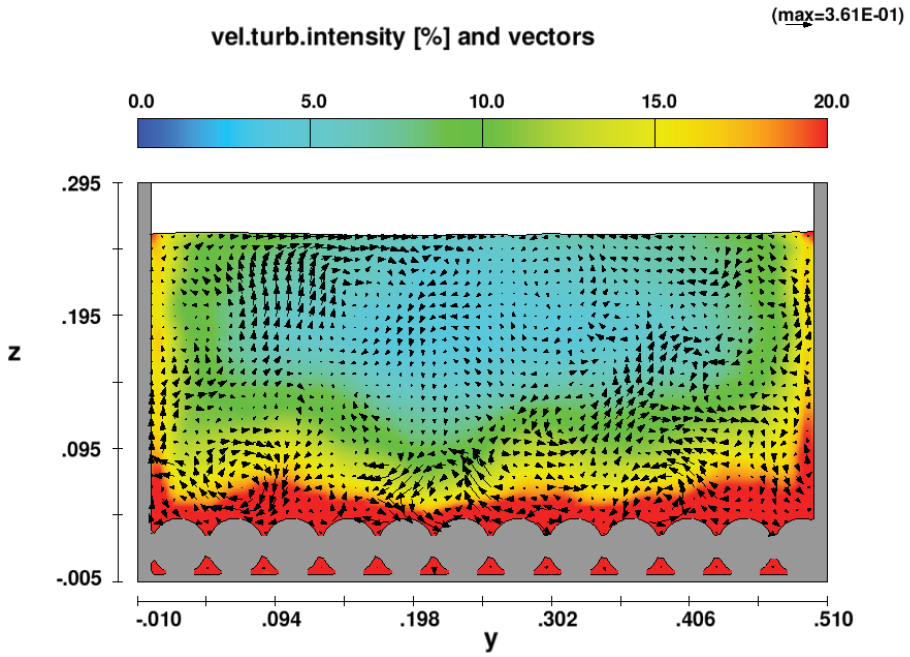


Abb. 5: Querschnitt der numerischen Simulation mit Anteil und Verteilung der Turbulenz im Querschnitt

Auch die detaillierten Betrachtungen der einzelnen Körner bzw. Golfbälle geben sehr gute Aufschlüsse über das Geschehen an der Gerinnesohle und am einzelnen Korn. So konnte auch im Rahmen einer detaillierten Strömungs-Analyse bzgl. der turbulenten Fluktuationen mittels der LES gezeigt werden, dass diese in einem mittleren Bereich der Strömung (Kernbereich) zwar symmetrisch verteilt sind, aber in direkter Nähe zur Sohle schief verteilt sind und eine deutlich größere Bandbreite an kleineren Geschwindigkeiten aufweist.

Die folgende Abb. 6 zeigt den Vergleich der simulierten Strömungswerte im mittleren Strömungsbereich und in der Sohlnähe. Die obere Zeile in Abb. 6 stellt die Geschwindigkeiten und deren turbulente Fluktuationen mittels Histogram für den mittleren Strömungsbereich dar. Die untere Zeile stellt selbige Werte für den sohlnahen Bereich dar. Im sohlnahen Bereich erkennt man, dass die turbulenten Fluktuationen nicht mehr symmetrisch verteilt sind und auch turbulente Rückströmungen auftreten.

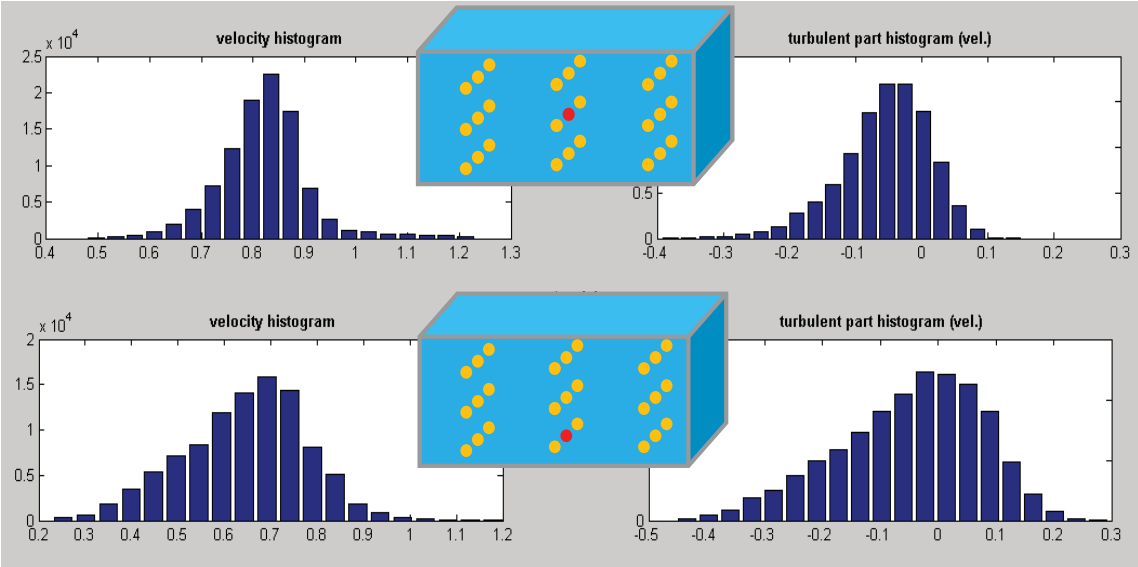


Abb. 6: Darstellung und Vergleich der Geschwindigkeiten im gesamten und turbulenten Anteil und deren Vergleich zwischen dem Strömungskernbereich und der Sohle.

5 Zusammenfassung

Die Untersuchungen für diesen Beitrag haben sehr gut gezeigt, wie wichtig die Kombination aus Numerik und physikalischem Modellversuch ist. Die Numerik bietet uns die Möglichkeit als Beobachter in einer Skala die Simulation durchzuführen, in der man sich mit physikalischen Messgeräten teilweise äußerst schwer tut, oder Messungen zum Teil gar nicht möglich sind und auch nicht die ganze Bandbreite an Informationen erhalten kann, wie sie mit hochaufgelösten numerischen Simulationen möglich sind. Gerade die Anwendung der LES, für die Betrachtung und Analyse der einzelnen Körner an der Flussbettsohle, stellt einen gangbaren Mittelweg für die zukünftige Forschung dar. Auf der anderen Seite, wenn numerische Modelle verwendet werden, welche eine Kalibrierkonstante enthalten, so sollte das numerische Modell stets hinsichtlich dieser überprüft werden. In unserem Fall hat sich der von ***Flow-3D*** ® standardmäßig verwendete Wert von 0,1 als geeignet erwiesen und wurde daher auch für alle weiteren Simulationen verwendet. Dieser Vergleich zwischen Numerik und physikalischem Modell war ein wichtiger Grundstein für weitere Untersuchungen zum detaillierten, hochaufgelösten Sedimenttransport mittels der Large-Eddy-Simulationstechnik. Grünzner und Rutschmann (2009), sowie Bui, Grünzner, Rutschmann (2009) haben bereits gezeigt, dass auch die Simulation der sich bewegenden Sedimentkörner mittels einer LES sehr gut und realitätsnahe abzubilden sind.

Referenzen

Bui, M. D., Grünzner, M., Rutschmann, P. (2009). Hydraulik und Geschiebetransport – 1D,2D,3D – ist nur das Beste gut genug? Tagungsband: “Zukunftsfähiger(s) Wasserbau und Flussgebietsmanagement“ Wallgau 30./31. Juli 2009. Mitteilungen des Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft. Technische Universität München. Heft 123.

DVWK (1999). Arbeitskreis „Mehrdimensionale numerische Modelle“ im DVWK-Fachausschuß „Experimentelle und numerische Hydraulik“ (1999) Numerische Modelle von Flüssen, Seen und Küstengewässern. DVWK Schriften 127.

FLOW-3D (2011). Flow Science Inc., Santa Fe, USA – User’s Manual (online help) Version 10.0.

Grünzner, M., Rutschmann, P.(2008). Vergleich zweier 3D Strömungssimulationsprogramme anhand eines physikalischen Modellversuchs. Tagungsband: Neue Anforderungen an den Wasserbau, Internationales Symposium 2008 Zürich. Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich.

Grünzner, M., Rutschmann, P. (2009). Initial motion of exposed grains – High resolution LES of Experiments by Fenton and Abbott, 33rd IAHR Congress: Water Engineering for a Sustainable Environment, 9.–14.2009, Vancouver, British Columbia, Canada, International Association of Hydraulic Engineering & Research (IAHR), 6344–6351.

Kolmogorov, A. N. (1941). The local structure of turbulence in incompressible viscous fluid for very large Reynolds numbers. Dokl. Akad. Nauk SSSR, 30(4).

Smagorinsky, J. (1963). General circulation experiments with the primitive equations. Monthly Weather. Review, 91(3), 99–164.

Adressen der Autoren

Markus Grünzner

Email: markus.gruenzner@flow3d.com

Flow Science Inc.

NM, USA

87505 Santa Fe

Prof. Dr. Peter Rutschmann

Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft

TU München

Arcisstraße 21

D-80333 München

NQ_t ist kein absolutes Muss! Moderate Restwasseranpassung unter Einhaltung der gesetzlichen Vorgaben

Minimum water flow (NQ_t) – Not an absolute must! Moderate residual water adjustment by legal compliance

Karl Nackler, Hansjörg Gober

Kurzfassung

Derzeit ist innerhalb der EU ein Prozess der Restwasseranpassung für bestehende Kraftwerke zur Erreichung ökologischer Mindestziele im Gange. Um die Zielvorgaben der WRRL mit hoher Wahrscheinlichkeit zu erreichen, hat man im Wege der Erlassung von Verordnungen Richtwerte für Restwasser-Vorgaben festgelegt, welche jedoch mitunter weit die Grenzen der Verhältnismäßigkeit überschreiten. Daher ist es angebracht – und auch gesetzlich erlaubt – mittels individueller Nachweise diese Richtwerte zu unterschreiten und damit auch das Maß der wirtschaftlichen Einbußen zu mindern. Eine Erreichung der ökologischen Zielsetzungen ist dabei weiterhin gegeben.

Anhand von zwei Umsetzungsbeispielen soll gezeigt werden, dass die gesetzlich vorgegebenen Richtwerte für neue Pflichtwassermengen nicht a priori den tatsächlich erforderlichen Mindestdotationen entsprechen müssen.

Abstract

Currently, there is a process going on in the European Union to adjust the residual water flow for hydropower stations as a method to reach minimum environmental aims. The adjustment means an increase in the values of the water flow. In order to achieve the minimum aims set out by the Water Framework Directive with a high probability, governments decreed guiding values which sometimes exceed the limits of proportionality. Therefore it is appropriate – and it is legal – to fall below these guiding values; also in order to mitigate economic losses while simultaneously complying with legal environmental aims.

Using two examples we are able to demonstrate that the official guidelines for new compulsory water amounts do not necessarily have to comply with the ecologically required minimum water flow.

1 Pflichtwasserabgaben im Wandel der Zeiten

1.1 Frühere Gepflogenheiten

Seit dem Beginn des Ausbaues der Wasserkraft Anfang des 20. Jahrhunderts bis in die 1970er Jahre war i. d. R. das Thema „Pflichtwasser“ bzw. „Restwasser“ für Ausleitungsstrecken kaum einer Diskussion wert.

Mit zunehmendem Umweltbewusstsein machten Genehmigungsbehörden dann vermehrt entsprechende Vorschreibungen und diese wurden zum Stand der Technik. Zusehends wurden immer neue Formeln für Pflichtwasserabgaben entwickelt. Beinahe entfachte sich ein Wettstreit der Experten, mit dem Ergebnis, dass das Maß der Pflichtwasserabgaben stetig anstieg, wobei die unzähligen Formelvorschläge durchwegs eine Abhängigkeit von den hydrologischen Gegebenheiten der individuellen Einzugsgebiete zeigten.

1.2 Neue Vorgaben

Erst mit dem Inkrafttreten der EU-WRRL im Jahr 2001, der darauf erfolgten Verankerung in den nationalen Gesetzen (in Österreich = Wasserrechtsgesetz) im Jahr 2005 und in der Folge entwickelten nationalen Umsetzungsverordnungen (in Österreich = Nationaler Gewässerbewirtschaftungs-Plan NGP im Jahr 2010) sowie entsprechenden Qualitätsziel-Verordnungen (2012) wurde ein neuer Weg eingeschlagen:

Nicht mehr die „unzähligen Formeln“ sind das Maß für eine Entscheidung, sondern definierte und einzuhaltende Parameter für Lebensbedingungen innerhalb der funktionierenden Ökologie, wie z. B. Fließgeschwindigkeit, Mindesttiefe etc. Dennoch wurden als Richtschnur Mindestwerte definiert, welche ohne detaillierte Einzelfallbetrachtung garantieren sollen, dass die ökologischen Ziele erreicht werden.

Solche Richtwerte sind beispielsweise für Österreich in der Qualitätszielverordnung Ökologie und Oberflächengewässer verankert:

$Q_{\text{Restwasser}} = \text{N}Q_{\text{t}}$ oder

$Q_{\text{Restwasser}} = 33\%\ \text{MJN}Q_T$ mit zusätzlichem, dynamischem Anteil

2 Konkrete Fallbeispiele – unkonventionelle Lösungsfindung

Die o. a. Vorgabe hätte für die beiden in der Folge beschriebenen Fallbeispiele eine derart signifikante Erhöhung der Pflichtwasser und somit einen enormen Einbruch der Erlöse bedeutet, dass angedachte Generalsanierungen in Frage standen und letztendlich sogar Schließungen diskutiert wurden. Zudem gab es

klare Argumente für eine Reduktion dieser Vorgaben und teilweise sogar naturschutzrechtliche Bedenken gegen eine zu hohe Pflichtwasserforderung.

Aus diesem Grund war eine detaillierte Einzelfallbetrachtung dringend erforderlich, welche als vorbereitender Schritt für ein Genehmigungsverfahren in diesen speziellen Fällen aber eher unkonventionell durchgeführt wurde:

Diese bestand darin, dass der Kraftwerksbetreiber alle maßgeblichen Experten noch im Vorfeld einer rechtlichen Genehmigung in einem Prozess der offenen Aussprache eingeladen hat – vor allem auch die Experten seitens der Behörde, welche ohnehin später im Genehmigungsverfahren eingebunden worden wären. Der Arbeitsgruppe gehörten neben dem Betreiber noch Naturschutzexperten, Gewässerökologen, Wasserbauer, Geologen, Fischereiexperten und Experten von Universitäten an. Dann wurden projektspezifisch die Rahmenbedingungen aufgestellt und der individuelle Lösungsweg zur Erreichung eines einvernehmlichen Zieles definiert. Dazu gehörten auch Etappenziele und die Wahl iterativer Schritte, sowie auch gänzliche Verwerfung von eingeleiteten Ideen zur Wahrheitsfindung. Schlussendlich hat sich diese Methode als ehrliche, offene und zielorientierte Arbeitsweise bewährt. Der anfänglich vermehrte Aufwand hat sich schließlich gelohnt, denn am Ende stand die Genehmigung nur mehr als risikoloser Formalakt bevor.

3 Fallbeispiel und Pilotprojekt KW Schütt

3.1 Ausgangssituation

Das KW Schütt ist ein Laufkraftwerk mit ca. 4 km langem Ausleitungskanal, d. h. mit einer Ausleitungsstrecke am Gailfluss (südlicher Zubringer zur Drau, einmündend in Villach) im Bundesland Kärnten im Süden Österreichs. Bei einer Ausbauwassermenge von ca. 60 m³/s und einer Fallhöhe von 28 m können jährlich im Durchschnitt 64 Mio. kWh, bei 13,6 MW Leistung erzeugt werden, in einem Kraftwerk, welches 1911 / 1948 / 1961 stufenweise errichtet wurde.

Der Fluss Gail, mit einem relativ großen Einzugsgebiet von ca. 1234 km², ist hydrologisch gekennzeichnet durch geringe lang anhaltende Niederwässer und intensive schnell wachsende Hochwässer. Der Ausleitungsbereich befindet sich geologisch betrachtet auf einer riesigen Geröllmasse, verursacht durch einen Bergsturz 1492, daher auch der Name „Schütt“.

Ursprünglich ohne jegliche Pflichtwassermenge konzipiert, wurde 1999 eine erste ökologische Maßnahme eingeleitet. Dabei wurde eine Fischaufstiegshilfe neben der Wehranlage errichtet und mit einem permanenten Durchfluss von 100 l/s beaufschlagt. Zusätzlich wird durch Undichtheit der Wehranlage, d. h. durch Unterströmung eine Wassermenge von ca. 400 l/s in die Ausleitungs-

strecke geleitet und diese somit derzeit mit ca. 500 l/s Restwasser beaufschlagt. Im Vergleich dazu betragen das $\mathrm{M}Q$ 39,9 m³/s, das $\mathrm{MJN}Q_{\mathrm{T}}$ 14,1 m³/s, das $\mathrm{N}Q_{\mathrm{t}}$ 7,2 m³/s, das $\mathrm{H}Q_{1}$ 315 m³/s und das $\mathrm{H}Q_{100}$ 920 m³/s.



Abb. 1: Ausleitung KW Schütt / Gail

3.2 Erforderliche WRRL Anpassung

Entsprechend den Vorstellungen der Qualitätszielverordnung sollte das Restwasser inklusive dynamischen Zuschlag künftig zwischen ca. 7 und 14 m³/s liegen, um gesichert den ökologischen Bedürfnissen zu entsprechen, sofern nicht der Nachweis gelingt, mit geringerer Restwassermenge ebenfalls das Auslangen zu finden. Da diese hohen Vorstellungen nicht nur Erlöseinbußen bis zu 40% darstellen und außerdem eine völlig neue Maschinenkonzeption durch fehlendes Niederwasser bedeutet hätten, war das Bemühen um Reduktion dringend erforderlich und die sogenannte Einzelfallbetrachtung unumgänglich.

3.3 Arbeitsschritt 1 – Phase der Orientierung

Der unkonventionelle Schritt mit Einbindung der Behördenexperten (Wasserbau und Fischökologie) und weiterer externer Know-how-Träger (Kärntner Seenforschungsinstitut) wurde von Anfang an gewürdigt.

Gemeinsam wurden dann mit einer Bestandsanalyse, der Präzisierung eines Monitorings, der Auslotung der Einsatzmöglichkeiten neuer Methoden, wie Videoanalysen und dem Anbringen von Sendern an Fischen sowie Dotationsversuchen und abiotischen Begleituntersuchungen, die ersten Arbeitsschritte festgelegt.

In der Folge wurden Alternativen zur klassischen Art der Zielerreichung der WRRL mit Pflichtwasser in der Ausleitung diskutiert, aber wieder verworfen. In einem weiteren Schritt wurde der Kärntner Naturschutzbeirat in die Diskussion einbezogen und aufgrund der Ergebnisse ein Naturschutz- und Fischerei-Experte in die Arbeitsgruppe aufgenommen.

Das Ergebnis war, dass

- zu hohes Pflichtwasser kontraproduktiv für die terrestrische Ökologie sein kann, da Brutlebensräume und Laichplätze verschwinden,
- das vorhandene Natura 2000 Gebiet einen besonderen Arten- und Landschaftsschutz verlangt,
- mit zu hohem Pflichtwasser eine über Jahrzehnte gut angenommene Freizeitnutzung nicht mehr möglich wäre,
- das Naturjuwel Altarm ebenfalls unter zu hoher Wassermenge leiden würde.

3.4 Arbeitsschritt 2 – Erhebungsphase

Folgende Erhebungen wurden für notwendig befunden:

- Hydromorphologische Zustandserhebung mit vorgegebenem Parameterkatalog, wobei auf Staue, Schwalle, Uferdynamik, Sohldynamik, Substrate, Strukturen, Vegetation, etc. eingegangen wurde,
- Weitere gezielte Abflussmessungen,
- Erfassung von ökologischen Schwachpunkten (Pessimalstellen),
- Erste Dotationsversuche,
- Zoologische und spezifisch ornithologische Erhebungen.

3.5 Arbeitsschritt 3 – Modellierungsphase

Nach nochmaliger Erweiterung des Projektteams durch Experten mit Modellierungserfahrung auf ökologischem Sektor wurden eingeleitet:

- Laserscan und unterstützende terrestrische Vermessung als Basis für hydraulische Modellierung,
- Gezielte Auswahl der Leittierarten für aquatische und terrestrische Habitatmodellierung,
- Parameteraufstellung (relevante) zur Beschreibung der Habitateignung,
- Hydraulische Modellerstellung und Modellierung von neun verschiedenen Abflüssen,
- Eigentliche Habitatmodellierung (aquatische + terrestrische),
- Dotierversuche und Modellierung Landschaftsbild und Freizeitnutzung,
- Auswertung, Bewertung, Gewichtung und schließlich einvernehmliche Pflichtwasserfestlegung.

Am Beispiel der aquatischen Modellierung kann diese Vorgehensweise eindrucksvoll aufgezeigt werden:

Aus der 2D-Modellrechnung mit hochauflösender digitaler Geländeaufnahme gewinnt man für neun verschiedene Durchflussvarianten Wassertiefen und -geschwindigkeiten. Mit den Präferenzdaten (biotisch) für z. B. zwei Fischarten (Huchen, Äsche) in 3 Stadien (Laich, Juvenil, Adult) gibt es entsprechende Zuordnungen zu den neun Durchflussvarianten. Mit den GIS-Kartierungsdaten kann dann eine Verschneidung der biologischen und physikalischen Größen hergestellt werden, d. h. in 60 Modellen werden Präferenzfunktionen (Suitability index) durch physikalische Größen (wie Wassertiefe, Störung, Strukturen) und durch biologische Größen (Habitatansprüche) abgebildet, z. B. Huchen:

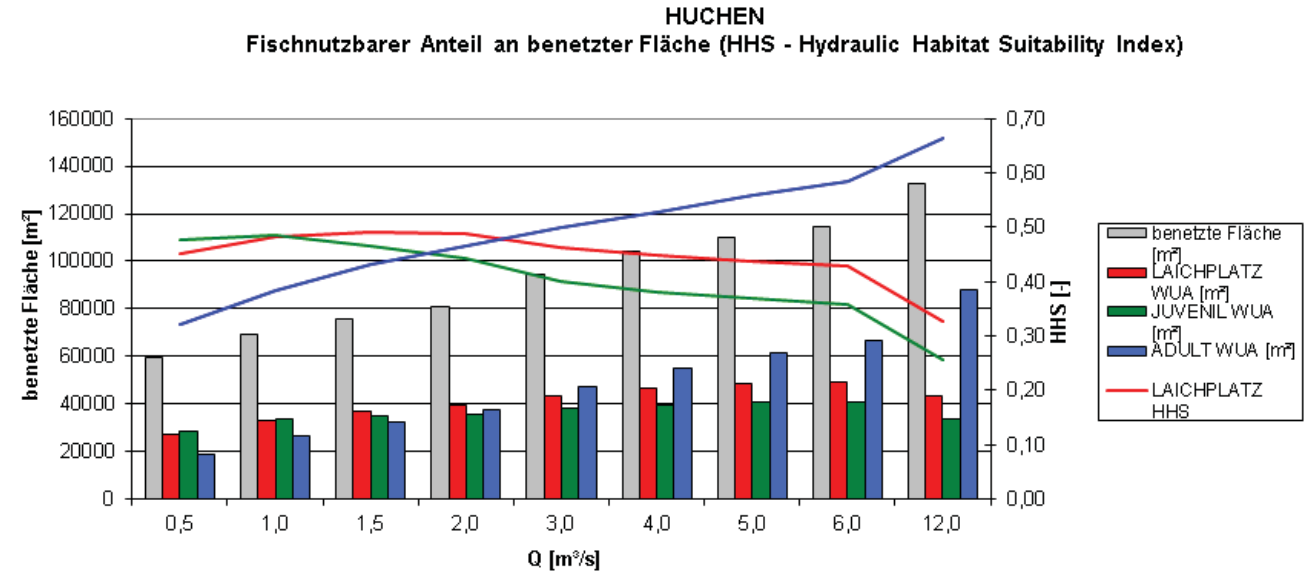


Abb. 2: Interpretation Huchen

Als Ergebnis der aquatischen Modellierung ließen sich schließlich folgende Schlüsse ziehen:

- Bereits bei geringen Wassermengen gibt es zahlreiche Laichhabitate die gut geeignet sind für juvenile Äschen und Huchen,
- Bei 1,5 m³/s ist in 95% der RW-Strecke eine Mindesttiefe von 30 cm (lt. QZV) gegeben,
- Mit teilweise vorgesehenen strukturellen Maßnahmen ist eine Steigerung der benetzten Fläche von 95% auf 98% möglich (bei 1,5 m³/s),
- Restliche 2% sind nicht zusammenhängend und daher kein Migrationshindernis.

In ähnlicher Weise wird die Methodik für die terrestrische Habitatmodellierung angewandt:

Dabei wurden in insgesamt 10 verschiedenen Wasserführungen die folgenden vier Leitarten in ihrer Habitateignung dargestellt: Flussufer-Riesenwolfsspinne, Punktierter Gebirgsflussahlenläufer, Flussuferläufer und Flussregenpfeifer. In 40 Modellen zeigte sich zusammenfassend folgendes Ergebnis:

- Für Spinnenarten ab 3 m³/s Verschlechterung im Lebensraum,
- Für Käferarten konstante Verhältnisse im Lebensraum bis 12 m³/s,
- Für Vogelarten konstante Verschlechterung des Lebensraumes mit zunehmender Wassermenge, jedoch insgesamt ausreichend.

Weitere Auswertungen (Landschaftsbild, Freizeitnutzung) lassen folgende Kernaussagen zu:

- Durch Filterung von Bereichen mit deutlichen Diversitätsveränderungen bei unterschiedlichen Wassermengen wird gezeigt, dass dies lediglich abschnittsweise vorkommt, jedoch keinen gravierenden Einfluss auf das Gesamtlandschaftsbild hat.
- Freizeitnutzung bedeutet Habitatsstörung. Insbesondere Vögel reagieren sensibel auf Störungen, Spinnen und Käfer dagegen weniger. Aus den Ergebnissen der Modellierung ergeht daher die Empfehlung, Besucherlenkungs-Maßnahmen zur Wahrung spezieller Flächen als potentielle Lebensräume einzuleiten.

3.6 Erkenntnis bzw. Ergebnis der Modellierung

Entgegen dem Richtwert zur Erfüllung der ökologischen Bedürfnisse gemäß Verordnung mit einer Restwasserforderung von mind. 7,2 m³/s konnte in der Einzelfallbetrachtung aufgezeigt werden, dass aus Sicht der Betreiber sogar bei 0,80 bis 1,0 m³/s schon ein argumentierbarer Ansatz möglich wäre. Einvernehmlich mit den Experten für Ökologie und Naturschutz wurde dann aber eine Pflichtwassermenge von 1,5 m³/s festgelegt und diese auch im Rahmen eines darauffolgenden ordentlichen Wasserrechtsverfahrens per Bescheid genehmigt. Mit diesem Bescheid ist gleichzeitig auch die Errichtung einer neuen, dem Stand der Technik entsprechende Fischaufstiegshilfe genehmigt worden: Statt der bestehenden Äschen-tauglichen Fischaufstiegshilfe mit 100 l/s Dotation wird eine neue Fischaufstiegshilfe – geeignet für den Leitfisch Huchen mit 500 l/s Dotation – errichtet. Weitere 1000 l/s werden über die Wehranlage abgegeben.

Die interdisziplinäre Behandlung im Vorfeld eines Genehmigungsverfahrens hat sich als empfehlenswert erwiesen, da offen und zielorientiert eine Lösung gefunden wurde, die Ökologie und Ökonomie befriedigen konnte.

4 Fallbeispiel KW Gößnitz

4.1 Ausgangssituation

Das KW Gößnitz ist ein Laufkraftwerk mit einer ca. 2,1 km langen Ausleitungsstrecke, wobei bis zum Kraftwerk eine 1,4 km lange Druckrohrleitung führt und die Verbindung zum Vorfluter mit einem UW-Kanal von 0,7 km Länge hergestellt wurde. Das Kraftwerk befindet sich am Möllfluss (einem linksufrigen Zubringer zur Drau, einmündend bei Spittal/Drau) im Bundesland Kärnten, im Süden Österreichs. Bei einer Ausbauwassermenge von 28 m³/s und einer Fallhöhe von 37 m können jährlich im Durchschnitt 27 Mio. kWh bei 8 MW Leistung erzeugt werden. Das Kraftwerk wurde 1965 errichtet.

Die Möll bei Gößnitz mit einem Einzugsgebiet von 583,2 km² wird durch eine klassische Wehranlage etwa 8 m aufgestaut. Die Besonderheit der nachfolgenden, bislang ohne Pflichtwasser geführten Ausleitungsstrecke des Mutterbachbettes liegt darin, dass diese mit insgesamt 12 Sohlrampen zur Sohlstabilisierung im Hochwasserfalle versehen wurde. Fischaufstiegshilfe ist bislang keine errichtet worden, der Flussabschnitt wurde als „Heavily Modified Water Body“ (HMWB) klassifiziert.

Bei der Möll in Gößnitz, ohne Berücksichtigung von allfälligen Schwellbetrieben, beträgt das MQ = 16,5 m³/s, das $MJNQ_T$ = 4,2 m³/s, das NQ_t = 2,8 m³/s, das HQ_1 = 90 m³/s und das HQ_{100} = 450 m³/s.

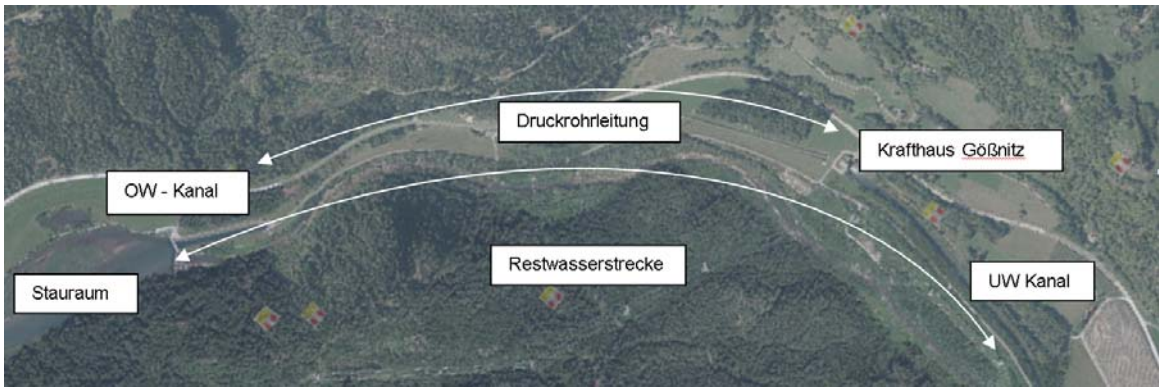


Abb. 3: Ausleitung KW Gößnitz / Möll

4.2 Erforderliche WRRL-Anpassung

Entsprechend der QZV sollte ohne Nachweis eine Pflichtwassermenge von 2,8 m³/s abgegeben werden. Auch in diesem Fall kann man von Unverhältnismäßigkeit sprechen, weshalb man versucht hat, ebenfalls im Vorfeld von Genehmigungen, einen individuellen Lösungsweg zu finden.

4.3 Ein erster Lösungsansatz – lange Fischaufstiegshilfe

In ersten Überlegungen sprachen einige Argumente gegen die klassische Fischwanderung über das mit Pflichtwasser zu beaufschlagenden Mutterflussbett und anschließender Fischaufstiegshilfe als Umgehung der Wehranlage:

- Das Mutterflussbett entspricht aufgrund der vielen Sohlschwellen nicht mehr einem natürlichen Flussabschnitt,
- Selbst bei ausgiebiger Pflichtwasserbeaufschlagung über das Mutterflussbett wird über das Kraftwerk und dem Unterwasserkanal i. d. R. mehr Wasser als die künftige Pflichtwassermenge abgegeben.
- Dadurch ist der „aufsteigende Fisch“ geneigt, entlang des heute schon als „naturnahe“ zu bezeichnenden Unterwasserkanals aufwärts zu wandern, statt in die Restwasserstrecke. Mit dem Ergebnis, dass er nach einer 700 m langen Unterwasserstrecke beim Kraftwerk „ansteht“, ohne weiter aufsteigen zu können.

Dafür wurde die Idee geboren, entlang der flach verlegten Druckrohrleitung über eine Länge von 2 km einen Tümpelpass zu errichten und mit dieser „langen Fischaufstiegshilfe“ die Durchgängigkeit herzustellen. Diese auf den ersten Blick teure Lösung – aber funktionstüchtig aus ökologischer Sicht – sollte durch Minimierung der Erlöseinbußen, über Einsparung zu hoher Pflichtwasserabgaben im Mutterflussbett im Vergleich zum Durchfluss in der langen Fischaufstiegshilfe, kompensiert werden können.

In Absprache mit den Experten für Fischökologie wurde solch eine Lösung zunächst als akzeptabel befunden und genehmigungsreif ausgearbeitet. Der „huchenfähige“ Fischaufstieg sollte mit 500 l/s dotiert werden und als naturnaher Tümpelpass auch zu einem attraktiven Schaupfad ausgebaut werden. Der Altarm der Möll sollte weiterhin lediglich die Funktion der Hochwasserabfuhr haben und ohne Pflichtwasser verbleiben.

4.4 Umdenken und zweiter Lösungsansatz

In eingehenden Diskussionen unter Einbindung der Naturschutzexperten kam man zum Schluss, dass der erste Lösungsansatz nicht den Intentionen der WRRL entspräche, da im Altarm der Möll nicht der Zustand eines ökologisch

guten Potentials angestrebt wird, d. h. ausreichendes Pflichtwasser und eine Fischaufstiegshilfe im Bereich der Wehranlage galt es zu realisieren. Die Erschwernisse der Sohlrampen sollte man mittels neuer integrierter Einzel-Fischaufstiegshilfe bei jeder Sohlrampe lösen können, für Einstiegshilfe in den Altarm müssen geeignete Lenkungsmaßnahmen gefunden werden (z. B. hängende Ketten am Ende des Unterwasserkanals).

Die äußerst beengten Platzverhältnisse im Bereich der Wehranlage lassen eine klassische Fischaufstiegshilfe in Form einer „vertical-slot-Anlage“ kaum zu. Zu diesem Zwecke ist ein „Fischlift“ als Alternative – auch im Einvernehmen mit den Behördensachverständigen für Fischökologie – angedacht.

Zu ermitteln galt es noch das Maß der Mindestbeaufschlagung mit Pflicht-wasser im Altarm. Dazu wurden Dotationsversuche gestartet, mit unter-schiedlichen Wassermengen über mehrere Tage an ausgewählten Pessimal-stellen die Hauptparameter (Tiefe/Fließgeschwindigkeit) gemessen und als Ergebnis eine Pflichtwassermenge von 600 l/s freigegeben. Damit sollten unter Auflage eines Monitorings und allfälliger späterer Nachbesserungen (eventuell auch strukturell) die Mindesterfordernisse gegeben sein.

5 Zusammenfassung

Richtwerte für Pflichtwasservergaben sind i. d. R. Hilfe zur Orientierung. Die individuelle Betrachtung am Einzelfall bereits im Vorfeld der Genehmigung und unter Einbindung aller Experten führt zur Zielerreichung sowohl für den ökologischen wie auch den ökonomischen Sektor.

Referenzen

Reichholf, J.H., Zauner, G., Zessner, M., Gamerith W., Knoflacher, H., Nackler, K., Fercher, P., Lechner, H. (2012). Mobilität in Ökosystemen, UMWELT Schriftenreihe für Ökologie und Ethologie, 39, 117–141.

Niederbichler, I., Mayr, P., Schneider, J., Nackler, K., Harb, G., Stocker, G. (2012). Innovative Wege zur Ermittlung von Restwassermengen auf Basis abiotischer Parameter, Wasserbausymposium TU Graz.

Adresse der Autoren

Dipl.-Ing. Hansjörg Gober

Prok. BauR h.c. Dipl.-Ing. Karl Nackler

KELAG-Kärntner Elektrizitäts-Aktiengesellschaft

Arnulfplatz Nr. 2

A-9020 Klagenfurt

Oberflächen-PIV aus Helikopteraufnahmen

Surface PIV based on recordings from a helicopter

Martin Detert, Volker Weitbrecht

Kurzfassung

Dieser Beitrag zeigt die Möglichkeiten zur Auswertungen von Helikopter-Aufnahmen zur Bestimmung von Oberflächengeschwindigkeiten exemplarisch am Beispiel einer 70° Richtungsänderung an der Thur (Schweiz). Die komplexe Strömungssituation wird mittels Oberflächen Particle Image Velocimetry (PIV) erfasst. Die Beobachtung von schwimmenden Tracerpartikeln mit einer Kantenlänge von 60 mm erfolgte dabei aufgrund der Flussbreite von 40 m über Helikopteraufnahmen aus rund 50 m Höhe. Problematisch für die Bildkorrelation zur Auswertung von Oberflächengeschwindigkeiten ist die starke Relativ-Bewegung auf den Einzelbildern, bedingt durch unvermeidliche Flugmanöver des Helikopters. Zur Rückkorrektur wurde ein Korrelationsalgorithmus entwickelt, der über Referenzpunkte am Ufer eine Rücktransformation des Einzelbilds bei gleichzeitiger Geo-Referenzierung ermöglicht. Über Filterstufen werden aus den Rohbildern Binärbilder erzeugt, auf denen im Wesentlichen die Informationen der Tracerpartikel enthalten sind. Diese Binärbilder lassen sich mit der Open Source PIV-Software PIVlab zu Geschwindigkeitsfeldern umrechnen. Es zeigt sich, dass die verwendete Messmethode geeignet ist, um die zur Kurvenaussenseite gerichtete Scherströmung mit Geschwindigkeiten von bis zu 2 m/s zu erfassen.

Abstract

This paper deals with large-scale surface velocity measurements based on airborne video recordings from a helicopter. Particle-Image-Velocimetry (PIV) has been used to illustrate the complex flow pattern in a 70° curve of Thur River. Wooden chips (60×60 mm²) were added upstream from a bridge as tracer material. The water surface was recorded with a standard HD camera from approximately 50 m height. To compensate the relative movement of the helicopter, a correlation algorithm has been developed using the information of geo-referenced control points located along the river banks. Using several filter routines, the raw images were transformed into binary images containing mainly information on tracer particles beside noise. The open source software PIVlab was used to determine velocity fields, by which the three-dimensional character of the flow with surface velocities up to 2 m/s directed toward the outer river bend is revealed.

1 Einführung

PIV ist Stand der Technik zur Erfassung momentaner Geschwindigkeitsfelder im Labor (Adrian 2005). Grossmassstäbliche Naturmessungen stellen jedoch eher die Ausnahme dar. Das Problem ist meist ein ungenügender Kontrast, weil sich die gewählten Tracerpartikel kaum von der Wasseroberfläche oder anderen Störungen unterscheiden lassen. Eine zweite Schwierigkeit liegt darin, einen optischen Zugang zu einem hinreichend grossen und damit aussagekräftigen Bildbereich zu erhalten, der idealerweise vertikal lotrecht von der Kamera erfasst werden sollte. Sukhodolov *et al*. (2007) haben Versuche an der Spree mit Schwimmkerzen bei Nacht durchgeführt. Der optische Zugang wurde dabei über hohe angrenzende Bäume erreicht. Hier war das Ziel, Geschwindigkeitsfelder und Turbulenzgrössen an der Oberfläche zu erhalten. Muste *et al*. (2008) haben Messungen mit fixierter Kamera u. a. von Brücken per Messfahrzeug mit Kragarm durchgeführt, um Abflussschätzungen über Geschwindigkeitsvektoren an der Wasseroberfläche vor allem bei Hochwasserereignissen zu erhalten. Cameron *et al*. (2013) haben Lasertechnik mit grossem Aufwand im Feld eingesetzt. Ziel hierbei war es, 3D-Geschwindigkeitsfelder in der Hauptströmung zu ermitteln.

Auch Hubschrauber-basiertes Oberflächen-PIV wurde bereits erfolgreich von Fujita und Kunita (2011) eingesetzt. Der Schwerpunkt ihrer Untersuchung lag jedoch nicht in der Beschreibung vollständiger instantaner Geschwindigkeits-Felder, sondern in der Abschätzung von Hochwasserabflüssen über Oberflächen-Geschwindigkeiten. Hier wurde kein Tracer gezielt auf der Wasseroberfläche eingesetzt, sondern eine Bildkorrelation über Wellenkämme und Getreibsel durchgeführt. Die Geo-Referenzierung erfolgte über markante Geländepunkte wie Strassenkreuzungen, Häuser oder Strommasten. Ein standardisiertes Verfahren, das Hubschrauber-basierte Aufnahmen mit gutem *Seeding* kombiniert und trotzdem auf *low-cost* Basis betrieben werden kann, fehlt momentan.

2 Vorbereitung und Durchführung der Helikopteraufnahmen

Abb. 1 zeigt die Situation an der Eggrankkurve der Thur. Bis 2020 soll dort ein 4,5 km langer Abschnitt bis zur Mündung in den Hochrhein im Rahmen des Projektes „Hochwasserschutz und Auenlandschaft Thurmündung“ hinsichtlich Hochwasserschutz, Revitalisierung, Landwirtschaft und Erholungspotential aufgewertet werden. Im oberstromigen Bereich der Eggrankkurve befindet sich eine 70° Kurve, deren Ertüchtigung durch Verbreiterung geplant ist. Die komplexe Strömungssituation soll mittels Oberflächen-PIV erfasst werden. Die

Beobachtung von schwimmenden Tracerpartikeln muss dabei aufgrund der Flussbreite von 40 m über Helikopteraufnahmen aus rund 50 m Höhe erfolgen.

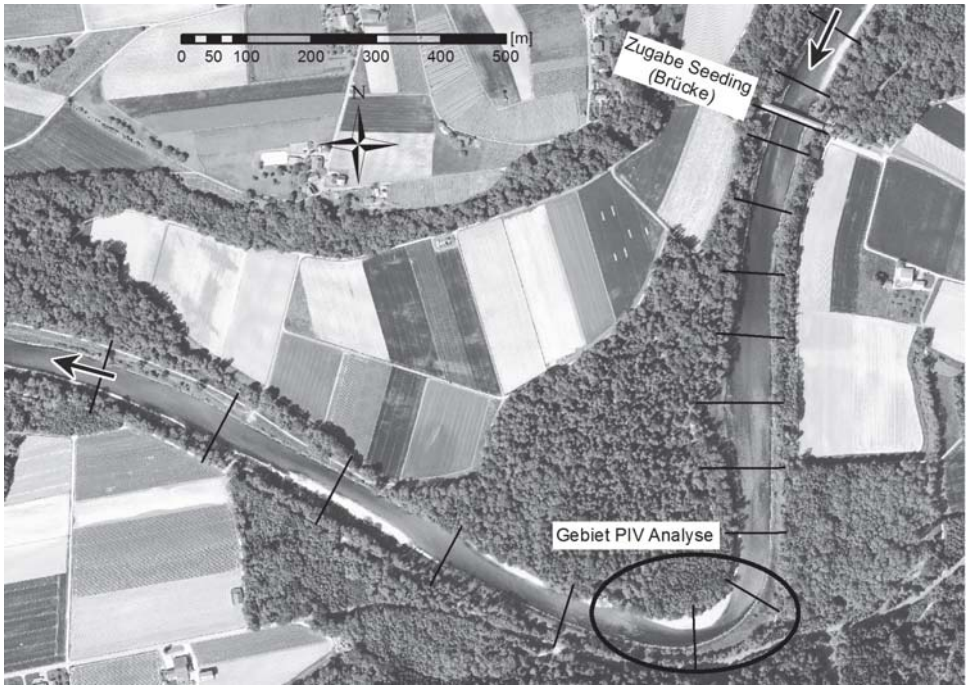


Abb. 1: Übersichtsplan zum Untersuchungsgebiet Messkampagne Eggrankkurve Thur, mit Lage Gebiete PIV Analyse, Zugabeort Seeding (Brücke) und Orte vermessener Querprofile.

Abb. 2 zeigt die Detailsituation. Durch die dunkle Färbung deutlich erkennbar ist die starke Eintiefung in der linken Aussenkurve ab Referenzpunkt ‚120' nach unterstrom. Für das Querprofil bei km 4,474 liegen aktuelle Vermessungsdaten aus 2011 vor. Dabei ist jedoch zu beachten, dass es im Juni 2013 zu einem fast 30-jährigen Hochwasser mit bettbildendem Charakter kam, so dass die Höhen unter Umständen von der Situation zum Zeitpunkt der Helikopteraufnahmen stark abweichen. Für das Querprofil bei km 4,852 liegen gegen Ende 2013 keine aktuellen Vermessungsdaten vor.

Für die Video-Auswertung mittels PIV war es notwendig, einen geeigneten Tracer zu finden und diesen möglichst gleichmässig auf der Wasseroberfläche zu verteilen. Die wesentlichen Anforderungen an den Tracer waren dabei: 1) ausreichende Schwimmfähigkeit, 2) gute Kontrasteigenschaften, 3) keine Beeinflussung der Strömung, sondern passives Folgen der Strömung, 4) Bewegung nicht windbeeinflusst, 5) einfache Herstellung bei angepasster Grösse (Partikel muss idealerweise mindestens auf 3×3 px^2 des Kamerachips dargestellt werden), und 6) keine Beeinträchtigung der Wasserqualität bzw. Akzeptanz der verantwortlichen Behörde. Gerade der letzte Punkt schloss einige Materialien aus, auch die Verwendung von Lebensmittelfarbe wurde

verworfen. Als Bestvariante ergab sich die Verwendung von Schindeln aus Fichtenholz, zugesägt auf eine Kantenlänge von 60 mm und einer Stärke von 2–3 mm.

In einer Messkampagne im September 2013 wurden rund 6000 Holzchips von einer 700 m oberstrom gelegenen Brücke als Tracerpartikel zugegeben. Die Aufnahmen der Wasseroberfläche wurden aus einem Helikopter mit Hilfe einer Full-HD Kamera (Nikon D800, 1920×1080 px^2, Bildformat RGB24) durchgeführt, mit einer zeitlichen Auflösung von 23,976 Hz aus einer Höhe von ca. 50 m. Das damit aufgenommene Bildfeld hat eine Grösse von ca. 55×100 m².

Es wurden insgesamt vier Messreihen über rund 120 s aufgenommen, mit jeweiligem Fokus auf einen Einzelabschnitt mit mindestens vier Referenz-Punkten. Für jede Messreihe wurden in einzelnen Chargen Seedingpartikel zugegeben.

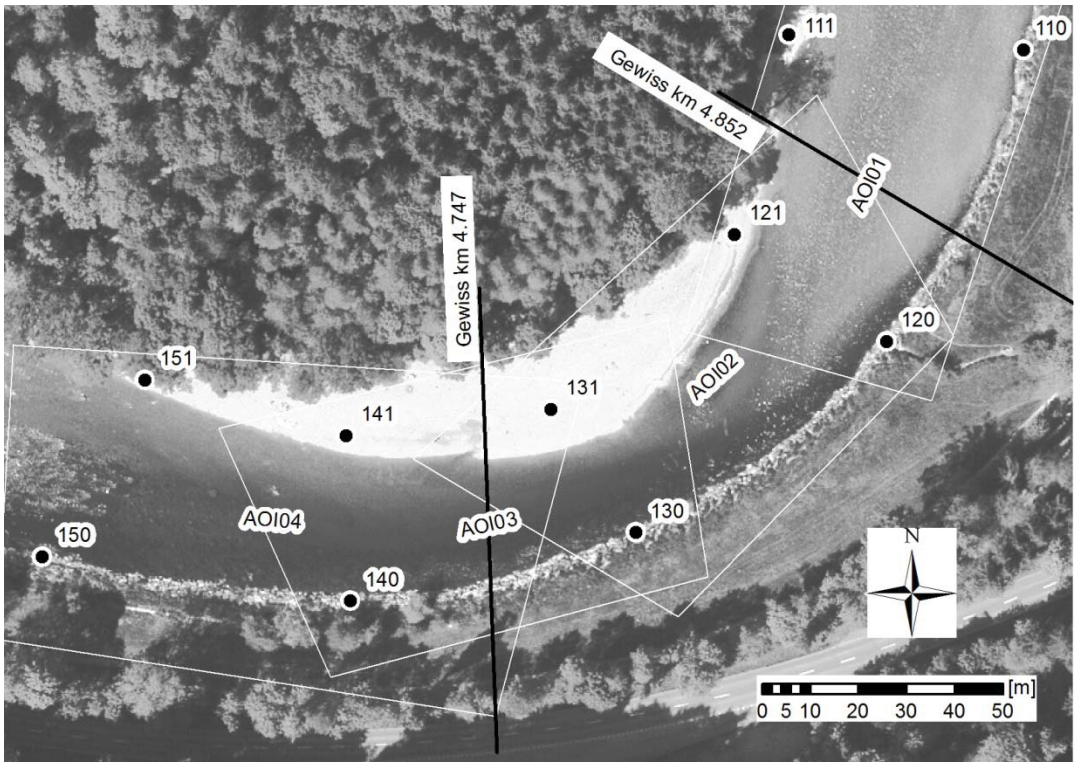


Abb. 2: Situationsplan zum Teilgebiet der Eggrankkurve, mit Lage der Bezugspunkte für die Bereiche AOI01 bis AOI04, sowie Lage der Querprofile bei km 4,747 (Jahre 2005, 2011) und km 4,852 (vor 2005). Übersichtsplan (Hintergrund) aus Befliegung in 2011.

3 Videoanalyse

3.1 Methode

Zur Bildanalyse wurde folgendes Vorgehen gewählt: 1) Detektion der Referenzpunkte zur späteren Videostabilisierung bzw. Geo-Referenzierung des

Einzelbilds, 2) Bildbearbeitung über Filterung der Einzelaufnahmen zur Hervorhebung bzw. Betonung der Seedingpartikel, und 3) Ermittlung der Geschwindigkeitsfelder aus gefilterten Videoaufnahmen mittels PIV.

Sämtliche Auswertungen erfolgten mit MATLAB (Mathworks). Für die Darstellung der georeferenzierten Bilddaten wurde das Programmpaket ArcGIS (ESRI) verwendet. Nachstehend werden die Methoden erläutert.

3.2 Videostabilisierung

Abb. 3 zeigt die Überlagerung von zwei Bildern, die im Abstand von 417,1 ms aufgenommen wurden. Die starke Verwackelung der Videoaufnahmen aufgrund der Eigenbewegung des Helikopters wird deutlich. Ein Teil dieser Relativ-Bewegung entsteht zusätzlich dadurch, dass die Kamera von Hand gehalten wurde und nicht durch eine kreiselstabilisierte Halterung.

Um die Bildfolgen nachträglich zu stabilisieren, wurden Referenzpunkte ermittelt (s. Abb. 2). Diese bestehen aus mit gelber Leuchtfarbe markierten Sperrholz-Platten der Kantenlänge 400 mm. Deren Mittelpunkt wurde vor Ort mit einem GPS Handgerät mit einer Genauigkeit von ±2–3 m aufgenommen. Die Daten wurden anschliessend in GIS über detaillierte Luftaufnahmen aus 2011 geprüft und optional angepasst, so dass die finale Genauigkeit der Referenzpunkt-Koordinaten bei etwa ±1–2 m liegt. Die Lage der Referenzmittelpunkte auf den Einzelbildern wurde mittels Objekterkennung unter Nutzung des Farbraums und der Punktgrösse bestimmt.

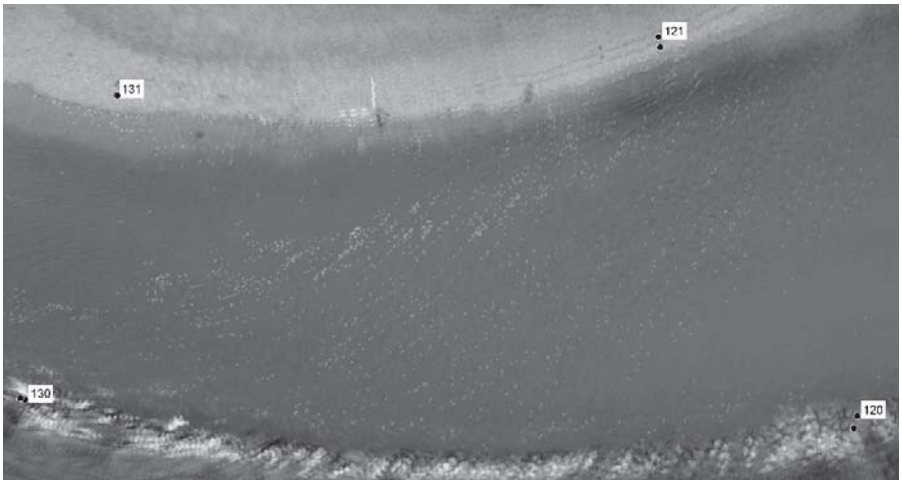


Abb. 3: Exemplarische Bildüberlagerung von zwei Rohbildern mit Abstand von 417,1 ms (Video ‚FEL_7206.mov', Bilder [1203,1213]).

Abb. 4 zeigt die Überlagerung der zwei Bilder aus Abb. 3, nun stabilisiert und georeferenziert. Die notwendige projektive Transformation (der Helikopter befindet sich nicht senkrecht über der Flussmitte) erfolgte je mit vier Kontroll-Punktpaaren. Bei der hier verwendeten Umrechnung verbleiben gerade Linien

gerade, aber parallele Linien konvergieren in Richtung von Fluchtpunkten, die auch ausserhalb des Bildbereichs liegen können. Insgesamt wird mit dem hier beschriebenen Vorgehen eine befriedigende Videostabilisierung vorgenommen, so dass sich im Rahmen einer PIV-Analyse einzelne Bildfeldbereiche zwecks Bestimmung der Oberflächengeschwindigkeit korreliert lassen. Die relative Verschiebung der Tracerpartikel ist nun bereits mit blossem Auge erkennbar.

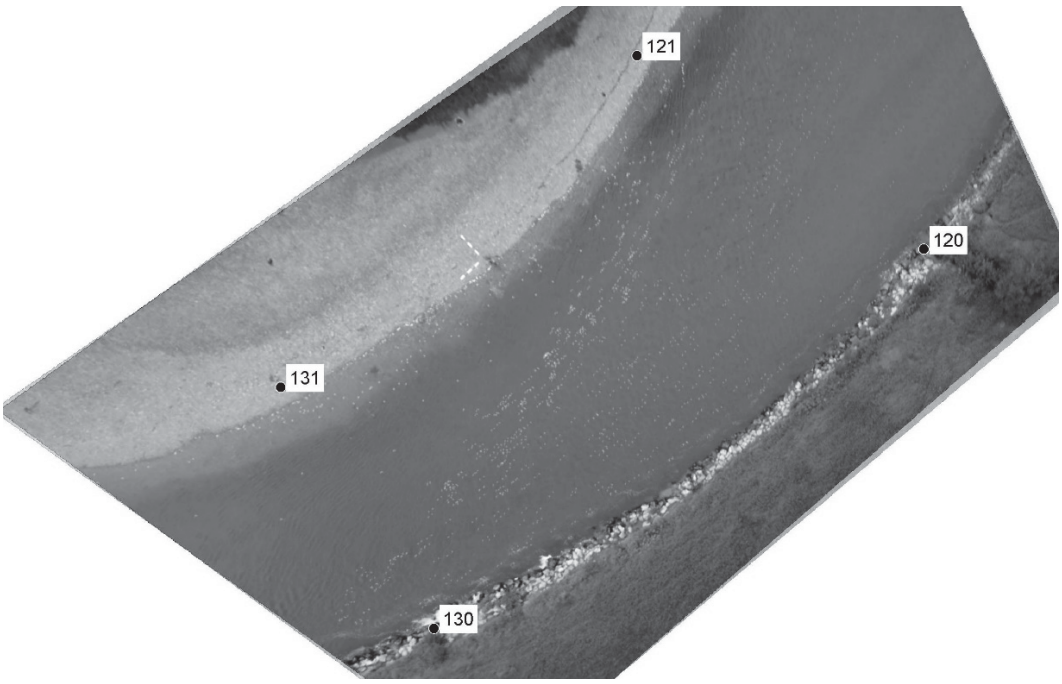


Abb. 4: Exemplarische projektive Transformation und georeferenzierte Bildüberlagerung von zwei Bildern mit Abstand von 417,1 ms (Video FEL_7206.mov‘, Bilder [1203,1213], siehe auch Abb. 3).

3.3 Bildbearbeitung

Die Bildbearbeitung zur Hervorhebung der Seedingpartikel erfolgt zunächst am nicht georeferenzierten Einzelbild, um den Einfluss der oben beschriebenen projektiven Transformation auf die Partikelform und auf das PIV-Ergebnis zu minimieren. Ein resultierendes Binärbild ist exemplarisch in Abb. 5 dargestellt.

Zur Hervorhebung der Seedingpartikel wird das Originalbild grauskaliert. Um Seedingpartikel und Rauschen zu trennen, werden die Einzelbilder über lokale Graustufenschwellenwerte auf einem Raster von 16×16 px^2 binärisiert. Dabei wird die Methode nach Otsu (1979) verwendet, unter nachträglicher Reduktion des Schwellwertes auf 90%. Nach Anwendung der Schwellenwertmatrix auf das grauskalierte Originalbild werden Pixel nun als 0 oder 1 deklariert, je nachdem ob sie im Schwellenwertraster oberhalb oder unterhalb der lokalen Schwelle liegen.

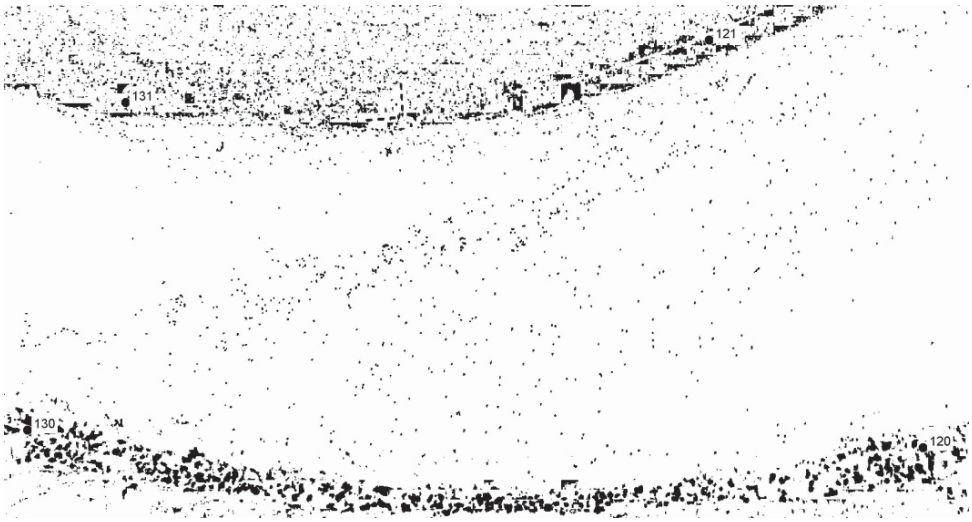


Abb. 5: Invertiertes Binärbild mit sichtbarem Seeding (Video ‚FEL_7206.mov', Bild [1203]).

3.4 Particle Image Velocimetry (PIV)

Die Beschreibung der Strömungssituation in der Eggrankkurve erfolgt über eine Oberflächen-PIV. Die Idee bei dieser Technik ist, dass eine Strömung an ihrer Oberfläche mit Partikeln beaufschlagt und deren Bewegung durch eine geeignete Kamera festgehalten wird. Mit Hilfe eines Kreuzkorrelations-Verfahrens zwischen zwei aufeinanderfolgenden Bildpaaren wird die Verschiebung der verschiedenen Partikel bzw. Intensitätsmuster ausgewertet und schliesslich auf einem Raster als Vektorfeld dargestellt. Im Gegensatz zu Punktmessverfahren wird so das Strömungsmuster zeitlich und räumlich diskretisiert auf einer Fläche sichtbar gemacht. Weitere Details zum Messverfahren mit Oberflächen-PIV lassen sich Weitbrecht *et al*. (2002) entnehmen.

Als PIV Software wurde die MATLAB basierte OpenSource Software PIVlab von Thielke und Stammhuis (2012) verwendet. Zur Bildauswertung wurden die georeferenzierten Binärbilder in einer Bildsequenz von [(1,11), (2,12), (3,13), ...] ausgewertet. Es wurde eine einfache Kreuzkorrelation auf 64×64 px^2 mit 50% Überlappung durchgeführt. Mit einer gewählten Rasterskala von 0,05 m/px auf den georeferenzierten Einzelbildern ergibt sich somit ein Vektorabstand von 1,6 m und 23,98 Hz bei einer räumlichen Auflösung von 3,2 m sowie einer zeitlich gefilterten Auflösung von 2,4 Hz für die Einzelvektoren. Im Rahmen des *Postprocessings* werden Vektoren mit unrealistisch hohen Geschwindigkeiten gelöscht.

4 Hydraulische Analyse

Abb. 6 zeigt das zeitlich gemittelte Geschwindigkeitsfeld der Vektoren als Median über die Aufnahmedauer von 145 s, d.h. auf Basis von 3480 instantanen Geschwindigkeitsfeldern. Verdeutlicht wird die Strömungs-Situation durch Stromlinien. Sichtbar werden die Strömungskonzentrierung hin zur Aussenkurve sowie die Rückströmungszone am Innenufer.

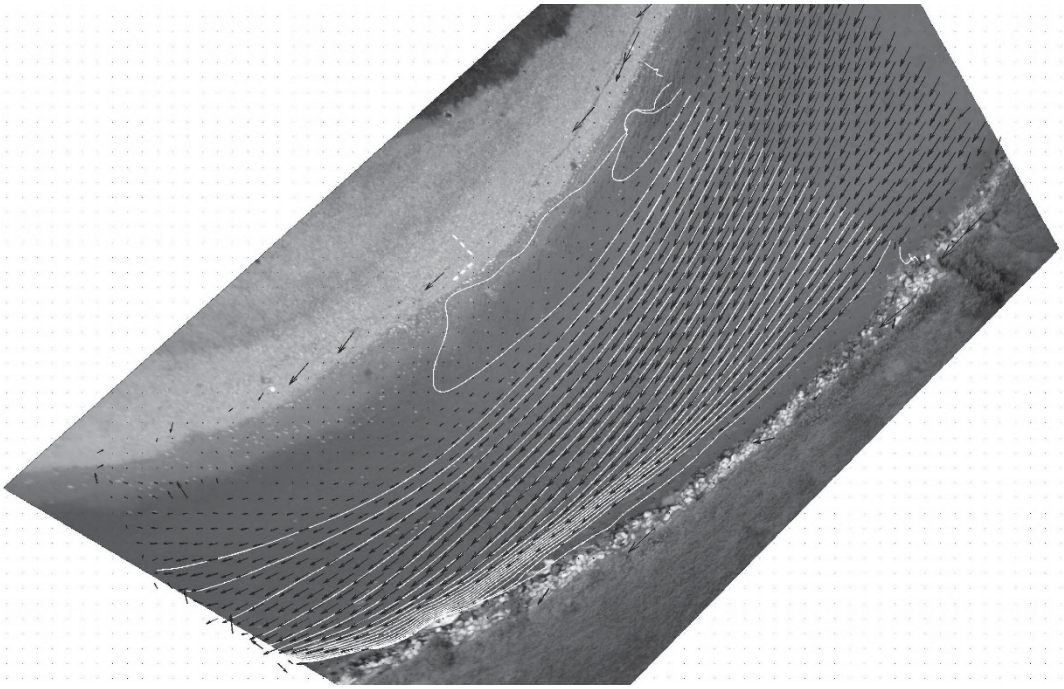


Abb. 6: Strömungsvektoren und Stromlinien zur Visualisierung der Rückströmungszone.

Abb. 7 gibt ein georeferenziertes Gesamtbild der Eggrankkurve über eine Strömungslänge von rund 250 m. Eine weitergehende GIS-Analyse ist mit diesen Daten möglich.

Im folgenden Auswertungsschritt wurde das zeitlich gemittelte Geschwindigkeitsprofil der Oberflächenströmung sowie das zugehörige Querprofil bei km 4,747 überlagert. Daraus lässt sich ein Durchfluss pro Breitenmeter ableiten, der über die Breite integriert den Durchfluss ergibt. Im vorliegenden Fall werden damit rund 75% des am Pegel Andelfingen rund 4,4 km oberstrom zum Zeitpunkt der Befliegung gemessenen Durchflusses von 32 m^3/s ermittelt. Aufgrund der 3D-Strömungssituation ist die hier durchgeführte Abschätzung über die Oberflächengeschwindigkeit nicht präzise bzw. deutlich zu niedrig. Im Bereich der Aussenkurve kommt es durch die getauchte Hauptströmung zu einer wesentlich geringeren Oberflächengeschwindigkeit als der mittleren Strömungsgeschwindigkeit. Gleichwohl verdeutlicht dieses Beispiel das Potential einer helikopterbasierten PIV-Analyse zur Durchflussbestimmung.

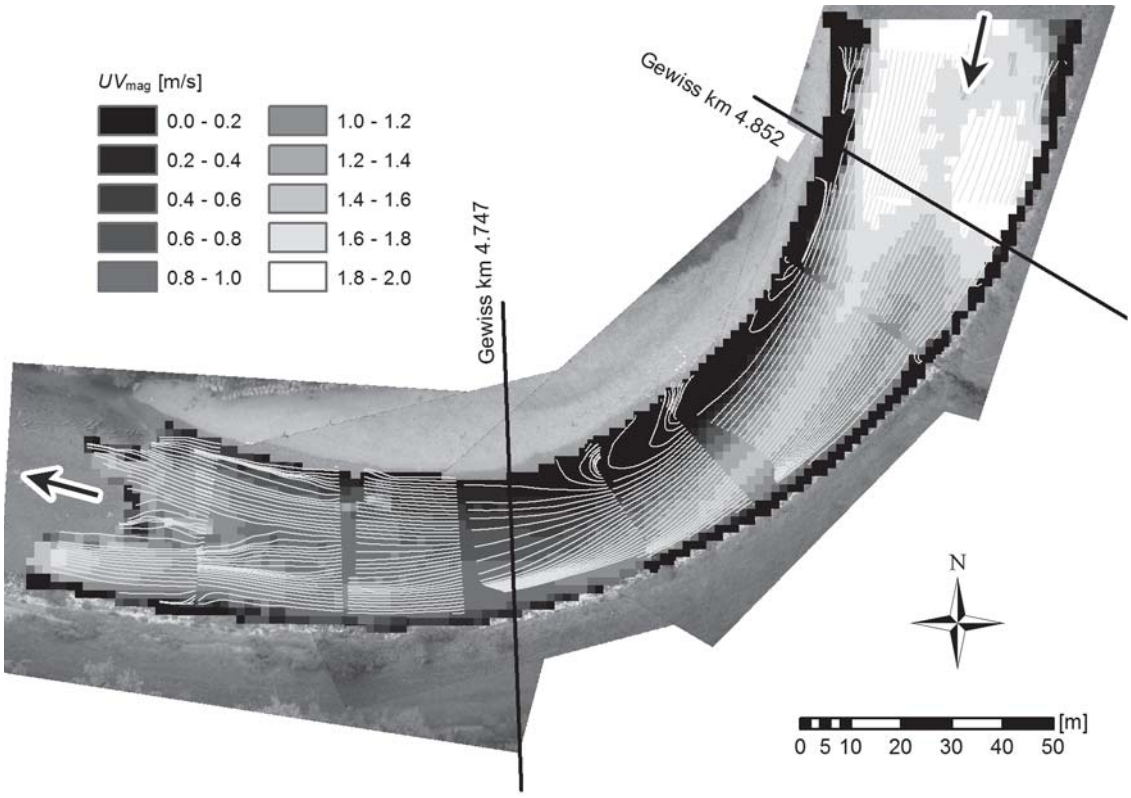


Abb. 7: Mittleres Geschwindigkeitsfeld (UV_{mag} = Magnitude Oberflächengeschwindigkeit) und Stromlinien in georeferenzierter Gesamtansicht. Der Bildausschnitt entspricht Abb. 2.

5 Zusammenfassung

Die verwendete Messmethode des Oberflächen-PIV mittels Helikopter-Aufnahmen ist grundsätzlich geeignet, um die Oberflächengeschwindigkeit und deren Komplexität gerade in Kurvensituationen zu erfassen. Die in den hier beschriebenen Naturversuchen verwendeten Sperrholzplättchen sind als Tracer adäquat, und die verwendete Kamera liefert eine ausreichende räumliche und zeitliche Auflösung. Eine Transformation der Rohbilder zur Eliminierung der Relativbewegung der Bilder funktioniert zufriedenstellend. Mittels verschiedener Filteroperationen lassen sich aus den aufgenommenen Videosequenzen Bilder generieren, die im letzten Schritt durch einen PIV-Algorithmus in Strömungs-Felder umgerechnet werden können. Die Analyse der Oberflächengeschwindigkeiten beschreibt klar, wie das zeitlich gemittelte Strömungsfeld vor dem Kurvenscheitel zur Kurvenaussenseite gerichtet ist. Die grössten Geschwindigkeiten von bis zu 2 m/s liegen erwartungsgemäss im Bereich der Aussenkurve.

Zur Verbesserung des Verfahrens wäre eine Minimierung der Seiten-Beschleunigung bei der Bildaufnahme wertvoll. Zusätzliche Kontrollfixpunkte in den Eckbereichen des Bildausschnitts sind wichtig und sollten, wenn möglich, in

Zukunft genauer eingemessen werden. Zusätzlich wäre eine grössere und gleichmässigere Dichte von Tracerpartikeln auf der Wasseroberfläche sinnvoll.

Durch den Einsatz von ferngesteuerten Drohnen, z. B. Quadrokoptern, könnte der Aufwand, den ein Helikopter mit Besatzung mit sich bringt, deutlich reduziert werden. Optimal liessen sich damit auch bei Hochwasserereignissen Durchflüsse bestimmen und Aussagen zu Schwankungsgrössen treffen.

Danksagung

Diese Forschungsarbeit wurde grösstenteils finanziert und ermöglicht durch das Amt für Abfall, Wasser, Energie und Luft (AWEL) des Kantons Zürich.

Referenzen

Adrian, R.J. (2005). Twenty years of particle image velocimetry. Exp. in Fluids, 39 (2), 159–169.

Cameron, S.M., Nikora, V.I., Albayrak, I., Miler, O., Stewart, M., Siniscalchi, F. (2013). Interactions between aquatic plants and turbulent flow: a field study using stereoscopic PIV, Journal of Fluid Mechanics, 732, 345–372.

Fujita, I., Kunita, Y., (2011). Application of aerial LSPIV to the 2002 flood of the Yodo River using a helicopter mounted high density video camera, Journal of Hydro-environment Research, 5(4), 323–331.

Muste, M., Fujita, I., Hauet, A. (2008). Large-Scale Particle Image Velocimetry for measurements in riverine environments, Special Issue on Hydrologic Measurements, Water Resources Research, 44, W00D19.

Otsu, N. (1979). A threshold selection method from gray-level histograms, IEEE Transactions on Systems, Man, and Cybernetics, 9(1), 62–66.

Sukhodolov, A., Uijttewaal, W.S.J., Schnauder, I., Sukhodolova, T.A., Erdbrink, C., Brevis, W., Garcia, X.-F., Pusch, M.T., Gabel, F. (2007). Flow visualization in natural streams: examples and perspectives. Proceedings of the 32nd Congress of IAHR, The International Association of Hydraulic Research. Venice, Italy.

Thielicke, W., Stamhuis, E.J., (2012). PIVlab1.32, http://pivlab.blogspot.ch, accessed at 2013/12/03.

Weitbrecht, V., Kühn, G., Jirka, G.H. (2002). Large scale PIV-measurements at the surface of shallow water flows, Flow Measurement and Instrumentation, 13(5–6), 237–245.

Adressen der Autoren

Dr. Martin Detert (korrespondierender Autor)

Email: **detert@vaw.baug.ethz.ch**

Dr. Volker Weitbrecht

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich

Wolfgang-Pauli-Str. 27

CH-8093 Zürich

Raumbedarf für die natürlichen Funktionen beim Alpenrhein

Space required for natural functions in and around the Alpine Rhine River

Markus Hostmann, Christian Roulier, Grégory Paccaud

Kurzfassung

Die Gesetzgebungen in der Schweiz und in der EU verlangen bei Wasserbauprojekten die Wiederherstellung des natürlichen Verlaufs des Gewässers (Schweizer Wasserbau- & Gewässerschutzgesetz) bzw. die Erreichung des guten ökologischen Zustands (EU-Wasserrahmenrichtlinie). Bei der Planung eines Wasserbauprojekts stellt sich die Herausforderung, diese Zielzustände in ein konkretes Projekt umzusetzen. Da bei Wasserbauprojekten vielfach Interessenskonflikte zwischen verschiedenen Nutzungsbereichen auftreten, sind fundierte Entscheidungsgrundlagen – auch gerade im Bereich der Ökologie – zentral.

Im Auftrag des Bundesamts für Umwelt BAFU hat die Auenberatungsstelle eine Methodik entwickelt, wie der Raumbedarf für die natürlichen Funktionen bei grossen Fliessgewässern bestimmt werden kann. Bei der Methodik werden verschiedene natürliche Funktionen bewertet, die das Gewässer und sein Auenökosystem erfüllen. Die Methodik zur Bemessung des Raumbedarfs für die natürlichen Funktionen wurde nun erstmals auf ein grosses Fliessgewässer im Alpenraum angewendet, und zwar auf das Hochwasserschutzprojekt Rhesi beim Alpenrhein.

Die Resultate der Studie zeigen die quantitative Erfüllung der natürlichen Funktionen beim Alpenrhein abhängig von der zur Verfügung stehenden Bewegungsbreite. Für die Erfüllung der aquatischen und amphibischen Funktionen inklusive der Pufferwirkung und terrestrischen Längsvernetzung braucht es beim Alpenrhein eine dynamische Breite von mindestens 240 m. Damit auch die typischen Pflanzengesellschaften (Auwaldvegetation) sowie die Strukturen des terrestrischen Habitats (Stillwasserzonen) gewährleistet sind, braucht es eine zusätzliche Breite. Die Methodik „Raumbedarf für die natürlichen Funktionen“ kann auf alle grösseren Fliessgewässer im Alpenraum angewendet werden. Mit der Methodik können auch unterschiedliche Varianten betreffend der ökologischen Zielerreichung bewertet werden, was eine gute Entscheidungsgrundlage für einen Variantenvergleich darstellt.

Abstract

According to the legislation in force in Switzerland and the EU, hydraulic engineering projects must restore watercourses to their natural course (Swiss Act on Hydraulic Engineering and Water Protection Act) or attain a good ecological state (EU Water Framework Directive). The challenge of implementing these objectives in concrete project situations arises during the planning of hydraulic engineering projects. Because multiple conflicts of interest between different functions arise in the context of hydraulic engineering projects, detailed decision-making bases – including the area of ecology, in particular – are central to the planning process.

The Alluvial Zones Information Centre (*Auenberatungsstelle*) developed a methodology on behalf of the Federal Office for the Environment which enables the determination of the space required for natural functions in and around large watercourses. The methodology involves the evaluation of the different natural functions fulfilled by the watercourse and its alluvial ecosystems. As part of the Rhesi flood protection project for the Alpine Rhine River, the methodology for measuring the space required for the natural functions has now been applied to a large watercourse in the Alpine region.

The results of the study show the quantitative fulfilment of the natural functions at the Alpine Rhine River based on the available range of width. The Alpine Rhine River needs a dynamic width of at least 240 m to fulfil its aquatic and amphibian functions, including the buffer effect and terrestrial longitudinal connectivity. Additional width is required to guarantee the typical plant communities (alluvial forest vegetation) and the terrestrial habitat structures (stagnant water zones). The “space required for natural functions” methodology can be implemented for all large watercourses in the Alpine region. The methodology can also be used to evaluate different variants relating to the fulfilment of ecological objectives. This, in turn, provides a solid decision-making basis for the comparison of variants.

1 Einleitung

Das Hochwasserschutzprojekt Rhesi beim Alpenrhein (www.rhesi.org) ist ein grossangelegtes internationales Projekt, welches sich zurzeit in der Phase ‚Variantenuntersuchung' befindet. Das Projekt betrifft eine 26 km lange Strecke von der Illmündung bis zum Bodensee. Projektträger sind die beiden Bundesstaaten Österreich und Schweiz zusammen mit dem Land Vorarlberg und dem Kanton St. Gallen. Ziel des Hochwasserschutzprojekts Rhesi ist die Erhöhung der Abflusskapazität von derzeit 3100 m^3/s (entspricht einem HQ_{100}) auf mindestens 4300 m^3/s (entspricht einem HQ_{300}). Neben der Hochwassersicherheit sind auch die Sicherstellung der Trinkwasserversorgung, die ökologische Aufwertung sowie der sparsame Umgang mit den Ressourcen Ziele des Projekts.

Der Alpenrhein ist eines der grössten Fliessgewässer der Schweiz und Österreichs. Der Raumbedarf eines solchen Gewässers ist gross, wenn sein ökologischer Zustand verbessert werden soll. Gleichzeitig gibt es in dichtbesiedelten Gebieten wie dem Rheintal zahlreiche Interessenskonflikte. Daher ist es zentral, dass eine klare Aussage gemacht werden kann, welcher Raum für die ökologische Aufwertung benötigt wird.

Im Auftrag des Bundesamtes für Umwelt (BAFU) hat die Auenberatungsstelle eine Methodik erarbeitet, um den notwendigen Raum für grosse Fliessgewässer mit Hilfe verschiedener Indikatoren zu bestimmen (Paccaud und Roulier 2013). Diese Methodik wurde mit dem Hochwasserschutzprojekt Rhesi nun erstmals auf ein grösseres Hochwasserschutzprojekt angewendet.

2 Methodik

Bei der Methodik gilt es verschiedene natürliche Funktionen zu bewerten, die das Gewässer und sein Auenökosystem erfüllen. Diese Funktionen betreffen die aquatischen, amphibischen und terrestrischen Bereiche. Jede Funktion wird individuell durch eine Note zwischen 0 und 100 bewertet. Dieser sogenannte Zielerfüllungsgrad pro Funktion wird für verschiedene Projektabschnitte berechnet. Bei der Aufteilung des Projektperimeters sollen möglichst homogene Abschnitte gewählt werden. Die Aufteilung in die verschiedenen Abschnitte basiert prinzipiell auf der Sohlbreite und dem Gefälle der einzelnen Varianten.

Die Noten für die einzelnen Funktionen werden anschliessend gemittelt, um eine Gesamtnote zu erhalten. Die Bewertung betrifft den Inhalt des Gewässerraums. Dabei ist es wichtig, den Bewegungsraum (in dem das Gewässer sich bewegen kann) vom stabilisierten Raum (d. h. durch eine Uferstabilisierung von der Erosion geschützt) zu unterscheiden.

Für die Anwendung der Methodik muss der natürliche Zustand des Gewässers sowie die natürlichen Sohlen- und Vollbordbreite bekannt sein. Die natürliche Vollbordbreite wird definiert als Breite, die durch den bettbildenden Abfluss im natürlichen Zustand besetzt ist.

Detaillierte Erläuterungen zur Methodik finden sich im Bericht „Espace nécessaire aux grands cours d'eau de Suisse" (Paccaud und Roulier 2013*).*

2.1 Natürliche Funktionen

Die Methodik beinhaltet für verzweigte Fliessgewässer folgende sechs natürliche Funktionen:

1. Aquatisches Habitat: Dabei handelt es sich um die strukturelle Diversität des aquatischen Habitats. Mehrere andere natürliche Funktionen sind von ihr abhängig, u. a. der Fortbestand der typischen Arten dieses Habitats, sowie die Selbstreinigungsfähigkeit des Wassers.
2. Amphibisches Habitat: Das amphibische Habitat entspricht dem Übergangsbereich zwischen Wasser und Land. Die transversale Durchgängigkeit, die Selbstreinigungsfähigkeit und die Versorgung des Grundwassers sind die vom amphibischen Habitat abhängigen Funktionen.
3. Strukturelle Diversität des terrestrischen Habitats: Die Dynamik durch Erosions- und Sedimentablagerungsprozessen unterhält die strukturelle Diversität des terrestrischen Habitats. Man unterscheidet zwei Strukturtypen: Die Auenterrassen und die feuchten Niederungen.
4. Typische Pflanzengesellschaften: Für grosse Fliessgewässer besteht der ideale Zustand aus einem Weichholzaue-Bereich, dessen Breite insgesamt 1,5 × die natürliche Vollbordbreite beträgt. Die Weichholzaue darf nicht vom Gewässer getrennt sein. Die Ansprüche der Hartholz-Formationen werden in der Methodik nicht berücksichtigt.
5. Pufferwirkung: Diese Funktion wird durch den terrestrischen Bereich des Gewässerraums gewährleistet. Sie soll die Wasserqualität schützen, indem sie das Eindringen umweltschädlicher Substanzen einschränkt.
6. Terrestrische Längsvernetzung: Diese Funktion erlaubt die Bewegung von Arten entlang des Gewässers. Sie erfordert einen terrestrischen Streifen mit ununterbrochener und dichter Vegetation, der zugleich Schutz und Nahrung für die durchstreifende Fauna bietet.

3 Anwendung auf den Alpenrhein

3.1 Natürlicher Referenzzustand

Der naturnahe Referenzzustand beim Alpenrhein ist ein verzweigter Flusslauf mit angrenzender Auwaldvegetation (Flussbau AG 2012). Die natürliche Vollbordbreite des Alpenrheins in der Projektstrecke wurde im Rahmen dieser Studie auf 200 m festgelegt. Grundlage dafür waren einerseits Erkenntnisse des Entwicklungskonzepts Alpenrhein (IRKA und IRR 2005) sowie Grundlagearbeiten der Planergemeinschaft des Hochwasserschutzprojekts Rhesi (Flussbau AG 2012). Zudem wurde als natürliche Referenz die Aue Mastrils im Oberlauf des Projektperimeters berücksichtigt (räumliche Referenz).

3.2 Benötigte Breite für natürliche Funktionen

Folgende Fragestellungen standen bei der Anwendung der Methodik auf den Alpenrhein im Zentrum:

- Welche Breite ist notwendig, damit die natürlichen Funktionen beim Alpenrhein erfüllt sind?
- Wie schneiden der Ist-Zustand sowie die beiden ersten Variantenvorschläge betreffend ökologischer Zielerfüllung ab?

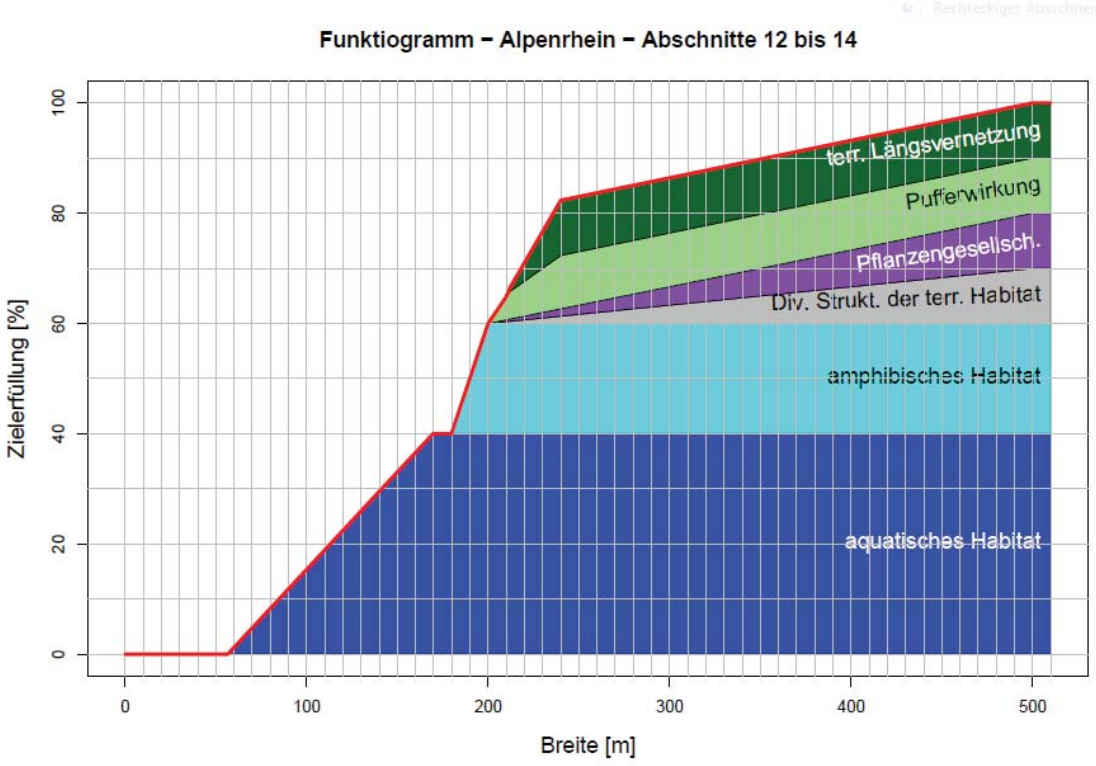


Abb. 1: Zielerfüllung der natürlichen Funktionen als Funktion der dynamischen Breite des Fliessgewässers

Abb. 1 stellt die Zielerfüllung der natürlichen Funktionen in Abhängigkeit der Breite des Fliessgewässers dar. Bedingung dafür ist, dass der zur Verfügung stehende Raum durch den Fluss dynamisch umgestaltet werden kann (Bewegungsraum).

Die Resultate zeigen, dass für eine vollständige Erfüllung der natürlichen Funktionen ein 500 m breiter Raum notwendig ist. Dabei benötigen insbesondere die beiden Funktionen „typische Pflanzengesellschaften“ und „Strukturelle Diversität des terrestrischen Habitats“ eine sehr grosse Breite zur vollständigen Zielerfüllung, während die restlichen Funktionen mit einer dynamischen Breite von 240 m vollständig erfüllbar sind. In Anbetracht dieser Resultate stellt sich die Frage, welche Anforderung an die ökologische Zielerfüllung des Projekts gestellt wird. Diese Anforderungen müssen von den zuständigen Fachstellen basierend auf den gesetzlichen Grundlagen definiert werden.

Eine mögliche Lösung ist, dass diejenigen Funktionen, welche eine sehr grosse Breite benötigen (d. h. „Pflanzengesellschaften“ sowie „Diversität des terrestrischen Habitats“) nicht über die ganze Länge des Projektperimeters, sondern lediglich in bestimmten Trittsteinen erfüllt sein müssen. Die restlichen Funktionen sollten hingegen über die ganze Länge des Projektperimeters erfüllt sein.

3.3 Bewertung Ist-Zustand

Abb. 2 zeigt den heutigen Zustand des Alpenrheins auf der internationalen Strecke, kurz vor der Einmündung der Frutz.



Abb. 2: Alpenrhein auf der internationalen Strecke bei der Frutzmündung (Bild: Hydra AG)

Auffallend sind die starke Kanalisierung des Flussbetts sowie die breiten Vorländer, welche landwirtschaftlich genutzt werden. An den Rändern der Vorländer schliessen die beidseitigen Hochwasserdämme an.

Aufgrund der starken Kanalisierung und der fehlenden Dynamik im Flussbett wird der Ist-Zustand mit einer sehr schlechten Note bewertet. Die Durchschnittsnote für den Ist-Zustand beträgt 24.8 Punkte, bei einem Maximum von 100 Punkten (siehe Abb. 3).

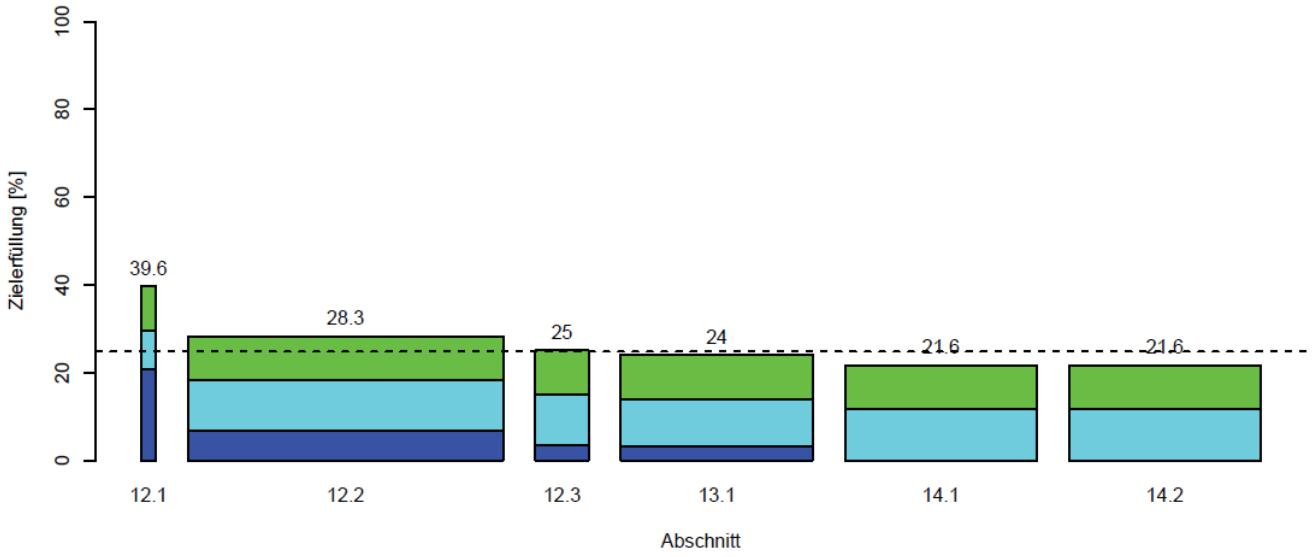


Abb. 3: Bewertung des Ist-Zustands des Alpenrheins auf der internationalen Strecke

Auffallend ist, dass alle Funktionen, welche auf einen dynamischen Bereich angewiesen sind, sehr schlecht abschneiden. Das aquatische Habitat wird lediglich im Abschnitt 12.1 teilweise erfüllt (20% anstelle von dem Maximalwert von 40%). In den restlichen Abschnitten wird das aquatische Habitat sehr schlecht oder gar nicht erfüllt. Die Funktionen „Pflanzengesellschaften“, „Strukturen des terrestrischen Habitats“ sowie „terrestrische Durchgängigkeit“ fehlen im Ist-Zustand vollkommen.

Einzig bei den beiden Funktionen „amphibisches Habitat“ und „Pufferwirkung“ erreicht der Ist-Zustand einige Punkte. Die Funktion des amphibischen Habitats ist teilweise erfüllt, da die Breiten des Uferbereichs relativ gross sind (Abzüge gibt es, weil die Ufer hart verbaut sind). Die restlichen Punkte werden durch die Pufferfunktion erreicht, weil die gesamte Fläche innerhalb des Gewässerraums, aber ausserhalb des Bewegungsraums, als Extensivwiesen betrachtet wurde (Annahme: das Vorland wird landwirtschaftlich extensiv genutzt).

3.4 Bewertung der Varianten

3.4.1 Variante 1

Im Rahmen der Planungsarbeiten beim Projekt Alpenrhein wurden im Jahr 2012 zwei erste Variantenvorschläge entwickelt. Die Variante 1 beinhaltet grossflächige, beidseitige Aufweitungen zur Verbesserung des Hochwasserschutzes und der Ökologie. Abb. 4 zeigt eine Visualisierung bei der Frutzmündung.



Abb. 4: Visualisierung einer grossflächigen Aufweitung bei Variante 1 bei der Frutzmündung (Bild: Hydra AG)

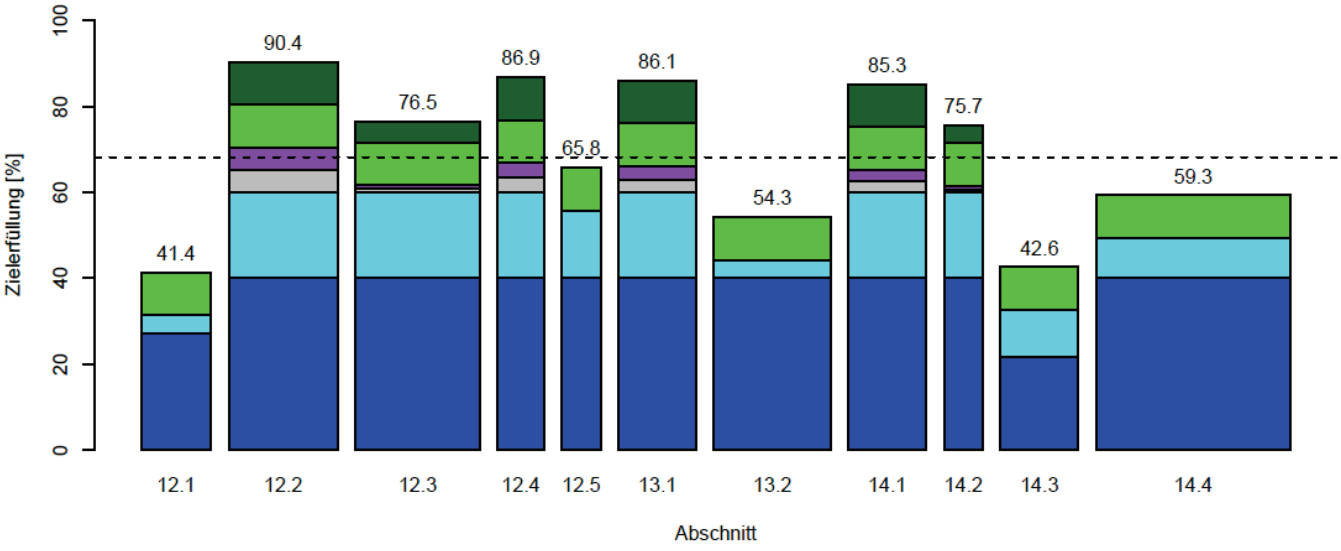


Abb. 5: Bewertung der Variante 1

Abb. 5 zeigt die Bewertung der Variante 1. Sichtbar ist, dass alle natürlichen Funktionen in den grossen Aufweitungen zumindest teilweise erfüllt sind – auch die Funktionen der „Pflanzengesellschaften“ und der „Strukturen des terrestrischen Habitats“. Die Abschnitte 12.2, 12.4, 13.1 und 14.1 weisen alle eine Zielerfüllung grösser als 85% auf, und sind deshalb hochwertige Zonen (ökologische Trittsteine). In diesen Abschnitten kann sich Auwaldvegetation ausbilden. In den restlichen Abschnitten sind primär die aquatischen und amphibischen Funktionen erfüllt.

3.4.2 Variante 2

Bei der Variante 2 werden auf einem Grossteil des Projektperimeters lediglich einseitige Aufweitungen durchgeführt. Nur auf zwei Abschnitten (12.2 und 12.4) sind auch grössere Aufweitungen vorgesehen. Abb. 6 stellt die Zielerfüllung der natürlichen Funktionen bei der Variante 2 dar.

Ein Vergleich der Abb. 5 und 6 zeigt, dass der grosse Unterschied der beiden Varianten vor allem in der Zielerfüllung der terrestrischen Funktionen liegt. Bei Variante 2 sind die Funktionen „Pflanzengesellschaften“ und „Struktur des terrestrischen Habitats“ nicht erfüllt (lediglich in den beiden Abschnitten 12.2 und 12.4 kommen diese beiden Funktionen in minimaler Ausprägung vor). In Variante 1 hingegen sind die Funktionen der „Pflanzengesellschaften“ und der „Struktur des terrestrischen Habitats“ in den hochwertigen Zonen (Trittsteinen) erfüllt. Weiter schneidet bei Variante 1 die Funktion der terrestrischen Längsvernetzung deutlich besser ab als bei Variante 2.

Das aquatische Habitat ist bei beiden Varianten relativ gut erfüllt – im Gegensatz zum Ist-Zustand, bei welchem das aquatische Habitat nicht erfüllt ist.

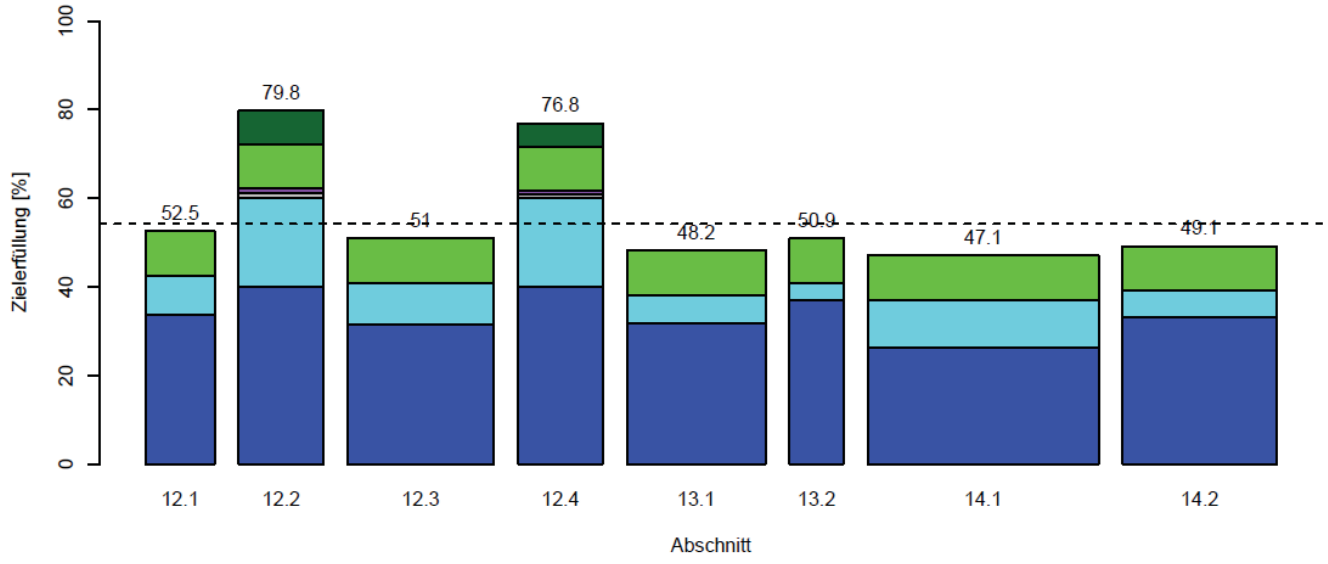


Abb. 6: Bewertung der Variante 2

4 Zusammenfassung

Die Methodik erlaubt eine quantitative Bewertung der natürlichen Funktionen in Abhängigkeit von der zur Verfügung stehenden Bewegungsbreite eines Fliessgewässers. Die Ergebnisse der Anwendung auf den Alpenrhein zeigen, dass zur Zielerfüllung der natürlichen Funktionen eine relativ grosse Bewegungsbreite notwendig ist. In dicht besiedelten Regionen wie dem Rheintal wird es aufgrund von Nutzungskonflikten nicht möglich sein, eine vollständige Zielerfüllung aller natürlichen Funktionen über den gesamten Projektperimeter zu erreichen. Deshalb bietet sich an, hochwertige Zonen zu definieren, in welchen die natürlichen Funktionen möglichst vollständig erfüllt sind – inklusive der Auwaldvegetation.

Die Stärke der Methodik liegt darin, dass mit verhältnismässigem Aufwand eine Aussage zu dem benötigen Gewässerraum gemacht werden kann. Zudem macht die Methodik eine Aussage zur Zielerfüllung der natürlichen Funktionen bei unterschiedlichen Varianten und stellt diese Zielerfüllung graphisch dar. An dieser Stelle muss jedoch darauf hingewiesen werden, dass die Methodik keine Detailstudien im Bereich der Ökologie ersetzen kann. So kann die Methodik beispielsweise keine Aussage machen, in welcher Häufigkeit, Lage und Grösse die Refugien der Auwaldvegetation vorkommen müssen, damit die Tier- und Pflanzenarten in diesen Refugien überleben und zwischen den Refugien wandern können.

Die Methodik „Raumbedarf für grosse Fliessgewässer“ ist auf alle grösseren Fliessgewässer im Alpenraum anwendbar. Die Methodik wird auf der Homepage der Auenberatungsstelle (www.zones-alluviales.ch) kostenlos zur Verfügung gestellt.

Referenzen

Flussbau AG (2012). Berichtskapitel Morphologie, Fachbereich Hydraulik und Feststoffe, Internationale Rheinregulierung IRR.

Internationale Regierungskommission Alpenrhein IRKA, Internationale Rheinregulierung IRR (2005). Entwicklungskonzept Alpenrhein.

Paccaud, G., Roulier, C. (2013). Espace nécessaire aux grands cours d’eau de Suisse (*download unter* www.zones-alluviales.ch*)*

Adressen der Autoren

Dr. Markus Hostmann (korrespondierender Autor)
Email: markus.hostmann@bafu.admin.ch
Bundesamt für Umwelt
Abteilung Gefahrenprävention
CH-3003 Bern
www.bafu.admin.ch

Dr. Christian Roulier
Grégory Paccaud
Service conseil Zones alluviales, Auenberatungsstelle
Rue des Pêcheurs 8A
CH-1400 Yverdon-les-Bains
Email: scza@bluewin.ch; www.zones-alluviales.ch

Untersuchungen zu Erosionsprozessen an Fließgewässern im Löss

Investigation on fluvial erosion processes in Loess

Michael Hengl, Alexander Eder, Werner Rubey, Albert Schwingshandl, Bernhard Müllebner

Kurzfassung

Viele Fließgewässer am östlichen Rand der Alpen (speziell nördlich der Donau im Weinviertel) entwickeln sich morphologisch nicht in Alluvionen sondern in Löss, einem äolischen Sediment. Obwohl Löss mit der dominierenden Korngröße Schluff (neben Sand und Ton) wesentlich feinkörniger ist als Kies, sind die Sohlschubspannungen bei Hochwasser mit jenen aus voralpinen Flüssen vergleichbar. Aus dem alpinen Raum übertragene Bauweisen für Sohlstabilisierungsmaßnahmen wie Blocksteinrampen und Sohlschwellen erwiesen sich für Lössböden als nicht nachhaltig stabil. Es bildeten sich große Kolke und es kam zu Uferanbrüchen. Um den Anforderungen nach ökologischer Durchgängigkeit Rechnung zu tragen ist nun, neben der Sohlstabilisierung für den Hochwasserschutz, eine Sanierung dieser Sohlabtreppungen erforderlich. Aus den zu beobachtenden Schadensbildern ist zu schließen, dass heute im alpinen Raum oft angewendete Bauweisen wie aufgelöste oder unstrukturierte Rampen mit großen Steinblöcken nicht nachhaltig stabil ausgeführt werden können. Aus diesem Grunde begann man nach anderen Lösungen zu suchen. Basis für jede Gefälleregulierung stellt die Sohlstabilität des Untergrundmaterials dar. Um diese zu ermitteln wurden in der Natur an verschiedenen Stellen Bodenmonolithe mit einem Volumen von jeweils ca. 100 l entnommen, bodenphysikalisch untersucht und in einer Versuchsrinne auf ihre Erosionsstabilität unter verschiedenen Randbedingungen getestet. Aus diesen Versuchsergebnissen sowie der prozessorientierten Analyse von Erosionsschäden in der Natur wurden grundsätzliche Empfehlungen für Wasserbaumaßnahmen an Lössgewässern erarbeitet. Daraus abgeleitet entwickelte sich die Idee heute für Ufersicherungen oder Dammüberströmstrecken verwendete Steinmatratzen auf deren Eignung als sohloffene Erosionsschutzmaßnahme an Lössgewässern zu testen. Erste Untersuchungen dazu verliefen sehr erfolgversprechend.

Abstract

Many rivers located at the eastern rim of the Alps, especially north of the Danube River in the Weinviertel region, do not morphologically develop in alluvium, but in aeolic sediments (german term “Loess”). Although Loess shows a grain size distribution in the range of sand to clay, with silt as dominant fraction, the bed shear stress occurring during flood discharges is comparable to values to be measured in lower alpine rivers.

Technical stabilisation measures like groundsills or rip rap showed not to be sustainably stable in Loess-soils. These strucures induced large pools and bank erosion. To comply with the demands of an ecological good state of the river by establishing the longitudinal continuum, the existing vertical drops have to be refurbished. Based on the documented damages we can conclude, that technical construction measures, which are often applied in alpine environments, are not suitable for rivers in Loess. Consequently, there was the need to search for alternative concepts.

The stability of the river bed material is a basis for any regulation of bed slope. To determine this soil stability, soil monoliths with a volume of approx. 100 l were extracted at different sites next to the river and analysed on the basis of soil physical parameters. Finally, soil samples were tested for erosion stability in a laboratory flume under various boundary conditions.

Based on these experimental results as well as on the process-oriented analysis of damage patterns induced by erosion in nature, fundamental recommendations for river-engineering measures in Loess-rivers were derived. Based on these recommendations, the idea came up to test the usability of so-called stone-mattresses, used for bank protection and overflow sections, as construction elements of permeable stabilizing measures in Loess-rivers. First results are very promising.

1 Problemstellung

Wie bereits in der Kurzfassung erwähnt, sind in Lössgewässern im Bereich von Blocksteinrampen große Erosionen zu beobachten (Abb. 1). Diese an Gewässern mit Kiessohle sehr erfolgreich angewandte Bauweise ist offensichtlich für Fließgewässer mit feinkörnigerem Untergrund ungeeignet. Um neue Baumethoden zur Überwindung der in den begradigten und eingeengten Gewässern vorhandenen Höhenstufen zu entwickeln, müssen als Grundlagen der Erosionswiderstand des Lössbodens und die die Erosion verursachenden Prozesse bekannt sein. Um diesem Problem näher zu treten wurde eine Kombination aus Analyse von Naturbeobachtungen, ergänzt mit Laborversuchen gewählt. Als Beispielgewässer diente ein Abschnitt der Zaya in Niederösterreich.



Abb. 1: Erosionen rund um eine Steinrampe in der Zaya

2 Methodik

2.1 Entnahme ungestörter Bodenproben

Entlang der Zaya wurden an drei unterschiedlichen Standorten gestörte und ungestörte Bodenproben für bodenphysikalische Analysen entnommen. Zusätzlich wurden in einem speziellen Verfahren ungestörte Bodenmonolithe gewonnen (Abb. 2), die später in der wasserbaulichen Versuchsrinne auf Erodibilität getestet wurden. Zur Entnahme der Monolithe wurde zunächst in der entsprechenden Tiefe ein Planum hergestellt und ein aus Holz gefertigter Rahmen lose aufgesetzt (a).

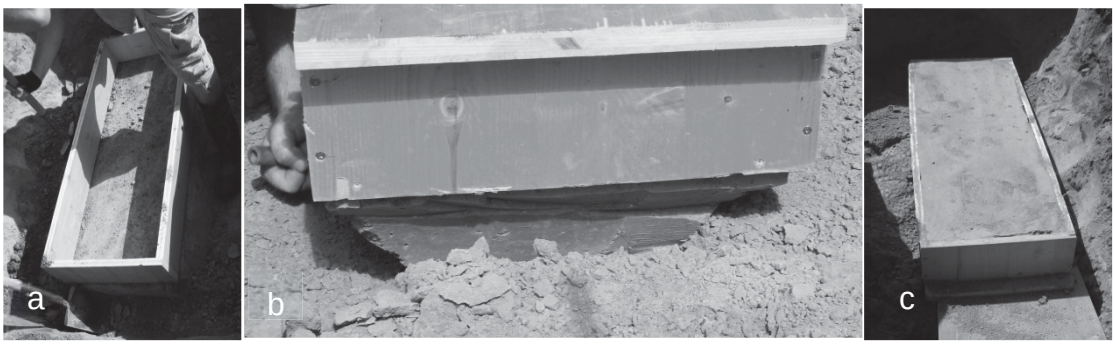


Abb. 2: Entnahme der ungestörten Bodenmonolithe

Danach wurde der Boden in der Verlängerung der vertikalen Seiten vorsichtig abgegraben, bis der Rahmen unter leichtem Druck nach unten rutschte. Dies

wurde fortgeführt bis die Oberkante des Rahmens mit dem Planum ein gleiches Niveau erreichte. Anschließend wurde eine hölzerne Abdeckplatte aufgeschraubt und der Bodenkörper vom Rahmen nach innen und unten keilförmig untergraben (b). Nach dem Wenden wurde die Oberfläche der Unterseite plan geschnitten (c) und für den Transport mit einer weiteren Holzplatte verschlossen.

2.2 Hydraulische Grundlagen

Als maßgebender Parameter für die Erosionsstabilität von Lössboden wird der Widerstand gegenüber durch die Wasserströmung verursachter Sohlschubspannungen gesehen. Als Grundlage für die wasserbaulichen Laborversuche war es daher notwendig, die in der Natur auftretenden Sohlschubspannungen zu ermitteln. Dies erfolgte methodisch auf folgende Weise:

Basierend auf den für das Untersuchungsgewässer Zaya (Niederösterreich) vorliegenden Airborne Laserscan-Geländedaten im Raster 1×1 m wurde ein Berechnungsnetz für die 2D hydrodynamische Modellierung erstellt. Im Bereich des Flussschlauches wurde ein verfeinertes Netz aus terrestrisch aufgenommenen Gewässersohl- und Geländedaten generiert.

Das Berechnungsnetz wurde auf Basis einer Luftbildauswertung der unterschiedlichen Landnutzungen mit verschiedenen Oberflächenmaterialien belegt, denen hydraulische Rauhigkeiten zugeordnet wurden. Mit dem so erstellten hydrodynamischen Modell wurden mehrere Durchflüsse modelliert. In jedem der Modellläufe wurden die an den benetzten Modellelementen auftretenden Wassertiefen, Fließgeschwindigkeiten und Schubspannungen berechnet und in definierten Zeitschritten ausgelesen und ausgewertet.

2.3 Wasserbauliche Laborversuche

Da Lössboden sehr feinkörnig ist, sind wasserbauliche Laborversuche nur im Maßstab 1:1 möglich. Bedingt durch die Größengrenze für die Entnahme von ungestörten Bodenproben und der Höhe der zur Verfügung stehenden Versuchsanlage wurde für die Versuche das Sohlgefälle erhöht um der Natur entsprechende Sohlschubspannungen untersuchen zu können. Abb. 3 zeigt die Versuchsrinne. An messtechnischen Einrichtungen wurden genutzt: Lasersonden zur Vermessung der Sohle, Ultraschallsonde zur Erfassung des Wasserspiegels und damit zur Rückrechnung der Sohlschubspannungen über das Energieliniengefälle und zur Bestimmung der äquivalenten Sandrauheiten, Messflügel für Fließgeschwindigkeiten sowie ADV-Sonde zur Messung von Strömungsturbulenzen.

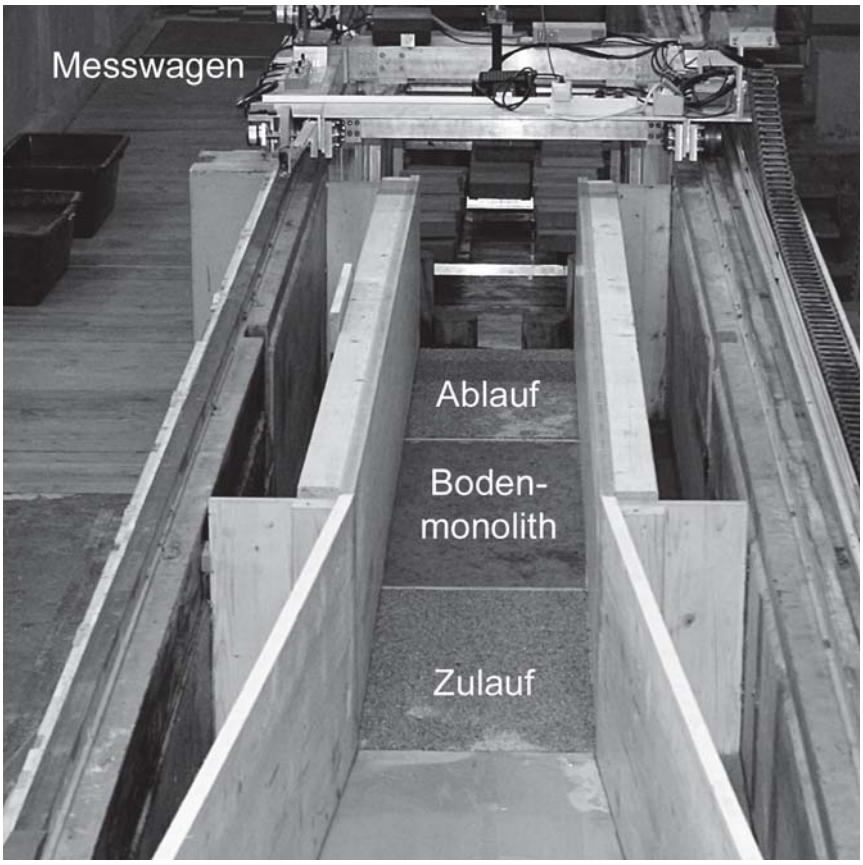


Abb. 3: Versuchsanlage für Erosionsuntersuchungen an Lössböden, Blick in Fließrichtung (Rinnenbreite ab Zulauf 44,6 cm, Länge Bodenmonolith 1,3 m)

3 Ergebnisse

3.1 Bodenphysikalische Untersuchung

In Tab. 1 sind einige ausgewählte Ergebnisse der Bodenuntersuchungen dargestellt. Maßgebend für die Größe des Scherwiderstands sind offensichtlich der Tongehalt und der Sandanteil. Zunehmender Tongehalt bedeutet mehr Scherwiderstand, während zunehmender Sandanteil den Scherwiderstand verringert.

Tab. 1: Ausgewählte Bodenkennwerte von Probenstellen

Entnahmeort	$CaCO_3$ [Masse%]	Scherwiderstand gesättigt [N/m²]	Ton [Masse-%]	Schluff [Masse-%]	Sand [Masse-%]
Bullendorf linkes Ufer	14,6	24'500	23,5	65,7	10,8
Bullendorf rechtes Ufer	9,3	49'000	39,6	58,9	1,5
Stranzendorf	40,6	10'800	16,2	72,7	11,1
Hauskirchen	23,3	1960	17,4	62,8	19,8

Die ursprüngliche Erwartung einen quantitativen Bezug zwischen Scherwiderstand und Grenzschleppspannung herzustellen konnte leider nicht erfüllt wer-

den. Dies kann daran liegen, dass der Scherwiderstand ein Abscherwiderstand der ersten 5 mm Boden und nicht des Einzelkorns ist. Ein qualitativer Bezug war aber sehr wohl ableitbar (Kap. 3.3).

3.2 Sohlschubspannungen aus numerischem Modell

Die Sohlschubspannungen aus dem numerischen 2D-Strömungsmodell wurden einer statistischen Analyse unterzogen. Je Durchfluss standen mittlere Sohlschubspannungen in 8173 Querprofilen im ca. 22,4 km langen Untersuchungsabschnitt zur Verfügung. Um verlässliche Aussagen für die in der Zaya tatsächlich über große Strecken auftretenden Sohlschubspannungen zu erhalten, mussten Ausreißer entfernt werden (zwischen 32 Werten bei $\mathrm{M}Q$ und 101 Werten bei $\mathrm{H}Q_{10}$). Aus den Summenlinien der Häufigkeiten ergaben sich charakteristische Kennwerte für die Zaya (Abb. 4). Die Sohlschubspannung 26 N/m² deckt das größte Spektrum der auftretenden Sohlbelastungen ab, da sie selbst bei $\mathrm{H}Q_{100}$ nur von 5% aller Sohlschubspannungswerte überschritten wird. Die Maximalwerte (Summenhäufigkeit 100%) sind nur für die Strecken zwischen den Sohlstufen repräsentativ, da die Ausreißer aus den 2D-Modellberechnungen im Bereich der Querbauwerke aus dem Datenkollektiv entfernt wurden.

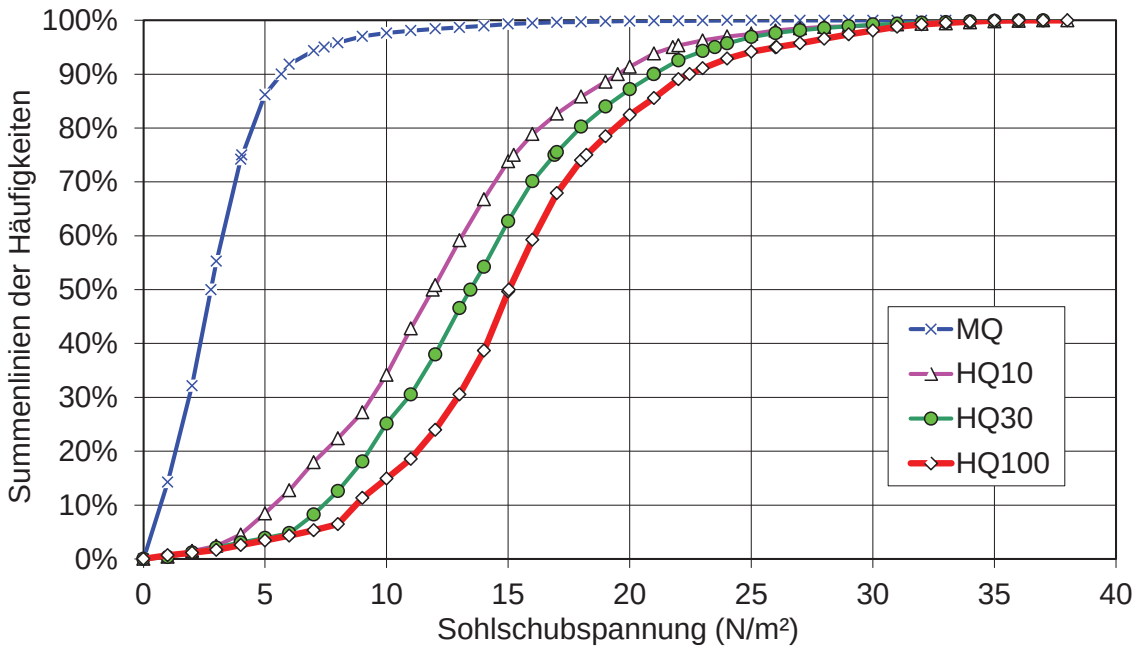


Abb. 4: Häufigkeitsverteilung der Sohlschubspannungen für ausgewählte Abflüsse von Mittelwasser ($\mathrm{M}Q$) bis zum hundertjährlichen Hochwasser ($\mathrm{H}Q_{100}$)

3.3 Erosionsstabilität aus Laborversuchen

Von den bodenphysikalisch ermittelten Kenngrößen beeinflusst der Tongehalt die Erosionsstabilität des Bodens am stärksten. Je mehr Tongehalt, desto geringer die Erosion. An zweiter Stelle steht der Sandgehalt (bei gleichem Tonanteil bedeutet mehr Sand auch mehr Erosion). Die Versuche zeigten auch, dass die oberste Bodenschicht immer sehr leicht erodiert wurde und danach der Erosionswiderstand wieder zunahm. Ursache dafür sind unvermeidliche oberflächennahe Störungen des Bodengefüges bei der Herstellung der Bodenmonolithe. Der Boden wurde weder zeitlich noch örtlich gleichmäßig erodiert. Es lösten sich intermittierend schuppenförmige Bodenteilchen. Bei sohlparalleler Strömung erwiesen sich alle Lössboden als sehr stabil. Die Stabilität geht über die an der Zaya auftretenden Sohlschubspannungen hinaus. Gegen die Sohle gerichtete Strömungen, wie sie zum Beispiel bei Rampen entstehen, erhöhen die Erosionsraten. Gleiches gilt für Störungen in der Strömung, die erhöhte Turbulenz und damit lokal Sohlspannungsspitzen hervorrufen. Detailliertere Angaben zu den Grenzbelastungen lassen sich aus den Untersuchungen nicht ableiten. Als grobe Richtschnur für den Erosionswiderstand wird bei sohlparalleler Strömung und mindestens 15% Ton im Löss die Grenzschleppspannung mit 40 N/m² angegeben.

3.4 Prozessorientierte Analyse und wasserbauliche Empfehlungen

Aus den in der Natur beobachteten Erosionen und dem in den Versuchen festgestellten Verhalten der Bodenmonolithe lassen sich einige, die Stabilität des Bodens maßgeblich beeinflussende Faktoren ableiten und Empfehlungen für die wasserbauliche Praxis geben (Hengl 2013):

1. Durch die Bearbeitung des Lössbodens kommt es zu Auflockerungen, die je nach Beanspruchungsintensität unterschiedlich tief reichen. Diese aufgelockerten Bereiche können bereits bei geringen Strömungsbeanspruchungen erodiert werden. Dieses Risiko reduziert sich bei Böden mit einem Tongehalt von 30% aufwärts. Empfehlung: Bei Bauarbeiten sind Bodenauflockerungen durch Vibrationen bzw. Erschütterungen möglichst zu vermeiden. Aufgelockerte Bereiche müssen entweder erosionsstabil abgedeckt werden oder der Auflockerungsbereich ist in der geplanten Profilquerschnittsfläche zu berücksichtigen.
2. Bei sohlparalleler Strömung ist ungestörter Lössboden mit einem Tongehalt von zumindest 15% sehr widerstandsfähig. Falls die Strömung jedoch wie z. B. bei Überfällen und Sohlschwellen stärker gegen den Boden gerichtet ist, nimmt die Erosionsstabilität stark ab. Betroffene Bereiche müssen unbedingt geschützt werden.

3. In durch Inhomogenitäten oder baulich verursachten Löchern in der Sohle können sogenannte Mahllöcher entstehen und so den Boden erodieren. Diese Bereiche können über Monitoring identifiziert werden und sind zu schützen.
4. An Böschungen kann es durch Frost-Tauwechsel, Wurzeln oder grabende Tiere zu Auflockerungen des Bodens kommen. Aufgelockerter Lössboden hat aber, wie bereits erwähnt, nur einen sehr geringen Erosionswiderstand. Daher sind Böschungen möglichst flach zu gestalten, um Uferanbrüche zu vermeiden.
5. Böschungserosion infolge Grundwasserexfiltration in das Gewässer. Hier helfen ebenfalls flache Böschungen.

4 Zusammenfassung und Ausblick

Detailliertere Angaben zu den Grenzbelastungen von Löss lassen sich aus den Untersuchungen nicht ableiten. Praktisch wäre das aber auch nur beschränkt von Nutzen, da die dem Stand der Technik entsprechenden Berechnungsprogramme nur mittlere hydraulische Kennwerte aber keine Spitzenbelastungen liefern. Hier ist der Ingenieur gefragt um Lösungen zu wählen, die lokal hohe Bodenbeanspruchungen vermeiden bzw. wo dies unvermeidbar ist einen adäquaten Schutz vorsehen. Als Richtwert wird eine Grenzschleppspannung von zumindest 40 N/m² für Lössboden mit mehr als 15% Tongehalt angegeben.

Aus den bisherigen Erfahrungen und durch diese Untersuchungen bestätigt, sind große Wasserbausteine und in den Boden gerammte Pfähle für die Stabilisierung von Lössgewässern nicht geeignet. Lössboden benötigt Schutzmaßnahmen, die sowohl eine Auflockerung des Bodens während des Baus als auch auf den Boden hin gerichtete hoch turbulente Strömungen möglichst vermeiden. Der Schutz erosionsempfindlicher Bereiche muss filterstabil erfolgen.



Abb. 5: Steinmatratze an einer Böschung der Döllnitz in Sachsen

Als Methode zur Stabilisierung von Lössgewässern erscheinen sogenannte Steinmatratzen als brauchbare Lösung. Diese Methode wird seit einigen Jahren in Sachsen an Gewässern mit im Vergleich zur Zaya deutlich kleineren Belastungen eingesetzt (Abb. 5) und wurde bereits in ersten, rein hydraulischen Versuchen getestet (Stamm *et al.* 2010).

Das Amt der Niederösterreichischen Landesregierung beabsichtigt die praktische Eignung von Steinmatratzen weiter zu prüfen. Laborversuche zu diesem Thema konnten bereits erfolgreich abgeschlossen werden. Im nächsten Schritt ist eine Naturteststrecke geplant.

Danksagung

Die Untersuchungen erfolgten über Aufträge des Wasserverbandes Drösing-Ebersdorf sowie des Bundesministeriums für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft. Die Autoren danken für die Unterstützung des Projekts.

Referenzen

Eder, A., Schmid, G. (2012). Zaya, Untersuchung zur Sohlstabilität im Löss und zur Gewässerökologie Teil: Bodenphysikalische Untersuchungen und Monolithbereitstellung. Institut für Kulturtechnik u. Bodenwasserwasserhaushalt (unveröffentlicht).

Hengl, M. (2013). Untersuchung zur Sohlstabilität im Löss zur Herstellung der Durchgängigkeit und Verbesserung der Gewässerökologie, Zwischenbericht 1. Institut für Wasserbau u. hydrometrische Prüfung (unveröffentlicht).

Stamm, J., Aigner, D., Mathias, A. (2010). Hydraulische Untersuchung zur Beanspruchung von Steinmatratzen. Forschungsbericht der Universität Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik im Auftrag von ÖKON – Vegetationstechnik.

Adressen der Autoren

Dipl.-Ing. Dr. Michael Hengl (korrespondierender Autor)
Email: michael.hengl@baw.at
Institut für Wasserbau und hydrometrische Prüfung,
Bundesamt für Wasserwirtschaft
Severingasse 7
A-1090 Wien

Dipl.-Ing. Alexander Eder
Institut für Kulturtechnik und Bodenwasserhaushalt,
Bundesamt für Wasserwirtschaft
Pollnbergstraße 1
A-3252 Petzenkirchen

Dipl.-Ing. Werner Rubey
Amt der NÖ-Landesregierung, Abteilung Wasserbau,
Regionalstelle 4 – Weinviertel
Wiener Straße 1
A-2170 Poysdorf

Dipl.-Ing. Albert Schwingshandl
Dipl.-Ing. Bernhard Müllebner
riocom, Ingenieurbüro für Kulturtechnik und Wasserwirtschaft
Handelskai 92
A-1200 Wien

Swiss Federal Office of Energy SFOE

The Swiss Federal Office of Energy (SFOE) is responsible for all questions relating to energy supply and use within the Federal Department of the Environment, Transport, Energy and Communication. SFOE's objectives are:

- to create the necessary conditions for ensuring a sufficient, well diversified and secure energy supply that is both economical and ecologically sustainable.
- to impose high safety standards in the areas of production, transportation and distribution of energy.
- to promote efficient energy use, increase the proportion of renewable energy in the overall energy mix and reduce the level of CO_2 emissions.
- to promote and coordinate energy research and support the development of new markets for the sustainable supply and use of energy.

Visit our home page at **www.bfe.admin.ch** to learn more about current projects and job openings.











Swiss Federal Office of Energy SFOE
Mühlestrasse 4, CH-3063 Ittigen, Postal address: CH-3003 Bern
Phone 058 462 56 11, Fax 058 463 25 00
contact@bfe.admin.ch, www.bfe.admin.ch

Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Swiss Federal Office of Energy SFOE

FLOW-3D

Die Strömungssimulation im Wasserbau



Flow Science Deutschland GmbH · Sprollstraße 10/1 · 72108 Rottenburg · www.flow3d.de



TK Consult AG

Hallenstrasse 10 8008 Zürich, Switzerland T +41 44 310 1470 www.tkconsult.ch tkc@tkconsult.ch

Oberflächengewässer

- Hydraulische Modellierung (1/2/3D)
- Morphologische Modellierung (1/2D)
- Hochwasserschutzkonzepte
- Feststofftransport und Schwemmholz
- Habitatsmodellierung

Wasserkraft

- Schwall und Sunk Untersuchungen
- Feststoffmodellierung: Verlandung und Spülung von Stauräumen
- Verbesserte Abflussregulierung

Grundwasser

- Grundwassermodellierungen (2/3D)
- Zweiphasenströmungen
- Schadstoff-/ Wärmeausbreitung
- Inverse Modellierung
- Geothermie

Softwareentwicklung

- Webbasierte Hochwasserregulierung
- Überwachung und Steuerung mit Echtzeitmodellen
- Prognosemodelle

Autoren	Seiten
Abdelaziz S.	305
Albayrak I.	97, 147, 183, 261, 273
Amacher M.	17, 603
Angst R.	473
Arnason A.	121
Auel C.	147
Aufleger M.	157, 227
Autenrieth M.	505
Balestra A.	63
Barbas T.	343
Baumann M.	615
Berchtold T.	321
Berger C.	453
Bettler M.	735
Bezzola G.R.	565
Bieri M.	237
Billeter P.	553
Birkner F.	17
Boes R.M.	97, 147, 183, 261, 273, 321, 355, 541, 715
Böttcher H.	227
Braito S.	745
Brinkmeier B.	227
Brommundt J.	85
Bui M.D.	207, 305
Büsser P.	237
Caduff U.	433
Carstensen D.	671
Corbe S.	251
Cuchet M.	283
Dähler M.	333
Detert M.	389, 527, 553
Diggelmann P.	195
Dobmann J.	495
Eder A.	411
Eder M.	693
Ehrbar D.	693
Elsener Metz J.	473
Farshi D.	725
Faust B.	725
Federspiel M.	591
Felix D.	183
Friedl F.	515
Fuchs H.	681
Gabl R.	17

Autoren	Seiten
Gall R.	615
Geiger F.	169
Gems B.	157
Gober H.	379
Goldgruber M.	29
Gostner W.	217
Grünzner M.	295, 367
Hager W.H.	681
Hagmann M.	97
Haider S.	591
Harb G.	343
Hartlieb A.	485
Hecher P.	217
Heilig J.	251
Hengl M.	411
Herzog B.	735
Heß M.	671
Heyer G.	121
Hinkelammert F.	541
Hitz O.M.	603
Hochstrasser H.	527
Hollenstein R.	251, 463, 505
Hostmann M.	399
Huber A.	553
Ihly T.	85
Inderwildi A.	565
Job D.	725
Knoblauch H.	109
Kokai G.	645
Kriewitz C.R.	261, 273
Künzi R.	603
Lais A.	41
Lang U.	693
Lanz M.	735
Lauber G.	453
Lia L.	109
Liener S.	433, 495
Lutz N.	41
Maire A.	237
Mani P.	433
Marti C.	553, 577
Matzke C.	17, 157
Mayer R.	157
Meng A.	629
Meyer J.	443

Autoren	Seiten
Meyer M.	237
Mitteregger K.	157
Monney J.	237
Müllebner B.	411
Nackler K.	379
Neuner J.	17
Nussle D.	463
Oplatka M.	577
Paccaud G.	399
Peter S.J.	85, 715
Pfister M.	51
Raschle T.	615
Rauber M.	473
Redtenbacher M.	343
Rehm H.	135
Richter W.	109
Rickenmann D.	355
Rimböck A.	443, 659, 745
Ritler S.	463
Rouge M.	237
Roulier C.	399
Rubey W.	411
Rudolf A.	671
Ruf W.	565
Rutschmann P.	169, 207, 283, 295, 305, 367
Sass O.	343
Sattler R.	671
Scapozza C.	577
Schälchli U.	629
Schatzmann M.	629
Schefer R.	41
Schenk D.	629
Schläppi S.	237
Schleiss A.J.	51
Schmidiger R.	195
Schmidlin S.	237
Schmidt M.	527
Schmocker L.	527, 553
Schneider A.	473
Schneider J.	109, 343
Schneider M.	237
Schulthess J.	473
Schwab S.	603
Schweizer S.	237

Autoren	Seiten
Schwingshandl A.	411
Sepp A.	169
Shariari S.	29
Sierotzki K.	195
Siviglia A.	715
Špano M.	75
Spechtenhauser M.	217
Speerli J.	333, 453, 735
Stahl H.	85
Stalder P.	237
Stangl J.	343
Stara V.	75
Stauder F.	659
Stocker S.	473
Straßer K.-H.	135
Strobl T.	3
Šulc J.	75
Theiler Q.	237
Tonolla D.	237
Trösch J.	725
Tuhtan J.	237
Turowski J.M.	355
Ulrich M.	453
Vereide K.	109
Vetsch D.	321, 693
Vollweiler T.	671
Wächter K.	237
Walder S.	591
Weiß M.	645
Weitbrecht V.	321, 355, 389, 515, 527, 541, 553
Willi C.	473
Wili H.P.	423
Wörndl M.	157
Wyss C.R.	355
Yao W.	207
Yousaf R.	705
Zanker K.	645
Zenz G.	29, 109
Zimmermann M.	463
Žoužela M.	75
Zünd B.	705