

Mitteilungen

263

Wasserbau-Symposium 2021

Wasserbau in Zeiten von Energiewende,
Gewässerschutz und Klimawandel

15. - 17. September 2021 in Zürich

Band 2

Zürich, 2021



Herausgeber: Prof. Dr. Robert Boes

ETH zürich



Wasserbau-Symposium 2021

Wasserbau in Zeiten von Energiewende, Gewässerschutz und Klimawandel

15. - 17. September 2021 in Zürich

Band 2

**Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat
Wasserbauliches Versuchswesen und Messtechnik
Fischökologie
Flussmorphologie**

Veranstalterin:

***ETH* zürich**

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie
und Glaziologie, ETH Zürich

In Zusammenarbeit mit:



Lehrstuhl und Versuchsanstalt für
Wasserbau und Wasserwirtschaft,
Technische Universität München



Institut für Wasserbau und
Wasserwirtschaft,
Technische Universität Graz

Organisation:

Prof. Dr. Robert Boes

Yannick Marschall

Pia Steinbak

Dr. David Vetsch

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie
und Glaziologie, ETH Zürich

Im Eigenverlag der
Versuchsanstalt für Wasserbau,
Hydrologie und Glaziologie
ETH Zürich
CH-8093 Zürich

Tel.: +41 - 44 - 632 40 91
Fax: +41 - 44 - 632 40 92
e-mail: info@vaw.baug.ethz.ch

Zürich, 2021

ISSN 0374-0056

DOI 10.3929/ethz-b-000499752

Vorwort

Dieser zweiteilige Tagungsband beinhaltet die Fachbeiträge des Symposiums „Wasserbau in Zeiten von Energiewende, Gewässerschutz und Klimawandel“, welches vom 15. bis 17. September 2021 in Zürich durchgeführt wird. Das Symposium reiht sich in die traditionelle Veranstaltungsreihe der Wasserbauinstitute der Technischen Universität Graz, der Technischen Universität München und der ETH Zürich ein. Pandemiebedingt wurde das Symposium um ein gutes Jahr verschoben, so dass es erstmals in einem ungeraden Jahr abgehalten wird. Das Motto des diesjährigen Symposiums zeigt die Bandbreite und Herausforderungen, denen sich der Wasserbau aktuell und in den nächsten Jahren und Jahrzehnten zu stellen hat.

Die jüngsten Ereignisse von Hochwassern in Westeuropa in diesem Sommer zeigen auf eindrucksvolle, aber leider erschreckende Weise die Gefahren, welche vom Wasser ausgehen können. Hochwasser stellen in vielen Ländern die bedeutendste Naturgefahrenart dar, gegen welche es nie eine 100-prozentige Sicherheit geben wird. Dennoch kann wirksamer Hochwasserschutz Schäden begrenzen und vor allem Menschenleben retten. Während das Ausmass und die Intensität der Ereignisse in Westdeutschland und Belgien eine seit Pegelaufzeichnungsbeginn nicht bekannte Dimension hatten, konnten zeitgleich in der Schweiz bei Verhältnissen, die zum Teil ähnlich wie im Katastrophenjahr 2005 waren, Sach- und Personenschäden klein gehalten bzw. gänzlich vermieden werden. Hier zeigte sich die Wirksamkeit der in der Zwischenzeit getätigten Schutzmassnahmen, vor allem aber von Warnung und Alarmierung sowie des gut eingespielten Notfall- und Krisenmanagements. Es bleibt zu hoffen, dass auch in den nun betroffenen Regionen Westeuropas fundierte Ereignisanalysen durchgeführt, korrekte Schlüsse daraus gezogen und konkrete und wirksame Massnahmen umgesetzt werden. Letztendlich sollten wir aber aufhören, nach Katastrophen stets zuerst nach Schuldigen zu suchen oder monokausal den Klimawandel verantwortlich zu machen. Wir sollten mehr Demut im Umgang mit der Natur zeigen und uns bewusst machen, dass die meteorologischen und hydrologischen Abläufe und Prozesse immense Dimensionen annehmen können, welche wir Menschen nicht kontrollieren können. In solchen Fällen gilt es vor allem, den Gefahren mit geeigneten Raumplanungsinstrumenten auszuweichen.

Wasser ist aber nicht nur Gefahrenquelle, sondern auch wertvolle Ressource. Die Energiewende und das Netto-Null-Ziel bzgl. Ausstoss von Treibhausgasen sind in vielen Ländern nur mit einem bedeutenden Beitrag der Wasserkraft an der Stromerzeugung und insbesondere Energiespeicherung zu schaffen. Die Herausforderungen sind gross, sollen doch einerseits erneuerbare Energien in-

klusive der Wasserkraft ausgebaut werden, gleichzeitig aber auch gewässerökologische Ziele wie die Verbesserung der Durchgängigkeit der Fliessgewässer für Organismen, Fische und Sediment erfüllt werden.

Sowohl der Schutz- als auch der Nutzwasserbau finden in natürlichen Gewässersystemen statt und interagieren daher stets mit Biodiversitäts- und Habitatsansprüchen. Dies stellt die im Wasser- und Flussbau tätigen Ingenieurinnen und Ingenieure vor neue, spannende Herausforderungen, um die Gewässer trotz des tendenziell zunehmenden Nutzungsdrucks naturnäher zu gestalten und damit die Biodiversität zu erhöhen. Das Schweizer Programm zur Revitalisierung von rund 4000 km Fliessgewässern hat einen zeitlichen Horizont bis 2090, so dass selbst die heutigen Studenten und Studentinnen dessen Abschluss nicht im aktiven Berufsleben erfahren werden.

Mein besonderer Dank gilt an dieser Stelle allen, die zum Gelingen dieses Symposiums beigetragen haben: allen AutorInnen und ReferentInnen, den Sessionsleitern und GutachterInnen der schriftlichen Beiträge, allen Mitwirkenden bei der Vorbereitung und Durchführung, vor allem Yannick Marschall als Koordinator des Organisationskomitees, und allen unseren Sponsoren für ihre sehr geschätzte, grosszügige Unterstützung.

Zürich, im Juli 2021

Prof. Dr. Robert Boes

Sponsoren



Arbeits-
gemeinschaft
Alpine
Wasserkraft

AGAW - Arbeitsgemeinschaft
Alpine Wasserkraft



ALPIQ - Alpiq Holding AG

Basler & Hofmann

Basler & Hofmann -
Basler & Hofmann AG



BKW - BKW Energie AG



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

BFE - Bundesamt für Energie

Bundesamt für Energie BFE



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

BAFU - Bundesamt für Umwelt

Bundesamt für Umwelt BAFU

HOLINGER
the art of engineering

HOLINGER - HOLINGER AG

IM Engineering

IM - IM Maggia Engineering Ltd.



IUB - IUB Engineering Ltd.



SWISSLOS - Swisslosfonds
Kanton Aargau - Departement Bau,
Verkehr und Umwelt



Cantone Ticino - Dipartimento del
territorio



Kanton Thurgau - Amt für Umwelt



Kanton St. Gallen - Amt für Wasser
und Energie



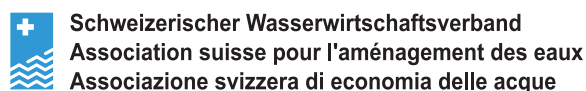
Kanton Zürich - Amt für Abfall,
Wasser, Energie und Luft



KWO - Kraftwerke Oberhasli AG



Lombardi - Lombardi SA



SWV - Schweizerischer
Wasserwirtschaftsverband

Inhaltsverzeichnis

Band 1 – VAW Mitteilung 262

Strategie und Innovation in der Wasserkraft

<i>Ernst H.-P., Bauhofer P., Akpınar O., Gökler G.</i>	3
AGAW-Studie – Wasserkraft und Flexibilität	
AGAW Study – Hydropower and Flexibility	
<i>Bonalumi M., Putzi T., Federer G., Dupraz C.</i>	13
Die Rolle der Wasserkraft in der Schweizer Energiestrategie	
The role of Hydropower in the Swiss Energy Strategy	
<i>Bauhofer P., Zoglauer M.</i>	19
Ausbau der Speicherwasserkraft als Voraussetzung für die Integration hoher Anteile hochvolatiler erneuerbarer Erzeugung	
Increasing the storage hydropower capacity to integrate a higher share of intermittent renewables	
<i>Pikl F. G., Richter W., Zenz G.</i>	29
Hydraulische Energiespeicherung untertage: effizient, vielseitig, innovativ	
Underground Pumped-Storage Hydropower: future-proof, versatile, innovative	
<i>Oberleitner P., Fritsch R.</i>	39
Aktueller Stand zur Schlauchwehrtechnik	
Current Status in Rubber Dam Technology	
<i>Evers F., Schwegler B., Fankhauser A., Boes R.</i>	49
Rutschinduzierte Impulswellen im Kontext periglazialer Wasserkraftentwicklung	
Slide-induced impulse waves in the context of periglacial hydro-power development	
<i>Schmocker L., Müller H., Frei I., Stalder J., Gander B.</i>	57
Sanierung Stauanlagen im Zürcher Oberland	
Renovation of small dams in the canton of Zürich	

Band 1 – VAW Mitteilung 262

<i>Höllerhage F.</i>	65
Rehabilitierung des Oberbeckens 1 des Pumpspeicherkraftwerks Coö in Belgien	
Rehabilitation of Upper Reservoir 1 of the Pumped Storage Plant Coö in Belgium	
<i>Fritsch R.</i>	73
Ejektorkraftwerk – Vertikale Kaplan turbine mit im Grundriss gekrümmtem Saugrohr	
Ejector hydropower plant – vertical Kaplan turbine with laterally displaced and curved suction tube	
<i>Blindenhöfer H., Richter W.</i>	83
Hydraulische Auslegung und Optimierung des Kavernenspeichers des PSW Forbach	
Hydraulic design and optimisation of the underground storage cavern of the Forbach PSP	
<i>Richter W., Piki F. G., Zenz G., Nicolet C., Landry C., Vera J. C., de La Torre L.</i>	93
Differentiales Schachtwasserschloss für das Pumpspeicherkraftwerk Gouvães	
Differential Shaft Surge Tank for the Pumped Storage Hydropower plant Gouvães	
<i>Heyer G., Oberrauch F.</i>	101
KW Schils ein Pilotprojekt: mit BIM koordiniert und ohne Pläne ausgeführt	
Schils HPP, a Pilot Project: Coordinated in BIM and Executed without Drawings	
<i>Geisseler B.</i>	109
Verträge zur Rehabilitation von Wasserkraftwerken	
Contracts regarding the rehabilitation of hydro power plants	
<i>Witek M., Lifa I.</i>	119
Optimierung der Coanda-Rechen für Schweizer Gewässer	
Optimization of Coanda-screens for Swiss water bodies	

Gewässerschutz als Herausforderung für die Wasserkraft

- Giovanoli L., Bühlmann M., Vonwiller L.* 129
Geschiebehaushaltsstudie zur Sanierung der Wasserkraft
Bed load balance study for remediation of hydropower
- Auel C., Gruber E., Moritz C., Fritzer R., Kircher F., Huber T.* 137
Sanierung des Gaulwerks – Variantenstudie unter Berücksichtigung von Umwelt, Sedimentmanagement und Hochwasserschutz
Rehabilitation of the Gaulwerk hydropower plant – study of alternatives considering environment, sediment management and flood protection
- Friedl T.* 147
Gewässerökologische Auswirkungen einer Spülung des Speichers Rottau an der Möll (Kärnten, Österreich)
Effects of flushing of the Rottau reservoir on aquatic ecology of the river Möll (Carinthia, Austria)
- Kammerer S., Vetsch D., Kriewitz R.* 155
3D Simulationen zur Fischdurchgängigkeit am Flusskraftwerk Bannwil
3D modelling of run-of-river power plant Bannwil for planning of fish migration measures
- Mörtl C., De Cesare G.* 165
Untersuchung der ökomorphologischen Wirksamkeit von Sedimentzugaben unterhalb von Talsperren
Assessment of the eco-morphological effectiveness of sediment augmentation downstream of dams
- Zuglian R., Baumann R.* 173
Konzeptstudie Kraftwerk Kubel: Sanierung von Wasserfassungen sowie Massnahmen zur Reduktion der Auswirkungen von Schwall- und Sunkereignissen
Concept study of the Kubel hydroelectric power plant: Renovation of the water intakes and measures for the reduction of negative consequences on the surge and sunk circumstances
- Baumgartner K., Aufleger M., Dax M., Frik G.* 183
Sanierung untere Salzach mit energetischer Nutzung
Lower Salzach river regeneration with energetic usage

Naturgefahren

- Bachmann A.-K., Speerli J., Berger C., Zimmermann F., Clausen W.* 193
Einfluss der Fellbach-Wasserfälle auf das Fliessverhalten von Murgängen und auf mögliche Schutzmassnahmen
Influence of the Fellbach cascade on the flow behavior of debris flows and on protection measures
- Riteco J., Hollenstein R., Heinisch T., Lutz N.* 203
Modellierung von Starkregenereignissen am Beispiel der Gemeinde Kesswil
Modeling of heavy rainfall events in the municipality of Kesswil
- Inderwildi A., Bezzola G. R.* 213
Seeregulierung: von der Hydraulik zum Hochwassermanagement
Lake control: from hydraulics to flood management
- Pohl C., Zabel A., Reichel G., Johann G.* 223
Hochwasserschutz an der Emscher – physikalische und virtuelle Umsetzung
Flood protection along the river Emscher – physical and virtual Implementation
- Rimböck A., Frietsch V.* 233
Integraler Hochwasserschutz – Zusammenführung von Einzelmaßnahmen zu Gesamtkonzept als Erfolgsmodell?
Integrated flood protection – success by overall concepts?
- Gerke E., Vetsch D., Boes R.* 239
Einlassbauwerke von Retentionsräumen im Nebenschluss von Fliessgewässern
Intake structures in rivers to withdraw water to off-stream flood retention areas
- Maselli S., Heilig J.* 249
Urbane Sturzfluten: Starkregen als neues Gefährdungsbild – Strategien und Handlungsansätze in der Schweiz
Urban flashfloods: Intense rain as a new hazard scenario – strategies and courses of action in Switzerland

Band 1 – VAW Mitteilung 262

- Strupler M., Bacigaluppi P., Kremer K., Vetsch D.,
Anselmetti F. S., Boes R., Wiemer S.* 259
Gefahrenabschätzung von durch Unterwasserhangrutschungen ausgelösten Tsunamis in Seen
Hazard assessment of tsunamis, triggered by sublacustrine landslides
- Schwere D., Farshi D., Lienert C.* 269
Überprüfung der PQ-Beziehung der Messstationen Aargau
Verification of the PQ relationship of the Aargau monitoring stations
- Farshi D., Stucki M., Schwere D., Schmocker L., Ehrbar D.* 275
Modellversuche Einlaufbauwerk Hinterdorfbach, Dielsdorf
Hydraulic Model of the intake structure at Hinterdorfbach, Dielsdorf
- Huber R.* 283
Hochwasserrückhaltebecken am Schilternbach (Vorplanung)
Flood Control Reservoir at the Schilternbach (Pre-Design)
- Aguirre Iñiguez D. V., Fuchs Y., Giehl S., Reisenbüchler M.,
Schlagenhauser M., Bui M. D., Rutschmann P.* 293
Vergleich zweier hydromorphologischer Modelle an der Staustufe Feldkirchen
Comparison between two hydro-morphodynamic models for the Feldkirchen Reservoir
- Hinkelammert-Zens F., Zehnder G.* 303
Hybride Modellversuche zum Hochwasserschutzprojekt «Rhesi»
Hybrid modeling of flood protection project «Rhesi»
- Mähr M., Valenti B., Schatzmann M.* 313
Hochwasserschutz Alpenrhein Internationale Strecke
Flood protection at the Alpine Rhine river at the International section between Ill and Lake of Constance

Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat

- Stucki A., Oplatka M.* 323
**Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat Übersicht
Gesamtprojekt und Entlastungstollen Thalwil**
Flood protection River Sihl, Lake Zurich, River Limmat – Overview
of overall project and Thalwil flood diversion tunnel
- Wyss A., Müller M., Boes R., Hinkelammert-Zens F., Billeter P.,
Stucki A., Weitbrecht V.* 333
**Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat - Einlaufbau-
werk Entlastungstollen Thalwil**
Flood protection Sihl River, Lake Zurich, Limmat River – intake
structure of the Thalwil flood diversion tunnel
- Schroeder A., Billeter P., Boes R., Keller Y., Lais A., Stucki A.* 343
**Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat, Auslaufbau-
werk Entlastungstollen Thalwil**
Flood protection Sihl River, Lake Zurich, Limmat River – outlet
structure of the Thalwil flood diversion tunnel
- Seidel F., Keller Y., Lang C., Billeter P., Schlienger S.* 351
**Neubau des Platzspitzwehres – Design des Wehrver-
schlusses und Funktionsnachweis im wasserbaulichen
Modell**
Reconstruction of the Platzspitz weir - design of the weir gates and
proof of function in the hydraulic model
- Vonwiller L., Kuhlmann M., Corbe S., Oplatka M., Hauser M.* 361
**2D Simulation von Hochwasserszenarien an der Sihl in
der Stadt Zürich**
2D Simulations of Flood Scenarios at the Sihl River in the City of
Zurich
- Kleinn J., Aller D., Zappa M., Andres N., Bresch D.,
Heidemann M., Marti C., Oplatka M.* 371
**Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat Risikobasierte Ent-
scheidungsfindung**
Risk based decision-making for flood protection in the Sihl river, the lake of
Zurich and the Limmat

Wasserbauliches Versuchswesen und Messtechnik

- Hengl M., Boes R.* 381
Vernetzte hybride Modellierung wasserbaulicher und morphologischer Themen am Alpenrhein
Cross-linked hybrid modeling of hydraulic and morphological topics at the Alpine Rhine river
- Hartlieb A., Kastrup J., Piekarski M.* 389
Physikalische Modellversuche zu erodierbaren Überlaufstrecken
Hydraulic model tests of fuse plug embankments
- Irniger A., Rozniak A., Lang N., Wegner J. D., Schindler K., Hunziker R.* 399
GRAINet: Automatische Kornverteilungsanalysen aus Drohnen-Bildern mit CNNs
GRAINet: Automatic grain size distribution analysis from UAV images with CNNs
- Schäfer S., Fuchs Y., Rutschmann P.* 409
Ähnlichkeit von Sohlformen bei Sand und Leichtgewichtsgranulat
Similarity of Bed Forms for Sand and Lightweight Granules
- Dobler W., Steinbacher F., Baran R., Benger W., Leimer W.* 419
Das Potential der Full-Waveform-Prozessierung topo-bathymetrischer LiDAR-Daten
The potential of applying full waveform processing on topo-bathymetric LiDAR data
- Beffa C., Cuska M.* 429
Netzoptimierung mit CFL-Bedingung
Optimizing Meshes with CFL-Condition
- Reisenbüchler M., Liepert T., Aguirre Iñiguez D. V., De Vos F., Giehl S., Bui M. D., Rutschmann P.* 437
ViewBay – Wasserwirtschaftliche Modellierung der Fließgewässer Bayerns
ViewBay – Modeling Bavarian Rivers

Fischökologie

- Seidl G., Schneider J.* 449
Der sohloffene Denilpass – eine kosten- und platzsparende Alternative zu konventionellen Fischaufstiegshilfen?
The modified Denil fishpass – cost and space saving alternative to conventional fish ladders?
- Loy G., Reckendorfer W.* 457
Schutz der Fischpopulation, ein ganzheitliches Konzept für die Große Wasserkraft im Donaeinzugsgebiet
Measures to Protect Fish Populations, an Integrative Approach for Large Hydropower Plants in the Danube Catchment
- Lehmann B.* 467
Ethohydraulische Untersuchungen des Flachrechen-Bypass-Fischabstiegsystems
Ethohydraulic laboratory investigation on fish protection and descent using a „flat rake bypass system“
- Schneider J., Benigni H., Jaberg H., Zenz G., Tuhtan J. A., Reckendorfer W.* 477
Numerische Untersuchungen des Turbinendurchganges von Fischen
Numerical investigations of the turbine passage of fish
- Beck C., Meister J., Albayrak I., Boes R.* 487
Hydraulik von Bypässen für den Fischabstieg
Bypass hydraulics for fish downstream migration facilities
- Dorfmann C., Seidl G.* 495
Ein neuer Ansatz zur Quantifizierung des fischökologischen Ausfallrisikos in schwallbeeinflussten Gewässerabschnitten
A new approach for the quantification of the fish-ecological risk of loss in river stretches due to hydropeaking
- Hofmann P., Dähler M., Gafner K.* 503
Abflusstiefen auf aufgelösten Blockrampen bei Rest- und Niedrigwassersituation
Flow Depths on Unstructured Block Ramps in Residual and Low Water Conditions

Band 2 – VAW Mitteilung 263

- Seidl G.* 511
Die Schwimmleistung von Fischen als Parameter zur technischen Auslegung innovativer Fischaufstiegsanlagen
Dimensioning of innovative fish ladders by consideration of swimming performance
- Tognacca C., Rossi V.* 521
Nachweis der Wanderkorridore auf einer eigendynamischen Rampe
Verification of fish migration corridors on a self-structured ramp
- Geiger F., Cuchet M.* 529
Fischschäden in Wasserkraftturbinen bewerten und begrenzen
Assessing and mitigating fish damage in hydropower turbines
- Aeschlimann A.* 539
Fischgerechter Wasserbau im Lichte des Klimawandels
Fish-friendly hydraulic engineering in the light of climate change

Flussmorphologie

- Thonhauser S., Riedl M., Feurich R., Reindl R., Janisch T.* 551
Planung einer aufgelösten, unstrukturierten Blockrampe am Wehr Brunau an der Öztaler Ache
Design of an unstructured block ramp at Brunau, Öztaler Ache
- Tognacca S., Tognacca C., Toschini E., Tamagni S.* 561
Laboruntersuchung zum Stabilitätsverhalten eigendynamischer Rampen
Laboratory analysis of the stability behavior of self-structured blockramps
- Gegenleithner S., Schneider J., Zenz G.* 571
Adaptierung eines Open Source Codes zur Modellierung von Geschiebetransport in Wildbächen
Adaption of an open source code for modelling bed load transport in steep mountain streams and torrents

Band 2 – VAW Mitteilung 263

Heinzelmann C., Wurms S., Patzwahl R.

579

Anpassung der Wasserstraßen an den Klimawandel am Beispiel des Rheins

Adaptation of waterways to the impacts of climate change using the example of the Rhine

Farshi D., Stucki M., Jäggi M.

587

Untersuchung der Kolkbildung an einem Strommasten

Investigation of scour at a transmission tower foundation

Scheidegger C., Weber C., De Cesare G., Vetsch D., Belser A. 597

Praxisorientierte Forschung im Bereich Wasserbau und Ökologie

Practice-oriented research in hydraulic engineering and ecology

Stiegeler R., Klocke R.

605

Geotechnische Besonderheiten beim Bau von “Öko-Bermen” auf weichen Flusssedimenten

Geotechnical features when constructing „eco-berms“ on soft river sediment

Alshomaree R., Stamm J.

615

Einfluss der Vegetation auf aquatische Habitatverhältnisse in Fließgewässern

Influence of vegetation on aquatic habitats in flowing waters



Session Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat

Sessionsleiter

Dr. Christian Marti

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



Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat Übersicht Gesamtprojekt und Entlastungstollen Thalwil

*Flood protection River Sihl, Lake Zurich, River Limmat – Overview of
overall project and Thalwil flood diversion tunnel*

Adrian Stucki, Matthias Oplatka

Kurzfassung

Im Jahr 2005 entging Zürich nur knapp grossen Hochwasserschäden. Hätte bei den damaligen Unwettern das Niederschlagszentrum über dem Einzugsgebiet der Sihl gelegen – statt über dem Berner Oberland –, wäre die Sihl über die Ufer getreten. In diesem Fall wären grossflächige Überflutungen der Zürcher Innenstadt und des Hauptbahnhofs Zürich nicht zu verhindern gewesen. Die anschliessende Lagebeurteilung zeigte, dass grosser Handlungsbedarf für den Schutz gegen Extremhochwasser besteht. Deshalb setzte der Kanton Zürich verschiedene Massnahmen um, und es wurde ein grossräumiges Projekt zur Verbesserung des langfristigen Hochwasserschutzes im Einzugsgebiet von Sihl, Zürichsee und Limmat gestartet. Das Kernprojekt stellt der Entlastungstollen Thalwil dar, mit dem kritische Hochwasserspitzen aus der Sihl in den Zürichsee ausgeleitet werden sollen. Dadurch wird der Hochwasserschutz im Einflussbereich der Sihl unterhalb des Stolleneinlaufs auf das Schutzniveau HQ₅₀₀ erhöht. Heute ist in der Stadt Zürich etwa ab einem Sihl-Abfluss von rund 300 m³/s (entspricht etwa einem HQ₃₀) mit Schäden zu rechnen.

Abstract

In 2005, Zurich only narrowly escaped major flood damage. If the centre of precipitation had been situated above the catchment area of the River Sihl – instead of above the Bernese Oberland – the Sihl would have overflowed its banks, resulting in large-scale flooding of Zurich city centre and the main railway station. A subsequent assessment of the situation showed that there is a great need for action to protect the city center against extreme flooding. The Canton of Zurich therefore implemented various measures and launched a large-scale project to improve long-term flood protection in the catchment area of the Sihl, Lake Zurich and Limmat. Its main project is the Thalwil flood diversion tunnel, which is designed to partially divert critical flood peaks from the Sihl into Lake Zurich. This measure will increase flood protection in the area of influence of the Sihl River below the intake structure into the tunnel to the protection level HQ₅₀₀. Today,

damage is to be expected in the city of Zurich from a Sihl discharge of around 300 m³/s (corresponds approximately to a HQ₃₀).

1 Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat

1.1 Hochwasserproblematik der Sihl

Ein bedeutender Teil des Stadtgebiets von Zürich und des Limmattals liegt auf dem Schwemmkegel der Sihl, einem natürlichen Überschwemmungsgebiet. Während der Hochwasserereignisse 2005 entging Zürich nur dank eines günstigen Wetterverlaufs grossen Hochwasserschäden. Die anschliessende Lagebeurteilung zeigte, dass für den Schutz vor seltenen Hochwassern in Zürich ein grosser Handlungsbedarf besteht. Alleine in der Stadt Zürich wird das Schadenpotenzial von der kantonalen Gebäudeversicherung auf bis zu 6.7 Mia. Franken geschätzt (D. Aller *et al.*, 2017). Hinzu kämen volkswirtschaftliche Kosten durch Betriebsstörungen, Unterbrüche und den Ausfall oder die Zerstörung der Infrastruktur für Energie, Telekommunikation und Verkehr. Diese Folgekosten würden die materiellen Schäden bei Weitem übersteigen. Gefährdet ist auch der Zürcher Hauptbahnhof, die nationale Verkehrsdrehscheibe der Schweiz.

1.2 Umgesetzte und geplante Hochwasserschutzmassnahmen

Das Projekt Hochwasserschutz «Sihl, Zürichsee, Limmat» hat zum Ziel, den Hochwasserschutz entlang der Sihl und der Limmat unter Einbezug des Zürichsees zu verbessern. Die einzelnen Teilprojekte dieses umfassenden Gesamtprojektes sind in Abb. 1 dargestellt und nachfolgend beschrieben.

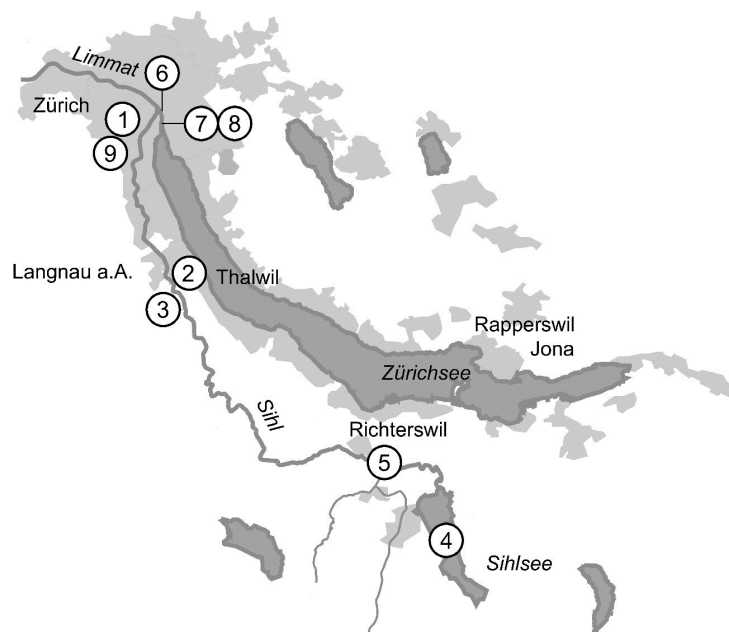


Abb. 1: Übersicht über die verschiedenen Teilprojekte im Rahmen des Gesamtprojektes Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat

1. Als Sofortmassnahme wurde die **Flusssohle** der Sihl im Bereich des Hauptbahnhofes um bis zu 60 cm **abgesenkt**.
2. Der geplante **Entlastungstollen Thalwil** stellt das Kernstück des Gesamtprojekts dar und soll Hochwasserspitzen der Sihl in den Zürichsee überleiten. Damit wird der Hochwasserschutz des unteren Sihltals und der Stadt Zürich verbessert.
3. Der 2017 eingeweihte **Schwemmholzrechen Sihl** oberhalb von Langnau am Albis verhindert Verklausungen durch Schwemmholz an kritischen Stellen wie Brücken oder den Durchlässen unter dem Hauptbahnhof Zürich.
4. Seit 2008 ist das **Hochwasservorhersagesystems** (IFKIS-Hydro Sihl) in Betrieb, das eine gezielte Vorabsenkung des Sihlsees ermöglicht. Hiermit kann ein Rückhalteraum zur Dämpfung von Hochwasserwellen bzw. Spitzenabflüssen der Sihl geschaffen werden.
5. Die aktive **Sihlseesteuerung und Anpassung des Wehrreglements** ist seit 2018 in Betrieb und ermöglicht bei erhöhter Wasserführung der Alp die Drosselung des Sihlsee-Ausflusses. Damit können Spitzenabflüsse der Sihl unterhalb des Zusammenflusses mit der Alp gedämpft werden.
6. Die geplante **Erneuerung des Wehrs Platzspitz** dient der Verbesserung der Regulierbarkeit des Zürichsees.
7. Die geplante **Sohlenabsenkung und der Ersatzneubau der Rathausbrücke** erhöhen die Abflusskapazität der Limmat.
8. Die geplante **Sohlenabsenkung und Verstärkung der Münsterbrücke** werden in erster Linie die Abflusskapazität der Limmat erhöhen.
9. Die angedachte **Aufwertung und der Hochwasserschutz Allmend Brunau** sollen den Hochwasserschutz durch gezielte Ufererhöhungen verbessern. Zudem soll der Sihlraum aufgewertet werden.

1.3 Konzeptentscheid

Bis ins Jahr 2017 wurden für den langfristigen Hochwasserschutz die Konzepte «Kombilösung Energie» – Erneuerung und Ausbau des Pumpspeicherkraftwerks Etzelwerk durch die SBB, mit dem rasch ein ausreichendes Rückhaltevolumen im Sihlsee hätte geschaffen werden können – und «Entlastungstollen Thalwil» verfolgt (C. Marti *et al.*, 2014). Im Oktober 2017 entschied der Zürcher Regierungsrat mit Beschluss Nr. 943/2017 das Konzept «Entlastungstollen Thalwil» weiter zu projektieren und die Varianten am Sihlsee nicht weiterzuverfolgen. Der Konzeptentscheid wurde auf Basis der technischen Untersuchungen, der umfassenden Risikobeurteilung, der (politischen) Umsetzbarkeit, dem Vergleich der

ökologischen Auswirkungen sowie von wirtschaftlichen Überlegungen (Kosten-Nutzen-Verhältnis) und dem langfristigen Betrieb gefällt.

Der Entlastungstollen bietet die höchste Sicherheit, da er den zu erwartenden Jahresschaden auf rund 5 Mio. Franken am stärksten reduziert und die Wiederkehrperiode des Schadenanfangs am weitesten bzw. auf ein HQ₅₀₀ erhöht. Die Funktion des Entlastungstollens ist unabhängig von Wetter- und Abflussvorhersagen sowie vom Abflussvolumen – beides schwer abschätzbare Grössen – und stellt eine robuste Lösung dar.

2 Entlastungstollen Thalwil

2.1 Zweck und Lage

Der Entlastungstollen Thalwil soll das untere Sihltal und die Stadt Zürich vor einer Sihl-Hochwasserspitz von bis zu 600 m³/s schützen. Das entspricht einem Extremhochwasser mit einer statistischen Eintretenswahrscheinlichkeit von einmal in 500 Jahren (HQ₅₀₀). Notwendig macht diesen hohen Schutzgrad das grosse Schadenpotenzial im national bedeutenden Lebens- und Wirtschaftsraum im unteren Sihltal und in der Stadt Zürich.

Der geplante Einlauf des Entlastungstollens befindet sich an der Sihl oberhalb von Langnau am Albis, direkt unterhalb des im Jahr 2017 errichteten Schwemmholtzrechens. Im Bereich des Seebads Bürger 1 in Thalwil soll der Entlastungstollen bzw. das Auslaufbauwerk in den Zürichsee münden. Die gesetzlich vorgeschriebenen ökologischen Ersatzmassnahmen sind im Sihltal und am Zürichsee in Richterswil vorgesehen.



Abb. 2: Projektübersicht Entlastungstollen und ökologische Ersatzmassnahmen

2.2 Einlaufbauwerk

Die Hochwasserspitzen der Sihl sollen über ein Einlaufbauwerk in einer prägnanten Linkskurve der Sihl oberhalb von Langnau am Albis entnommen werden. Die Lage direkt unterstrom des 2017 fertiggestellten Schwemmholzrechens schützt das Einlaufbauwerk vor Verklausungen durch Äste, Baumstämme oder Eisschollen. Das Einlaufbauwerk weist zwei Wehrfelder mit fester Schwelle und aufgesetzten, luftgefüllten Schlauchwehren auf. Wenn die Pegelmessgeräte am Oberlauf der Sihl das Überschreiten der vordefinierten Pegelstände melden, werden die Schlauchwehre automatisiert schrittweise abgelassen. Der Ansprungpunkt ist bei einem Sihl-Abfluss von $250 \text{ m}^3/\text{s}$ geplant, d.h. bis zu diesem Abfluss bleiben die Schlauchwehre vollständig gefüllt (Abb. 3a). Kleinere bis mittlere Hochwasser können ungehindert in der Sihl abfließen, womit die nötige Dynamik für den Transport und die Umlagerung von Geschiebe erhalten bleibt. Dies ist nötig, um die Grundwasserträger im unteren Sihltal weiterhin mit Flusswasser zu alimentieren sowie um Fischlaichgründe zu schaffen und zu erhalten. Nur die Spitzen grosser Hochwasser sollen in den Stollen geleitet werden. Rund alle 10 bis 15 Jahre bzw. bei Sihl-Abflüssen über $250 \text{ m}^3/\text{s}$ werden die Schlauchwehre teilweise und etwa alle 40 bis 50 Jahre bzw. ab rund $350 \text{ m}^3/\text{s}$ komplett entleert (Abb. 3b und 3c), damit bei einem Extremereignis (HQ_{500}) von $600 \text{ m}^3/\text{s}$ beim Einlaufbauwerk rund $330 \text{ m}^3/\text{s}$ durch den Entlastungsstollen in den Zürichsee umgeleitet werden können. Zum Vergleich: Beim Hochwasser 2005 betrug die Hochwasserspitze in der Sihl $290 \text{ m}^3/\text{s}$.

Für den Fall, dass trotz des oberhalb des Einlaufbauwerks gelegenen Schwemmholzrechens Treibgut zum Einlaufbauwerk gelangt, ist dieses zusätzlich durch eine Tauchwand und einen Grobrechen vor Verstopfungen geschützt. Einer eventuellen Teilverklausung des Einlaufbauwerks wurde durch eine Verlängerung der Überfalllänge Rechnung getragen.

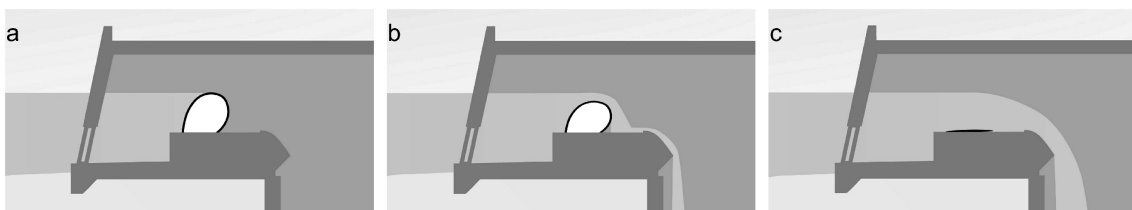


Abb. 3: Betrieb des Einlaufbauwerks bei Sihl-Abfluss $Q < 250 \text{ m}^3/\text{s}$ (a), $250 \text{ m}^3/\text{s} < Q < 350 \text{ m}^3/\text{s}$ (b) und $Q > 350 \text{ m}^3/\text{s}$ (c)

2.3 Stollenbauwerk

Vom Einlaufbauwerk fliesst das ausgeleitete Wasser der Sihl in den Entlastungsstollen. Mit dem unter dem Zimmerberg und dem Ort Thalwil verlaufenden und rund 2 km langen Stollen. Der Stollen weist einen Kreisquerschnitt mit einem

Innendurchmesser von 6.60 m auf und ist als Freispiegelstollen geplant. Das heisst, dass der Stollenquerschnitt im normalen Betrieb nicht bis zum Scheitel mit Wasser gefüllt ist. Die vertikale Linienführung sieht eine Überquerung des von der SBB geplanten Zimmerberg Basistunnels II (ZBT II, siehe Abb. 3) vor. Daher weist der Entlastungsstollen im oberen Abschnitt bis zur Überquerung des ZBT II ein Längsgefälle von rund 1.3% und anschliessend ein Längsgefälle von rund 3.3% auf. Um Erschütterungen im bebauten Gebiet auf ein Minimum zu reduzieren, soll der Entlastungsstollen mittels Tunnelbohrmaschine ausgebrochen werden. Die Innenschale des Stollens soll aus einem Ring aus vorgefertigten Beton-Tübbingungen hergestellt werden. Der Vortrieb erfolgt fallend vom Einlaufbauwerk im «Rütiboden» in Richtung Zürichsee. Ein Vortrieb von Thalwil her kommt aufgrund der sehr engen Platzverhältnisse, der mit dem Vortrieb verbundenen Lärm- und Staubbelastung sowie der stark befahrenen Seestrasse nicht in Frage.

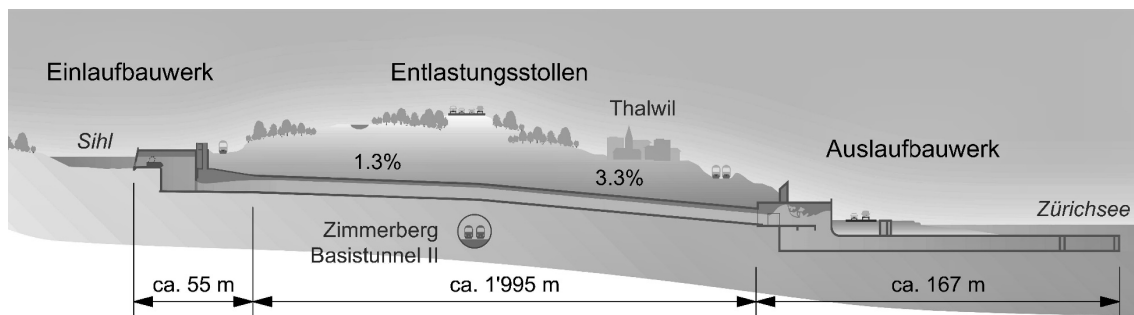


Abb. 3: Schematischer Längsschnitt durch den Entlastungsstollen

2.4 Auslaufbauwerk

Der Entlastungsstollen mündet im Hang neben der Abwasserreinigungsanlage Thalwil in das Auslaufbauwerk, das aus der sogenannten Toskammer, dem Rechteckkanal und dem Mündungsbauwerk in den Zürichsee besteht. Die Toskammer dient dazu, die Geschwindigkeitsenergie des aus dem Entlastungsstollen eintreffenden Wassers zu reduzieren. Dies ist nötig, damit bei der Hochwasserausleitung in den Zürichsee nur geringe Oberflächenwellen und möglichst keine Erosionen am Seegrund auftreten. Für die Belüftung und für die Abfuhr der durch den Entlastungsstollen mittransportierten Luft ist ein Be-/Entlüftungsschacht oberhalb der Toskammer vorgesehen.

Von der Toskammer wird das Wasser in einem Rechteckkanal aus Beton in Richtung See weitergeleitet, wobei der Rechteckkanal sowohl die Seestrasse als auch das Seebad Bürger 1 unterquert. Dieses mindestens 3 m unter dem Seewasserspiegel liegende Mündungsbauwerk stellt sicher, dass die entlasteten Hochwasserspitzen der Sihl rund 90 m vom Ufer entfernt und in ausreichender Tiefe als Tauchstrahl in den Zürichsee gelangt. Dieser Tauchstrahl wird hohe Schwebstoffkonzentrationen und folglich eine höhere Dichte als das Seewasser

aufweisen. Vom Mündungsbauwerk schichtet sich der Tauchstrahl in den Zürichsee ein und taucht ab, sodass die Wahrscheinlichkeit von Trübungen der Seewasserfassungen in Küsnacht-Erlenbach und in Thalwil gering ist. Für Revisionsarbeiten kann das Bauwerk mit Dammbalken vom See abgeschottet und trockengelegt werden.

Das Einlaufbauwerk und das Auslaufbauwerk wurden mit Hilfe hydraulischer Modellversuche an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich überprüft und optimiert (A. Wyss *et. al.*, 2021; A. Schroeder *et al.*, 2021).

2.5 Ökologische Ersatzmassnahmen Sihl

Die Eingriffe beim Stolleneinlauf an der Sihl werden durch ökologische Ersatzmassnahmen am Gerinne weiter unterstrom kompensiert. Diese umfassen einerseits den 1.5 km langen Sihlabschnitt zwischen dem Bahnhof Langnau-Gattikon und der Wehrschwelle Gartendörfli, und andererseits einen Abschnitt des Gontenbachs an der Grenze von Langnau am Albis und Adliswil. Die Massnahmen sollen sowohl der Natur zu Gute kommen als auch die Zugänglichkeit und den Erholungswert des Sihlufers für die Bevölkerung verbessern.

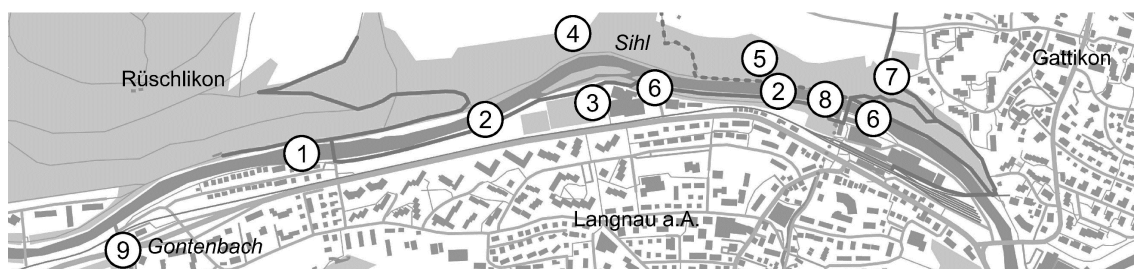


Abb. 3: Ökologische Ersatzmassnahmen an der Sihl

1. Ersatz der rund 4 m hohen Wehrschwelle Gartendörfli durch eine fischgängige 2 m hohe Rampe – verbunden mit einer lokalen Absenkung der Flusssohle
2. Verbesserung der Strömungs- und Wassertiefenvielfalt, Schaffen neuer, strukturreicher Lebensräume für Fische sowie Kleinlebewesen
3. Schaffung eines neuen Seitengerinnes der Sihl als Lebens- und Rückzugsraum für Fische und andere Wasserlebewesen
4. Aufhebung des Wanderwegs am rechten Flussufer auf einer Teilstrecke, Rückbau der Ufersicherungen; dies ermöglicht die Wiederentstehung des natürlichen Prallhangs mit Lebensraum für verschiedenste selten gewordene Tier- und Pflanzenarten

5. Verzicht auf Unterhalt des Wanderwegs, langsamer Übergang in einen natürlichen Zustand
6. Naturnahe Gestaltung und Verbesserung des Zugangs zum Sihlufer für die Bevölkerung
7. Bau eines neuen Wanderwegs zur Verbesserung der Anbindung von Gattikon an den Bahnhof Langnau-Gattikon
8. Bau einer neuen Fussgängerbrücke (Kompensation für die teilweise Aufhebung des Wanderwegs am rechten Sihlufer)
9. Wiederherstellung der Fischgängigkeit im Gontenbach

2.6 Ökologische Ersatzmassnahmen Zürichsee

Am Zürichseeufer in Richterswil sind ökologische Ersatzmassnahmen für den Bau des Auslaufbauwerks am Zürichsee in Thalwil vorgesehen. Geplant ist, im Gebiet Garnhänki seeseitig der Bahnlinie die Uferbefestigung zu entfernen, das Ufer abzuflachen und Schilf anzupflanzen. So soll sich dort wieder eine naturnahe Uferlandschaft entwickeln. Das Projekt beinhaltet auch Aufwertungen für die Bevölkerung, insbesondere durch einen neuen Zugang zum Wasser (Abtrep-pung/ Sitzstufen). Der bestehende Seeuferweg wird etwas landeinwärts verlegt und für eine bessere Aussicht etwas erhöht. An einer Stelle soll eine Plattform die uneingeschränkte Sicht auf den See sowie Einblicke in das neue naturnahe Flachufer ermöglichen. Eine zusätzliche ökologische Aufwertung ist durch Befestigungen von Ast- und Baummaterial für die Schaffung von Fischrefugien und anderen Lebensräumen am Auslaufbauwerk im Zürichsee angedacht.

2.7 Ausblick

Für den Bau des Entlastungsstollens einschliesslich der ökologischen Ersatzmassnahmen wurde mit dem Regierungsratsbeschluss Nr. 778/2020 beim Kantonsrat Zürich ein Objektkredit von 175.5 Mio. Franken beantragt (Vorlage 5642). Der Baustart soll – sofern keine langwierigen juristischen Streitigkeiten auftreten sollten – im Jahr 2022 erfolgen. Die Bauphase dauert rund 3.5 Jahre, womit der Entlastungsstollen frühestens im Jahr 2025 betriebsbereit wäre.

3 Zusammenfassung

Zur Verbesserung der Hochwassersicherheit wurden im Rahmen des Projektes «Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat» bereits verschiedene Massnahmen umgesetzt. Dennoch sind bei einem Extremhochwasser der Sihl das untere Sihltal und die Stadt Zürich überschwemmungsgefährdet. Der Kanton Zürich projiziert darum als langfristige Hochwasserschutzlösung an Sihl, Zürichsee und

Limmat den «Entlastungsstollen Thalwil» zur Überleitung der Hochwasserspitzen von der Sihl bei Langnau a.A. in den Zürichsee bei Thalwil.

Referenzen

- Aller, D., Kleinn, J., Oplatka, M. (2017). Risiko der Langfristkonzepte beim Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat, Technischer Bericht, 2017, Zürich.
- Marti, C., Oplatka, M., Scapozza, C. (2014). Hochwasserschutz Sihl – Zürichsee – Limmat, Internationales Symposium "Wasser- und Flussbau im Alpenraum", VAW-Mitteilung 228 (R. Boes, ed.), VAW, ETH Zürich, 577-589.
- Schroeder, A., Billeter, P., Boes, R., Keller, Y., Lais, A., Stucki, A. (2021). Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat - Auslaufbauwerk Entlastungsstollen Thalwil. Wasserbau-Symposium 2021, *Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) Nr. 262-263*, ETH Zürich.
- Wyss, A., Billeter, P., Boes, R., Hinkelammert-Zens, F., Müller, M., Lais, A., Stucki, A. (2021). Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat - Einlaufbauwerk Entlastungsstollen Thalwil. Wasserbau-Symposium 2021, *Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) Nr. 262-263*, ETH Zürich.

Adressen der Autoren

Adrian Stucki

Matthias Oplatka (korrespondierende Autoren)

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

CH-8090 Zürich, Walcheplatz 2

adrian.stucki@bd.zh.ch,

matthias.oplatka@bd.zh.ch



Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat - Einlaufbauwerk Entlastungsstollen Thalwil

*Flood protection Sihl River, Lake Zurich, Limmat River –
intake structure of the Thalwil flood diversion tunnel*

**Andris Wyss, Michael Müller, Robert Boes, Florian Hinkelammert-Zens,
Peter Billeter, Adrian Stucki, Volker Weitbrecht**

Kurzfassung

Das Einlaufbauwerk des Entlastungsstollens Thalwil entlastet bei Hochwasser in der Sihl einen bestimmten Teil des Abflusses über einen Stollen in den Zürichsee. Das Bauwerk wurde von der IUB Engineering AG dimensioniert und in physikalischen Modellversuchen an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich untersucht und optimiert. Die physikalischen Modellversuche bestätigten die in der Dimensionierung berechnete Trenncharakteristik und zeigten zudem die Auswirkung des Bauwerks auf den Geschiebetransport. Das Geschiebe wird bei grossen Hochwasserereignissen am Einlaufbauwerk vorbei transportiert. Bei kleinen Hochwasserereignissen konnte die Geschiebedurchgängigkeit durch die Vorwegnahme von Verlandungskörpern im Projektzustand signifikant verbessert werden. Ausserdem wurden der Schwemmholzeintrag sowie verschiedene Überlastfälle und die Hochwassersicherheit im Bauzustand untersucht. Das Einlaufbauwerk weist in allen untersuchten Szenarien generell ein gutmütiges Verhalten auf.

Abstract

The intake structure of the Thalwil diversion tunnel diverts parts of the discharge during floods from the Sihl River into Lake Zurich. The structure designed by IUB Engineering Ltd. was examined and optimized in physical model tests at the Laboratory of Hydraulics, Hydrology and Glaciology (VAW) of ETH Zurich. The physical model tests confirmed the predicted flow distribution between the diversion tunnel and the residual river discharge. Furthermore, they showed the functionality of the intake structure regarding bed load transport. During major flood events, bed load is transported by secondary currents in the river bend past the intake structure. At small flood events, sediment continuity could be significantly improved by implementing depositions of bed material as they occur at high floods as initial condition. Moreover, driftwood retention, various overload scenarios and flood protection during construction of the diversion tunnel were investigated. In general, the intake structure shows a docile behavior in these situations.

1 Ausgangslage

Das Einlaufbauwerk (EBW) des Entlastungsstollens Thalwil garantiert die Hochwassersicherheit der Stadt Zürich, indem es bei Hochwasser in der Sihl einen bestimmten Teil des Abflusses über den Stollen in den Zürichsee leitet (Stucki und Oplatka, 2020, s. dieser Tagungsband). Die Wasserentnahme erfolgt unterstrom des bereits realisierten Schwemmholzrechens im Rütiboden über einen regulierten Seitenüberfall. Dessen Lage und Trenncharakteristik wurden bereits im Rahmen der hydraulischen Modellversuche zum Schwemmholzrechen untersucht (VAW, 2013). Basierend auf den Modellversuchen wurden im Vorprojekt zwei Varianten des EBW ausgearbeitet. Einerseits wurde ein unregulierter Seitenüberfall mit langer Wehrschwelle ($L = 150$ m) und tiefem Ansprungpunkt (ca. HQ_2) und andererseits ein reguliertes Bauwerk mit verkürzter Wehrschwelle ($L = 80$ m) und höherem Ansprungpunkt (ca. HQ_{10}) vorgeschlagen (IG Sihl-Entlastungsstollen, 2017). Aufgrund der Reguliermöglichkeit und des höheren Ansprungpunkts wurde entschieden, das verkürzte Bauwerk auszuarbeiten. Das EBW wurde durch die IUB Engineering AG dimensioniert und von der VAW in einem physikalischen Modell überprüft. Die Ziele der Versuche bestanden darin, die Strömungszustände im EBW und insbesondere die Trenncharakteristik zu bestimmen sowie den Geschiebe- und Schwemmholztransport zu untersuchen und daraus Optimierungsmöglichkeiten abzuleiten.

2 Hydraulische Auslegung

Das EBW besteht aus einer festen Wehrschwelle mit aufgesetzten, luftgefüllten Schlauchwehren (Abb. 1). Das gefasste Wasser fliesst nach dem Überfall in eine trichterförmige Sammelrinne. Reguliert durch eine Drosselblende gelangt es in den Stollen und fliesst in schiessendem Freispiegelabfluss bis zum Auslaufbauwerk (Schroeder *et al.*, 2021, s. dieser Tagungsband). Hinter der Drosselblende ist ein Revisions- und Sicherheitsorgan eingebaut, womit der Stollen gegen das Oberwasser abgeschottet werden kann. Das EBW ist zur Sihl hin mit einer Tauchwand und einem Grobrechen ausgerüstet, um den Eintrag von Schwemmholz zu verhindern. Es ist in die rechtsufrige Böschung eingebunden und nach oben mit einer Betondecke abgeschlossen. Damit das EBW möglichst optimal angeströmt wird, werden unterstrom davon zwei über die heutige Sohlenlage der Sihl ragende Sohlschwellen eingebaut und das Gerinne von rund 40 m Breite oberstrom auf 15 m Breite am Ende des Einlaufbauwerks verengt (VAW, 2013).

Grundsätzlich wurde das EBW so ausgelegt, dass mittlere Hochwasser bis zu einem Abfluss von $Q_{Sihl} = 250$ m³/s (ca. HQ_{10}) abfliessen, ohne dass die Entlastung anspringt. Durch den möglichst späten Ansprungpunkt soll der Geschiebe-

haushalt unterstrom des EBW bei kleineren, morphologisch aktiven Hochwassern möglichst unbeeinflusst bleiben. Da aber bei extremen Hochwassern eine sehr grosse Wassermenge entlastet werden muss, wurde der Überfall mit regulierbaren Schlauchwehren ausgestattet, die auf die feste Wehrschwelle abgesenkt werden können. Bei einem Dimensionierungsabfluss von $Q_{Sihl} = 600 \text{ m}^3/\text{s}$ (HQ_{500}) soll ein Abfluss von $Q_{Stollen} = 330 \text{ m}^3/\text{s}$ entlastet werden. Diese Anforderungen an den Anspringpunkt und die Entlastungskapazität bestimmen die Höhe und Länge der Wehrschwelle sowie die Höhe der Schlauchwehre.

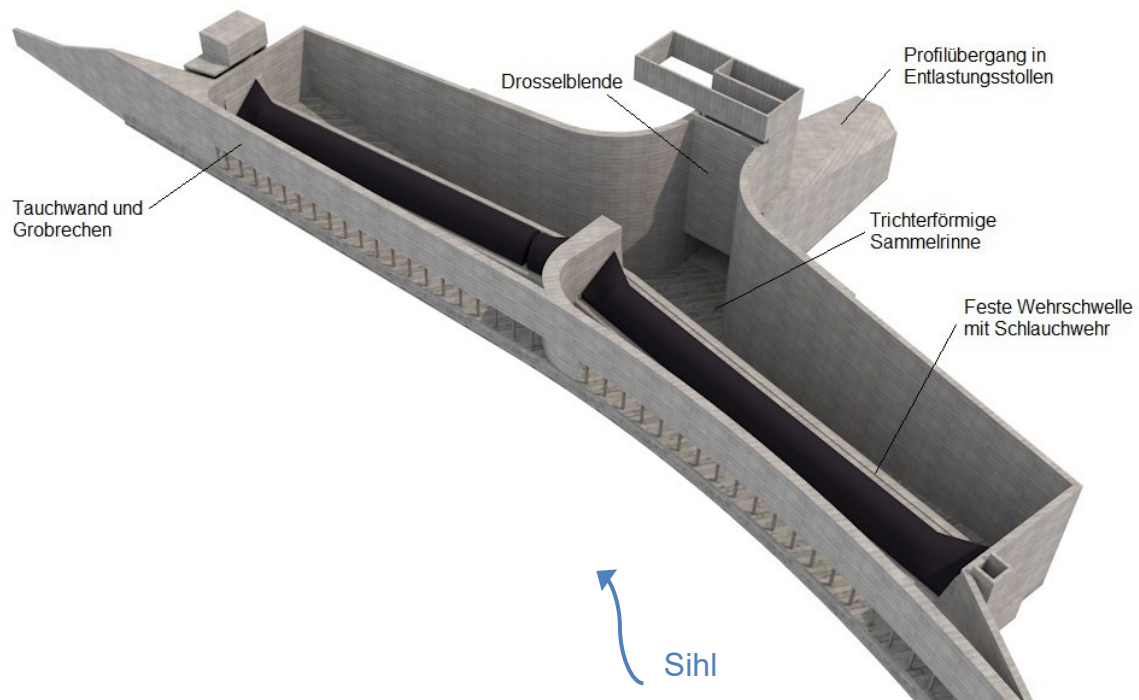


Abb. 1: 3D-Darstellung des geplanten Einlaufbauwerks. Ansicht gemäss Vorprojekt und ohne Bauwerksdecken. (Quelle: IUB Engineering AG)

3 Dimensionierung des Bauwerks

Auf Stufe Bau- und Auflageprojekt erfolgte die Dimensionierung sowie eine detaillierte hydraulische Überprüfung des Bauwerks (IG Sihl-Entlastungsstollen, 2019). Folgende Aspekte wurden mittels analytischer Berechnungen und numerischer Simulationen in HYDRO_AS-2D überprüft:

- Anspringpunkt der Hochwasserentlastung
- Abflussaufteilung in Stollen- und Restabfluss (Trenncharakteristik)
- Abflussaufteilung zwischen den einzelnen Wehrfeldern
- Wasserspiegellagen und Energielinien im Bauzustand

Die Berechnung der Trenncharakteristik mittels gängiger hydraulischer Formeln basiert auf der Wechselwirkung zwischen Wehrüberfall und Schützenabfluss unter der Drosselblende. Der Stollenabfluss hängt vom Wasserstand in der Sammelrinne vor der Drosselblende ab, der wiederum die Kapazität des Seitenwehrs bei einer bestimmten Wasserspiegellage in der Sihl beeinflusst.

Aus den Berechnungen und der numerischen Modellierung ergab sich ein Bauwerk, das die in Abb. 3 illustrierte Trenncharakteristik aufweist und als Ausgangskonfiguration für die hydraulischen Modellversuche diente. Das EBW wies demnach zwei Schlauchwehrfelder mit einer Überfalllänge von $L = 40$ m und einer festen mittleren Überfallkante von 471.50 m ü.M. bei vollständig abgesenkten Schlauchwehren resp. von 474.00 m ü.M. bei geschlossenen Schlauchwehren auf. Weiter wurde empfohlen, bei Erreichen eines Gesamtabflusses von $Q_{Sihl} = 250 \text{ m}^3/\text{s}$ die Schlauchwehre zunächst um 0.50 m teilweise abzusenken und erst bei einer weiteren Zunahme des Abflusses in der Sihl komplett abzusenken. Damit wird eine stetige Zunahme des Stollenabflusses gewährleistet.

4 Physikalische Modellversuche

4.1 Modell

Die numerisch optimierte Konfiguration des EBW wurde an der VAW in einem physikalischen Modell untersucht (VAW, 2020). Das Modell wurde gemäss Froud'scher Modellähnlichkeit im Massstab 1:30 errichtet und umfasst einen Flussabschnitt von 450 m Länge mit beweglicher Sohle, dem EBW und den ersten 120 m des Entlastungsstollens (Abb. 2).

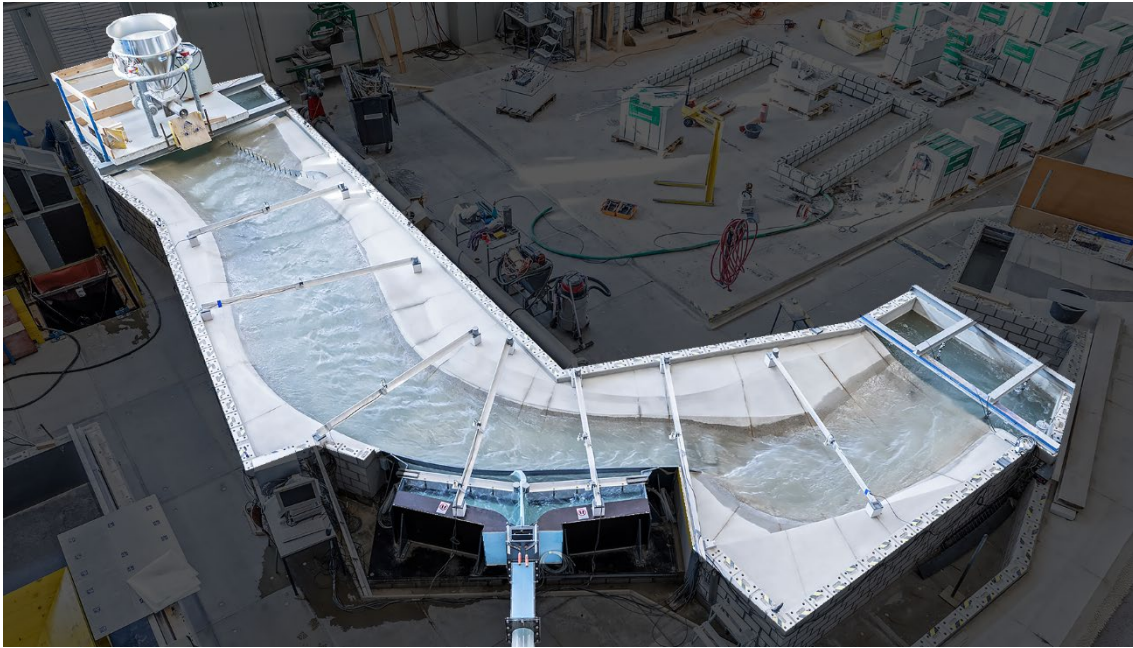


Abb. 2: Physikalisches Modell des Einlaufbauwerks im Massstab 1:30 beim Dimensionierungsabfluss ($HQ_{500} = 600 \text{ m}^3/\text{s}$).

4.2 Resultate

Die physikalischen Modellversuche bestätigten, dass die angestrebte Trenncharakteristik mit der vorgeschlagenen Auslegung der IUB Engineering AG erreicht wird. Die im Modell gemessene Trenncharakteristik ist in Abb. 3 dargestellt. Sie zeigt den Stollenabfluss Q_{Stollen} bei Voll- (VA) und Teilabsenkung (TA) der Schlauchwehre als Funktion des Gesamtabflusses Q_{Sihl} . Im Dimensionierungsfall ($Q_{\text{Sihl}} = 600 \text{ m}^3/\text{s}$) wird ein Abfluss von $Q_{\text{Stollen}} = 330 \text{ m}^3/\text{s}$ entlastet und ein Abfluss von $Q_{\text{Rest}} = 270 \text{ m}^3/\text{s}$ verbleibt in der Sihl. Dabei stellten sich im Einlaufbauwerk bis auf einen lufteinziehenden Wirbel die gewünschten hydraulischen Strömungsbedingungen ein. Der Wirbel vor der Drosselblende in der Sammelrinne konnte mit einer Trennwand unterbunden werden.

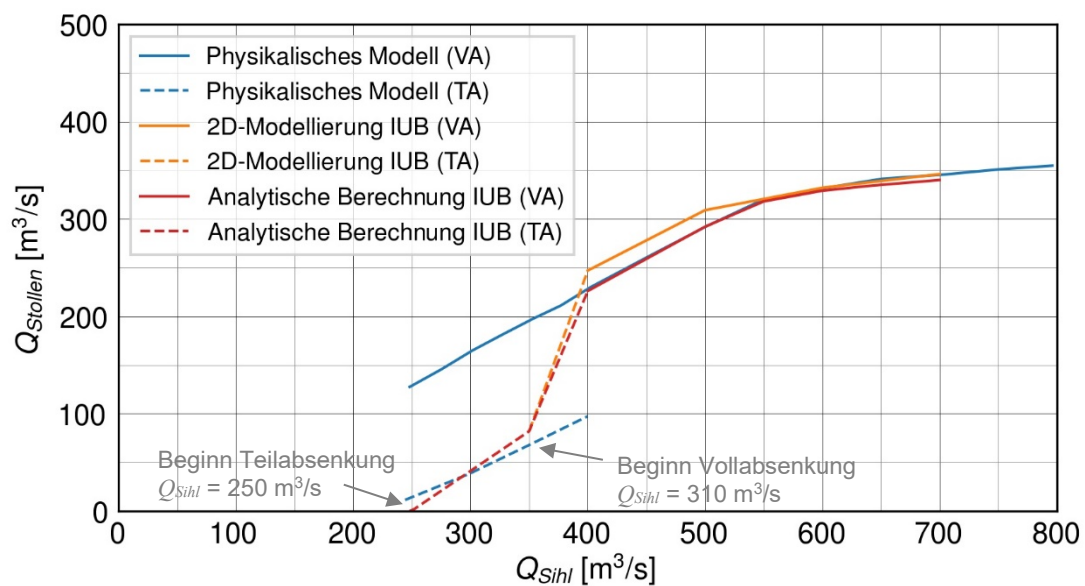


Abb. 3: Trenncharakteristik des Einlaufbauwerks. Angegeben sind neben den Planungsgrößen der IUB Engineering AG die Messwerte im physikalischen Modell. Durchgezogene Linien entsprechen einer Vollabsenkung (VA), gestrichelte Linien einer Teilabsenkung (TA) der Schlauchwehre resp. dem Übergang zwischen Teil- und Vollabsenkung.

Ausserdem zeigt die Trenncharakteristik in Abb. 3, dass die Abflusskontrolle zunächst beim Wehrüberfall liegt und dann auf die Drosselblende übergeht. Bei Gesamtabflüssen zwischen $Q_{Sihl} = 250 \text{ m}^3/\text{s}$ und $Q_{Sihl} = 550 \text{ m}^3/\text{s}$ steigt der Stollenabfluss mit zunehmendem Gesamtabfluss relativ rasch an. Der Stollenabfluss wird dabei durch den Wehrüberfall kontrolliert. Ab einem Gesamtabfluss von $Q_{Sihl} > 550 \text{ m}^3/\text{s}$ wird der Stollenabfluss durch die Drossel begrenzt. Der Wasserstand in der Sammelrinne steigt dann schnell an und staut den Wehrüberfall ein.

Bei einem Gesamtabfluss von $Q_{Sihl} = 800 \text{ m}^3/\text{s}$ ($EHQ = 650 \dots 800 \text{ m}^3/\text{s}$) wird ein Abfluss von $Q_{Stollen} = 355 \text{ m}^3/\text{s}$ entlastet. Der Stollenabfluss ist in diesem Fall nur um $25 \text{ m}^3/\text{s}$ grösser als im Dimensionierungsfall und der Restabfluss von $Q_{Rest} = 445 \text{ m}^3/\text{s}$ liegt knapp unter dem Abfluss von $Q_{Rest} = 490 \text{ m}^3/\text{s}$, welcher gemäss Modellversuchen der VAW (2015) der Kapazitätsgrenze der Sihl in der Innenstadt Zürichs entspricht.

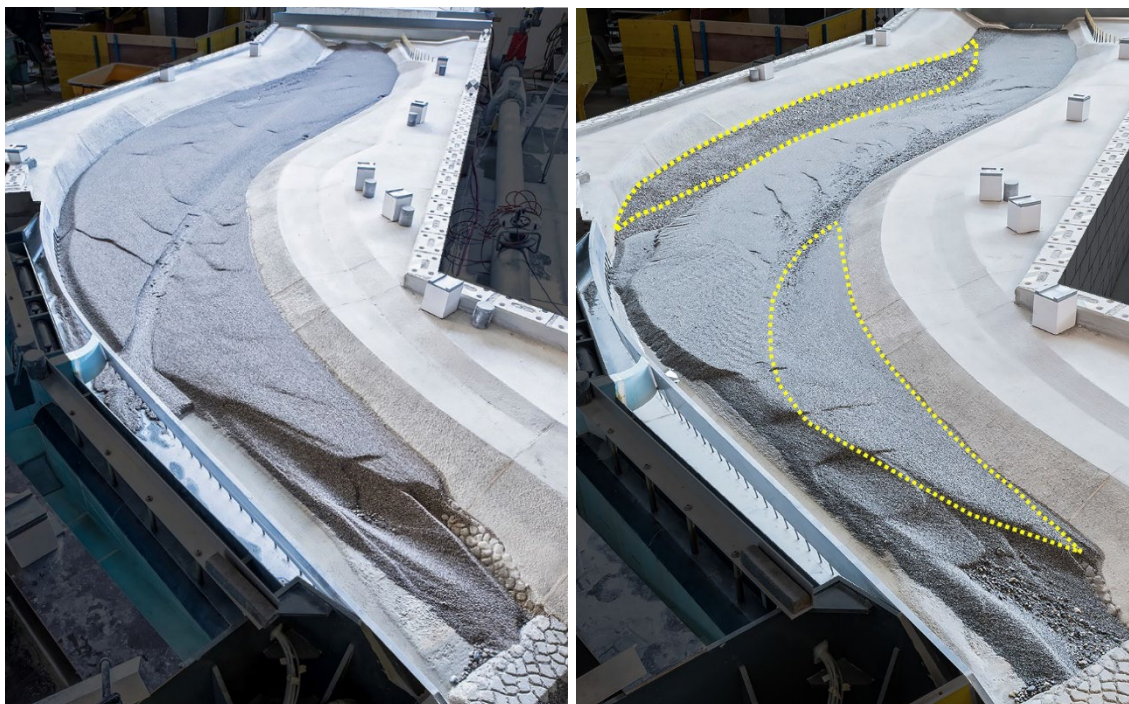


Abb. 4: Flusssohlen am Ende von stationären Gleichgewichtsversuchen bei HQ_2 . Auf der Ausgangssohle ohne Verlandungskörper (links) landete deutlich mehr laufendes Geschiebe auf als auf der Ausgangssohle mit Verlandungskörpern (rechts). Die Verlandungskörper (gelb markiert) liegen oberstrom des EBW und in der Innenkurve gegenüber dem EBW (von laufendem Geschiebe überdeckt).

Eine wesentliche Fragestellung neben der Trenncharakteristik war der Einfluss des Bauwerks auf den Geschiebetransport in der Sihl. Es konnte nachgewiesen werden, dass während grossen Hochwasserereignissen (HQ_{100} und HQ_{500}) mehr als 75% des zugegebenen Geschiebes am EBW vorbei transportiert wird. Aufgrund der Kurvensituation und der dadurch erzeugten Sekundärströmung wird kaum Geschiebe in den Stollen eingetragen. Bei kleinen Hochwasserereignissen zeigte sich jedoch, dass die Sohlschwellen unterstrom des EBW, welche als Kontrollquerschnitt dienen, einen Rückstau verursachen, der die Durchgängigkeit von laufendem Geschiebe beeinträchtigte und zu Auflandungen oberstrom und entlang des EBW führte. Bei stationären Gleichgewichtsversuchen (HQ_2) wurde in etwa die fünf- bis zehnfache Jahresfracht abgelagert ($V_{dep} = 10'500 \text{ m}^3$), bevor Geschiebe am Bauwerk weitertransportiert wurde. Zur Verbesserung der Geschiebedurchgängigkeit wurden in die Ausgangssohle zwei Verlandungskörper integriert, deren Form sich an Verlandungskörper anlehnt, die im Modell bei extremen Hochwasserereignissen (HQ_{500}) entstehen. Die Verlandungskörper verengen die abflusswirksame Breite und schaffen ein Leitgerinne, durch welches laufendes Geschiebe signifikant besser transportiert wird. Dadurch konnten die Auf-

landungen in den Gleichgewichtsversuchen auf die ein- bis zweifache Jahresfracht reduziert werden ($V_{dep} = 2'300 \text{ m}^3$). Abb. 4 zeigt die Auflandungen von laufendem Geschiebe ohne und mit dem Einbau der Verlandungskörper.

Ausserdem zeigten die Versuche, dass trotz des Schwemmholzrechens direkt oberstrom des EBW mit Eintrag von Schwemmholz in den Entlastungsstollen zu rechnen ist, und zwar insbesondere bei mittleren Hochwasserereignissen mit tieferen Wasserspiegellagen und relativ geringer Eintauchtiefe der Tauchwand. Vom zugegebenen Schwemmholz wurden maximal 15% resp. 90 m^3 (Lockervolumen) in den Stollen eingetragen. Dabei handelte es sich hauptsächlich um Astholz mit Längen zwischen 1 m und 5 m und selten um Stammholz mit einer maximalen Länge von 7.5 m. Das eingetragene Schwemmholz blieb praktisch nie im EBW liegen, sondern wurde direkt in den Stollen gespült. Aufgrund des Schwemmholzeintrags musste das Auslaufbauwerk in den zeitgleich stattfindenden Modellversuchen entsprechend optimiert werden (Schroeder *et al.*, 2021, s. dieser Tagungsband).

5 Zusammenfassung

Das Einlaufbauwerk (EBW) des Entlastungsstollens Thalwil wurde auf Stufe Bauprojekt von der IUB Engineering AG dimensioniert und in einem physikalischen Modell an der VAW untersucht. Die Modellversuche konnten die in der Dimensionierung berechnete Trenncharakteristik bestätigen und zeigten, dass beim Dimensionierungsabfluss von $Q_{Sihl} = 600 \text{ m}^3/\text{s}$ (HQ_{500}) ein Stollenabfluss von $Q_{Stollen} = 330 \text{ m}^3/\text{s}$ entlastet wird. Die hydraulischen Bedingungen entsprachen grundsätzlich den Erwartungen. Der lufteinziehende Wirbel direkt an der Drosselblende konnte durch eine Trennwand unterdrückt werden. Ausserdem wurde in den physikalischen Modellversuchen festgestellt, dass das Geschiebe bei grossen Hochwasserereignissen zum Grossteil weitertransportiert und kaum in den Stollen eingetragen wird. Bei kleinen Hochwasserereignissen wurde der Transport von laufendem Geschiebe durch den Einbau von zwei Verlandungskörpern deutlich optimiert. Darüber hinaus zeigten die Versuche, dass trotz oberstrom gelegenen Schwemmholzrechen sowie Tauchwand und Grobrechen am EBW mit vereinzelt Eintrag von Schwemmholz gerechnet werden muss. Insgesamt bestätigten die physikalischen Modellversuche zusammen mit der numerischen Simulation im Vorfeld die angestrebte Funktionalität des EBW.

Referenzen

- Stucki, A., Oplatka, M. (2021). Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat - Übersicht Gesamtprojekt und Entlastungsstollen Thalwil. Wasserbau-Symposium 2021, *Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) Nr. 262-263*, ETH Zürich.
- Schroeder, A., Billeter, P., Boes, R., Keller, Y., Lais, A., Stucki, A. (2021). Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat - Auslaufbauwerk Entlastungsstollen Thalwil. Wasserbau-Symposium 2021, *Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) Nr. 262-263*, ETH Zürich.
- IG Sihl-Entlastungsstollen (2017). Hochwasserschutz an Sihl, Zürichsee und Limmat. Entlastungsstollen Thalwil. Technischer Bericht des Vorprojekts. 14.51330.31-710. Zürich.
- IG Sihl-Entlastungsstollen (2019). Hochwasserschutz an Sihl, Zürichsee und Limmat. Entlastungsstollen Thalwil. Hydraulische Berechnungen. Beilage 8 zum Technischen Bericht des Auflageprojekts. 85W-745-12-0. Zürich.
- VAW (2013). Einlaufbauwerk Entlastungsstollen Sihl Standort Rütiboden. VAW Bericht Nr. 4293/2. Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich
- VAW (2015). Sihldurchlässe Hauptbahnhof Zürich. VAW Bericht Nr. 4308. Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich.
- VAW (2020). Hochwasserschutz an Sihl, Zürichsee und Limmat. Entlastungsstollen Thalwil. Physikalische Modellversuche zum Einlaufbauwerk. VAW Bericht Nr. 4370. Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich.

Adressen der Autoren

Andris Wyss (korrespondierender Autor)

Prof. Dr. Robert Boes, Dr. Volker Weitbrecht, Florian Hinkelammert-Zens

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich

CH-8093 Zürich, Höggerberggring 26

wyss@vaw.baug.ethz.ch

Peter Billeter, Michael Müller

IUB Engineering AG

CH-3000 Bern, Belpstrasse 48

Adrian Stucki

Amt für Abfall, Wasser, Energie und Luft (AWEL), Kanton Zürich

CH-8090 Zürich, Walcheplatz 2



Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat, Auslaufbauwerk Entlastungsstollen Thalwil

*Flood protection Sihl River, Lake Zurich, Limmat River –
outlet structure of the Thalwil flood diversion tunnel*

**Alice Schroeder, Peter Billeter, Robert Boes, Yves Keller,
Adriano Lais, Adrian Stucki**

Kurzfassung

Der Entlastungsstollen Thalwil soll die Stadt Zürich zukünftig vor extremen Hochwasserereignissen der Sihl schützen, indem er Hochwasserspitzen aus dem Sihl-tal in den Zürichsee bei Thalwil umleitet. Aufgrund der innerörtlichen Lage muss für das Auslaufbauwerk (ABW) eine Speziallösung gefunden werden, um die Energiedissipation bei begrenzten Platzverhältnissen sicherzustellen. Die Herausforderung bei der Dimensionierung des ABW besteht darin, den Wechselsprung trotz geringer Stützkräfte über dem Niveau des Zürichsees in der Toskammer zu fixieren und gleichzeitig den Lufteintrag in den anschliessend in den Zürichsee führenden Rechteckkanal zu minimieren.

In diesem Artikel wird der von der IUB Engineering AG konzipierte Entwurf des ABW beschrieben, der mithilfe eines physikalischen Modellversuchs an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich hydraulisch optimiert wurde. Dadurch konnten die Ziele der Stabilisierung des Wechselsprungs in der Toskammer und der Minimierung des Lufteintrags in den Rechteckkanal erreicht werden. Die Prüfung verschiedener Varianten im Modellversuch hat ein äusserst sensitives Systemverhalten bezüglich Einbauten sowie Höhe des Rückstaus durch den Zürichsee gezeigt. Die gewonnenen Erkenntnisse werden erläutert, um Anhaltspunkte für zukünftige Toskammerentwürfe zu liefern.

Abstract

The diversion tunnel is designed to protect the city of Zurich from extreme flood events by diverting the flood peaks from the Sihl Valley to Lake Zurich. Due to its location in the urban agglomeration in Thalwil, the available space for the outlet structure is limited. To ensure energy dissipation despite of these restrictions, the outlet structure, composed of a stilling chamber and an adjacent pressure tunnel requires a special solution. The challenge is to fix the hydraulic jump in the stilling chamber above the level of Lake Zurich in spite of low supporting forces and at the same time to minimize air entry into the following pressure tunnel.

This article describes the design of the outlet structure conceived by IUB Engineering Ltd., which was hydraulically optimized by means of a physical model test at the Laboratory of Hydraulics, Hydrology and Glaciology (VAW) of ETH Zurich. Thereby, the objectives of stabilizing the hydraulic jump in the stilling chamber and minimizing the air entrainment into the pressure tunnel were achieved. The study has shown that the system reacts very sensitively to various installations as well as to the level of Lake Zurich. The results are presented in this paper to provide an informative basis for future designs of stilling chambers and outlet structures.

1 Projektübersicht und hydraulischer Entwurf

Der Hochwasserentlastungsstollen Thalwil leitet einen Teil des Hochwasserabflusses der Sihl ab dem Einlaufbauwerk bei Sihlwald über einen gut 2 km langen Freispiegelstollen in den Zürichsee bei Thalwil (vgl. Abb. 1, Stucki *et al.*, 2021). Bei einem Dimensionierungsabfluss in der Sihl von $Q_{Sihl} = 600 \text{ m}^3/\text{s}$ (HQ_{500}) soll ein Abfluss von $Q_{d, Stollen} = 330 \text{ m}^3/\text{s}$ entlastet werden können (Wyss *et al.*, 2021). Je nach Abflusssituation liegt der Wasserspiegel beim Einlaufbauwerk auf rund 474 m ü.M. und der Zürichseepegel auf typisch 406 m ü.M. Beim Bemessungsabfluss ist im Auslaufbauwerk eine hydraulische Leistung von bis zu 60 MW möglichst weitgehend zu dissipieren, um so die Strömungsgeschwindigkeit an der Mündung und das Potential zur Wellenbildung zu begrenzen (die Mündungsgeschwindigkeit sollte im Mittel kleiner als ca. 4 m/s sein, was einer typischen Mündungsgeschwindigkeit bei Hochwasser eines Fließgewässers in einen See entspricht).



Abb. 1: Schematischer Längsschnitt des Entlastungsstollens Thalwil. (Quelle: Baudirektion Kanton Zürich)

Aufgrund der engen Platzverhältnisse am linken Zürichsee-Ufer wurde am Hangfuss eine Toskammer mit Wechselsprung und See-Ausfluss unter Druck entworfen, in der die Energiedissipation konzentriert werden kann (vgl. Abb. 2). Mit dem Bauwerk soll sichergestellt werden, dass für alle Randbedingungen von Entlastungsabflüssen und Seeständen weder der Freispiegelstollen zuschlägt noch der

Wechselsprung ausgeblasen wird. Die Kammer wurde so konzipiert, dass in einem oberen, durch einen Rost oder Leitelemente abgetrennten Teil der eigentliche Wechselsprung über dem Niveau des Zürichseespiegels stattfinden und die Abströmung unterhalb des Rosts mit reduzierter Energie und möglichst geringem Luftgehalt erfolgen kann.

Da rein rechnerisch die Funktionstüchtigkeit der vorliegenden «Grundlösung» hinsichtlich erforderlicher Anforderungen an Energiedissipation und Minimierung des Lufteintrags nicht erbracht werden kann, wurde die VAW mit der Durchführung eines physikalischen Modellversuchs beauftragt.

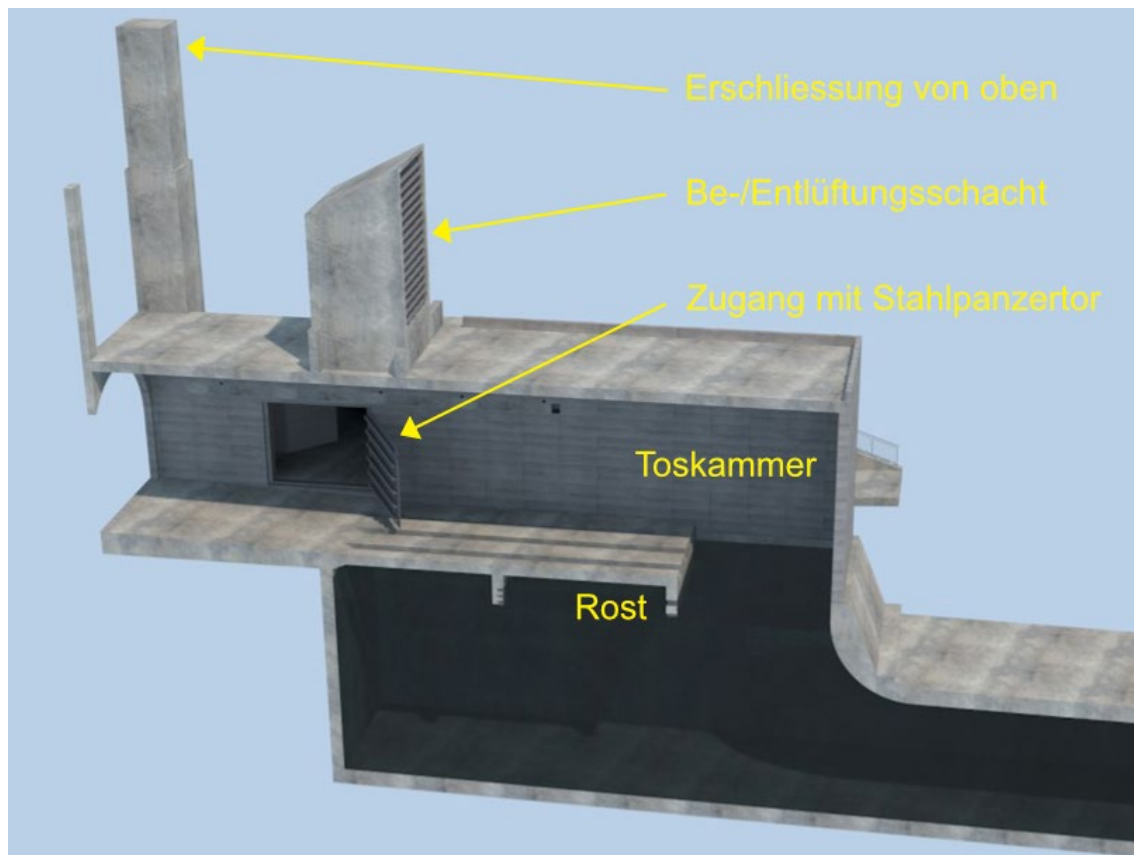


Abb. 2: Isometrische Darstellung der «Grundlösung» des Auslaufbauwerks. (Quelle: IUB Engineering AG)

2 Physikalisches Modell

An der VAW wurde das ABW als physikalisches Modell nach Froude'scher Ähnlichkeit im Massstab 1:16.92 errichtet (Abb. 3). Da bei gleichem Fluid im Prototyp und im Modell unter Anwendung der Froude'schen Modellähnlichkeit weder die Viskosität noch die Oberflächenspannung korrekt abgebildet werden, sind die Versuche an einem grossmassstäblichen Modell durchzuführen. Denn wie verschiedene Studien zeigen (u.a. Kobus, 1984; Speerli, 1999; Boes und Hager, 2003), sind für die korrekte Nachbildung der Energiedissipationsprozesse im

Wechselsprung sowie die Reduzierung der Modelleffekte des Wasser-Luft-Gemischs Massstabsfaktoren kleiner 15 resp. Reynolds-Zahlen (R) und Weber-Zahlen (W) von $R > 1 \cdot 10^5$ und $W > 100 - 110$ erforderlich. Im physikalischen Modell 1:16.92 betragen im Dimensionierungsabfluss $R = 1.2 \cdot 10^6$ und $W = 200$. Damit ist die Verzerrung des Lufteintrags stark vermindert.

Das Modell ermöglicht es, variable Einbauten, sowohl in der 34.4 m langen und 8 m breiten Toskammer als auch im 6.2 m, 8 m breiten und rund 200 m langen Rechteckkanal einzusetzen und so die Strömungsprozesse für die einzelnen Einbaukomponenten aufzuzeigen.

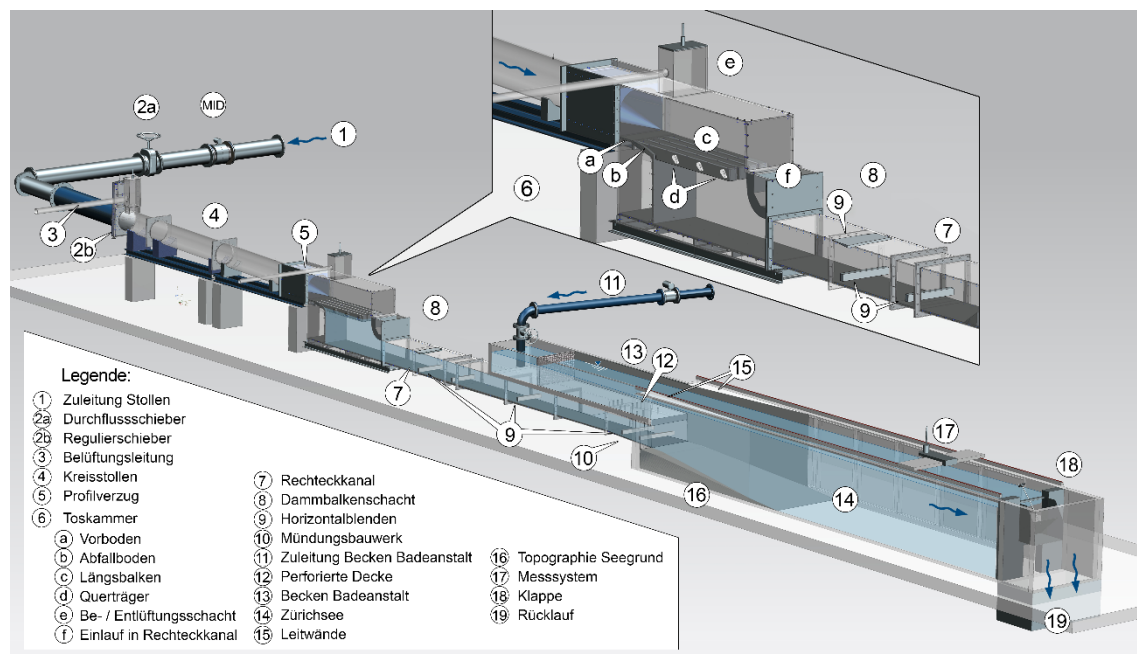


Abb. 3: Isometrische Darstellung des physikalischen Modells des ABW im Massstab 1:16.92 (optimierte Variante).

3 Hydraulische Optimierung des Auslaufbauwerks

Aufbauend auf der Variante «Grundlösung», die im Variantenstudium vielversprechende Ergebnisse erzielte, wurde die Toskammeroptimierung durchgeführt. Dabei wurde der Einfluss verschiedener Einbauten auf die Energieumwandlung und den Lufteintrag untersucht. Die Modelluntersuchungen haben gezeigt, dass sich bei hohem Lufteintrag und geringer Stützkraft eine strömungstechnisch unerwünschte Schichtströmung im Rechteckkanal einstellt. Diese Schichtströmung erzwingt einen Wechselsprung im Rechteckkanal oder im Mündungsbauwerk und führt dadurch zu einer Energieumwandlung ausserhalb der Toskammer.

Damit die Energie des mit einer Geschwindigkeit von 15 m/s ($F = 2.6$) in die Toskammer eintretenden Strahls sicher über dem Rost der Länge 23.5 m dissipiert und der Wechselsprung so in der Toskammer fixiert werden kann, musste das

Grunddesign angepasst werden. Es wurde eine Lösung mit angepasstem Längsbalkenrost und abfallendem Einlaufboden in Kombination mit der Erhöhung der Stützkkräfte im Rechteckkanal gefunden. So wird durch eine Strahlauffächerung einerseits ein Horizontalstrahl Q_1 auf dem Längsbalkenrost erzeugt, mit dem die Energieumwandlung im Wechselsprung am Ende der Toskammer und über dem Niveau des Längsbalkenrosts resp. des Seespiegels erreicht wird. Andererseits bildet sich ein luftarmer Tauchstrahl Q_2 in den Wasserkörper der Toskammer aus, der zur Senkung des Lufteintrags in den Rechteckkanal beiträgt. Zudem soll das Auftreten von Lufträumen unter dem Längsbalkenrost und zwischen Wechselsprung und Wasserkörper vermieden werden um den Lufteintrag an rauen, freien Strahloberflächen zu verhindern (Abb. 4, Schnitt S-S).

Es wurden folgende Massnahmen in der Toskammer angegangen:

- Profilverzug des Entlastungstollens von Kreis- auf Torbogenprofil im Zu-
lauf zur Toskammer
- Strömungstechnisch und konstruktiv günstiges, geschlossenes Profil der
Längsbalken mit Abrundung der Oberkanten
- Strömungstechnisch günstiges Profil und Ausrichtung der Querträger
- Hoher Verbauungsgrad der Längsbalken (Abb. 4) zur Minderung des Im-
pulsflusses ($v_2 \cdot Q_2 \cdot \rho$) zwischen den Längsbalken, sodass die Stützkraft in
der Toskammer ausreichend gross ist resp. der Wasserstand y_p die Längs-
balken einstaut (Vermeidung des Freifalls von Q_2 , indem der vertikale Ab-
stand zum Unterwasser $t < 0$ und durch Anpassung Balkenhöhe a)
- Abfallboden zur optimalen Einleitung des Tauchstrahls in den Wasserkör-
per (Strahlauffächerung, Energiedissipation)
- Lichte Weite c im hinteren Bereich der Toskammer, damit der Lastabtrag
des Wechselsprungs nicht über den Längsbalken, sondern über dem
Wasserkörper erfolgt (Anhebung der Drucklinie). Diese Auflast wirkt der
Trennung des Kontinuums zwecks Vermeidung freier Strahloberflächen
entgegen.

Die optimierte Toskammer (Abb. 5a)) funktioniert nur einwandfrei in Kombination mit der Erhöhung der Druckkraft als Stützkraftanteil (y_t), was durch den Einbau von drei Horizontalblenden im Rechteckkanal und zwei Horizontalblenden im Mündungsbauwerk erreicht wird (Abb. 5b)). Durch die Energiedissipation im Nachlauf der Blenden werden zusätzliche Verluste erzeugt und dadurch die Drucklinie in der Toskammer angehoben resp. der Einstau der Balkenträger sichergestellt. Die Horizontalblenden haben einen Verbauungsgrad von knapp

Durch die Anordnung der zwei Horizontalblenden im Mündungsbauwerk kann ein in der «Grundlösung» und im Variantenstudium beobachteter Wechselsprung in der Aufweitung verhindert werden. Durch die turbulente Nachlaufströmung hinter den Horizontalblenden wird ein Teil der Luftblasen wieder in die Tiefe gerissen (Blasenströmung) während die über die Länge des Rechteckkanals aufgestiegene Luft unter der Decke in Form elongierter Blasen mit der Strömung transportiert wird. Die Luft wird damit einerseits als Blasenströmung in den Zürichsee abgegeben (Abb. 5b)), andererseits werden die unter der Decke transportierten Luftpakete durch Entlüftungsöffnungen in der Decke des Mündungsbauwerks flächig entgast (Abb. 5c)). Die flächige Entgasung über eine Vielzahl von Entlüftungsöffnungen wirkt sich positiv auf die Höhe der Aufpilzungen der entgasten Luft aus, was zur Reduzierung der dadurch induzierten Wellen im Zürichsee führt.

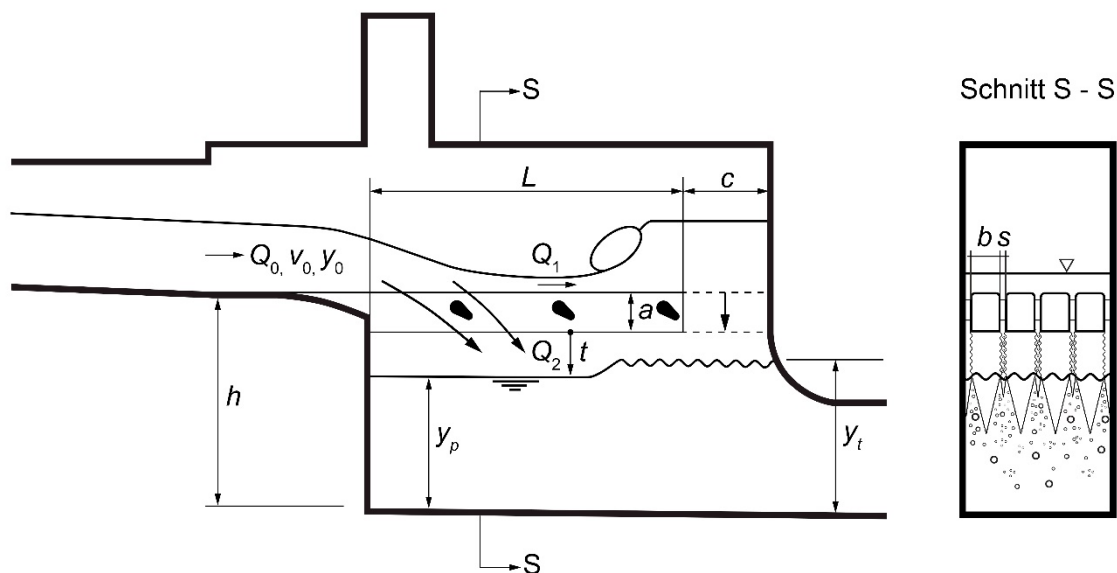


Abb. 4: Hydraulische Prinzipskizze der Toskammeroptimierung. Lufträume sollen vermieden werden, um eine Lufteinmischung an den rauen Strahloberflächen zu vermeiden. Der Impulsfluss zwischen den Balken wird dementsprechend klein gehalten.

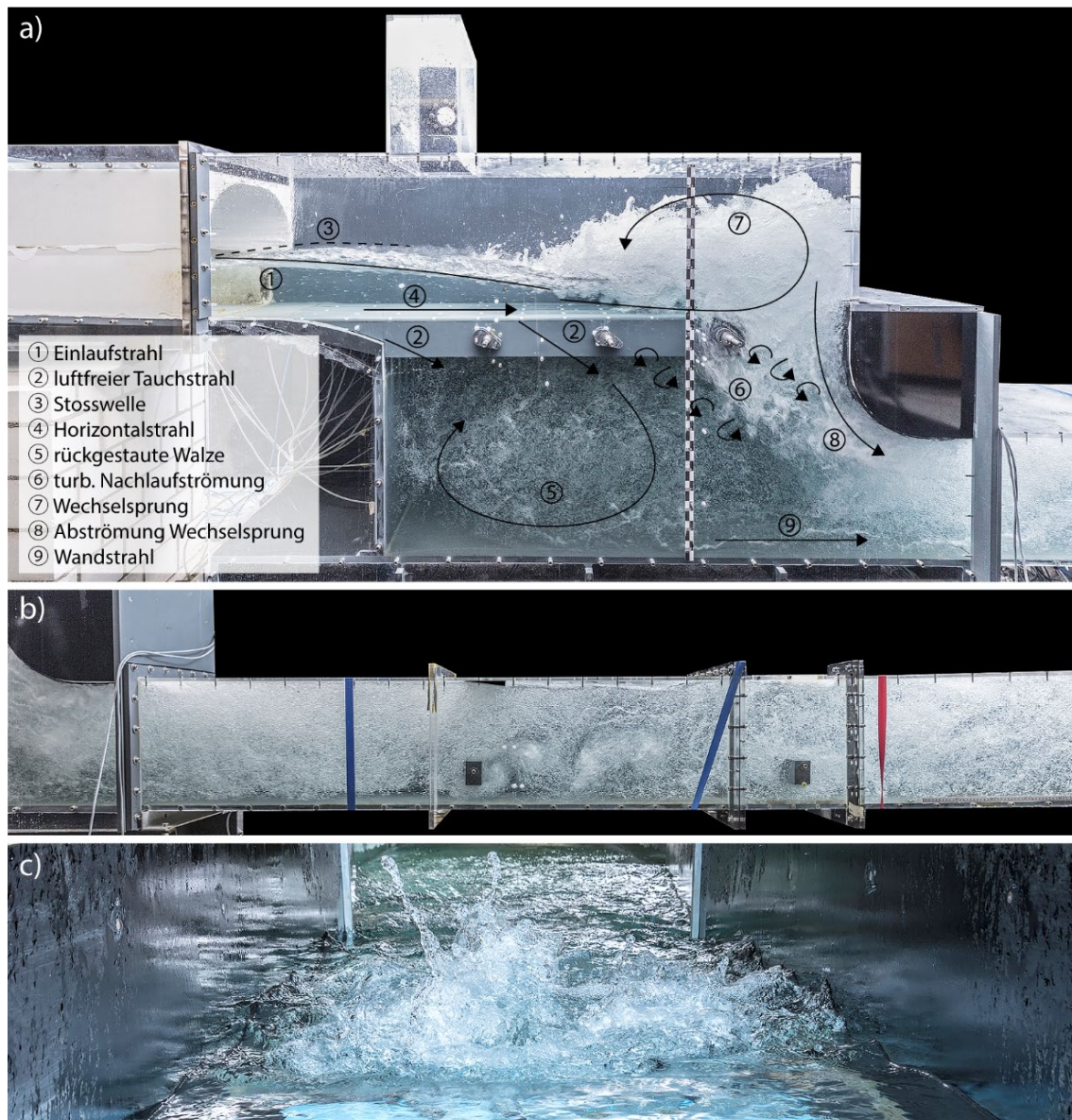


Abb. 5: Strömungsstrukturen im ABW exemplarisch anhand des Dimensionierungsabflusses $Q_{d, \text{Stollen}}$ bei Seespiegel 406.50 m ü.M. a) in der optimierten Toskammer, b) im Rechteckkanal: Dispergierte Blasenströmung und Wirbelstrasse im Bereich der ersten beiden Horizontalblenden, c) flächige Entgasung über Entlüftungsöffnungen in der Decke des Mündungsbauwerks.

4 Zusammenfassung

Die Modellversuche zum ABW sind abgeschlossen und haben gezeigt, dass die höchste Funktionalität des ABW durch die Reduktion des Luftaustausches an freien Wasseroberflächen in der Toskammer (Umströmung und Länge der Längsbalken) in Kombination mit einem Rückstau aus dem Rechteckkanal (Einstau der Längsbalken) erreicht wird. Die optimierte Variante zeigt gute Resultate in Bezug auf die Stabilisierung des Wechselsprungs in der Toskammer und die

Minimierung des Lufteintrags in den Rechteckkanal – und das für alle Abflüsse des Betriebsspektrums in Kombination mit verschiedenen Seeständen. Der Lufteintrag in den Rechteckkanal konnte jedoch nicht gänzlich unterbunden werden und führt im unter Druckabfluss betriebenen Rechteckkanal zu Strömungsbildern wie gewellter Schichtströmung oder elongierter Blasenströmung und zu Luftaustrag im Zürichsee.

Referenzen

- Boes, R.M. & Hager, W.H. (2003). Two-phase flow characteristics of stepped spillways. *Jl. of Hydraulic Engineering* 129(9), pp. 661-670.
- Kobus, H. (1984). Local air entrainment and detrainment, Symposium on Scale Effects in Modeling Hydraulic Structures. Esslingen, Germany, pp. 4.10-1 – 4.10-10.
- Speerli, J. (1999). Strömungsprozesse in Grundablassstollen, VAW-Mitteilung Nr. 163, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, D. Vischer, ed., ETH Zürich.
- Stucki, A., Oplatka, M. (2021). Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat - Übersicht Gesamtprojekt und Entlastungsstollen Thalwil. Wasserbau-Symposium 2021, *Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) Nr. 262-263*, ETH Zürich.
- Wyss, A., Billeter, P., Boes, R., Hinkelammert-Zens, F., Müller, M., Lais, A., Stucki, A. (2021). Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat - Einlaufbauwerk Entlastungsstollen Thalwil. Wasserbau-Symposium 2021, *Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) Nr. 262-263*, ETH Zürich.

Adressen der AutorInnen

Alice Schroeder (korrespondierende Autorin)

Prof. Dr. Robert Boes, Adriano Lais

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich

CH-8093 Zürich, Hönggerberggring 26

schroeder@vaw.baug.ethz.ch

Dr. Peter Billeter, Yves Keller

IUB Engineering AG

CH-3000 Bern, Belpstrasse 48

Adrian Stucki

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

CH-8090 Zürich, Walcheplatz 2



Neubau des Platzspitzwehres – Design des Wehrverschlusses und Funktionsnachweis im wasserbaulichen Modell

Reconstruction of the Platzspitz weir - design of the weir gates and proof of function in the hydraulic model

**Frank Seidel, Yves Keller, Cornelia Lang,
Peter Billeter, Silke Schlienger**

Kurzfassung

Im Zusammenhang mit der Erneuerung des Platzspitzwehres wurden in der Konzeptionsphase verschiedene Verschlussstypen hinsichtlich ihrer funktionalen Eignung und städtebaulicher Aspekte betrachtet. In einem partizipativen Prozess konnte ein Sektorwehr als beste Lösungsvariante abgeleitet werden.

Die auf einen Sektorkörper wirkenden strömungsdynamischen Drücke und Kräfte werden stark von der spezifischen Geometrie u.a. an der Sektorspitze beeinflusst. Zur Bestimmung der dimensionierungsrelevanten Kräfte und zum Nachweis der hydraulischen Funktionalität wurden umfangreiche wasserbauliche Modelluntersuchungen am KIT durchgeführt. Insgesamt zeigen die Ergebnisse der hydraulischen Modelluntersuchungen keine Auffälligkeiten und bestätigen damit das geplante Design des Sektorkörpers.

Abstract

In connection with the renewal of the Platzspitzwehr, various types of weirs were considered in the conception phase with regard to their functional suitability and urban planning aspects. In a participatory process, a sectoral weir could be derived as the best solution.

The flow induced pressure and forces acting on the sector body are strongly influenced by the specific geometry, e.g. at the top crest of the sector. To determine the dimension-relevant forces and to prove the proof of hydraulic functionality, extensive hydraulic model investigations were carried out at KIT. Overall, the results of the hydraulic model investigations show no abnormalities and thus confirm the planned design of the sector body.

1 Einleitung

Die Wehranlage Platzspitz am Zusammenfluss von Limmat und Sihl in der Stadt Zürich, Schweiz wurde im April 1951 in Betrieb genommen. Mit dem Platzspitzwehr wird die Regulierung des Zürichsees gewährleistet.

Im Zusammenhang mit dem Gesamtprojekt „Langfristiger Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat“ (AWEL, 2017) ist von Seiten des Kantons Zürich als Eigentümer des Platzspitzwehres geplant, das bestehende zweifeldrige Dachwehr am Platzspitz zu erneuern.

2 Konzeption Erneuerung Platzspitzwehr

Mit der Erneuerung des zweifeldrigen Platzspitzwehres wird eine verbesserte und flexiblere Wehrsteuerung angestrebt, da das bestehende Dachwehr mit einer Breite von 2 x 24.25 m die heutigen Anforderungen bezüglich Regulierbarkeit, Betriebs- und Arbeitssicherheit sowie Dauerhaftigkeit nicht mehr gewährleistet.

Mit der Neuaufnahme des Projektes im Jahr 2015 stellte sich heraus, dass nicht nur die technische Funktionalität der Wehrverschlüsse und die Hochwassersicherheit die Projektierung beeinflussen, sondern auch die gestalterische und städtebauliche Einbindung der Wehranlage. Der Platzspitzpark und die Umgebung einschliesslich des Wehres sind im Bundesinventar der schützenswerten Ortsbilder der Schweiz von nationaler Bedeutung ISOS vermerkt. Die Denkmalpflegekommission der Stadt Zürich stufte das Dachwehr in gestalterischer und städtebaulicher Hinsicht von wesentlicher Bedeutung für das hochrangige Schutzobjekt Platzspitzpark ein.

Mit dem partizipativen Prozess in Form von Workshops und Expertenrunden wurden in einem stetigen Prozess die Anforderungen an die neue Wehranlage verifiziert und gemeinsam festgelegt.

Die wichtigsten zwingenden Anforderungen an die neue Wehranlage sind:

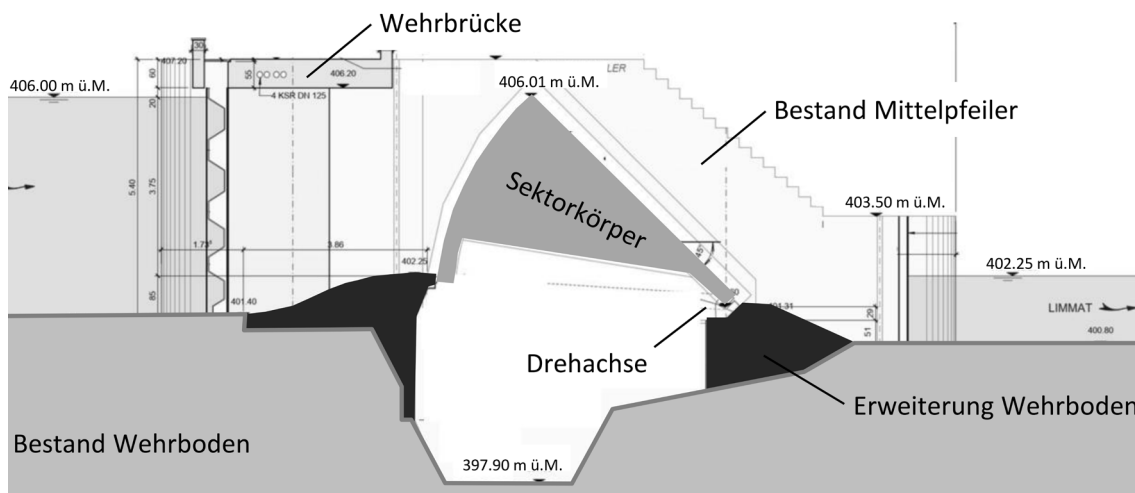
- Die Wehrregulierung gemäss Zürichseeregulierung von 1977 muss ohne Einschränkungen möglich sein. Die neue Wehranlage darf die hydraulische Kapazität des Gesamtsystems Limmat – Wehr nicht einschränken.
- Eine zuverlässige Betriebsführung mit Erfüllung der Sicherheitsanforderungen in allen Nutzungszuständen (Normalbetrieb / Sonderbetriebsfälle / Extremfälle)
- Die Anforderungen an den Denkmalschutz bzw. das Stadtbild sind bestmöglich zu erfüllen. Die Anlage soll keine wesentlich lautereren Wassergeräusche als das heutige Wehr verursachen.

In einer ersten Phase der Planung wurde das Spektrum geöffnet und es wurden unterschiedlichste Wehrtypen wie Dach- und Sektorwehre, Segmentschütze, Stauklappen und Schlauchwehre betrachtet (u.a. Nutzwertanalyse, SWOT Analyse) und in den Expertenrunden diskutiert.

Nach Abwägung aller vorliegenden Randbedingungen und Aspekte wurde ein zweifeldriges Sektorwehr als beste Lösungsvariante bestätigt.

3 Design Sektorwehr

Da ein Sektorwehr bezüglich der Abtragung der Strömungskräfte und des Hubprinzips sehr ähnlich funktioniert wie ein Dachwehr, konnten die wesentlichen Bauteile des alten Dachwehrs beibehalten werden. So z.B. der Hauptteil des Wehrbodens, die Wehrpfeiler und die Steuerkanäle für die Füllung und Leerung des Dach- bzw. neu des Sektorraums. Die notwendigen Anpassungen am Wehrboden konzentrierten sich auf den Zubau des Drehlagers und eine leichte Erhöhung des Scheitelpunkts der Schwelle. Durch die Konzeption der neuen Wehrschwelligeometrie nach Jambor (1959) wird die Querschnittseinengung aus hydraulischer Sicht kompensiert. Abb. 1 zeigt einen Schnitt durch den Wehrkörper und den neuen Wehrverschluss, die baulichen Anpassungen am Wehrkörper sind gut erkennbar.



optimale Auslegung des Sektorwehrs wurde es deshalb als zweckdienlich erachtet, die statischen und dynamischen Drücke und Kräfte für die spezifische Geometrie und die spezifischen Strömungssituationen im hydraulischen Modell zu ermitteln.

4 Untersuchungskonzept wasserbauliche Modellversuche

Zur vertiefenden Abklärung der hydraulischen Funktionstüchtigkeit und der konstruktiven Ausbildung der Sektorkörper wurden an den Instituten für Wasser und Gewässerentwicklung (IWG) sowie Hydromechanik (IfH), KIT, im Auftrag des Amtes für Abfall, Wasser, Energie und Luft (AWEL) des Kantons Zürich physikalische Modelluntersuchungen durchgeführt.

Ziel der Untersuchungen war unter anderem die detaillierte Überprüfung der hydraulischen Funktionalität (u.a. Ermittlung der Abflussbeiwerte) und der Hochwasserneutralität (Ausfall eines Wehrfeldes: n-1 Fall) sowie die Ermittlung der statischen und dynamischen Belastung der Sektorkörper (instationäre Druckkräfte und Drehmomente).

Im Zusammenhang mit der Konzeption der Modelluntersuchungen zeigte sich, dass die projektrelevanten Fragestellungen am effizientesten in zwei wasserbaulichen Modellen mit verschiedenen Maßstabszahlen nach dem Froude'schen Modellgesetz untersucht werden können.

4.1 Gesamtmodell 1:40

Das Gesamtmodell im Maßstab 1:40 umfasst im Oberwasser je einen ca. 300 m langen Abschnitt der Limmat und der Sihl. Der Unterwasserbereich des Platzspitzwehres mit dem Zusammenfluss von Limmat und Sihl wurde auf einer Länge von 160 m abgebildet. Der Wehrkanal zum Kraftwerk Letten ist im Modell nur zu einem Teil dargestellt. Abb. 2 zeigt das betriebsbereite Modell.

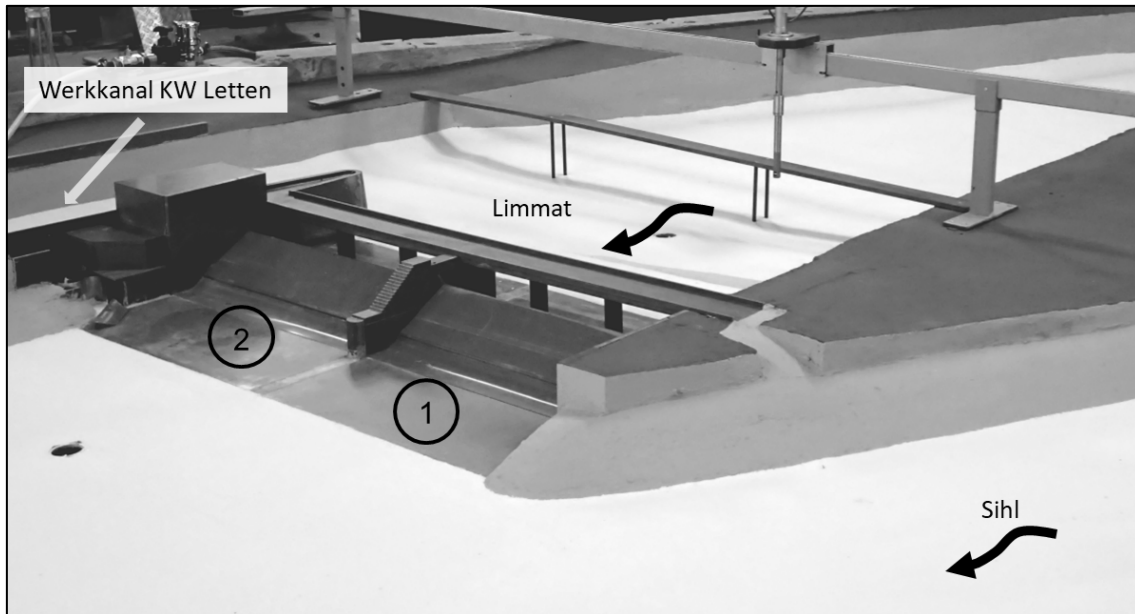


Abb. 2: Gesamtmodell Maßstab 1:40; Blick auf das Platzspitzwehr von Unterstrom

Im Gesamtmodell Maßstab 1:40 wurden die Wasserstands-Abfluss-Beziehungen bei freiem und rückgestautem Abfluss, die Abflussbeiwerte, die Entlastungskapazität bei Hochwasser sowie die Geschwindigkeitsverteilung in der Zulaufstrecke des umgebauten Platzspitzwehres ermittelt. Die Ergebnisse dieser Strömungsanalyse wurden zudem für den Betrieb des Detailmodells Maßstab 1:16 herangezogen.

4.2 Detailmodell 1:16

Das Detailmodell im Maßstab 1:16 stellt ein Ausschnittsmodell bzw. Rinnenmodell dar, bei dem das Wehrfeld 2 inklusive des Sektorkörpers und des Pfeilers vollständig abgebildet sind und der danebenliegende Verschluss auf einer Breite von 1/3 der Wehrbreite vereinfacht als Stauklappe realisiert ist (vgl. Abb. 3).

Der Sektorkörper ist mittels einer, gegenüber dem geplanten Prototypen leicht modifizierten zylinderförmigen, torsionssteifen Drehachse, die über ein reibungsarmes Lager durch die transparente Rinnenwand nach außen geführt wird, in radialer Richtung beliebig drehbar (vgl. Abb. 1). Der Sektorwinkel α definiert die Neigung der planaren Abfallwand mit der Horizontalen. Zur Erfassung der Drücke auf den Sektorkörper waren 36 statische und 6 dynamische Druckmessstellen verteilt auf drei Messtransekten entlang der zylinderförmigen Stauwand und der Abfallwand installiert. Die Messvorrichtung zur Erfassung des Moments ist an die nach außen geführte Drehachse angeflanscht und besteht aus Drehmomentsensor (Messbereich bis 500 Nm), Verstärker und Schneckengetriebe (vgl. Abb. 3).

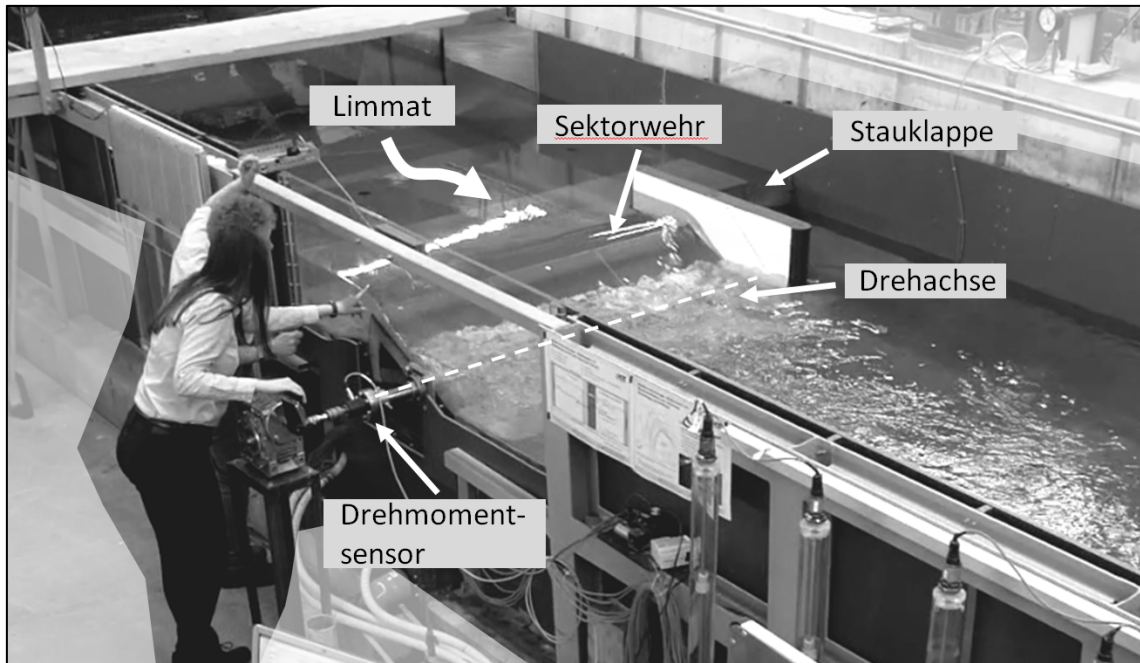


Abb. 3: Detailmodell Maßstab 1:16; Ausschnittsmodell mit einem Sektorkörper in Wehrfeld 2 und einer Stauklappe in Wehrfeld 1

5 Ausgewählte Ergebnisse

Im Folgenden werden aus den umfangreichen Modelluntersuchungen die Ergebnisse von zwei ausgewählten Themen vorgestellt.

5.1 Abflusszustände - Hochwassernachweis (Gesamtmodell 1:40)

Für die Funktionalität und die Betriebsweise der neu geplanten Wehranlage wurden die Abflussbeiwerte C_q für freie und rückgestaute Abflüsse bei Variation des Sektorwinkels α analysiert.

Ein Vergleich dieser Ergebnisse mit Modelluntersuchungen von Moselwehren, die seit 1960 an der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe durchgeführt und in Rihm (2018) zusammengestellt sind, zeigt eine gute Übereinstimmung.

Der Rückstaeinfluss wirkt sich insbesondere bei mittleren Sektorwinkeln (z.B. $\alpha = 20^\circ$) stark aus. Der Abflussbeiwert C_q sinkt dann bis auf einen Wert von 0.4 ab. Als vergleichende Literatur werden hier die Untersuchungen von Böss (1958) herangezogen, die eine ähnliche Tendenz aufweisen.

Auf der Basis dieser Analyse wurden verschiedene Hochwasserszenarien im Gesamtmodell überprüft. Für das geplante Sektorwehr ist hierdurch der Nachweis der Hochwasserneutralität erbracht.

5.2 Drehmoment Sektorkörper (Detailmodell M 1:16)

Für alle relevanten Betriebszustände wurde das instationäre Drehmoment an der Drehachse messtechnisch erfasst und hinsichtlich der statistischen Kenngrößen weitergehend ausgewertet. Für die Ermittlung des Drehmoments allein aus der Wasserbelastung wurden die Momente aus Eigengewicht und Reibung ohne Wasserströmung bestimmt und von den während des Betriebs gemessenen Momenten subtrahiert. Abb. 4 zeigt den Ausschnitt eines Messprotokolls für variierende Sektorwinkel α bei freiem Abfluss. Zum besseren Vergleich der Schwankungsamplituden sind alle Momentenganglinien auf den jeweiligen Mittel(AVG)wert normiert.

Trotz des sehr großen Abflusses bei $\alpha = 10^\circ$ und der Pfeilerumströmung zeigt die Momentenganglinie keine erkennbare Auswirkung auf die Fluktuationen des Drehmoments. Bei einem Sektorwinkel $\alpha = 20^\circ$ sind die größten Momentenschwankungen vorhanden, weniger starke Fluktuationen sind bei $\alpha = 30^\circ$ und 40° (kleine Abflussmengen) feststellbar.

Die Ergebnisse mit variierendem Unterwasserstand (freier, rückgestauter Abfluss) zeigen erwartungsgemäß einen deutlichen Einfluss auf die Größe des mittleren Drehmoments, jedoch wenig Auswirkung auf die Schwankungsamplitude des Moments. Dies trifft auch dann zu, wenn der bei freien Abflussverhältnissen sich einstellende unterwasserseitige Wechselsprung über der Abfallwand zu liegen kommt.

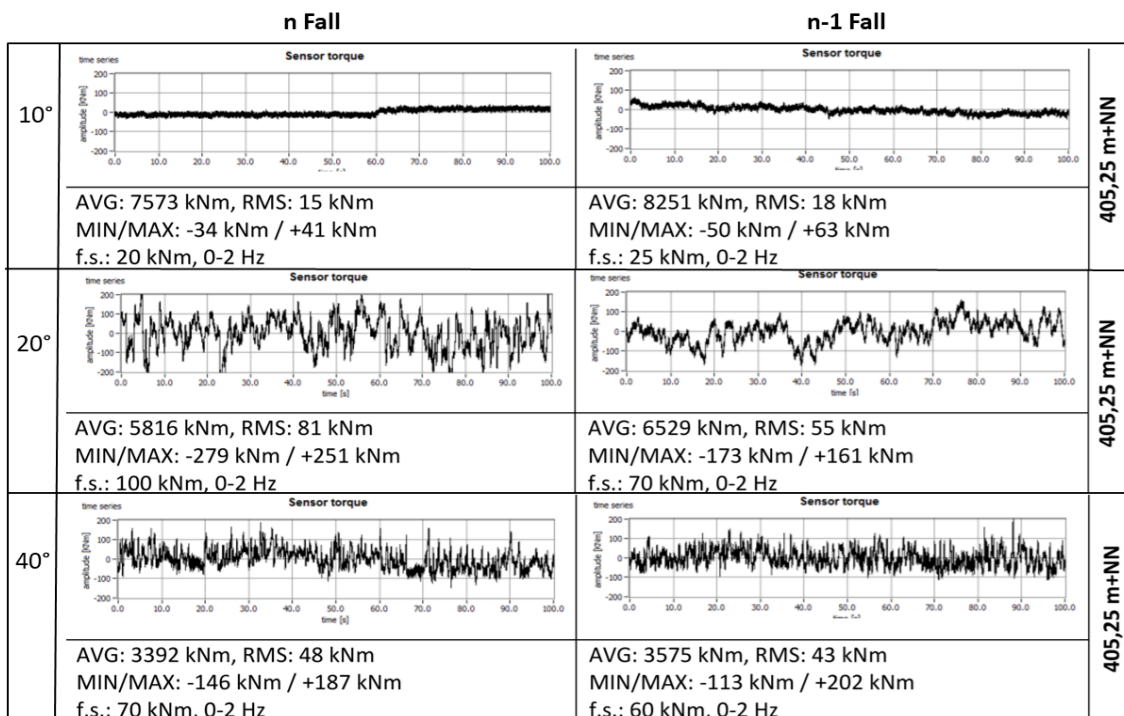


Abb. 4: Vergleich der Drehmomentenmessung n-Fall (links) und n-1 Fall (rechts), Unterwasserstand 405.25 m ü.M. (freier Abfluss), Oberwasserstand 406.00 m ü.M.

Zur Validierung der Messergebnisse des Drehmoments für den n Fall wurden die Untersuchungen von Böss (1958), modifiziert von Naudascher (1991), herangezogen und eine sehr gute Übereinstimmung festgestellt.

6 Zusammenfassung

Im Zusammenhang mit der Erneuerung des Platzspitzwehres wurden umfangreiche Vorarbeiten zur Konzeption und bestmöglichen Einpassung in das bestehende Umfeld durchgeführt. In einem partizipativen Prozess konnte dabei das Sektorwehr als beste Lösungsvariante identifiziert werden.

Das erarbeitete Konzept wurde in einem zweiten Schritt hydraulisch vertieft untersucht. Insgesamt zeigen die Ergebnisse der hydraulischen Modelluntersuchungen für alle betrachteten Themengebiete keine Auffälligkeiten und bestätigen das geplante Design des Sektorkörpers. Die Modelluntersuchungen bilden damit die Grundlage für die Planungssicherheit und die Betriebssicherheit der Anlage.

Danksagung

Wir danken allen am Projekt beteiligten technischen und wissenschaftlichen KollegInnen, namentlich Christin Kannen und Philipp Schultz, die die wasserbaulichen Untersuchungen seitens des IWG/IfH maßgeblich geleistet haben.

Referenzen

- Kanton Zürich, Amt für Abfall, Wasser Energie und Luft (AWEL 2017), Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat : Teilprojekt 1 Massnahmen Zürichsee - Limmat. 2017
- Böss, P. (1958). Systematische Modellversuche an Sektorwehren, Technical Report, Technische Hochschule Karlsruhe, Institut für Hydromechanik, Stauanlagen und Wasserversorgung.
- Jambor, F. (1959). Mögliche Erhöhung und Entwicklung der festen Wehrschwelle, sowie Gestaltung der damit verbundenen Wehrkonstruktion, im besonderen des Sektorwehrs, Die Bautechnik, Heft 6 und 8, 1959, Verlag Wilhelm Ernst und Sohn.
- Naudascher, E. (1991). Hydrodynamic Forces, IAHR Hydraulic Structures Design Manual 3, 1st ed. Rotterdam, CRC Press
- Rihm, L. (2018). Entwicklung dimensionsloser Bemessungsdiagramme für verschiedene Verschlusstypen, Bachelorarbeit am IfH in Kooperation mit der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 2018

Adressen der AutorInnen

Frank Seidel (korrespondierender Autor)

Institut für Wasser und Gewässerentwicklung (IWG), Karlsruher Institut für Technologie (KIT)

D-76131 Karlsruhe, Kaiserstraße 12

seidel@kit.edu

Cornelia Lang (IfH)

Institut für Hydromechanik (IfH), Karlsruher Institut für Technologie (KIT)

D-76131 Karlsruhe, Kaiserstraße 12

Yves Keller, Peter Billeter

IUB Engineering AG

CH-3000 Bern 14, Belpstrasse 48, Postfach

Silke Schlienger

Kanton Zürich, Baudirektion, Amt für Abfall Wasser Energie und Luft (AWEL)

CH-8090 Zürich, Walchenplatz 2



2D Simulation von Hochwasserszenarien an der Sihl in der Stadt Zürich

2D Simulations of Flood Scenarios at the Sihl River in the City of Zurich

Lukas Vonwiller, Michel Kuhlmann, Steffen Corbe,
Matthias Oplatka, Marc Hauser

Kurzfassung

Die Sihl mündet auf ihrem Schwemmkegel in der Stadt Zürich in die Limmat. Kurz vor der Mündung unterquert die Sihl in fünf Durchlässen den Hauptbahnhof Zürich. Die TK CONSULT AG hat im Auftrag des Amtes für Abfall, Wasser, Energie und Luft des Kantons Zürich (AWEL) und der Schweizerischen Bundesbahn AG (SBB) numerische 2D Simulationen auf dem Schwemmkegel der Sihl durchgeführt. Es wurden verschiedene Hochwasserszenarien bei den Sihldurchlässen (Auflandung, Verklausung), die Wirkung des Hochwasserentlastungstollens und lokale Schutzmassnahmen beim Hauptbahnhof Zürich bis zur Inbetriebnahme des Entlastungstollens untersucht.

Die Sihldurchlässe beim Hauptbahnhof Zürich werden im 2D Modell mit einer Pegel-Abfluss Beziehung als innere Randbedingung abgebildet, welche sowohl Freispiegel als auch Druckabfluss berücksichtigt. Für den Freispiegelabfluss wurde ein lokales hochaufgelöstes 2D Modell verwendet. Zudem wurde der Ansatz für den Druckabfluss mittels hydraulischen 3D-CFD Simulationen und den Resultaten der Laborversuche an der VAW (ETH Zürich) für den Überlastfall validiert. Für die Brücken, welche ab einem gewissen Abfluss zuschlagen, wurden ebenfalls Pegel-Abfluss Beziehungen definiert unter Einbezug des Freispiegelabflusses, Druckabflusses und Überströmens der Brücke. Die Ergebnisse zeigen, dass der Abbildung von hydraulischen Bauwerken mit inneren Randbedingungen eine wichtige Rolle zukommt. Im urbanen Raum spielen insbesondere Durchlässe, Tunnel und Brücken eine wichtige Rolle. Zudem kann mit dem Modell die Wirkung des geplanten Hochwasserentlastungstollens aufgezeigt werden. Dieser spielt eine zentrale Rolle, um den Hochwasserschutz auf dem Schwemmkegel der Sihl in Zukunft zu gewährleisten.

Abstract

The Sihl River flows through the city of Zurich on its alluvial fan. Just before the confluence with the Limmat River, the Sihl passes under the main railway station

of Zurich in five culverts. TK CONSULT AG has carried out numerical 2D simulations on flooding of the Sihl River on behalf of the Office for Waste, Water, Energy and Air of the Canton of Zurich (AWEL) and the Swiss Federal Railways (SBB). Various flood scenarios were tested to investigate the influence of deposition, backwater effects of the Limmat River, the effect of the flood relief tunnel and local protection measures at the main station until the flood relief tunnel is put into operation.

The culverts of the Sihl River at the main station are considered as inner boundary condition in the numerical 2D model using a level-discharge relationship for both free surface and pressure flow. The approach for the pressure flow was validated using 3D-CFD simulations and results of laboratory tests at VAW (ETH Zurich). In general, the representation of hydraulic structures using inner boundary conditions plays an important role in hydraulic 2D modelling. In particular, bridges and tunnels must be considered in urban areas. The simulation results show that the planned flood relief tunnel plays a key role for flood safety in the city of Zurich.

1 Einleitung

1.1 Ausgangslage

Die Stadt Zürich liegt zu einem Teil auf dem natürlichen Schwemmkegel der Sihl. Der Schwemmkegel wurde über die Jahre praktisch vollständig überbaut. Bereits 1910 richtete ein Hochwasserereignis in der stark gewachsenen Stadt grosse Schäden an und hat weite Teile der Stadt bis nach Altstetten überflutet. Während dem Hochwasserereignis vom 21./22. August 2005 betrug der Spitzenabfluss rund $280 \text{ m}^3/\text{s}$, was einer Wiederkehrperiode von weniger als 30 Jahren entspricht. Dennoch war die Sihl teilweise bordvoll und hat kleine Hochwasserschäden verursacht. Die Sihl unterquert den Hauptbahnhof Zürich (HB Zürich) durch 5 Durchlässe. Das Schadenspotential wird allein in der Stadt Zürich auf rund 6.7 Mrd. Schweizer Franken geschätzt. Dabei sind volkswirtschaftliche Folgekosten wie z.B. Betriebsstörungen und Ausfall von Verkehrs- und Energieinfrastruktur nicht miteingerechnet.

Der Regierungsrat des Kantons Zürich hat im Jahre 2017 beschlossen einen Entlastungsstollen in Thalwil – von der Sihl in den Zürichsee – zu projektieren. Damit sollen zukünftig die Hochwasserspitzen von Extremereignissen in den Zürichsee umgeleitet werden. Die Baukosten betragen rund 170 Mio. Schweizer Franken und stehen somit in einem sehr guten Verhältnis zum Schadenspotential. Bei einem planmässigen Verlauf könnte der Entlastungsstollen ab Ende 2025 zur Verfügung stehen.

1.2 Auftrag und Ziele

Die TK CONSULT AG hat im Auftrag des Amtes für Abfall, Wasser, Energie und Luft des Kantons Zürich (AWEL) und den Schweizerischen Bundesbahnen AG (SBB) numerische 2D Überflutungssimulationen auf dem Schwemmkegel der Sihl durchgeführt. Im Vergleich zur bestehenden Gefahrenkarte wurden aktualisierte Grundlagen verwendet, wie z. B. Hydrologie (Scherrer, 2013), Abflussganglinien (Pöyry *et al.*, 2014), topographische Vermessungen der Sihl beim HB Zürich (Meisser, 2018) und neue Erkenntnisse aus Laborversuchen zu den Sihldurchlässen beim HB Zürich (VAW, 2015).

Anhand einer Sensitivitätsanalyse basierend auf dem Nettoprinzip soll das Prozessverständnis bei Hochwasser auf dem Schwemmkegel der Sihl verbessert werden. Beim Nettoprinzip steht die ausgeuferte Wassermenge dem Hauptgerinne unterhalb der Ausuferungsstelle nicht mehr zur Verfügung. Im Rahmen der Sensitivitätsanalyse werden Szenarien für die Sihldurchlässe (Auflandungen, Verklausung, Rückstauereffekt Limmat), der Einfluss von Brücken, das Retentionsvolumen des Zimmerbergtunnels, die Wirkung mobiler Schutzmassnahmen der SBB beim HB und nicht zuletzt die Wirkung des Entlastungstollens untersucht. In einem nächsten Schritt werden basierend auf dem Bruttoprinzip die Grundlagen für die Risikobeurteilung und die Revision der Gefahrenkartierung Hochwasser für die Gefahrenquelle Sihl in der Stadt Zürich geschaffen. Beim Bruttoprinzip steht die ausgeuferte Wassermenge dem Hauptgerinne unterhalb der Schwachstelle wieder zur Verfügung. Im vorliegenden Beitrag wird jedoch ausschliesslich auf Simulationsergebnisse nach dem Nettoprinzip eingegangen. Damit kann die Sensitivität der Szenarien aufgezeigt und das Prozessverständnis entsprechend verbessert werden. Der Fokus liegt dabei vor allem auf dem Einfluss von inneren hydraulischen Randbedingungen wie z.B. die Sihldurchlässe und Brücken.

1.3 Software und Numerisches Modell

Für die hydraulische 2D Modellierung wird die Software BASEMENT (2019) verwendet. Die 2D Flachwassergleichungen werden mit einer Finite-Volumen-Methode numerisch gelöst. Die Rauigkeit wird mit dem Potenzansatz nach Strickler abgebildet, wobei die Rauigkeitsbeiwerte anhand von Hochwasserspuren aus dem Jahre 2005 kalibriert wurden.

1.4 Sihldurchlässe

Die Sihl unterquert den HB Zürich in fünf Durchlässen (je 12 m Breite) über eine Länge von 190 m. Die Hydraulik und die Kapazität der Sihldurchlässe wurde an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) der ETH Zürich in Laborversuchen untersucht (VAW, 2015). Für den Zustand 2014 wurde bei einem Abfluss der Sihl $Q_{Sihl} = 490 \text{ m}^3/\text{s}$ (Abfluss Limmat $Q_{Limmat} = 190 \text{ m}^3/\text{s}$)

ein erstes Anschlagen des Wasserspiegels an der Decke im unteren Drittel der Sihldurchlässe beobachtet.

Im vorliegenden Projekt wurde für die Sihldurchlässe ein lokales hoch aufgelöstes 2D Modell erstellt. Mit typischen Rauigkeitsbeiwerten nach Strickler (Sohle Durchlass $k_{st} = 35 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$, Sohle Sihl $k_{st} = 32 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$) konnte mit den entsprechenden Abflüssen ($Q_{\text{Sihl}} = 490 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_{\text{Limmat}} = 190 \text{ m}^3/\text{s}$) ein Anschlagen des Wasserspiegels an der Durchlassdecke im unteren Drittel reproduziert werden. Der entsprechende Wasserspiegel beim Durchlasseingang wurde als Pegel definiert, ab welchem der Durchlass zuschlägt. Basierend darauf wurden mit dem lokalen Modell verschiedene Szenarien für Auflandungen (20 cm, 40 cm, 60 cm), Verklauung (mittlerer Durchlass geschlossen) und Einfluss des Limmatabflusses untersucht. Je nach Szenario wird der Pegel für das Zuschlagen des Durchlasses für kleinere oder grössere Abflüsse erreicht. Daraus konnten verschiedene P-Q Beziehungen erstellt werden, welche sowohl den Freispiegelabfluss (lokales 2-D Modell) sowie den Druckabfluss (bei Zuschlagen des Durchlasses) mit der Bernoulli-Gleichung berücksichtigen. Für den Druckabfluss wurden lokale Ein- und Auslaufverluste, Reibungsverluste und die P-Q Beziehung am Ende des Durchlasses berücksichtigt. Basierend auf Anhaltspunkten aus den Überlastfallversuchen der VAW (VAW, 2015) und zusätzlichen hydraulischen 3D-CFD Simulationen konnten die P-Q Beziehungen für den Druckabfluss kalibriert werden.

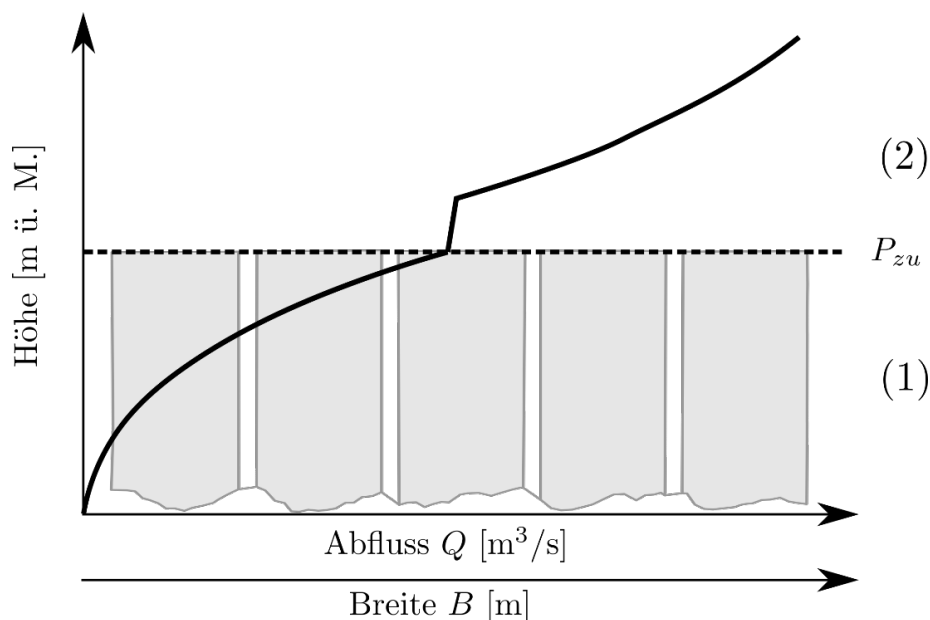


Abb. 1: P-Q Beziehung Sihldurchlässe beim Hauptbahnhof Zürich mit (1) Freispiegelabfluss und (2) Druckabfluss mit der Bernoulli-Gleichung

1.5 Brücken

An der Sihl wurden 14 Brücken identifiziert, bei welchen die Kapazitätsgrenze bis zum EHQ erreicht oder überschritten wird. Das Zuschlagen einer Brücke wird definiert, wenn der Wasserspiegel die Brückenunterkante erreicht. Für jede Brücke wird basierend auf dem Lichtraumprofil eine flächenäquivalente Ersatz-Trapezfläche bestimmt (Abb. 2). Daraus kann eine Brückenunterkante (UK) abgeleitet werden. Bis zum Erreichen der UK des Wasserspiegels liegt Freispiegelabfluss vor. Im vorliegenden Fall wurde die P-Q Beziehung für den Freispiegelabfluss anhand einer treppenförmigen Abflussganglinie im 2D Modell bestimmt. Wenn der Wasserspiegel die UK erreicht, gilt ein Abfluss unter einem Schütz. Der Ausflussbeiwert für das Schütz (μ_A) wurde mit 0.3 berücksichtigt. Dieser Wert wurde konservativ gewählt, da es sich um breite Brücken handelt, welche nicht als scharfkantige Schützen betrachtet werden können. Beim Zuschlagen einer Brücke können sich instabile pulsartige Abflusszustände und turbulente Strömungsablösungen einstellen, welche zusätzliche Energieverluste verursachen. Steigt der Wasserspiegel weiter an und erreicht die Brückenoberkante (OK) wirkt zusätzlich ein Wehrabfluss. Es wird davon ausgegangen, dass die Geländer mit Feinmaterial verstopfen und nicht abflusswirksam sind. Für den Überfallbeiwert für das Wehr (μ) wird ein Wert von 0.5 angesetzt. Die Flusssohle wird als stabil angenommen.

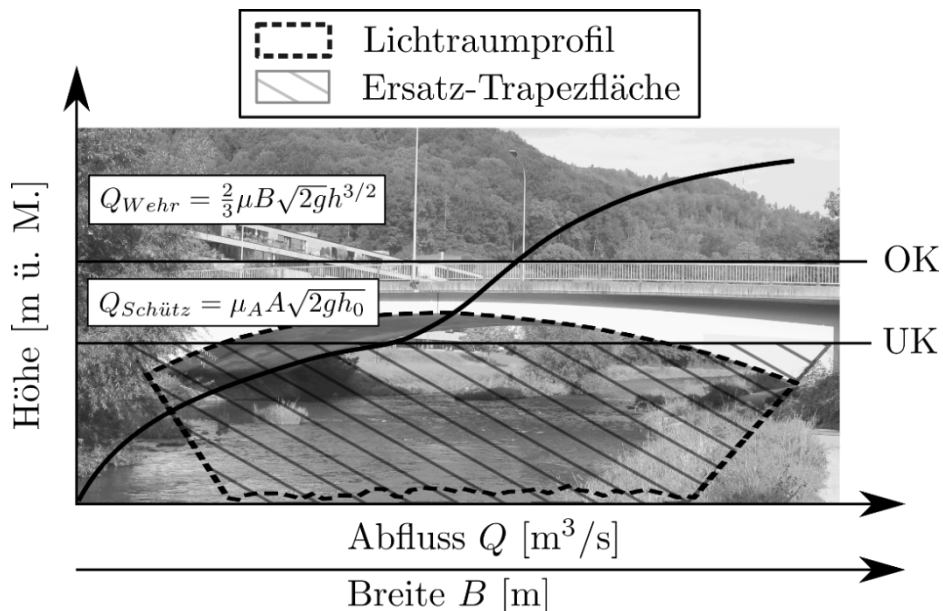


Abb. 2: Schematische Darstellung der P-Q Beziehung für Brücken mit Freispiegelabfluss bis zur Brückenunterkante (UK), Abfluss unter einem Schütz bis Brückenoberkante (OK) und einem zusätzlichen Wehrabfluss für Wasserpegel > OK. Beim Schütz bezeichnet μ_A den Ausflussbeiwert, A die Fläche des Lichtraumprofils, g die Erdbeschleunigung und h_0 die Wassertiefe vor der Brücke. Für den Wehrüberfall bezeichnet μ den Überfallbeiwert, B die Breite der Brücke und h die Überstauhöhe vor der Brücke.

1.6 Tunnel und Unterführungen

Die Hauptproblematik bei Tunnel und Unterführungen (TU) liegt darin, dass bei einer hydraulischen 2D Modellierung am selben Ort nicht gleichzeitig ein unterirdischer und ein oberirdischer Abfluss (z.B. über die Strasse) abgebildet werden können. Für die Berücksichtigung von TUs können drei Modellkonzepte unterschieden werden: (i) Direkte Verlinkung des Ein- und Auslaufs über Innere Randbedingungen im Hauptgitter (z.B. P-Q Beziehung mit Normalabfluss), falls das aufzunehmende Wasservolumen im TU vernachlässigbar ist, (ii) Verlinkung über ein zusätzliches Berechnungsgitter an das Hauptberechnungsgitter über innere Randbedingungen (z.B. P-Q Beziehung), (iii) Direktes Einbauen in das Hauptgitter, falls kein zusätzlicher oberirdischer Abfluss stattfindet und die Berücksichtigung des Retentionsvolumens wichtig ist (z.B. Zimmerbergtunnel).

2 Resultate

Basierend auf dem Nettoprinzip konnten wichtige Erkenntnisse zum Systemverhalten gewonnen werden (vgl. Abb. 3). Die Berücksichtigung der Brücken führt dazu, dass Altstetten bereits ab einem HQ_{300} ($540 \text{ m}^3/\text{s}$) anstatt einem EHQ ($750 \text{ m}^3/\text{s}$) überflutet wird (Abb. 3, B). Der Zimmerbergtunnel mit einem Volumen von ca. $300'000 \text{ m}^3$ wirkt als Retentionsspeicher und verhindert beim HQ_{100} ($430 \text{ m}^3/\text{s}$) eine Flutung von Altstetten (Abb. 3, C). Die Wirkung des Entlastungstollens zeigt, dass die Stadt Zürich bis zum HQ_{500} ($600 \text{ m}^3/\text{s}$) vollständig vor Hochwasser geschützt werden kann (Abb. 3, D). Eine Restgefährdung besteht mit dem Entlastungstollen noch beim EHQ , wobei noch leichte Ausuferungen in der Brunau zu erwarten sind. Eine Verklausung des mittleren Sihldurchlasses beim HB führt zu Ausuferungen erst beim EHQ . Die Ausuferungen finden zuerst rechtseitig statt und führen zu einer Überflutung des Bahnhofplatzes. Die lokalen Schutzmassnahmen der SBB schützen die Gleisanlagen und Tiefbahnhöfe vor einer Überflutung bis zum EHQ .

3 Zusammenfassung

Bei der hydraulischen 2D Modellierung in urbanen Gebieten spielen hydraulische Bauwerke (Brücken, Tunnel, Durchlässe etc.) eine wichtige Rolle. Im vorliegenden Projekt hatte vor allem die Berücksichtigung von Brücken und Tunnel einen grossen Einfluss auf die Überflutungsflächen. Die Wirkung des Entlastungstollens konnte nachgewiesen werden, wobei die Stadt Zürich bis zu einem HQ_{500} vor Sihlhochwasser geschützt werden kann. In einem nächsten Schritt werden Simulationen nach dem Bruttonprinzip durchgeführt, um einerseits eine Grundlage für die Risikobeurteilung und andererseits eine Gefahrenkartierung Hochwasser für die Gefahrenquelle Sihl in der Stadt Zürich zu erstellen.

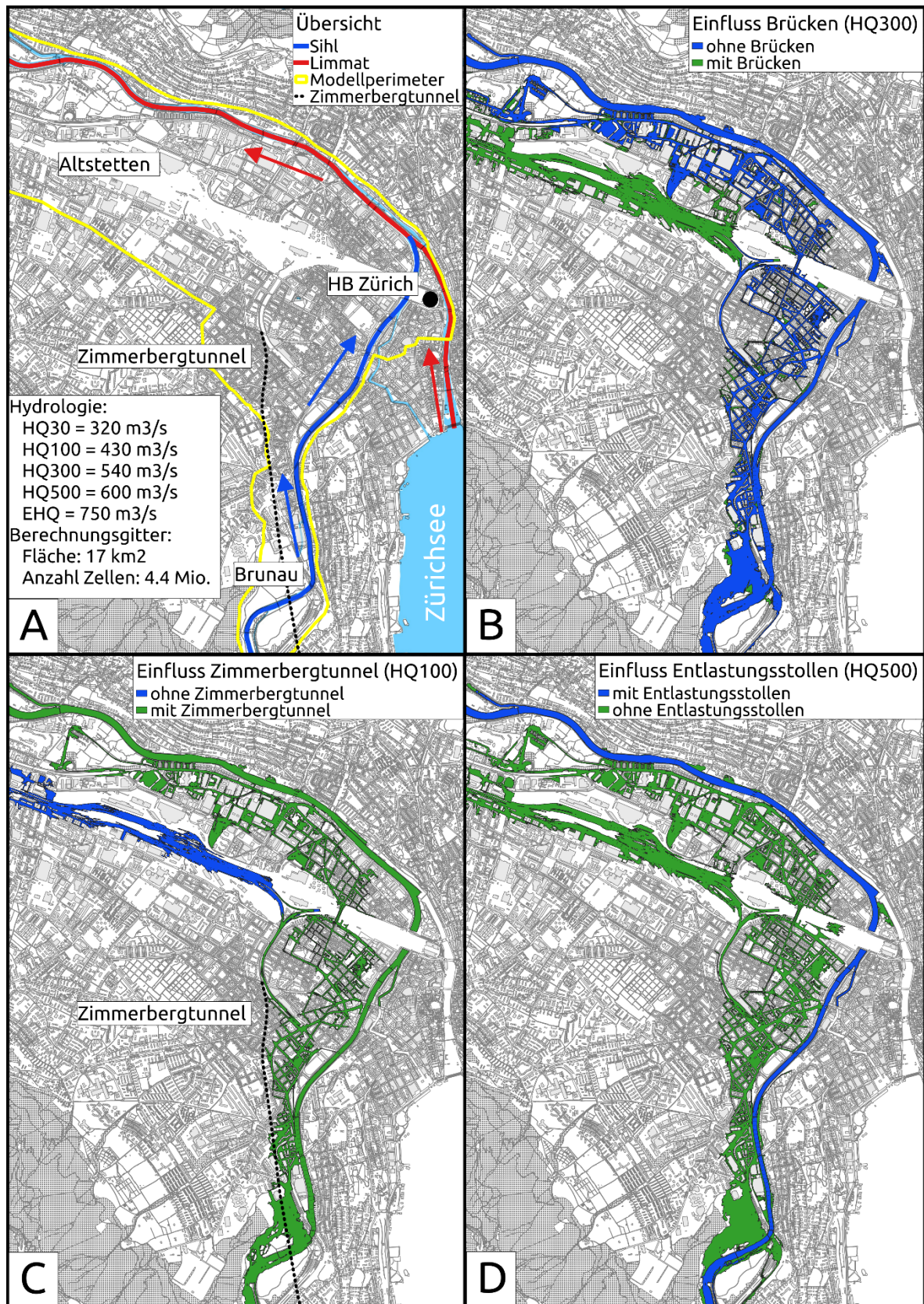


Abb. 3: Übersicht Modellperimeter und Angaben zu den Spitzenabflüssen der Hydrologie (A), Überflutungsflächen (grün/blau) zur Sensitivität der Brücken beim HQ300 (B), des Zimmerbergtunnels beim HQ100 (C) und des Entlastungsstollens beim HQ500 (D)

Danksagung

Wir danken dem Amt für Abfall, Wasser, Energie und Luft (AWEL) des Kantons Zürich und den Schweizerischen Bundesbahnen AG (SBB) für den interessanten Auftrag zur numerischen 2-D Modellierung der Sihl in der Stadt Zürich.

Referenzen

BASEMENT (2019). Basic Simulation Environment for Computation of Environmental Flow and Natural Hazard Simulation. Software Version 3.0pre. © ETH Zürich, VAW, 2019

Meisser (2018). Vermessung der Sihldurchlässe und der Sihl im Bereich des Hauptbahnhofs, Meisser Vermessungen AG

Scherrer (2013). Hochwasser-Hydrologie der Sihl – Hochwasserabschätzung unterhalb des Sihlsees bis Zürich. Technischer Bericht 12/159, Scherrer AG

VAW (2015). Sihldurchlässe Hauptbahnhof Zürich, Hydraulische Modellversuche. Technischer Bericht, VAW Nr. 4308, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH

VAW (2019). Einlaufbauwerk Entlastungstollen Thalwil, Hydraulische Modellversuche zur Trenncharakteristik, Technischer Bericht, VAW Nr. 4370-I, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH

Pöyry, TK CONSULT, WSL (2014). Hochwasserschutz Sihl - Zürichsee - Limmat, Teilprojekt 1: Massnahmen Zürichsee – Limmat. Beilage 2: Hydrologie WSL. Pöyry Schweiz AG, TK CONSULT AG, Eidg. Forschungsinstitut für Wald, Schnee und Landschaft (WSL)

Adressen der Autoren

Dr. Lukas Vonwiller

Michel Kuhlmann (korrespondierender Autor), Steffen Corbe

TK CONSULT AG

CH-8005 Zürich, Neugasse 136

Michel.Kuhlmann@tkconsult.ch

Dr. Matthias Oplatka

Amt für Abfall, Wasser, Energie und Luft (AWEL), Kanton Zürich, Abteilung
Wasserbau

CH-8090 Zürich, Walcheplatz 2

Dr. Marc Hauser

Schweizerische Bundesbahn AG (SBB AG)

Natur und Naturrisiken

CH-3000 Bern



Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat

Risikobasierte Entscheidungsfindung

*Risk based decision-making for flood protection in the Sihl river,
the lake of Zurich and the Limmat*

**Jan Kleinn, Dörte Aller, Massimiliano Zappa, Norina Andres, David
Bresch, Mirco Heidemann, Christian Marti, Matthias Oplatka**

Kurzfassung

Zürich, das Wirtschaftszentrum der Schweiz, ist einem erheblichen Hochwasserrisiko durch die Sihl ausgesetzt. Um dieses Risiko zu mindern, wurden mehrere Varianten des Hochwasserschutzes entwickelt. Für den Vergleich der verschiedenen Massnahmen-Varianten wurde deren Wirkung kontinuierlich über das gesamte Abfluss-Spektrum bestimmt. Dafür wurden jeweils Spitzenabflüsse hydrologischer Simulationen „mit Massnahmen“ jenen „ohne Massnahmen“ gegenübergestellt. Mit einfachen statistischen Verfahren liessen sich aus diesen Ergebnissen die Wirkung der Massnahmen auf die gesamte Abfluss-Statistik berechnen. Zudem wurde der Funktionsgrad der verschiedenen Massnahmen in die Berechnung der Wirkung einbezogen. Für die weiteren Schritte der Risikoanalyse wurde die Hochwasser-Statistik mit und ohne Massnahmen mit Schadensschätzungen kombiniert, um Schadenkurven mit und ohne Massnahmen zu berechnen. Daraus konnte der Nutzen der Massnahmen-Varianten für die Nutzen-Kosten-Analyse aufgezeigt werden.

Abstract

Zurich, the economic center of Switzerland, is exposed to a significant flood risk by the river Sihl. Several flood mitigation measures were investigated to reduce this risk. For the comparison of the different flood mitigation measures we determined their impact continuously across the entire range of discharge values. We directly compared the peak discharges of numerous hydrologic simulations with and without flood mitigation measures to derive their impact. Simple statistical methods allowed to determine the impact of the flood mitigation measures. Furthermore, we took the degree of functionality into account in determining the impact of the different measures. For the consequent risk analysis, we combined the discharge statistics with and without measures with damage data to provide damage curves with and without measures. We used these damage curves to derive the benefit of the measures for cost-benefit-analyses.

1 Einleitung

Zürich ist einem erheblichen Hochwasserrisiko durch die Sihl ausgesetzt. Der potentielle Schaden in Zürich wird bei einem Hochwasser, wie es alle paar Hundert Jahre vorkommt, auf mindestens 6.7 Mrd. CHF geschätzt (Oplatka *et al.*, 2017). Zur Reduktion des Risikos wurden verschiedene Varianten an Hochwasserschutz-Massnahmen entwickelt.

Es wurden hydrologische Simulationen der Varianten für betriebliche und bauliche Hochwasserschutzmassnahmen durchgeführt (Kienzler *et al.*, 2015; Zappa *et al.*, 2015). Die Ergebnisse dieser hydrologischen Simulationen konnten dazu verwendet werden, die Wirkung der Hochwasserschutzmassnahmen über das gesamte Abfluss-Spektrum und deren Einfluss auf die Abfluss-Statistik abzuschätzen (Kleinn *et al.*, 2019).

2 Bisherige Abfluss-Statistik der Sihl

Zur Abschätzung der bisherigen Abfluss-Statistik der Sihl in Zürich wird eine Zeitreihe von jährlichen Abflussmaxima (seit der Inbetriebnahme des Sihlsees 1937 bis 2011) verwendet. Eine generalisierte Extremwert-Verteilung (GEV) wird an die Zeitreihe der Jahresmaxima angepasst. Der Ist-Zustand der Abfluss-Statistik wird mit der oberen Grenze des 60% Konfidenz-Intervalls der GEV definiert. Dieser Ist-Zustand deckt auch seltene Ereignisse mit hohen Wiederkehrperioden ab.

Hochwasser ab etwa 300 m³/s führen in der Stadt Zürich zu Schäden. Die Abschätzungen der GEV ergeben für Hochwasserspitzen von 300 m³/s eine Wiederkehrperiode von etwa 20 bis 50 Jahren.

3 Varianten des Hochwasserschutzes

Es wurden verschiedene (kombinierbare) Varianten des Hochwasserschutzes verglichen. In den Simulationen wird der 2017 in Betrieb genommene Schwemmholtzrechen berücksichtigt (Hochstrasser *et al.*, 2018).

3.1 Wehr- und Sicherheitsreglement (WR) und „Aktive Steuerung“ des Sihlsees

Eine Anpassung des Wehr- und Sicherheitsreglements (WR) sieht vor, den Sihlsee als Rückhalt zu nutzen und bei drohendem Hochwasser höher aufzustauen. Eine Entlastung zur Sicherheit des Staudammes mit für Zürich kritischen Entlastungsmengen ist erst ab einem höheren Wasserstand vorgesehen als bisher.

Zusätzlich soll durch eine «aktive Steuerung» des Sihlsees eine Überlagerung der Hochwasserspitzen aus dem Sihlsee und den weiteren Zuflüssen verhindert werden.

Das neue Wehr- und Sicherheitsreglement mit der «aktiven Steuerung» wurde im Juni 2018 in Betrieb genommen.

3.2 Optimierung Rückhalt Sihlsee

Zusätzlich zum Wehr- und Sicherheitsreglement liegt es nahe, den Sihlsee abzusenken und das zusätzlich verfügbare Volumen zur Retention zu nutzen. Eine Optimierung des Rückhalts kann entweder durch eine frühzeitige kontrollierte Entlastung im Fall ungünstiger Niederschlagsvorhersagen oder durch permanentes Tiefhalten des Sees im Sommer erfolgen.

Um schneller und auch während eines Niederschlagsereignisses Wasser ablassen zu können, wurde ein Ausbau des Pumpspeicherkraftwerkes mit erhöhter Kapazität der Druckleitung zwischen dem Sihlsee und dem oberen Zürichsee untersucht (Zappa *et al.*, 2015). Dies würde eine Doppelnutzung von Energiegewinnung und Hochwasserschutz erlauben. Die aktuelle Situation des europäischen Strommarktes spricht jedoch gegen die nötigen Investitionen durch den Kraftwerksbetreiber. Die Variante „Ausbau des Kraftwerkes“ wurde daher verworfen.

3.3 Entlastungsstollen

Eine weitere Variante ist ein Entlastungsstollen, der Hochwasserspitzen der Sihl ab einem Abfluss von etwa 250 m³/s von Langnau am Albis nach Thalwil in den unteren Zürichsee umleitet. Der Stollen soll genügend Wasser ableiten, dass Hochwasserspitzen bis etwa 600 m³/s in der Stadt Zürich noch keine Schäden verursachen. Noch grössere Abflussspitzen sollen deutlich reduziert werden.

3.4 Umsetzung der Varianten

Die Änderung des Wehrreglements konnte als erste Massnahme rasch umgesetzt werden. Die Varianten Optimierung Rückhalt im Sihlsee oder Entlastungsstollen wirken somit auf das vom angepassten Wehrreglement und der aktiven Steuerung veränderte Abflussverhalten der Sihl. Das Zusammenspiel der verschiedenen Varianten ist im Flussdiagramm in Abbildung 1 dargestellt.

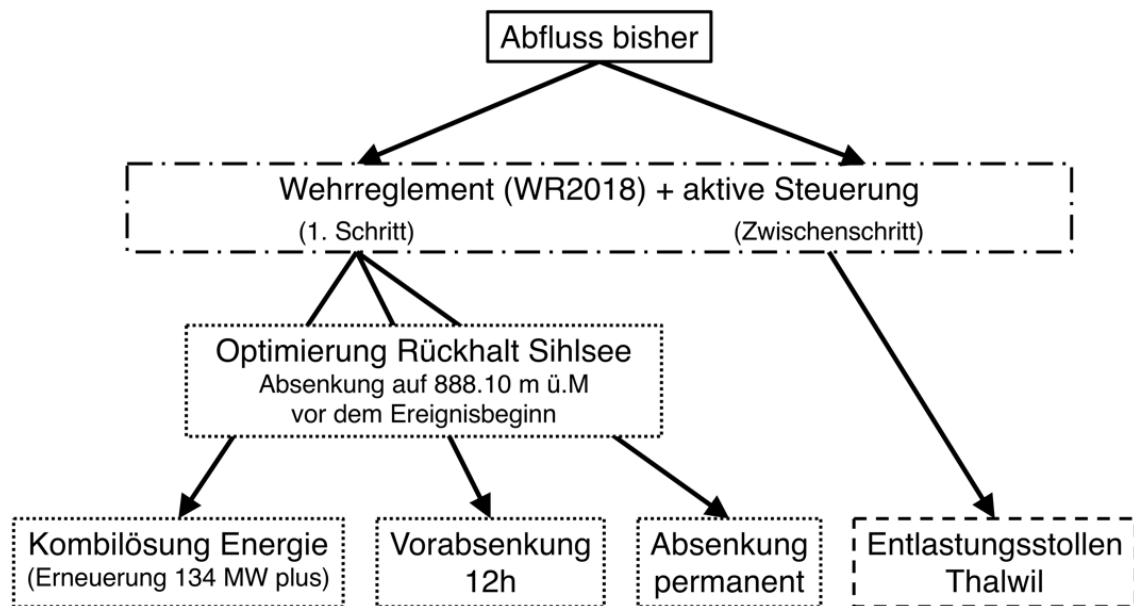


Abb. 1: Flussdiagramm zur Illustration, wie die verschiedenen Varianten des Hochwasserschutzes auf den Abfluss der Sihl in Zürich wirken.

4 Wirkung der Massnahmen

Es standen eine Vielzahl hydrologischer Simulationen zur Verfügung, die auf unterschiedlichen Niederschlagsszenarien, Anfangsseepegeln und Vorfeuchtebedingungen basieren und jeweils mit und ohne Massnahme gerechnet wurden. Es lassen sich für jedes Paar an Simulationen die Abflussspitzen mit und ohne Massnahme auftragen und somit die Wirkung der Massnahme sowie ein Unsicherheitsbereich definieren.

Wird die Wirkung der Massnahmen samt Unsicherheitsbereich mit der bisherigen Abfluss-Statistik kombiniert, kann die Abfluss-Statistik mit Massnahmen inklusive Unsicherheitsbereich abgeschätzt werden.

Die Details zu den Massnahmen-Varianten und deren Wirkung sind in Kleinn *et al.* (2019) beschrieben.

5 Funktionsgrad der Massnahmen

Jede noch so gut geplante und umgesetzte Massnahme kann versagen, sei es aufgrund von technischem oder menschlichem Versagen oder aufgrund falscher Vorhersagen. In einer Expertengruppe wurden mögliche Szenarien des Versagens gesammelt und daraus Funktionsgrade für die Massnahmenvarianten abgeschätzt und in 10%-Schritten definiert (Tab. 1 und Oplatka *et al.*, 2017). Diese Funktionsgrade wurden auf die Wirkung der Massnahmen angewandt und somit in die Abschätzung der Abfluss-Statistik mit Massnahmen integriert. Einerseits

gibt diese Betrachtung ein realistischeres Bild der zukünftigen Gefährdung. Andererseits erlaubt der Einbezug des Funktionsgrades, die Massnahmen zu verbessern und zu identifizieren, welche Erhöhung des Funktionsgrades am meisten zusätzliche Wirkung ergibt.

Tab. 1: Definition der Funktionsgrade für die Massnahmenvarianten basierend auf Experten-Einschätzungen

Massnahme	Funktionsgrad
Wehrreglement 2018 mit aktiver Sihlseeesteuerung	90%
Vorabsenkung 12h	50%
Kombilösung Energie	70%
Absenkung permanent	80%
Entlastungsstollen	90%

6 Schadenkurven

Eine Kombination der Abfluss-Statistik mit der Schadeninformation erlaubt die Erstellung von Schaden-Frequenz-Kurven zur Charakterisierung des Risikos (Abb. 2). Daraus lassen sich wichtige Risiko-Charakteristiken wie Wahrscheinlichkeit des Schadenanfangs oder den zu erwartenden Jahresschaden ableiten. Dazu steht Information über mögliche Schäden in der Stadt Zürich bei unterschiedlichen Wasserständen zur Verfügung (Dolf *et al.*, 2014).

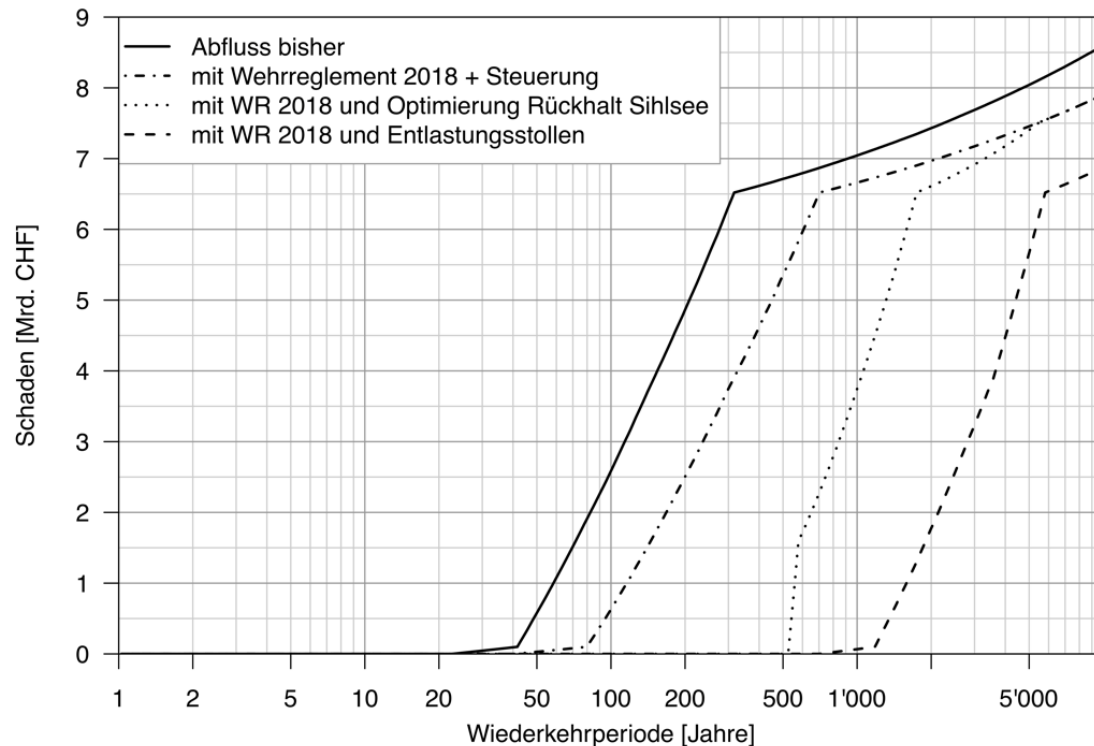


Abb. 2: Schaden-Frequenz-Kurven ohne und mit Hochwasserschutz-Massnahmen.

7 Resultat

Die hier vorgestellte Arbeit ist Teil einer umfassenden Risikoanalyse zu den Hochwasserschutzmassnahmen an der Sihl (Aller & Kleinn, 2017), die dem Regierungsrat des Kantons Zürich für die Entscheidungsfindung zur Verfügung stand. Der Regierungsrat des Kantons Zürich hat sich im Oktober 2017 für die weitere Planung des Entlastungsstollens entschieden. Neben der Wirkung war ein weiteres Kriterium für den Entlastungsstollen seine Unabhängigkeit von Vorhersagen und Abflussvolumen und somit sein hoher Funktionsgrad. Der Stollen soll bis zum Jahr 2025 in Betrieb genommen werden. Dank des Entlastungsstollens werden grosse Hochwasserspitzen in der Stadt Zürich nur noch sehr selten vorkommen. Ein bisher 30-jährlicher Abfluss in Zürich wird nach dem Bau des Stollens etwa einem 200-jährlichen Abfluss entsprechen. Dieser Wert berücksichtigt den Funktionsgrad des Stollens. Die Bandbreite der Wiederkehrperiode des Schadenanfangs in Zürich wird mit 40 bis 1'000 Jahren geschätzt und berücksichtigt die Modellunsicherheit bei der Bestimmung der Massnahmen-Wirkung von Wehrreglement und Entlastungsstollen.

8 Zusammenfassung

Die Wirkung von Hochwasserschutzmassnahmen kann mit Hilfe von einer Vielzahl an hydrologischen Simulationen bestimmt werden. Zusammen mit Abschätzungen über den Funktionsgrad der Massnahmen und über die Schäden bei verschiedenen Wasserständen konnten Schaden-Frequenz-Kurven für den bisherigen Zustand sowie für den Zustand nach Umsetzung der Massnahmen abgeschätzt werden.

Danksagung

Die Autoren danken dem Amt für Abfall, Wasser, Energie und Luft (AWEL) des Kantons Zürich für die finanzielle Unterstützung der Studie. Weiterführende Informationen und ein Video stehen auf folgender Web-Adresse zur Verfügung: <http://www.hochwasserschutz-zuerich.zh.ch>

Referenzen

- Aller, D. & Kleinn, J. (2017). Technischer Bericht „Risiko der Langfristkonzepte beim Hochwasserschutz Sihl, Zürichsee, Limmat“. Schlussbericht zur Studie im Auftrag des Amtes für Abfall, Wasser, Energie, Luft (AWEL) des Kantons Zürich.
- Dolf, F., Krummenacher, B., Aller, D., Kuhn, B., Gauderon, A., Schwab, S. (2014). Risikoanalyse für ein Sihl-Hochwasser in der Stadt Zürich. Wasser Energie Luft, 106(1), 23-27.
- Hochstrasser, H., Schmocker, L., Bösch, M., Oplatka M. (2018). Schwemmholtzrechen für den Hochwasserschutz im unteren Sihltal. Wasser Energie Luft, 110(1), 25-32.
- Kienzler, P., Andres, N., Näf-Huber, D., Zappa, M. (2015): Herleitung extremer Niederschläge und Hochwasser im Einzugsgebiet des Sihlsees für einen verbesserten Hochwasserschutz der Stadt Zürich. Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, 59(2), S. 48-58.
- Kleinn, J., Aller, D., Zappa, M., Andres, N., Bresch, D.N., Marti, C., Oplatka, M. (2019). Kontinuierliche Wirkungsabschätzung von verschiedenen Hochwasserschutzmassnahmen über das gesamte Abfluss-Spektrum am Beispiel der Sihl. Hydrologie & Wasserbewirtschaftung, 63, (3), 158-167. DOI: 10.5675/HyWa_2019.3_3
- Oplatka, M., Marti, C., Wicki, S., Hofer, M., Aller, D., Kleinn, J., Elber, F. (2017). Hochwasserschutz an Sihl, Zürichsee und Limmat. Synthesebericht zum Konzeptentscheid «Entlastungsstollen Thalwil». Amt Abfall, Wasser, Energie, Luft (AWEL) des Kantons Zürich
- Zappa, M., Andres, N., Kienzler, P., Naef-Huber, D., Marti, C., Oplatka, M. (2015): Crash tests for forward-looking flood control in the city of Zürich (Switzerland). Proceedings of the international association of hydrological sciences (IAHS). Vol. 370, 235-242.

Adressen der AutorInnen

Dr. Jan Kleinn (korrespondierender Autor)

Kleinn Risk Management GmbH

CH-8052 Zürich, Ausserdorfstrasse 16

kleinn@kleinn-risk.ch

Dörte Aller

Aller Risk Management GmbH

CH-8052 Zürich, Ausserdorfstrasse 16

Dr. Massimiliano Zappa, Norina Andres

Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft WSL

CH-8903 Zürich, Zürcherstrasse 111

Prof. Dr. David Bresch

ETH Zürich, Institut für Umweltentscheidungen

CH-8092 Zürich, Universitätstrasse 16

Bundesamt für Meteorologie und Klimatologie MeteoSchweiz,

CH-8058 Zürich-Flughafen, Operation Center 1

Mirco Heidemann

GVZ Gebäudeversicherung Kanton Zürich

CH-8050 Zürich, Thurgauerstrasse 56

Dr. Christian Marti, Dr. Matthias Oplatka

AWEL Amt für Abfall, Wasser, Energie und Luft

CH-8090 Zürich, Walcheplatz 2



Session Wasserbauliches Versuchswesen und Messtechnik

Sessionsleiter
Prof. Dr. Markus Aufleger
Universität Innsbruck



Vernetzte hybride Modellierung wasserbaulicher und morphologischer Themen am Alpenrhein

*Cross-linked hybrid modeling of hydraulic and
morphological topics at the Alpine Rhine river*

Michael Hengl, Robert Boes

Kurzfassung

Das hier methodisch beschriebene vernetzte, hybride Modellsystem für die Beantwortung wasserbaulicher und flussmorphologischer Fragen wird für einen ca. 26 km langen Flussabschnitt des Alpenrheins dargestellt, ist aber allgemein anwendbar. Je nach konkreter Fragestellung ist das System zu vereinfachen oder um weitere Modelle für die Beantwortung spezieller Fragen zu erweitern (z.B. zur Berücksichtigung weiterer Bauwerke im System).

Von der Mündung der Ill bis zum Bodensee soll sich der Rhein zu einem morphologisch aktiven Gewässer mit Verzweigungen, dynamischen Kiesbänken und Kolken entwickeln. Die große morphologische Veränderung von heute ca. 50 bis 70 m Sohlbreite auf zukünftige Sohlbreiten von zumindest 100 m, abschnittsweise bis deutlich über 300 m, wirft viele Fragen auf, wie z.B. Begrenzung der Laufentwicklung zum Schutz der Hochwasserschutzdämme oder anderer Infrastruktur wie Grundwasserbrunnen, Kolkschutz an Brückenpfeilern und Geschiebebewirtschaftung, jeweils in Zusammenhang mit der Hydrologie. Diese Fragen sind am effizientesten mit einem System numerischer Computer-Modelle und gegenständlicher Modelle im Wasserbaulabor zu beantworten. Dazu wurde ein vernetztes Modellsystem entwickelt, das die Stärken beider Modelltypen verknüpft und gleichzeitig die jedem Modell innewohnenden Schwächen minimiert. Dies ermöglicht, die Unsicherheiten bei Prognosen für den Bau und das zukünftige morphologische Verhalten des Gewässers zu reduzieren.

Das hier vorgestellte Modellsystem ist Teil des Projekts Rhesi (Rhein - Erholung und Sicherheit) der Internationalen Rheinregulierung (IRR), das primär darauf abzielt, den Hochwasserschutz und die Ökologie im intensiv genutzten Talraum auf schweizer und österreichischer Seite zu verbessern. Daneben werden auch andere Nutzungen wie Freizeit- und Erholung deutlich aufgewertet.

Abstract

The cross-linked hybrid model system to answer hydraulic and morphological questions is described herein from a methodological perspective for a roughly 26 km long river stretch of the Alpine Rhine; it is however generally applicable. Depending on the specific problem, the system can be simplified or expanded to answer specific questions (e.g. additional structures in the system) with additional models.

From the river Ill to Lake Constance, the Rhine shall develop into a morphologically active river with branches, dynamic gravel banks and scours. The large morphological change from approx. 50 to 70 m bed width to future widths of at least 100 m, partly up to well over 300 m, raises many questions, such as limiting the stream course development to protect the flood protection dykes or other infrastructure such as groundwater wells, scour protection on bridge piers and bed load management, each in connection with hydrology. To answer these questions a system of numerical computer models and physical scale models in hydraulic engineering laboratories is judged most effective. For this purpose, a cross-linked model system was developed that combines the strengths of the two model types, while minimizing their inherent weaknesses. This enables to reduce the uncertainties in the forecasts for both the implementation phase and of the future morphological behaviour of the river.

The model system presented here is part of the project Rhesi (Rhine - Recreation and Safety) of the "Internationale Rheinregulierung (IRR)", a commission for the flood control of the Alpine Rhine river, which aims to improve flood protection and ecology in the intensively used valley on both the Swiss and Austrian sides. In addition, other uses of the river such as for leisure and recreation will be significantly improved.

1 Das Projekt

Die Internationale Strecke des Alpenrheins erstreckt sich auf ca. 29 km Länge von der Mündung der Ill bis zum Bodensee. Er weist dabei ein monotones, meist durch Mittelwuhre begrenztes Hauptgerinne und Vorländer, die nur bei Hochwasser benetzt werden, sowie außenliegende Hochwasserschutzdämme auf. Auf ca. 26 km sollen mittels großzügigen Aufweitungen des Flussbetts von heute ca. 50 bis 70 m Sohlbreite auf zukünftig abschnittsweise bis weit über 300 m Breite in erster Linie der Hochwasserschutz und die Gewässerökologie erheblich verbessert werden. Der Zielzustand ist ein morphologisch aktives Gewässer mit Verzweigungen, dynamischen Kiesbänken und Kolken. Dabei muss jedoch die freie Laufentwicklung spätestens an den Hochwasserschutzdämmen begrenzt werden. Aus der geplanten, massiven morphologischen Veränderung ergeben sich

zahlreiche wasserbauliche und flussmorphologische Fragestellungen, die sowohl für den Bau als auch für den Betrieb und vorgängig in den rechtlichen Genehmigungsverfahren auf schweizerischer und österreichischer Seite zu beantworten sind. Im Projekt gibt es zahlreiche weitere Aspekte zu beachten, wie z.B. die Einbindung der Bevölkerung in den partizipativen Planungsprozess sowie die zukünftige Erholungs- und Freizeitnutzung. Daraus leitet sich auch der Titel Rhesi (Rhein, Erholung und Sicherheit) für das Gesamtprojekt der Internationalen Rheinregulierung (IRR) ab. Weitere Details zum Projekt sind Hostmann *et al.*, (2014), Schenk *et al.*, (2014) und Mähr *et al.*, (2021) zu entnehmen.

2 Wasserbauliche und flussmorphologische Fragestellungen

Die mit dem Projekt RHESI geplante umfangreiche morphologische Veränderung des Flussbetts ist anhand des Vergleichs in Abb. 1 (links: heutiger, kanalisierter und gestreckter Verlauf, rechts: zukünftige, hohe Morphodynamik) gut zu erkennen. Gleichzeitig ist im rechten Teil der Abb. 1 auch die hohe Nutzung beidseits der Hochwasserschutzdämme sichtbar. Aus dieser intensiven Nutzung des Talraums und des damit verbundenen hohen Schadenspotentials ergibt sich die erste wesentliche Fragestellung, aus der sich weitere Detailfragen ableiten:

- Ist das neue morphologische System nachhaltig beherrschbar, um den Hochwasserschutz zu gewährleisten?



Abb. 1: Alpenrhein im Bereich der Frutzmündung heute (links) und visualisiert für Zustand nach Umsetzung Projekt (rechts) (Quelle: Planergemeinschaft Zukunft Alpenrhein, Büro Hydra)

Weitere Aspekte, die nur mit Hilfe von geeigneten Modellierungen beantwortet werden können, sind:

- Generelle morphologische Entwicklung des aufgeweiteten Flusses (Kiesbänke, Kolke, Rinnen und deren Dynamik während Hochwässern),
- Morphologie im Bereich von Verengungen- bzw. Aufweitungen (Sohlauflandungen, Kolke),

- Begrenzung der lateralen morphologischen Entwicklung an den Dämmen bzw. in zu schützenden Vorlandbereichen (z.B. an Wasserfassungen für die Trinkwasserversorgung) mittels wirtschaftlicher Sicherungsmaßnahmen,
- Kolk-tiefen an bestehenden Brückenpfeilern (auch infolge ungünstiger Schräganströmung) sowie wirtschaftliche Sicherungsmaßnahmen gegen unzulässige Kolke, Auswirkungen der Brückenpfeiler auf die Morphologie und den Hochwasserspiegel (Pfeilerstau, Verklausung),
- Wirkung von Vegetationsinseln (Ansammlung bzw. Dynamisierung von Schwemholz) auf den Hochwasserspiegel und auf Brücken,
- Verhalten des Flusses in Abschnitten mit geringer Kiesauflage über Torfschichten (Thematik Sohldurchschlag) und allfällig erforderliche Schutzmaßnahmen,
- Wasserspiegelverlauf in Krümmungen am linken und rechten Ufer für die Festlegung der Dammhöhen,
- Ausbildung einer Notentlastung (z.B. lokale Dammüberströmung) und die damit verbundenen Auswirkungen (z.B. Geschiebeablagerung),
- Mögliche eigendynamische Entwicklung der Flussaufweitung ausgehend von Initialmaßnahmen, um bauliche Eingriffe und damit sowohl Kosten als auch Umweltauswirkungen zu reduzieren,
- Verhalten des Flusses während der schrittweisen Maßnahmenumsetzung (Bauzustände).

3 Geeignete Modelle und deren Vor- und Nachteile

3.1 Numerische Modelle

Mit Bezug zu den oben angeführten Fragestellungen sind Computermodelle erforderlich, die sowohl die Wasserströmung als auch den Feststofftransport und hier insbesondere die Geschiebebewegung sowie die damit verbundenen zeitlichen und räumlichen Sohlveränderungen in einem Fließgewässer verlässlich nachbilden. Dafür in Frage kommen sowohl 2D- als auch 3D-Modelle. 1D-Modelle werden zwar für die obigen Fragestellungen als nicht geeignet angesehen, liefern aber wichtige Grundlagen für die Erstellung der detaillierteren Modelle.

Alle diese Modelle müssen an Hand von Daten kalibriert werden, um die in mathematischen Gleichungen abstrahierten physikalischen Prozesse realitätsnah wiedergeben zu können. Weiters ist das zu bearbeitende Gebiet in so genannte Elemente oder Zellen zu diskretisieren. Eine zu grobe Diskretisierung kann zu

einem falschen Ergebnis führen. Mit der Diskretisierung eng verbunden sind der Speicherbedarf (Elementzahl) und die Rechenzeit (Nachbildung des zeitabhängigen Sohlentwicklungsprozesses und des Feststofftransports). Bei 3D-Modellen steigt der Speicher- und Rechenzeitbedarf gegenüber 2D-Modellen stark an (abhängig von der vertikalen Diskretisierung).

Weiters zu beachten ist die zeitliche Diskretisierung des hydrologischen Geschehens, welche sowohl die Aussagekraft der Ergebnisse als auch die Rechenzeit beeinflusst.

3.2 Gegenständliche Modelle

Unter einem gegenständlichen Modell wird die maßstäblich verkleinerte Nachbildung eines Gewässers mittels Wasser und Feststoffen verstanden. Dieses Modell ist physisch erlebbar. Bei der Erstellung eines gegenständlichen Modells sind die so genannten Modellgesetze der Ähnlichkeitsphysik zu beachten. Um die physikalischen Prozesse verlässlich nachzubilden (hier insbesondere den Geschiebetransport und die Sohlveränderung), sind der maßstäblichen Verkleinerung Grenzen gesetzt. Beispielsweise darf das Geschiebe nur so weit verkleinert werden, dass keine kohäsiven Effekte entstehen, welche für Kiesflüsse in der Natur unbedeutend sind, in kleinmaßstäblichen Modellen aber erheblich sein können. Daraus folgt, dass gegenständliche Modelle nur so groß sein können, wie der zur Verfügung stehende Raum und die vorhandene Durchflusskapazität für die Nachbildung von Hochwasserereignissen. Weiters gilt es, jenen Modellmaßstab zu finden, der einerseits gesicherte Aussagen ermöglicht und andererseits den Modellbauaufwand möglichst gering hält. Sollen morphologische Entwicklungen über längere Zeiträume nachgebildet werden, ist der damit verbundene Aufwand für Geschiebezugabe, Geschiebeentnahme und Versuchszeiten zu beachten.

3.3 Vergleich der Vor- und Nachteile

Die Tab. 1 gibt einen Vergleich zwischen den Vor- und Nachteilen der in den vorigen Unterabschnitten angeführten Modelle. Die Bewertung ist bewusst sehr einfach geführt und verzichtet auf detailliertere Differenzierungen.

Wenn nun die Vorteile der einzelnen Modelle miteinander verknüpft werden, ergibt sich insgesamt eine bessere Aussagequalität. Dies betrifft nicht unbedingt die erhöhte Genauigkeit eines bestimmten Prognosewerts. Bei morphologischen Prozessen geht es vielmehr oft darum, vorhandene Bandbreiten in der Prognose besser abzusichern und daraus abzuleitende bauliche Maßnahmen, wie z.B. Dammhöhen und Ufersicherungen, wirtschaftlicher zu dimensionieren.

Tab. 1: Vor- und Nachteile von 2D und 3D numerischen sowie gegenständlichen Modellen mit beweglicher Sohle (gekennzeichnet mit + bzw. –)

Modellanforderung	2D	3D	Gegenständliches Modell
Änderung von Randbedingungen (Geschiebementen, Korngrößen, Geometrien etc.)	+	+	–
Nachbildung großer Gewässerlängen und breiter Vorländer	+	–	–
Nachbildung langer hydrologischer Zeitreihen	+	–	–
Aufwand für die Modellkalibrierung	–	–	+
Gesicherte Güte der Modellkalibrierung bei großer Änderung von Randbedingungen (z.B. Geometrie)	–	–	+
Aussagequalität 3D Morphologie	–	+	+
Zeitaufwand für die Modellierung	+	–	–
Kosten	+	+	–
Anschaulichkeit der Ergebnisse im Rahmen des partizipativen Planungsprozesses und der Öffentlichkeitsarbeit	–	–	+

4 Vernetzte hybride Modellierung

4.1 Hybride Modellierung

In der hybriden Modellierung wird für den gleichen Gewässerabschnitt sowohl ein numerisches als auch ein gegenständliches Modell erstellt, die sich gegenseitig ergänzen. Das gegenständliche Modell liefert Informationen für die Kalibrierung des numerischen Modells. Im kalibrierten numerischen Modell können geometrische Veränderungen vorgeprüft werden, des Weiteren sind Sensitivitätsanalysen betreffend Veränderungen des Feststoffhaushalts und auch Simulationen längerer Zeiträume möglich.

4.2 Vernetzung der Modelle

Bei der Vernetzung werden unterschiedliche numerische und gegenständliche bzw. hybride Modelle so verknüpft, dass sie insgesamt eine zuverlässige Prognose unterschiedlichster Prozesse in der Natur erwarten lassen. Die Größe der einzelnen Modelle ist so gewählt, dass sie, in Verbindung mit den anderen Modellen, jeweils für die Beantwortung mehrerer Fragestellungen geeignet sind.

Für die Internationale Strecke des Alpenrheins ist aktuell folgendes System aus gegenständlichen und numerischen Modellen vorgesehen:

- Hybride Modelle des gesamten Gewässerraums für die Abschnitte Widnau-Höchst und Bereich Frutzmündung (Länge der gegenständlichen Modelle jeweils ca. 5,5 km bzw. 110 m im Maßstab 1:50). Entsprechend der geplanten Umsetzung des Projekts RHESI können die beiden Modellversuche sequenziell durchgeführt werden. Die zugehörigen numerischen 2D-Modelle werden zusätzlich flussauf und flussab verlängert, um Informationen für die oberen und unteren Randbedingungen der gegenständlichen Modelle zu erhalten (Hinkelammert-Zens *et al.*, 2021).
- Gegenständliches Modell im Maßstab 1:35 für die Entwicklung eines Portfolios an Dammfuß- bzw. Ufersicherungsmaßnahmen, um die morphologische Eigendynamik seitlich zu begrenzen. Je nach lokal zu erwartender Belastung werden unterschiedliche Maßnahmen erforderlich sein.
- Hybrides Modell für die Beurteilung der an Brückenpfeilern zu erwartenden Kolkentwicklungen sowie für die Optimierung und Entwicklung von Kolkenschutzmaßnahmen, bestehend aus einem gegenständlichen Modell im Maßstab 1:30 und einem numerischen 3D-Modell. Das kalibrierte 3D-Modell soll die Kolkentwicklung für die im Planungsgebiet vorhandenen unterschiedlichen Pfeilerformen kostengünstiger als das gegenständlichen Modell ermitteln. Gleichzeitig sind auch Sensitivitätsanalysen für unterschiedliche Belastungszustände und Zusammensetzungen des Geschiebes möglich.

Die Vernetzung (Verknüpfung) der Modelle ist der Abb. 3 zu entnehmen. Darüber hinaus sind in Abb. 3 noch weitere Modelle enthalten, die in Abhängigkeit vom Planungsprozess dazu genommen werden können.

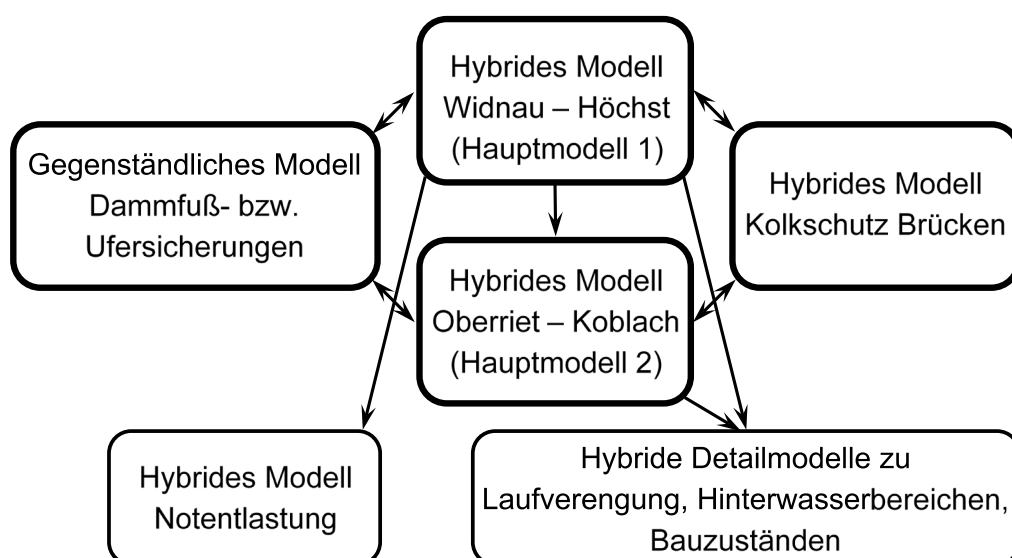


Abb. 3: Vernetztes hybrides Modellsystem (aktuelle Modelle sind fett umrandet)

5 Zusammenfassung

Für die in der Internationalen Strecke des Alpenrheins geplanten Maßnahmen zum Hochwasserschutz sowie zur Verbesserung der Ökologie und Morphologie wurde ein vernetztes System an numerischen und gegenständlichen Modellen entwickelt. Die einzelnen Modelle greifen zahnradartig ineinander und liefern damit effizient Antworten auf Fragen für die Genehmigungsverfahren in der Schweiz und in Österreich sowie für den wirtschaftlichen Bau und späteren Unterhalt.

Das hier vorgestellte vernetzte hybride Modellsystem ist allgemein anwendbar. Je nach konkreter Fragestellung ist das System zu vereinfachen oder um weitere Modelle für die Beantwortung spezieller Fragen zu erweitern (z.B. weitere Bauwerke im System).

Referenzen

- F. Hinkelammert-Zens, F., Zehnder, G., Roeber, I., Sperger, K., Weitbrecht, V., Hengl, M. (2021). Hybride Modellversuche zum Hochwasserschutzprojekt RHESI. Wasserbau-Symposium 2021, *Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) Nr. 262-263*, ETH Zürich.
- Hostmann, M., Roulier, C., Paccaud, G. (2014). Raumbedarf für die natürlichen Funktionen beim Alpenrhein. *Proc. Symposium „Wasserbau und Flussbau im Alpenraum“*, VAW-Mitteilungen 227 (R. Boes, ed.), VAW, ETH Zürich: 399-409.
- Mähr, M., Valenti, B., Schatzmann, M. (2021). Hochwasserschutz Alpenrhein Internationale Strecke. Wasserbau-Symposium 2021, *Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) Nr. 262-263*, ETH Zürich.
- Schenk, D., Schatzmann, M., Meng, A., Schälchli, U. (2014). Zukunft Alpenrhein – Definition Freibord und Überlastfall. *Proc. Symposium „Wasserbau und Flussbau im Alpenraum“*, VAW-Mitteilungen 228 (R. Boes, ed.), VAW, ETH Zürich: 629-641.

Adressen der Autoren

Dipl.-Ing. Dr. Michael Hengl (korrespondierender Autor)

Institut für Wasserbau und hydrometrische Prüfung,
Bundesamt für Wasserwirtschaft

A-1090 Wien, Severingasse 7

michael.hengl@baw.at

Prof. Dr. Robert Boes

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich

CH-8093 Zürich, Hönggerberggring 26

boes@vaw.baug.ethz.ch



Physikalische Modellversuche zu erodierbaren Überlaufstrecken

Hydraulic model tests of fuse plug embankments

Arnd Hartlieb, Jens Kastrup, Marian Piekarski

Kurzfassung

Die RMD Wasserstraßen GmbH plant die Verbesserung des Hochwasserschutzes an der bayerischen Donau im Abschnitt zwischen Straubing und Vilshofen, unter anderem mit Hochwasserrückhalteräumen, die über erodierbare Überlaufstrecken selbstregulierend geflutet werden. Deren zentrales Element ist ein aus mineralischem Material bestehender Deichaufsatz auf einem festen Unterbau. Der Deichaufsatz soll stabil und unverändert bleiben, bis der Wasserstand die Deichkrone erreicht. Mit dem Einsetzen der Überströmung soll der Deichaufsatz innerhalb kurzer Zeit wegerodiert werden.

Die konstruktive Ausbildung des Deichaufsatzes wurde in zwei großmaßstäblichen Versuchsständen an der Versuchsanstalt Obernach der TU München untersucht. Der erste Versuchsstand (2d, $M = 1:1$) diente zur genauen Betrachtung des Einstauverhaltens und der vertikalen Erosion eines vergleichsweise kurzen Deichausschnitts. Im zweiten Versuchsstand für eine deutlich längere Überlaufstrecke (3d, $M = 1:3.5$) lag der Schwerpunkt auf der lateralen Erosion entlang der Deichachse bei verschiedenen Anströmungssituationen.

Der in den Versuchen optimierte Aufbau des Deichaufsatzes sieht im Regelquerschnitt einen Dichtungskern aus Feinsand vor, der von einer Kiesfilterschicht umgeben ist. An der Deichkrone und der luftseitigen Böschung erfolgt eine Abdeckung aus Schottermaterial. Zum Schutz gegen Wellenschlag wird an der wasserseitigen Böschung eine Pflasterung angeordnet. In den an der Donau geplanten Überlaufstrecken soll der Regelquerschnitt durch speziell aufgebaute Initialstellen unterbrochen werden. Dort soll bei der Überströmung die Erosion beginnen und entlang der Deichachse fortschreiten.

Abstract

The RMD Wasserstraßen GmbH plans the improvement of the flood protection at the Bavarian Danube between Straubing and Vilshofen, among other things with retention areas flooded self-regulating over fuse plug embankments. Their key element is an upper part of mineral material on a solid base. It should be

stable until the water level reaches the top and quickly eroded after the overflow starts.

The constructional design of the upper part of the fuse plug embankments was investigated in two large-scale test stands at the Obernach Laboratory of TU Munich. In the first test stand (2d, scale 1:1) the impound behaviour and the vertical erosion of a short embankment section were tested. In the second test stand (3d, scale 1:3.5) the lateral erosion of a clearly longer embankment was observed for different approach flow situations.

The standard structure of the fuse plug embankments optimised in the model tests consists of a sealing core of fine sand surrounded by a filter layer of gravel. The top and the airside slope are covered with crushed rock material. A paving protects the waterside slope against wave impact. At the Danube, short initial sections should interrupt the standard structure where the erosion should start and continue along the embankment axis.

1 Einleitung

Nach dem großen Hochwasserereignis im Juni 2013 an der bayerischen Donau soll im damals besonders betroffenen, etwa 70 km langen Flussabschnitt zwischen Straubing und Vilshofen ein umfangreiches Hochwasserschutzkonzept umgesetzt werden, das das Schutzniveau auf ein hundertjährliches Ereignis anhebt. Neben anderen Maßnahmen ist die Errichtung von acht Rückhalteräumen mit einem Gesamtvolumen von etwa 78 Mio. m³ beim Auftreten eines hundertjährigen Hochwasserereignisses geplant. Von diesen acht Rückhalteräumen sollen sieben über erodierbare Deichüberlaufstrecken selbstregulierend geflutet werden. Die Längen der geplanten Überlaufstrecken liegen zwischen 50 und 90 m. Die erodierbaren Deichaufsätze sollen eine Höhe von 40 cm bis 1.1 m aufweisen. Die Überströmung und damit die Erosionsaktivierung soll bei Hochwasserereignissen mit einer Jährlichkeit von 30 bis 50 beginnen.

2 Versuchsstände

2.1 2d-Versuchsstand (M = 1:1)

Die 1:1-Versuche wurden im Freigelände der Versuchsanstalt in einem 25 m langen, überdachten Versuchskanal mit rechteckigem Querschnitt (Breite 2.2 m, Höhe 2.0 m) durchgeführt. Am Ende des Versuchskanals wurden auf einem 1.2 m hohen, festen Betonsockel die 70 cm hohen erodierbaren Deichaufsätze eingebaut. Abb. 1 zeigt den 2d-Versuchsstand beim Einstau eines Versuchsdeichs.

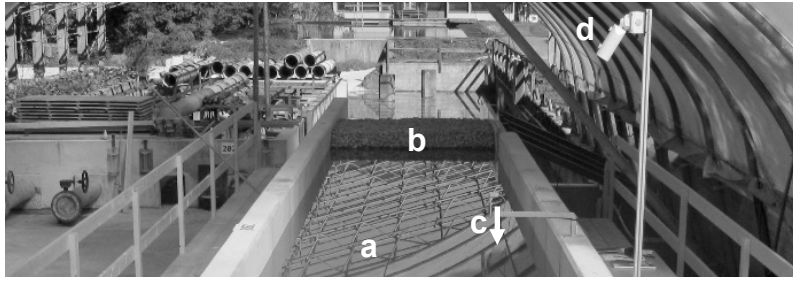


Abb. 1: 2d-Versuchsstand beim Einstau eines Versuchsdeichs (a: Versuchskanal, b: Versuchsdeich, c: Ultraschallpegel zur Oberwasserstandmessung, d: «DischargeKeeper» zur Abflussmessung)

Der 2d-Versuchsstand war mit folgender synchronisierter Messtechnik ausgestattet:

- Ultraschallpegel zur Oberwasserstandmessung (siehe c in Abb. 1).
- Kalibriertes Messwehr zur Abflussmessung im Ablauf des Versuchskanals (Wasserstandsmessung mit Ultraschallpegel).
- Zusätzliche Abflussmessung im Versuchskanal mit einem sogenannten «DischargeKeeper» (siehe d in Abb. 1). Dabei handelt es sich um ein Messsystem der Schweizer Firma photrack ag, das auf der patentierten Surface Structure Image Velocimetry beruht.
- Vier Videokameras zur Erfassung des Deicherosionsprozesses aus verschiedenen Perspektiven.

2.2 3d-Versuchsstand ($M = 1:3.5$)

Der 3d-Versuchsstand wurde in einer der Hallen der Versuchsanstalt errichtet. Zentrales Element war ein Oberbecken mit rechteckigem Grundriss. Die Begrenzung an einer der Längsseiten wurde auf 17 m Länge von einem festen Deich gebildet, in dem sich eine 10 m lange Aussparung für den erodierbaren Deichaufsatz befand. Abb. 2 zeigt den 3d-Versuchsstand im trockenen Zustand.

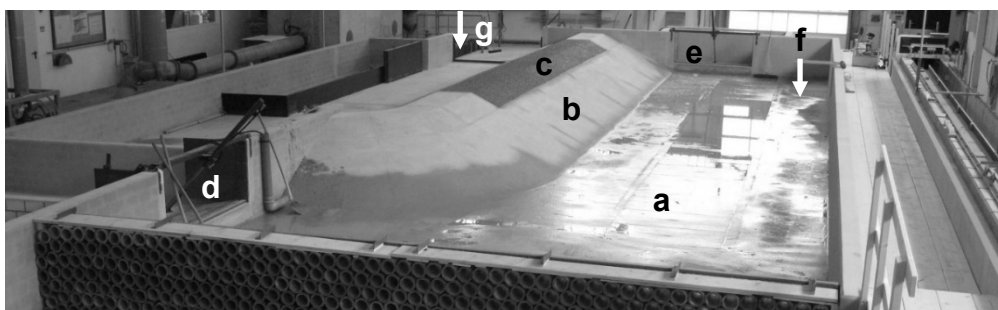


Abb. 2: 3d-Versuchsstand im trockenen Zustand von der Zulaufseite (a: Oberbecken, b: fester Deich, c: erodierbarer Deichaufsatz, d: Steuerungsklappe 1, e: Steuerungsklappe 2, f: fester Deich, g: Ultraschallpegel zur Oberwasserstandmessung)

Ultraschallpegel zur Oberwasserstandmessung, g: kalibriertes Messwehr zur Messung des Deichabflusses)

Der 3d-Versuchsstand war mit folgender synchronisierter Messtechnik ausgestattet:

- Ultraschallpegel zur Oberwasserstandmessung (siehe f in Abb. 2).
- Kalibriertes Messwehr zur Messung des Deichabflusses im Ablauf des Versuchsstands (Wasserstandsmessung mit Ultraschallpegel, siehe g in Abb. 2).
- Drei Videokameras zur Erfassung des Deicherosionsprozesses von der Luftseite.

3 Einbau der erodierbaren Deichaufsätze

Als Material für die erodierbaren Deichaufsätze in den 1:1-Versuchen wurden ein Sand 0/1 als Kernmaterial, ein Kies 0/16 als Filtermaterial und ein Schotter 5/56 als Böschungsschutz ausgewählt. Für die Versuche im Maßstab 1:3.5 wurde das gleiche Kernmaterial verwendet wie in den 1:1-Versuchen. Eine Skalierung des Kernmaterials würde zu sehr kleinen Durchmessern und nicht maßstäblicher Kohäsion führen, die das Erosionsverhalten stark verzerrt. Stattdessen wurde für den Regelquerschnitt die Breite des Kerns mit dem Skalierungsfaktor $3,5^{1,5} \approx 6,5$ entsprechend Schmocker *et al.* (2013) reduziert. Zum Ausgleich wurde die Breite der Filterschichten auf der Wasser- und Luftseite vergrößert. Das Filtermaterial bzw. der Schotter an der Deichoberfläche wurden in den 1:3.5-Versuchen maßstäblich skaliert und durch entsprechend feineres Material ersetzt (Sand 0/4 bzw. Bruchsteinmischung). In der optimierten Variante der Deichaufsätze wurde die wasserseitige Schotterschicht durch eine in den 1:1-Versuchen 6 cm hohe Pflasterung mit handelsüblichen Doppel-T-Verbundpflastersteinen mit integrierten Abstandhaltern (3 mm) ersetzt. Für den 3d-Versuchsstand wurden die Pflastersteine im Maßstab 1:3.5 hergestellt.

Die erodierbaren Deichaufsätze wurden lagenweise eingebaut und verdichtet. Der Wassergehalt und der Verdichtungsgrad wurde stichprobenartig bestimmt. Abb. 3 zeigt den optimierten Deichaufsatz im Regelquerschnitt.

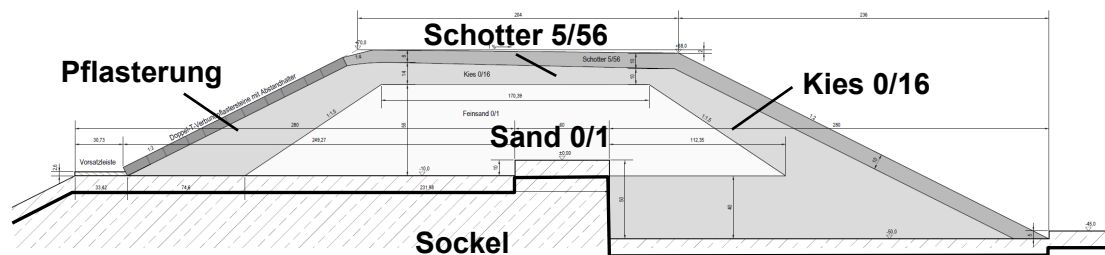


Abb. 3: Optimierter Deichaufsatz im Regelquerschnitt

4 Versuchsdurchführung

In beiden Versuchsständen wurden die Versuchsdeiche entsprechend der Ganglinien der repräsentativen Donauhochwasser langsam eingestaut. In den 1:1-Versuchen wurde der Oberwasserstand auf den letzten 10 cm bis zur Deichkrone mit einer Geschwindigkeit von 3 cm pro Stunde angehoben, in den 1:3.5-Versuchen entsprechend langsamer. Die besondere Herausforderung bei der Versuchsdurchführung bestand in beiden Versuchsständen darin, den Oberwasserstand mit einsetzender bzw. fortschreitender Deicherosion auf annähernd konstantem Niveau zu halten. Im 2d-Versuchsstand geschah dies durch Öffnen eines Schützes, das den Zulauf in den Versuchskanal aus einem Oberbecken mit konstantem Wasserstand regelte. Im 3d-Versuchsstand wurde dagegen der Maximalabfluss der Versuchshalle schon vor dem eigentlichen Versuchsbeginn über sechs Zulaufrohre in das Oberbecken geleitet. Der Abfluss aus dem Oberbecken erfolgte dabei über zwei zunächst vollständig gelegte Steuerungsklappen, so dass der Oberwasserstand noch nicht den erodierbaren Deichaufsatz erreichte. Durch Anheben nur der Steuerungsklappe 1 (siehe d in Abb. 2) konnte der Wasserstand im Oberbecken erhöht und eine parallele Anströmung des Versuchsdeichs erreicht werden. Um dagegen im Oberbecken beim Beginn der Deichüberströmung ein stehendes Gewässer zu erzeugen, wurde nur die Steuerungsklappe 2 (siehe e in Abb. 2) angehoben. Die Messeinrichtungen für den Oberwasserstand wurden in beiden Versuchsständen schon in der Phase des Einstaus aktiviert, die Abflussmesseinrichtungen und Videoaufzeichnungen erst mit dem Beginn des Erosionsprozesses.

5 Versuchsergebnisse

In allen Versuchen erwiesen sich die getesteten Deichaufsätze (Regelquerschnitt und Initialstelle) beim Einstau ohne Wellenbelastung und Turbulenzen als stabil, d.h. es traten keine Umlagerungen, Setzungen oder Erosionserscheinungen auf. Nach mehreren Stunden Einstau war jeweils am luftseitigen Deichfuß der Austritt einer geringen trübungsfreien Sickerwassermenge zu beobachten. 2d-Versuche mit einer Wellenbelastung der wasserseitigen Böschung und 3d-Versuche mit

einer turbulenten und sehr schnellen parallelen Anströmung des Deichaufsatzes zeigten die Notwendigkeit der Pflasterung der wasserseitigen Böschung.

Der Nachweis, dass die so konzipierten Deichaufsätze bei Überströmung zuverlässig, schnell und annähernd vollständig abgetragen werden, konnte mit den Versuchen erbracht werden. Falls in einer Überlaufstrecke eine Initialstelle vorhanden ist, bildet sich dort zuverlässig eine erste Bresche, die sich zügig in beide Richtungen bis zur vollständigen Erosion der gesamten Überlaufstrecke ausweitete. Im Regelquerschnitt beginnt der Erosionsprozess bei einer Überströmungshöhe von 2 bis 3 cm mit einer Rutschung der Schotterdecke an der luftseitigen Böschung, aus der sich eine kontinuierlich tiefer und breiter werdende Erosionsrinne entwickelt (siehe Abb. 4 links). In der Initialstelle mit ihrem bis zur Krone und der luftseitigen Böschung reichenden Sandkörper beginnt die Erosion unmittelbar mit der ersten Überströmung. Sofort entstehen kleine Erosionsrinnen an der luftseitigen Böschung (siehe Abb. 4 rechts), die sich zunehmend in die Tiefe „fressen“ und vereinen.

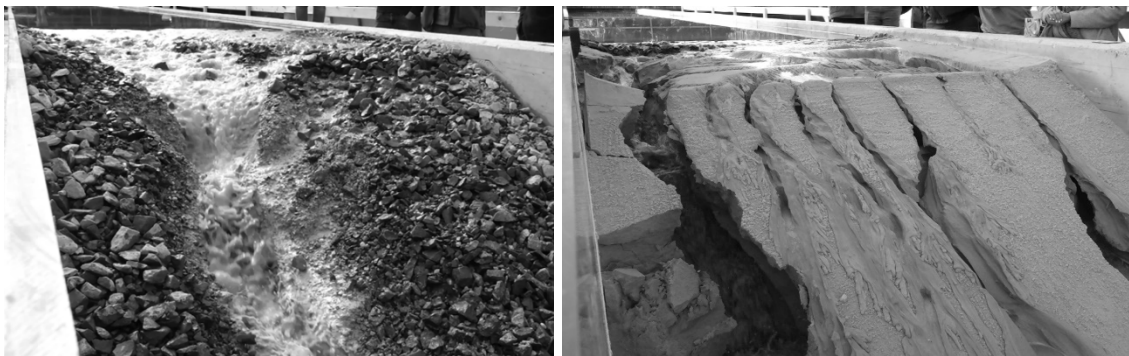


Abb. 4: Erosionsrinnen in der luftseitigen Böschung der erodierbaren Deichaufsätze im 2d-Versuchsstand (links: Regelquerschnitt, rechts: Initialstelle),

Sobald in einer Initialstelle die erste Bresche entstanden ist, wird das verbleibende Material an den Rändern unterspült. Es bricht und rutscht fortschreitend nach.

Die Pflasterung der wasserseitigen Böschung stellt kein signifikantes Erosionshindernis dar. In den 3d-Versuchen blieb nach dem Versuchsende eine gewisse Anzahl von Pflastersteinen auf dem festen Sockel liegen. Dies wird als unproblematisch erachtet, weil damit keine Reduzierung der Abflussleistung verbunden war. Ohne Initialstelle in der Überlaufstrecke ist die Erosionsauslösung hinsichtlich der Anzahl der entstehenden Breschen undefiniert (siehe Abb. 5). Es ist in diesem Fall von Kleinigkeiten wie leichten Unebenheiten in der Deichkrone, einem geringfügigen weiteren Anstieg des Oberwasserstands oder kleinen Un-

gleichförmigkeiten in den Fließverhältnissen entlang des Deichaufsatzes abhängig, ob sich nur eine oder mehrere Breschen entwickeln. Bei mehreren Breschen erhöht sich die Erosionsgeschwindigkeit der gesamten Überlaufstrecke deutlich.

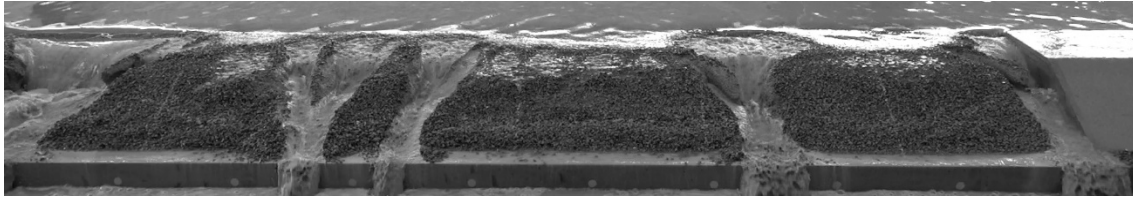


Abb. 5: Fortschreitende Erosion eines Deichaufsatzes im 3d-Versuchsstand (Regelquerschnitt)

In den 3d-Versuchen hat sich gezeigt, dass die Anströmungssituation für die Erosionsauslösung bei der Überströmung keine Rolle spielt. Allerdings ist sie für die weitere Erosionsentwicklung und die laterale Erosionsgeschwindigkeit sehr wohl von Bedeutung, insbesondere, wenn sich die Erosion nur von einer Bresche aus entwickelt. Bei der Anströmungssituation «stehendes Gewässer» kann von der gleichen lateralen Erosionsgeschwindigkeit in beide Richtungen ausgegangen werden. Überträgt man die Versuchsergebnisse für die Anströmungssituation «parallel» in die Realität, so ist bei einer mittleren Fließgeschwindigkeit entlang der Überlaufstrecke von 1 m/s die laterale Erosionsgeschwindigkeit von der Bresche in Richtung der Parallelanströmung 2.5- bis 3-mal so hoch wie entgegen der Anströmungsrichtung.

Abb. 6 zeigt beispielhaft die Messwertganglinien des Oberwasserstands und des Abflusses über den erodierenden Deichaufsatz während der Erosionsphase eines Versuchs im 3d-Versuchsstand. Der 20 cm hohe Deichaufsatz war im optimierten Regelquerschnitt mit einer Deichkrone auf 90 cm und einer um 1 cm abgesenkten, mittigen Initialstelle aufgebaut. Die Anströmungssituation war «stehendes Gewässer». Um ca. 12:31 Uhr begann mit der Überströmung der Deichkrone in der Initialstelle die Deicherosion, die bis ca. 12:45 Uhr andauerte. Bis kurz vor Ende des Erosionsprozesses konnte der Oberwasserstand mit geringfügigen Schwankungen annähernd konstant gehalten werden. Dann sank er wegen der begrenzten Abflusskapazität in der Versuchshalle um wenige Zentimeter ab. Vom Beginn bis zur Totalerosion nahm der Abfluss über den erodierenden Deichaufsatz kontinuierlich von 0 auf etwa 1000 l/s zu. Dies entspricht einem Poleni-Abflussbeiwert des festen Deichsockels von etwa 0.58.

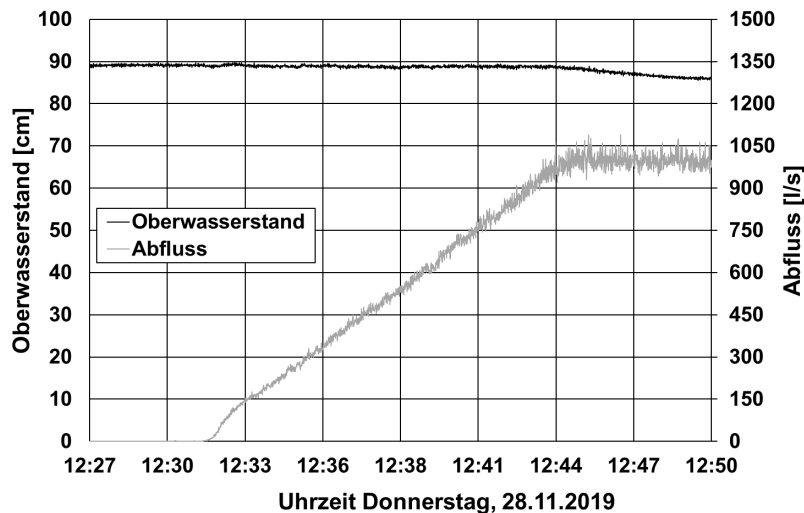


Abb. 6: Messwertganglinien des Oberwasserstands und des Abflusses über den erodierenden Deichaufsatz während der Erosionsphase eines Versuchs im 3d-Versuchsstand (optimierter Regelquerschnitt mit abgesenkter, mittiger Initialstelle, Anströmungssituation «stehendes Gewässer»)

6 Zusammenfassung

An der Versuchsanstalt Obernach wurden in zwei großmaßstäblichen Versuchsständen erodierbare Deichaufsätze für Überlaufstrecken in Hochwasserrückhalteräume an der bayerischen Donau untersucht. Das zentrale Ergebnis ist ein Regelquerschnitt des Deichaufsatzes mit einem Dichtungskern aus Feinsand, der von einer Kiesfilterschicht umgeben ist. An der Deichkrone und der luftseitigen Böschung erfolgt eine Abdeckung aus Schottermaterial. Zum Schutz gegen Wellenschlag wird an der wasserseitigen Böschung eine Pflasterung angeordnet. In den an der Donau geplanten Überlaufstrecken soll der Regelquerschnitt durch speziell aufgebaute Initialstellen unterbrochen werden. Dort soll bei der Überströmung die Erosion beginnen und entlang der Deichachse fortschreiten. Die entsprechend aufgebauten Deichaufsätze erfüllen die beiden wesentlichen Anforderungen. Sie haben sich einerseits in den Versuchen beim Einstau als stabil erwiesen. Andererseits werden sie bei einsetzender Überströmung zuverlässig, schnell und annähernd vollständig abgetragen.

Die RMD Wasserstraßen GmbH plant in den kommenden Jahren die Realisierung von sieben Rückhalteräumen an der bayerischen Donau mit entsprechenden Überlaufstrecken.

Referenzen

Schmocker, L., Höck, E., Mayor, P.A., Weitbrecht, V (2013). Hydraulic Model Study of the Fuse Plug Spillway at Hagneck Canal, Switzerland, Journal of Hydraulic Engineering, 2013/139, 894-904.

Adressen der AutorInnen

PD Dr.-Ing. habil. Arnd Hartlieb (korrespondierender Autor)

Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München

D-82432 Walchensee, Obernach 15

arnd.hartlieb@tum.de

Jens Kastrup, Marian Piekarski

RMD Wasserstraßen GmbH

D-80636 München, Blütenburgstraße 20



GRAINet: Automatische Kornverteilungsanalysen aus Drohnen-Bildern mit CNNs

GRAINet: Automatic grain size distribution analysis from UAV images with CNNs

**Andrea Irniger, Angieszka Rozniak, Nico Lang, Jan Dirk Wegner,
Konrad Schindler, Roni Hunziker**

Kurzfassung

In diesem Beitrag wird eine neue Methodik *GRAINet* (Lang *et al.*, 2021) vorgestellt, die eine automatische Bestimmung der Kornverteilungskurven auf Kiesbänken mit Drohnenbildern erlaubt. Der Ansatz basiert auf einem *convolutional neural network* (CNN). Für das Training standen 1'491 Kornverteilungskurven von sechs Schweizer Flüssen zur Verfügung. *GRAINet* ermöglicht i) die Bestimmung einer aussagekräftigen, über eine Kiesbank gemittelten Kornverteilungskurve und ii) die grossflächige und hochauflösende Kartierung der mittleren Korndurchmesser dm . Die resultierenden Karten weisen einen mittleren Fehler (ME) <0.1 cm und einen mittleren absoluten Fehler (MAE) von 1.1 cm auf. Bei einer Mittelung des dm über die gesamte Kiesbank reduziert sich der MAE auf 0.3 cm. Somit bietet *GRAINet* ein grosses Potenzial für das Monitoring und die Defizitanalyse bei der Sanierung Geschiebehaushalt sowie für die Kalibrierung numerischer Geschiebetransportmodelle.

Abstract

In this paper a new methodology *GRAINet* (Lang *et al.*, 2021) is presented, which allows an automatic estimation of grain size distributions on gravel bars from UAV images. The approach is based on a convolutional neural network (CNN), where 1'491 grading curves of six Swiss rivers were available for training. *GRAINet* allows i) the determination of a robust grading curve averaged over a gravel bank and ii) the large-scale and high-resolution mapping of mean grain diameters dm . The resulting maps have a mean error (ME) <0.1 cm and a mean absolute error (MAE) of 1.1 cm. If the dm is averaged over the entire gravel bar, the MAE is reduced to 0.3 cm. Thus, *GRAINet* offers great potential for monitoring and deficit analysis in bedload management and for the calibration of numerical bedload transport models.

1 Einleitung

Die Kornverteilung auf Kiesbänken ist ein Schlüsselindikator zur Beurteilung der

Sedimentdynamik eines Flusses sowie für die Berechnung des Geschiebetransports. Heute stehen oft nur einzelne Proben zur Verfügung, weil einerseits die traditionellen Messungen im Feld (Linien- und Volumenproben) zeit- und kostenintensiv sind und andererseits bestehende, bildbasierte Methoden, z.B. BASEGRAIN (Detert & Weitbrecht, 2012) oder SediNet (Buscombe, 2019), nur punktuell anwendbar und aufgrund der händischen Parameterwahl oder der begrenzten Trainingsdatensätze limitiert sind. Im Rahmen dieses Fachbeitrags wird eine neue Methodik *GRAINet* (Lang *et al.*, 2021) vorgestellt, welche die direkte Regression der Kornverteilung und der mittleren Korndurchmesser (dm) aus Drohnenbildern mittels eines *convolutional neural network* (CNN) automatisch und grossflächig ermöglicht.

2 Methodik

2.1 Daten

Für das Training des CNNs wurden Linienproben nach Fehr (1987) aus den Orthofotos digitalisiert, welche hier als Referenzdaten¹ bezeichnet werden. Dazu wurden an sechs verschiedenen Flüssen mit total 25 Standorten mittels einer Drohne (DJI-Phantom 4 Pro) Orthofotos mit einer Auflösung von 0.25 cm/Pixel aufgenommen. Die Orthofotos wurden in Kacheln (1.25 m x 0.50 m) unterteilt, auf welchen am Computer *manuell* Polygone um 100-150 Steine entlang der Mittellinie gezeichnet wurden (1, Abb. 1). Anschliessend wurde in einem automatisierten GIS-Algorithmus die B-Achse gemessen (2, Abb. 1), woraus die relative Häufigkeitsverteilung der Kornklassen abgeleitet wurde (3, Abb. 1). Schliesslich wurde mit dem Verfahren nach Fehr (1987) die Kornverteilungskurve (*KVK*) berechnet (4, Abb. 1).

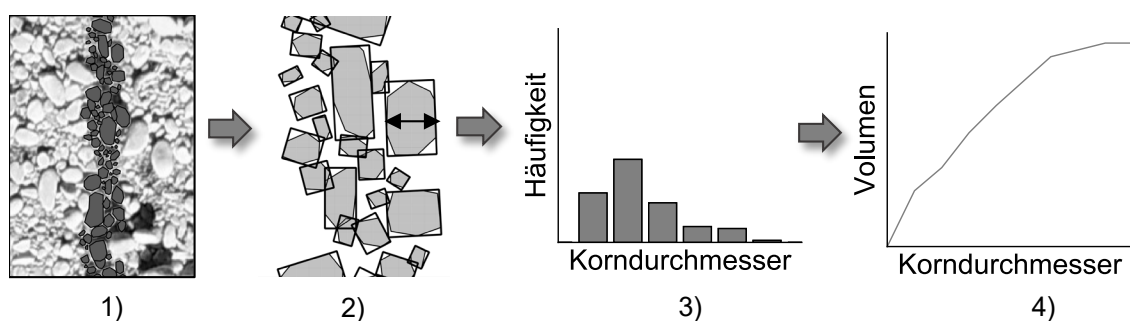


Abb. 1: Algorithmus zur Auswertung der digitalen Linienproben

Insgesamt wurden 1'491 Kacheln ausgewertet, was >180'000 Steinen entspricht. Die Anzahl ausgewerteter Kacheln pro Kiesbank variiert zwischen 4 (*Reuss km*

¹ Es wird somit davon ausgegangen, dass die Linienzahlanalyse nach Fehr (1987) für diese Fragestellung gültig ist und die digitalen Linienproben repräsentativ sind.

021.4) und 212 (Kl. Emme km 030.3). Die dm der Referenzdaten umfassen eine Bandbreite von 1.3 cm bis 29.3 cm, wobei der Mittelwert 6.2 cm beträgt. Zur Überprüfung der Gültigkeit des GIS basierten Ansatzes standen an 22 Standorten im Feld aufgenommene Linienproben zur Verfügung und 17 Kacheln wurden von fünf Experten digitalisiert, damit die Qualität der Modelle der menschlichen Variabilität gegenübergestellt werden konnte.

2.2 Regression der KVK mit GRAINet

CNNs sind generische *Machine Learning* Modelle, welche charakteristische Muster in Textur und Spektrum erlernen können. Im Gegensatz zur klassischen Bildverarbeitung werden die Bildfilter (Netzwerkparameter) nicht manuell definiert, sondern mit einem Optimierungsverfahren direkt aus den Referenzdaten gelernt. *GRAINet* (Lang *et al.*, 2021) basiert auf dem *ResNet* Modell von He *et al.* (2016). Das CNN extrahiert Muster aus einer Kachel von 500x250 Pixel und schätzt eine Verteilung oder ein Skalar direkt mittels einer Regression. Einzelne Steine werden nicht explizit detektiert. Stattdessen werden globale Muster extrahiert, die mit der Zielgrösse korrelieren. *GRAINet* wurde mit drei Zielgrössen getestet:

1. Die relative Häufigkeitsverteilung (*GRAINet frequency*)
2. Die relative Volumenverteilung (*GRAINet volume*)
3. Der mittlere Korndurchmesser (*GRAINet dm*)

2.3 Evaluierung

Die drei Modelle wurden mit den folgenden zwei Strategien trainiert und getestet:

Kreuzvalidierung: Die Referenzdaten werden zufällig in zehn, disjunkte Teilmengen geteilt. Im Training stehen dann neun Teilmengen zur Verfügung (Kacheln von jeder Bank). Die Qualität wird auf der zehnten Teilmenge getestet.

Generalisierung: Um die Generalisierung für eine neue Kiesbank zu testen, stehen im Training alle Referenzdaten zur Verfügung, ausser diejenigen, die zur testenden Bank gehören.

2.4 Endprodukte

Die Resultate der Modelle *GRAINet frequency* und *volume* wurden anschliessend mit dem Ansatz nach Fehr (1987) kombiniert und damit die *KVK* sowie der dm abgeleitet. Die Methodik erlaubt dank der Vielzahl der georeferenzierten Resultate die Generierung zweier relevanten Produkte:

- I. Aussagekräftige, über die Bank gemittelte *KVK* und dm .
- II. Hochaufgelöste und grossflächige Karten der räumlichen Verteilung der dm .

3 Resultate und Diskussion

3.1 Gültigkeit der digitalisierten Referenzdaten

Bei 22 Standorten konnten die dm der Referenzdaten mit zwei bis drei im Feld aufgenommen Linienproben auf Bankebene verglichen werden (Abb. 2). Der Mittelwert der im Feld aufgenommenen dm liegt bei allen Standorten innerhalb der minimalen und maximalen dm der Referenzdaten und stimmt gut mit dem Mittelwert der digitalen Referenzdaten überein. Somit sind die digitalisierten Referenzdaten repräsentativ und zeigen keine systematischen Unterschiede zu klassischen Linienproben auf.

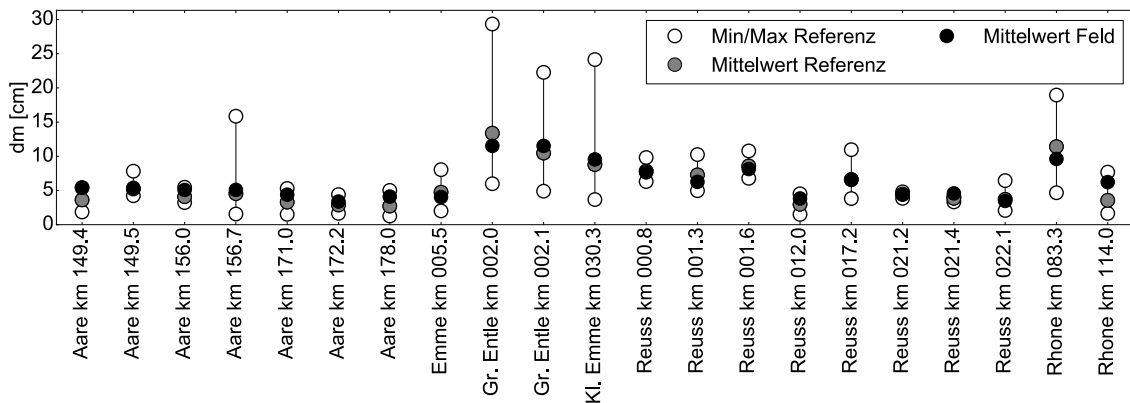


Abb. 2 Vergleich der digitalisierten Referenzdaten und der im Feld aufgenommenen Linienproben

3.2 Kornverteilungskurven

Die Qualität der mit *GRAINet frequency* und *volume* prädizierten, über die jeweilige Kiesbank gemittelten *KVK* wird an drei Standorten qualitativ vorgestellt (Abb. 3). Die Beispiele zeigen, dass mit beiden Modellen die Form der *KVK* bestimmt werden kann, wobei aber bei feineren Kiesbänken die größeren Kornklassen mit *frequency* tendenziell überschätzt werden (*Aare km 171.0 km*, Abb. 3).

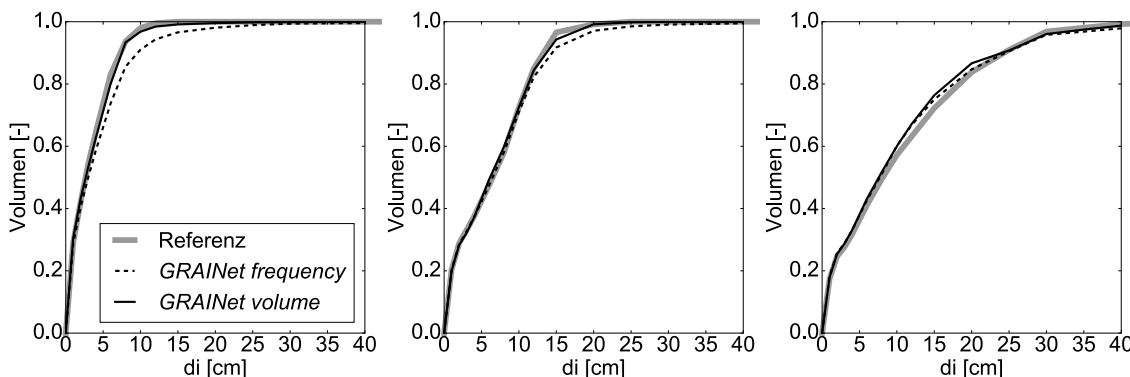


Abb. 3 Über die gesamte Bank gemittelte Kornverteilungskurve mit *GRAINet frequency* und *volume* (Kreuzvalidierung) im Vergleich zu den Referenzdaten . Von links nach rechts: *Aare km 171.0 km*, *Reuss km 017.0* und *Grosse Entle km 002.1*

3.3 Qualität des dm

3.3.1 Vergleich der drei Modelle zur Schätzung des dm

Werden die prädizierten dm den Referenzdaten gegenübergestellt (Abb. 4), so ist der mittlere Fehler (ME) bei allen Modellen innerhalb ± 1.0 cm, bzw. der mittlere absolute Fehler (MAE) < 1.5 cm, wobei die Streuung der Modelle bei grösseren dm zunimmt. So beträgt beispielsweise der MAE (*GRAINet dm*) für Kacheln mit $dm < 3.0$ cm 0.7 cm und ist deutlich kleiner als derjenige für Kacheln mit $dm > 10.0$ cm (MAE : 2.2 cm). Dies ist auf die kleinere Anzahl Referenzdaten (nur 14% > 10 cm) sowie die grössere Variabilität von gröberen KVK zurückzuführen. Die Qualität der prädizierten dm ist mit *GRAINet dm* am besten (ME : +0.02 cm, MAE : 1.05 cm), da nur dieser Ansatz mit prädizierten dm von 1.3 cm bis 24.4 cm die Bandbreite der Referenzdaten umfänglich reproduziert. Bei *GRAINet frequency* und *volume* werden die kleinen dm tendenziell über- und die grösseren dagegen unterschätzt.

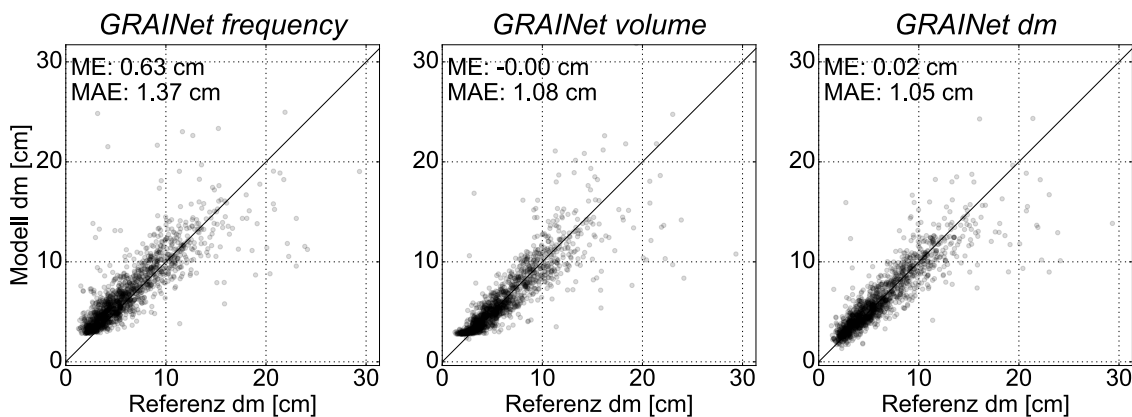


Abb. 4 Gegenüberstellung der Referenz dm und der prädizierten dm (Kreuzvalidierung)

3.3.2 Qualität des Modells im Vergleich zur menschlichen Variabilität

Da das *GRAINet dm* die besten Ergebnisse bezüglich des dm aufweist, wird die Qualität dieses Modells mit der Variabilität von fünf Experten verglichen (Abb. 5). Bei 17, zufällig ausgewählten Kacheln variiert die Standardabweichung σ zwischen 0.1 cm (*Aare km 172.2*) und 2.0 cm (*Rhone km 083.3*). Die mittlere σ beträgt 0.5 cm. Der prädizierte dm liegt bei 9 Kacheln innerhalb von 1σ und bei 12 innerhalb von 2σ . Obwohl CNNs beim Training robust gegen dieses Rauschen sind, kann bei der Schätzung einer einzelnen Linienprobe der erwartete $MAE < 0.5$ cm werden, da die Referenzwerte des Testdatensatzes ebenfalls mit diesem Rauschen behaftet sind.

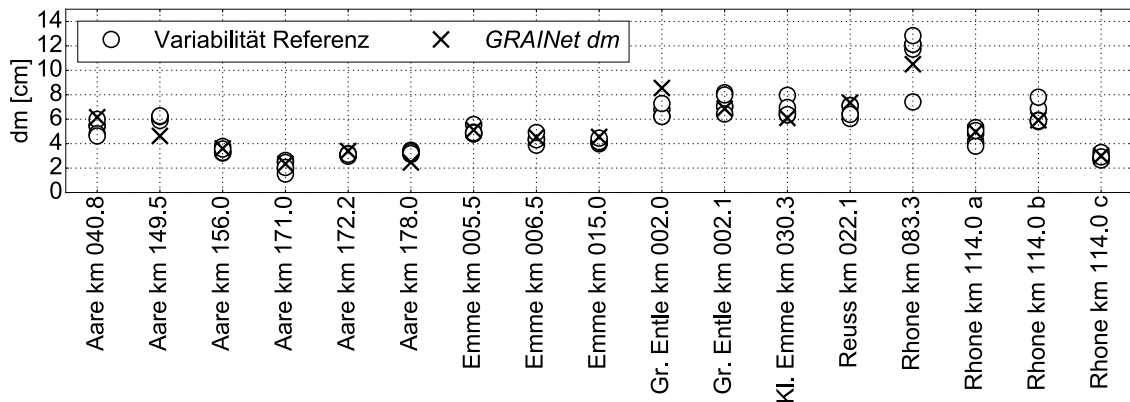


Abb. 5 Variabilität der mittleren Korndurchmesser pro Kachel, welche von jeweils fünf Experten digitalisiert wurden (Variabilität Referenz) im Vergleich zu den prädizierten *dm*

3.3.3 Analyse pro Kiesbank

Für den Aufbau und die Kalibrierung von Geschiebetransportmodellen ist eine repräsentative Beschreibung des über eine Kiesbank gemittelten *dm* relevant. Zur Beurteilung, ob *GRAINet dm* dafür verwendet werden kann, wurden die prädizierten *dm* einer Kiesbank gemittelt und demjenigen der Referenzdaten gegenübergestellt (Abb. 6).

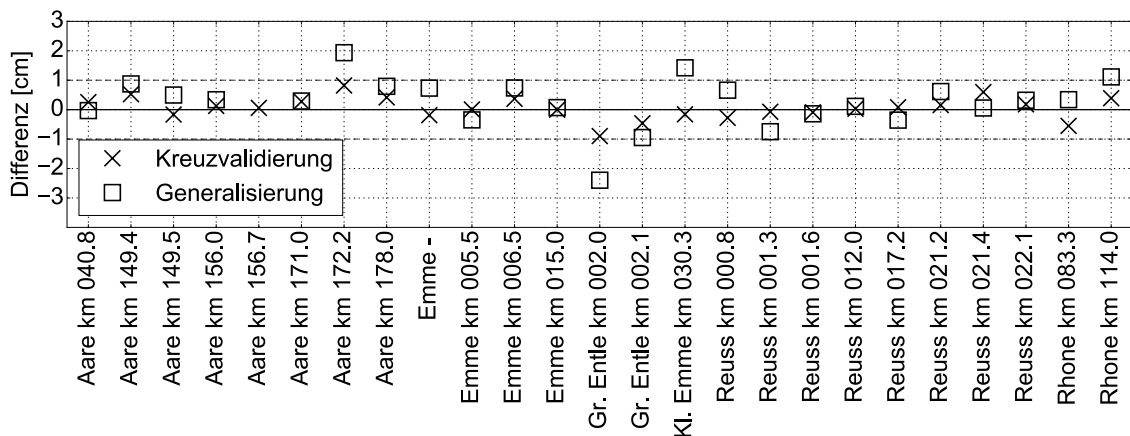


Abb. 6 Differenz zwischen des über eine Kiesbank gemittelten, mit *GRAINet dm* prädizierten *dm* und den Referenzdaten (ebenfalls über die Kiesbank gemittelt)

Kreuzvalidierung: Bei allen 25 Standorten liegt die Abweichung des über die Kiesbank gemittelten *dm* gegenüber demjenigen der Referenzdaten innerhalb von ± 1.0 cm; bei 13 Standorten (d. h. bei mehr als der Hälfte) sogar innerhalb von ± 0.2 cm. Werden die Differenzen aller Kiesbänke gemittelt, wird ein *MAE* von 0.3 cm erreicht, weshalb die Qualität als genügend beurteilt werden kann.

Generalisierung: Wenn während des Trainings die Referenzdaten der jeweiligen Kiesbank nicht gezeigt werden (Abb. 6), nimmt die Qualität der prädizierten *dm*

ab. Bei 20 Standorten liegt die Abweichung innerhalb ± 1.0 cm; bei 5 davon innerhalb von ± 0.2 cm. Ein grosser Unterschied ist bei der Bank *Aare km 156.7* zu beobachten, bei welcher die Abweichung von 0.06 cm auf 4.92 cm zunimmt. Dies ist dadurch zu erklären, dass dies die einzige Bank ist, bei welcher nasse Steine digitalisiert wurden. Dieses Beispiel verdeutlicht die Bedeutung einer möglichst grossen Variabilität der Referenzdaten, damit die Modelle auf nicht trainierten Kiesbänken angewendet werden können.

3.3.4 Erfassung der räumlichen Variabilität

Am Beispiel von drei ausgewählten Kiesbänken (Abb. 7) wird das Potenzial von *GRAINet dm* zur Kartierung der räumlichen Verteilung der *dm* vorgestellt. Bei allen Bänken kann das lückenhafte erkennbare Muster der *dm* der Referenzdaten durch die flächige Anwendung des Ansatzes verdichtet werden. Dabei werden sowohl die räumliche Variabilität innerhalb einer Bank sowie auch die Unterschiede in der Grössenordnung der *dm* zwischen den Bänken sichtbar.

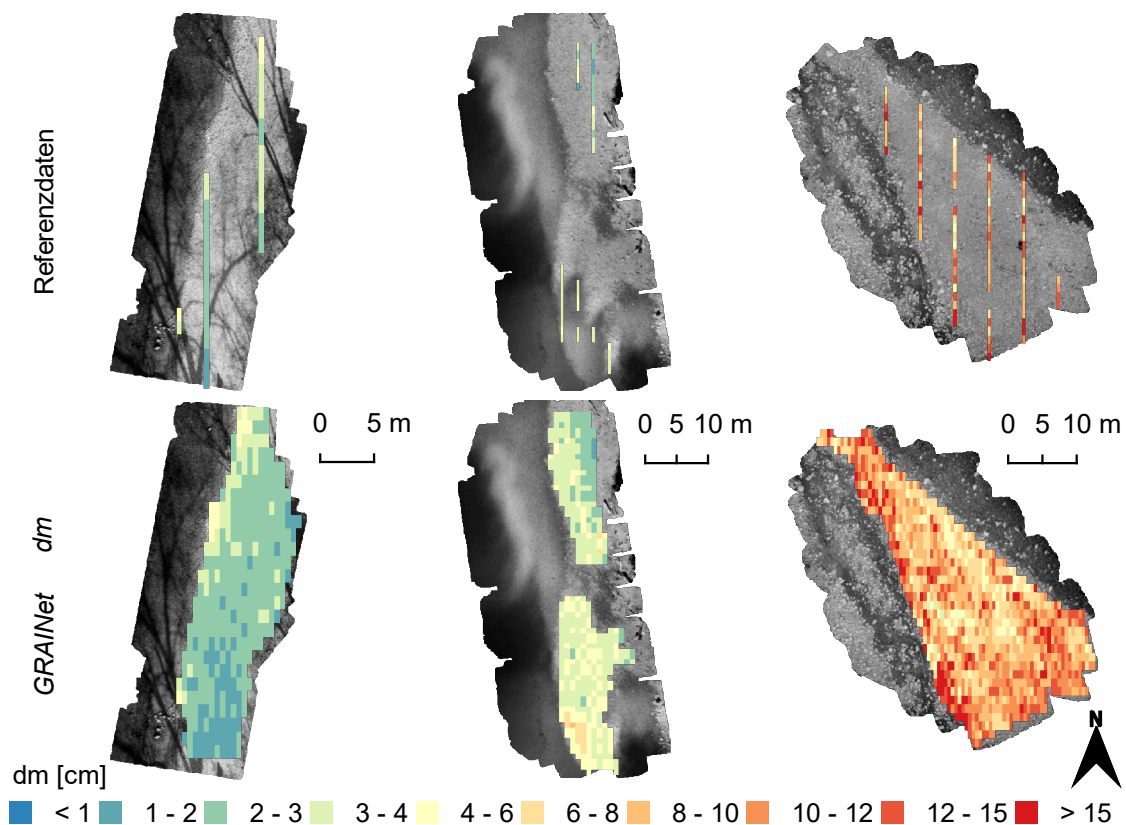


Abb. 7 Räumliche Verteilung der *dm* der Referenzdaten (oben) im Vergleich zu den prädizierten *dm* (*GRAINet dm*, Kreuzvalidierung; unten) am Beispiel der Kiesbänke *Reuss km 012.0*, *Aare km 171.0 km* und *Grosse Entle km 002.1* (v.l.n.r., Grafik digital in Farbe)

4 Zusammenfassung

Dieser Fachbeitrag stellt eine Methodik (*GRAINet*) vor, welche die automatische Bestimmung der Kornverteilung einer Kiesbank sowie die Kartierung der räumlichen Verteilung der mittleren Korndurchmesser dm über die Kiesbank mit Drohnenbildern erlaubt. Dafür wurden drei verschiedene CNN-Modelle (*GRAINet frequency*, *volume* und *dm*) mit 1'491 digitalisierten Linienproben von 25 Standorten trainiert und getestet. Während sich alle drei Modelle für die Beurteilung der über die Kiesbänke gemittelten Werte eignen, wird die Variabilität der dm über die Kiesbank mit *GRAINet dm* am besten prädiziert. Es ist vorgesehen, die Aussagequalität der Modelle durch eine Vergrößerung der Referenzdaten (insbesondere unterschiedliche Lichtverhältnisse) zu verbessern. Doch bereits heute bietet diese Methodik neue Möglichkeiten in Bezug auf die Analysen der Sedimentdynamik (z.B. bei Erfolgskontrollen) sowie bei der Kalibrierung von Abfluss- und Geschiebetransportmodellen.

Referenzen

- Lang, N., Irniger, A., Rozniak, A., Hunziker, R., Wegner, J. D., & Schindler, K. (2021). GRAINet: Mapping grain size distributions in river beds from UAV images with convolutional neural networks. *Hydrology and Earth System Sciences Discussions*, 25, 2567-2597.
- Buscombe, D. (2019). SediNet: A configurable deep learning model for mixed qualitative and quantitative optical granulometry, *Earth Surface Processes and Landforms*.
- He, K., Zhang, X., Ren, S., und J. Sun (2016). Deep residual learning for image recognition', in *IEEE Conference on Computer Vision and Pattern Recognition*.
- Detert, M., Weitbrecht, V. (2012). Automatic object detection to analyze the geometry of gravel grains - a free stand-alone tool. *River Flow 2012 - Proceedings of the International Conference on Fluvial Hydraulics*, 1:595–600.
- Fehr, R. (1987). Einfache Bestimmung der Korngrößenverteilung von Geschiebematerial mit Hilfe der Linienzahlanalyse. *Schweizer Ingenieur und Architekt*, 105(38):1104–1109.

Adressen der AutorInnen

Andrea Irniger (korrespondierende Autorin)

Roni Hunziker

Hunziker, Zarn & Partner

CH-5000 Aarau, Schachenallee 29

andrea.irniger@hzp.ch

Nico Lang, Angieszka Rozniak, Jan Dirk Wegner, Konrad Schindler

EcoVision Lab, Photogrammetry and Remote Sensing, ETH Zürich

CH-8093 Zürich, Stefano-Franscini-Platz 5

nico.lang@geod.baug.ethz.ch



Ähnlichkeit von Sohlformen bei Sand und Leichtgewichtsgranulat

Similarity of Bed Forms for Sand and Lightweight Granules

Stefan Schäfer, Yannic Fuchs, Peter Rutschmann

Kurzfassung

Die Autoren stellen eine vergleichende Untersuchung zum Transportverhalten von enggestuftem Quarzsand und ebenfalls enggestuftem Polystyrolgranulat vor, in der durch zu große Unterschiede zwischen Korngrößen und Korndichten nicht alle Forderungen der Ähnlichkeitstheorie erfüllt waren. Unter Einhaltung der Anforderungen für hydraulische Ähnlichkeit wurden unterschiedlich stark überhöhte Modellszenarien ermittelt, in einer geraden Rinne für beide Materialien sohdynamische Gleichgewichtszustände erzeugt und die räumlich-zeitliche Entwicklung der Sohltopografie mittels Laserscanning aufgezeichnet. Die aus den Messdaten generierten Sohlprofile wurden auf sich wiederholende Muster untersucht und mit Hilfe dimensionsloser Kenngrößen beschrieben. Die bisherigen Ergebnisse wiesen auf eine Übertragbarkeit der morphologischen Verhältnisse untereinander hin.

Abstract

The authors present a comparative study of the transport behaviour of narrow-graded silica sand and likewise narrow-graded polystyrene granules, in which not all requirements of the similarity theory were fulfilled due to too large differences between grain sizes and grain densities. While complying with the requirements for hydraulic similarity, model scenarios with varying degrees of superelevation were determined, dynamic equilibrium states were generated in a straight channel for both materials and the spatio-temporal development of the bed topography was recorded by laser scanning. The bottom profiles generated from the measured data were examined for repetitive patterns and described with the help of dimensionless parameters. The results obtained so far pointed to a transferability of the morphological conditions among each other.

1 Motivation

Physikalische Modelle mit Freispiegelabfluss unterliegen in den allermeisten Fällen Limitationen bei der dynamisch ähnlichen Abbildung von hydraulischen und morphologischen Prozessen, weil im Modell nicht zwischen allen wirkenden Kräften gleiche Verhältnisse wie in der Natur hergestellt werden können (Yalin und

Kamphuis, 1971; Kirkegaard *et al.*, 2011). Die Einschätzung von Kobus (1978), eine Beurteilung der erreichbaren Genauigkeit bei Modellen mit beweglicher Sohle hänge davon ab, ob Naturdaten zum Abgleich und ggf. Eichung vorhanden sind, gilt bis heute.

Je stärker ein morphologisches Modell gegenüber der Natur verkleinert ist bzw. je kleiner bereits das natürlich vorkommende Sediment ist, desto stärker können Maßstabeffekte die Modellergebnisse verfälschen. In physikalischen Modellen mit überwiegend Sand als Naturmaterial (Korngröße 0.063 bis 2 mm gemäß Einteilung nach DIN EN ISO 14688-1) ist diese Situation häufig anzutreffen, weil am Übergang von Sand zu Schluff die Kohäsivität zwischen den Einzelkörnern stark ansteigt und so eine grundlegende Veränderung der am Sedimenttransport beteiligten Prozesse bewirkt (Zanke, 1982; van Dijk *et al.*, 2013).

Um diese Maßstabeffekte zu reduzieren und dynamische Ähnlichkeit weiterhin zu gewährleisten, werden oftmals Kunststoffgranulate mit geringerer Dichte und größerem Korndurchmesser als Ersatzmaterialien verwendet. Deren Einsatz führt jedoch zu einer vertikalen Modellverzerrung sowie einer Erhöhung der Rauheit im Modell im Allgemeinen, was sich wiederum nachteilig auf die ähnliche Abbildung von Transportprozessen im Modell auswirkt (vgl. Yalin, 1971; Hughes, 1993). Quantitative Analysen sind hier i.d.R. nicht mehr möglich. Zudem bestehen enge Anwendungsgrenzen für den Einsatz von Ersatzmaterialien.

Sowohl die Auswahl der Kunststoffgranulate als auch die Anwendbarkeit von Übertragungskriterien zwischen Natur und Modell bringen Restunsicherheiten mit sich (Ettmer *et al.*, 2017). Unter anderem durch Limitationen im Versuchsbetrieb und bei der Materialbeschaffung wird die Einsetzbarkeit von Ersatzmaterialien zusätzlich eingeschränkt (vgl. Hudson *et al.*, 1979). Zudem wurden Fragen zum Einfluss von Modellverzerrung und Sedimenteigenschaften auf die Sohlentwicklung bisher nicht genau untersucht (Henry und Aberle, 2018).

Besonders wenn das Naturmaterial zu transportrelevanten Teilen aus Sand besteht und wegen dessen geringer Korngröße die erforderliche Korngröße des Ersatzmaterials immer noch klein ist (≈ 1 mm), kann die Beschaffung des Ersatzmaterials ein, insbesondere finanzielles, Hindernis darstellen. Gleichzeitig nehmen die Herausforderungen im Versuchsbetrieb mit sinkender Dichte und Korngröße des Ersatzmaterials zu, weshalb es je nach Aufgabe (z.B. bei Abscheidung und Rückgewinnung des Ersatzmaterials) betrieblich nicht mehr möglich sein kann, mit zu geringen Ersatzmaterialkorngrößen zu arbeiten.

Vor diesem Hintergrund wurde in dieser Studie das Transportverhalten eines Quarzsands mit dem eines Polystyrolgranulats verglichen und dabei eine Forderung der Ähnlichkeitstheorie vorsätzlich nicht eingehalten. Die Bedingung

$$d_r = \frac{d_N}{d_M} = \left(\frac{\rho_{S,N} - \rho_F}{\rho_{S,M} - \rho_F} \right)^{-\frac{1}{3}} = \rho'_r^{-\frac{1}{3}} \quad [1]$$

(mit Indizes r ... Verhältnis, N ... Natur, M ... Modell, S ... Feststoff, F ... Fluid) zwischen den Maßstabszahlen für die Korngrößen $d_r = 0.07$ und den Feststoffdichten unter Auftrieb $\rho'_r = 33$ war aufgrund des zu groß gewählten Ersatzmaterials nicht erfüllt. Das Ziel dieser Studie war es, die Folgen dieses methodischen Fehlers auf die Übertragbarkeit der Sohlentwicklung zu bewerten.

2 Methodik

In einem Rinnenversuch wurden Sohlformen in dynamischem Gleichgewicht von naturähnlichem Quarzsand mit denen eines Polystyrolgranulats verglichen (Abb. 1). Im Fokus stand dabei die Entwicklung der Sohlformen über die Zeit bei ansonsten konstanten Bedingungen. Die Vergleichbarkeit der Versuche wurde angelegt über einen Ähnlichkeitsansatz nach Yalin (1971) unter zu Hilfenahme von vereinfachenden Annahmen gemäß Kobus (1978). Froude'sche Modellähnlichkeit wurde in allen Versuchen eingehalten.

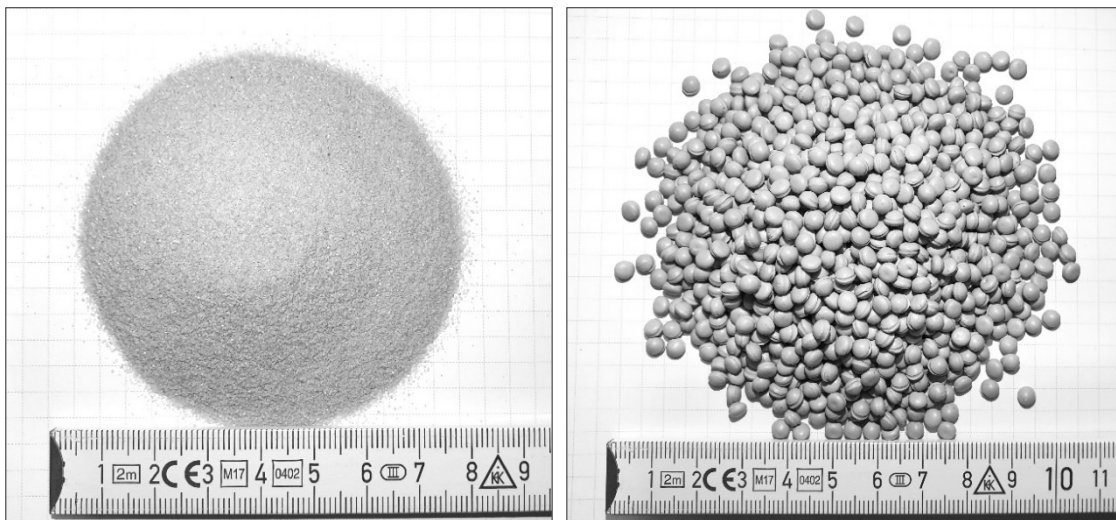


Abb. 1: Quarzsand (links), Polystyrolgranulat (rechts)

Um die ungleichen Kräfteverhältnisse in Natur (Versuche mit Sand) und Modell (Versuche mit Granulat) bei der Sohlentwicklung aufgrund der zu groß gewählten Granulatkorngröße zu kompensieren (vgl. [1]), wurde vereinfachend angenommen, dass Transport lediglich als Geschiebe stattfindet. Diese Vereinfachung erlaubte es, ρ'_r und d_r unabhängig voneinander zu definieren, erforderte aber, dass die Korn-Reynoldszahl $Re^* = u^* d / \nu > 60$ war (mit u^* ... Sohlschubspannungsgeschwindigkeit, d ... Korndurchmesser, ν ... kinematische Viskosität). Diese Bedingung ist für Sande jedoch generell schwer zu erfüllen, weil durch den kleinen

Korndurchmesser dazu mittlere Fließgeschwindigkeiten $v_m \gtrapprox 2 \text{ m/s}$ benötigt werden, die im Versuchsstand nicht eingestellt werden konnten. Bei derartig hohen Fließgeschwindigkeiten wäre die vereinfachende Annahme, dass Transport lediglich als Geschiebe stattfände, jedoch ohnehin nicht mehr gültig gewesen. Dennoch war dies die einzig sinnvolle Vereinfachung, um im Kontext eines langen Rinnenversuchs mit angestrebtem dynamischem Sohlgleichgewicht und unter Berücksichtigung der zugrundeliegenden Ähnlichkeitsannahmen angewendet zu werden. Zudem fand Transport in allen durchgeführten Versuchen bei $Re^* \ll 60$ überwiegend als Geschiebe statt.

Die Breite des Versuchsstands wurde nicht gemäß eines Längenmaßstabs variiert, sondern war aufgrund von Beschränkungen bei der Zuflusskapazität für Sand und Granulat gleich. Stattdessen wurde mit dem Durchfluss je Breitenmeter gearbeitet unter der Annahme, dass in der schmalen Rinne ($B = 0.4 \text{ m}$) eine Variation der Transportkörper über die Breite vernachlässigbar sein würde.

2.1 Untersuchung der Feststoffe

Vor den Versuchen wurden Partikelgrößen und -formen mit dynamischer Bildanalyse mittels eines CAMSIZER P4 (vgl. Kunz, 2014; Thieme *et al.*, 2017) untersucht sowie ergänzend durch klassische Siebung gemäß DIN EN ISO 17892-4:2017-04 und Messschiebermessung, um Materialzusammensetzungen und Partikelähnlichkeit über das übliche Maß genau zu beschreiben. Abb. 2 zeigt die Ergebnisse der Bildanalysen für die beiden verwendeten Materialien und zusätzlich für einen fein bis mittleren Flusssand als Referenz: Links sind Häufigkeitsverteilungen und Summenlinien dargestellt, rechts vier ausgewählte Formparameter (Wertebereich [0:1]). Der häufig verwendete Formfaktor $FF = c/(a \cdot b)^{1/2}$ (mit a ... längste Achse, b ... mittlere Achse, c ... kürzeste Achse) (vgl. Graf, 1971; Ettmer, 2007), wird für natürliche Sande mit 0.7 angegeben (ASCE, 1962). Manuelle Vermessung an 150 zufällig gewählten Granulatkörnern lieferte einen Formfaktor von 0.72.

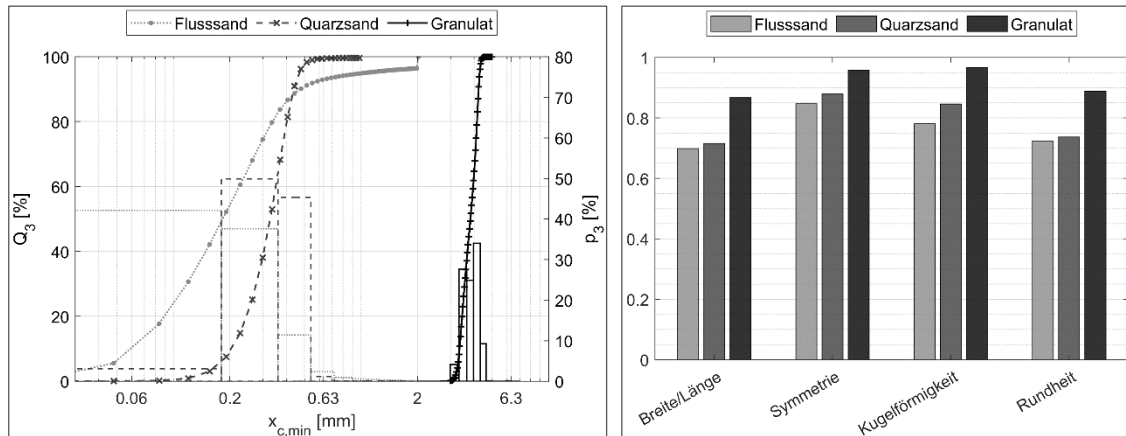


Abb. 2: CAMSIZER-Analysen der Feststoffe: Kornverteilungen (links), Formparameter (rechts)

2.2 Versuchsaufbau

Die Versuche wurden in einer 1 m hohen und 0.4 m breiten, teilweise verglasten Rinne mit 18 m Länge ($L/B = 45$) und glatten Seitenwänden (Plexiglas, lackierte Siebdruckplatten) durchgeführt (siehe Abb. 3). Am Beginn der Rinne war eine Materialzugabe installiert, um definierte Massenströme des Sohlmaterials in die Rinne geben zu können. Das Sohlmaterial wurde über Zugaberöhren unter Wasser und nah über der Sohle gleichmäßig über die Breite verteilt in die Rinne eingespült. Im ausgerundeten Übergang vom Beruhigungsbecken in die Rinne war auf dem Rinnenboden ein festes, in der Höhe verstellbares Einlaufpodest installiert, das auf die jeweilige Anfangshöhe der beweglichen Sohle am Beginn der Rinne justiert wurde. Am Ende dieses Einlaufpodests befand sich der sog. Kontrollquerschnitt, an dem während aller Versuche die Wasserspiegellage und der Massenstrom der Materialzugabe kontrolliert wurden.

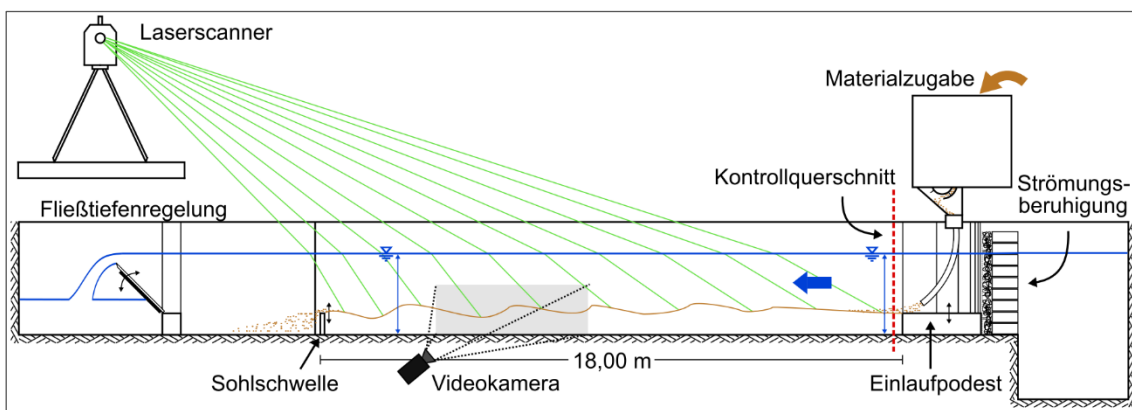


Abb. 3: Schematischer Längsschnitt, Versuchsstand

Die Versuche wurden für verschiedene Verhältnisse von Fließtiefe und Abfluss durchgeführt, ausgehend von der zu erwartenden mittleren Sohlschubspannung, solange bis sich eine dynamische Gleichgewichtssohle einstellte. Während eines

Versuchs war der Abfluss stationär und am Kontrollquerschnitt wurden sowohl die Höhe der beweglichen Sohle mit Hilfe der Materialzugabe als auch die Wasserspiegellage vom Unterwasser her konstant gehalten.

Der Massenstrom der kalibrierten Materialzugabe wurde solange an die Transportkapazität der Strömung angepasst, bis keine Veränderungen des Massenstroms mehr erforderlich waren, um die Sohlhöhe am Kontrollquerschnitt konstant auf Höhe des Einlaufpodests zu halten. Aufgrund der kontinuierlichen Materialzugabe blieb die Sohle ständig in Bewegung. Das Erreichen der dynamischen Gleichgewichtssohle wurde über die gleichbleibende Form der Transportkörper bestimmt und zusätzlich über den zeitlichen Verlauf des Wasserspiegellängsgefälles (Fließtiefenmessungen am Kontrollquerschnitt und 1,5 m oberstrom des Rinnenendes) kontrolliert.

Die bewegliche Sohle konnte sich unterhalb des Kontrollquerschnitts frei entwickeln und wurde nach Unterwasser lediglich durch eine Sohlschwelle begrenzt. Das mittlere Längsgefälle der sich einstellenden Gleichgewichtssohle war zu Versuchsbeginn unbekannt, weshalb für jedes Verhältnis von Fließtiefe und Abfluss mehrere Testläufe zur Bestimmung der erforderlichen Höhendifferenzen zwischen Einlaufpodest und Endschwelle durchgeführt wurden. Eine Beeinflussung der Sohlentwicklung konnte so weitgehend reduziert werden. Abb. 4 zeigt beispielhaft zwei Zustände während der Versuche.

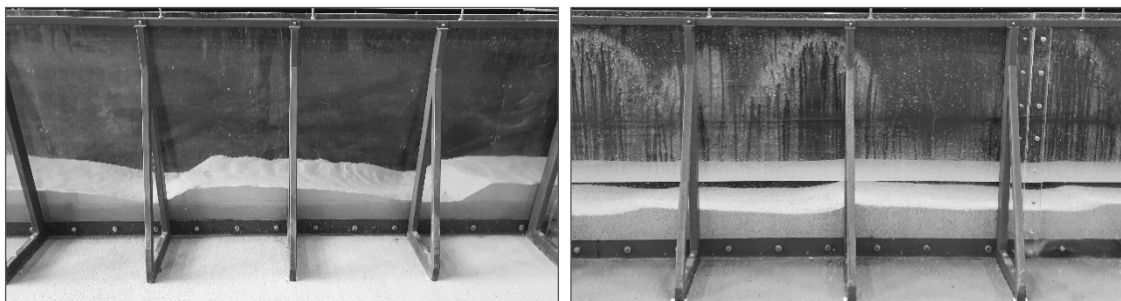


Abb. 4: Rinnensohle aus Quarzsand am Versuchsende (links) und aus Polystyrolgranulat während eines Versuchs (rechts), beispielhaft

2.3 Messverfahren

Die bewegliche Sohle wurde berührungslos mit einem terrestrischen Laserscanner (Wellenlänge = 532 nm) durch die Wasseroberfläche vermessen und die erzeugten Punktwolken mit einem Korrekturmodell für die Lichtbrechung sowie für Streuungseffekte unter Wasser nach Böcker *et al.* (2018) bereinigt (vgl. auch Friedl *et al.*, 2018). Die Messgenauigkeit der Einzelmessung lag im Bereich der Kornrauheit (1-2 mm); Ausgleichsrechnung ermöglichte es, diesen Fehler weitgehend zu kompensieren. Prinzipiell erlaubt es das Messverfahren, die Sohle

sogar bei fließendem Wasser zu vermessen, allerdings entstehen dabei an mehreren Stellen Messfehler: Eine unebene Wasseroberfläche kann die nachträgliche Brechungskorrektur am Einzelpunkt verfälschen; Zunehmende Wassertrübung erhöht die Streuung des Laserstrahls und dadurch bedingte Sekundäreffekte auf die Laserlaufzeit; Bewegungen der Sohle während der Messung führen in Abhängigkeit der Transportgeschwindigkeit zu Verzerrungen der Sohloberfläche durch die horizontale Rotation des Laserscanners.

Für alle Messungen der beweglichen Sohle wurde deshalb der Versuch in kurzer Zeit (ca. 1 min) komplett angehalten, dazu Abfluss und Sedimentzugabe simultan auf Null reduziert und die Unterwasserklappe dabei kontinuierlich angehoben, sodass der Wasserstand nahezu (± 1 cm) konstant blieb. Die beim Anhalten des Versuchs in geringem Maße auftretenden Schwall- und Sunkwellen führten besonders bei großen Transportkörpern (vorrangig bei Quarzsand) dazu, dass Transportkörperfronten zur Leeseite hin geringfügig abgerundet wurden. Ihre räumliche Gestalt veränderten die Transportkörper dabei jedoch nur unwesentlich. Eine Verzerrung der Transportkörper bei Messung im laufenden Betrieb sowie die ungenauere Detektion der Sohloberfläche durch sich bewegendende Partikel in der aktiven Transportschicht hätte einen vielfach höheren Genauigkeitsverlust zur Folge gehabt. Nach jeder erfolgreichen Messung wurde der Versuch bei gehaltenem Wasserstand in kurzer Zeit (ca. 1 min) analog zum Vorgehen während des Anhaltens wieder angefahren.

3 Ergebnisse

In allen Untersuchungen waren die Versuche mit Sand als Naturversuch definiert und die Versuche mit Granulat als Modellversuch. Im Folgenden werden die Ergebnisse eines Szenarios gezeigt, in dem die Maßstabszahlen des Versuchs mit Granulat $L_r = 40$ und $h_r = 7$ betrugen (L_r ... Verhältnis von horizontalen Längen in Natur zum Modell, h_r ... Verhältnis von Höhen in Natur zum Modell).

Die Punktwolken jeder Laserscanmessung wurden in Quer- und Längsschnitten ausgewertet und über dimensionslose Verhältniswerte räumlich beschrieben. Abb. 5 zeigt je fünf solcher Sohlängsschnitte, die jeweils demselben Laserscan zu einem bestimmten Zeitpunkt entnommen wurden. Die übereinanderliegenden Längsschnitte geben durch die verschiedenen Abstände zu den Rinnenwänden (siehe links oben in Abb. 5) einen Eindruck von der räumlichen Gestalt der Transportkörper. Es ist gut erkennbar, dass die tatsächliche Breitenvariation der Sohle bei beiden Materialien gering war.

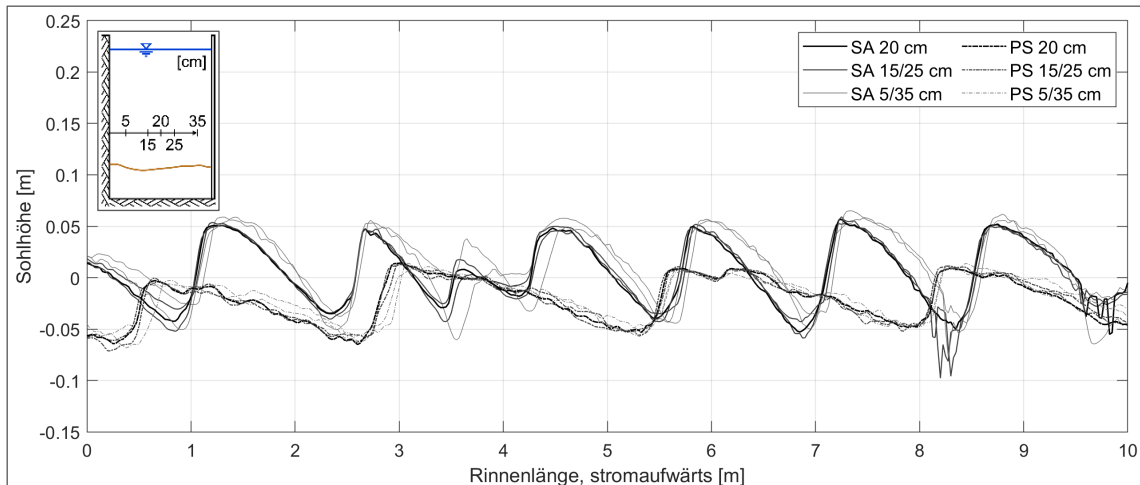


Abb. 5: Sohllängsprofile eines Naturversuchs mit Quarzsand (SA) und eines Modellversuchs mit Polystyrolgranulat (PS) in jeweils fünf unterschiedlichen Abständen zur Rinnenwand

Abb. 5 zeigt dabei die IST-Situation im Versuchsstand und gibt die tatsächlich gemessenen Sohlen wieder. Die Längsschnitte des Modellversuchs mit Granulat wurden darin nicht mit Hilfe der Maßstabszahlen auf den Naturmaßstab umgerechnet, um die räumliche Verzerrung der Transportkörper besser zeigen zu können. Bei Umrechnung der Längsschnitte auf den Naturmaßstab wären die erhaltenen Transportkörper etwa 3.5-mal höher und rund 80-mal länger als die tatsächlich gemessenen Transportkörper aus Sand.

Im Modellversuch entstanden somit deutlich zu flache Granulattransportkörper, die zudem verhältnismäßig höher waren als die Transportkörper im Naturversuch und ein etwa doppelt so hohes Wasserspiegelgefälle erzeugten. Verhältnisse H/L der vertikalen zur horizontalen Ausdehnung der Transportkörper wurden anhand der Transportkörperkronen und -täler bestimmt und waren für den Quarzsand mit $H/L \approx 0.062$ etwa 2.5-fach größer als für das Polystyrolgranulat mit $H/L \approx 0.025$.

Eine tiefergehende Analyse war mit den vorhandenen Daten bisher nicht zuverlässig möglich, weil aufgrund von Schwankungen bei der Materialzugabe eine über die Zeit konstante Sedimentzufuhr nicht hinreichend sichergestellt war. Zudem war im bisherigen Versuchsstand die Ausgangssohlhöhe nur von oben durch die Wasseroberfläche einzusehen, was zu nicht vernachlässigbaren Unsicherheiten bei deren Kontrolle führte. In Abb. 5 ist dies an der unter das Ausgangssohlniveau (Höhe 0 m) gesunkenen Granulatsohle zu erkennen.

4 Zusammenfassung und Ausblick

Die vorgestellte Vorgehensweise ermöglichte es, mit den vorhandenen Limitationen (gesondert sind hier zu nennen: Verfügbare Fließtiefe und Abfluss in der Versuchsrinne, verfügbare Feststoffe sowie Materialzugabe) eine vergleichende

Untersuchung zur Ähnlichkeit des Transportverhaltens von Quarzsand und Polystyrolgranulat anzustellen, wobei das Polystyrolgranulat eine bewusst in Kauf genommene, unmaßstäblich zu große Körnung aufwies.

Mit den Untersuchungsergebnissen sollte überprüft werden, ob eine für die verwendeten Sohlmaterialien gültige Beziehung abgeleitet werden könnte, um damit aus den Sohlformen des Ersatzmaterials auf die Sohlformen des Naturmaterials zu schließen. Diese Aufgabe konnte mit den bisher erzeugten Messdaten nicht abschließend bearbeitet werden, weil es bei der Versuchsdurchführung zu nicht vernachlässigbaren Unsicherheiten durch die Stromversorgung der Materialzugabe kam, die die Qualität der Messdaten beeinträchtigten und erst im Nachgang mit Hilfe der hochaufgelösten Messdaten aus dem Laserscanning identifiziert werden konnten.

Besonders durch die geringe Varianz der einzelnen Transportkörper untereinander und für beide Sohlmaterialien lässt sich aus den vorhandenen Ergebnissen dennoch auf eine generelle Vergleichbarkeit der verwendeten Materialien schließen. Sobald die Mängel am Versuchsstand behoben und anhand der noch zu erzeugenden Messdaten die ausstehenden Analysen durchgeführt wurden, soll in weiteren Untersuchungen bewertet werden, wie sich die Übertragbarkeit der Sohlformen bei Verwendung eines anderen, ebenfalls nicht ähnlich skalierten Ersatzmaterials sowie bei Verwendung eines ähnlich skalierten Ersatzmaterials gestaltet.

Referenzen

- ASCE (1962). Sediment Transportation Mechanics: Introduction and Properties of Sediment. Journal of the Hydraulics Division, HY 4.
- Böcker, S., Wiedemann, W., Schlagenhauser, M. (2018). Using TLS to determine river bottom topography, München (unveröffentlicht).
- van Dijk, W.M., van de Lageweg, W.I., Kleinhans, M.G. (2013). Formation of a cohesive floodplain in a dynamic experimental meandering river. Earth Surface Processes and Landforms, 38, 1550–1565.
- Ettmer, B. (2007). Physikalische Modellierung von Kolkprozessen. In Wasserbauliches Versuchswesen, Bundesanstalt für Wasserbau: Karlsruhe, 107-118.
- Ettmer, B., Hentschel, B., Orlik, S. (2017). Geschiebetransport im gegenständlichen Modell: Neue Ansätze zur naturähnlichen Abbildung komplexer morphodynamischer Prozesse. In Kolloquium Wasserbauliche Herausforderungen an den Binnenschiffahrtsstraßen, Bundesanstalt für Wasserbau: Karlsruhe, 73–78.
- Friedl, F., Schneider, J., Hinkelammert, F., Weitbrecht, V. (2018). Through-water terrestrial laser scanning in hydraulic scale models: proof of concept, Journal of Hydraulic Research, 56:4, 551-559.
- Graf, W.H. (1971). Hydraulics of Sediment Transport. McGraw-Hill Book Comp.

- Henry, P.-Y., Aberle, J. (2018). Protocols for scaling morphodynamics in time. Zenodo.
- Hudson, R.Y., Herrmann, F.A.Jr., Soger, R.A., Whalin, R.W., Keulegan, G.H., Chatham, J., Hales, L.Z. (1979). Coastal Hydraulic Models. U.S. Army Corps of Engineers Coastal Engineering Research Center.
- Hughes, S.A. (1993). Physical models and laboratory techniques in coastal engineering. World Scientific: Singapore.
- Kirkegaard, J., Wolters, G., Suterhland, J., Soulsby, R., Frostick, L., McLelland, S., Mercer, T., Gerritsen, H. (2011). Users guide to physical modelling and experimentation. CRC Press: Boca Raton u.a.
- Kobus, H. (1978). Wasserbauliches Versuchswesen. Deutscher Verband für Wasserwirtschaft.
- Kunz, K. (2014). Kornformbeurteilung mit dem optischen Partikelmessgerät „Camsizer®“. Bundesanstalt für Straßenwesen: Bergisch Gladbach.
- Thieme, R., Tomás, M., Fernandez-Steege, T. (2017). Quantitative Bestimmung des Einflusses des Rundungsgrades auf die innere Reibung nichtbindiger Lockergesteine. In Fachsektionstage Geotechnik 2017, Würzburg.
- Yalin, M.S. (1971). Theory of Hydraulic Models. Macmillan: London.
- Yalin, M.S., Kamphuis, J.W. (1971). Theory Of Dimensions And Spurious Correlation. Journal of Hydraulic Research, 9(2), 249–265.
- Zanke, U. (1982). Grundlagen der Sedimentbewegung. Springer: Berlin, New York.

Adressen der Autoren

Stefan Schäfer (korrespondierender Autor)

Yannic Fuchs, Prof. Dr. Peter Rutschmann

Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München (TUM)

D-82432 Walchensee, Obernach 15

stefan.schaefer@tum.de



Das Potential der Full-Waveform-Prozessierung topo-bathymetrischer LiDAR-Daten

The potential of applying full waveform processing on topo-bathymetric LiDAR data

Wolfgang Dobler, Frank Steinbacher, Ramona Baran, Werner Benger, Wolfgang Leimer

Kurzfassung

Moderne topo-bathymetrische Laserscanner (grüne Wellenlänge mit 532nm) speichern neben der diskreten Punktwolke aus der Online-Waveform-Prozessierung (OWP) auch die zeitgleich aufgezeichneten gesamten Full-Waveform-Daten (FWF) ab. Bei der luftgestützten Gewässervermessung unter Verwendung entsprechender Sensoren wie beispielsweise dem VQ880G von Riegl LMS liefern die FWF-Daten zusätzliche, intrinsische Informationen, die einen vertieften Einblick in die Geometrie der Sohle erlauben. Der besondere Fokus liegt dabei in jenem Bereich der Sohle, der in den OWP-Daten teilweise eben nicht mehr erfasst werden kann. In unserer Software HydroVISH ist nun eine komplette Prozessierungskette zur FWF-Analyse topo-bathymetrischer Daten implementiert. Diese beginnt bei der direkten räumlichen Verknüpfung und Visualisierung der diskreten OWP-Punkte mit den zugehörigen FWF, um das Potenzial einer detaillierten FWF-Analyse für einen betreffenden Datensatz einfach einschätzen zu können. Im Weiteren kann eine einfache Vorklassifizierung des Wasserkörpers mittels e-Funktionsfitting der FWF durchgeführt werden, da Licht im Wasser exponentiell gedämpft wird. Dabei können im Idealfall Wasseroberflächensignale von Sohlsignalen getrennt werden. Um aus der FWF weitere Sohlpunkte zu extrahieren, wird ein Waveform-Stacking durchgeführt, um das Signal-Rausch-Verhältnis zu verbessern. Anschließend werden dann mit dem Gradienten der FWF und einem variablen Schwellenwert Peaks in der FWF gesucht und in 3D-Punktkoordinaten überführt. Es sind zudem weitere FWF-Analyseansätze in HydroVISH verfügbar, z.B. Entfaltung der FWF mit der Systemwelle über die Nutzung des Wiener-Filter u.ä. In einem Forschungsprojekt mit den bundesdeutschen Wasserbehörden (WSV, BfG & BAW) wurde für einen Abschnitt der Elbe das Potential der FWF-Analyse für die Gewässervermessung insbesondere hinsichtlich größerer Eindringtiefen und damit einer Verbesserung der räumlichen Sohlbedeckung evaluiert. An der Elbe konnten dabei die nominelle Eindringtiefe

von 1.5 m (OWP) auf 2 m (mit FWF) verbessert sowie die Abdeckung der Sohle um 20-30 % erweitert werden.

Abstract

Modern topo-bathymetric laser scanners (green wavelength of 532 nm) do not only record the discrete point cloud based on online-waveform-processing (OWP) but also the simultaneously acquired full-waveform data (FWF). When such sensors as the VQ880G (Riegl LMS) are used for airborne hydromapping purposes, the FWF data contain additional intrinsic information to gain an extended insight into the geometry of the water ground. In this context, the focus is laid on that part of the bathymetry, which cannot be detected in the OWP data. In our software HydroVISH, we implemented a complete processing chain for the FWF analysis of topo-bathymetric LiDAR data. The direct spatial connection and visualization of the discrete OWP points and associated FWF allows for a simple evaluation of the FWF analysis potential regarding a specific dataset. Furthermore, a simple pre-classification of the waterbody can be performed using e-function fitting concerning the FWF, because light is exponentially damped in water. In the ideal case, signals from the water surface can be separated from those of the water ground. For extracting additional water ground points, a waveform stacking is applied to improve the signal-to-noise-ratio, and using the gradient of the FWF with a variable threshold, peaks within the FWF are detected and converted to 3d point coordinates. Further FWF-analysis approaches, such as deconvolution of the FWF with the system wave using the Wiener filter, are available in HydroVISH. For a joined research project with the German water authorities (WSV, BfG & BAW), the potential of the FWF analysis was evaluated for a section of the Elbe river especially concerning the improvement of penetration depth and thus the spatial coverage of water ground detection. For the Elbe river, the penetration depth increased from 1.5 m (OWP) to 2 m (FWF), and the spatial coverage was improved by 20-30%.

1 Einleitung

Während eines topo-bathymetrischen Laserscanflugs (Steinbacher & Aufleger, 2013) verarbeitet die OWP des Riegl-Lasers VQ880G in Echtzeit die FWF zu geometrischen Koordinaten. Da die Aufnahmefrequenz 550 kHz beträgt, können bei der OWP keine rechenintensiven Auswertelgorithmen angewendet werden, um möglichst viele Objekte im Zielgebiet zu erfassen und als Punktkoordinaten auszugeben. Hier bietet die nachträgliche Offline-Prozessierung (Guenther *et al.*, 2000) die Möglichkeit für eine genauere Auswertung. Der Fokus der Auswertung liegt hier vor allem auf größeren Wassertiefen und einer höheren Punktdichte in tieferen Bereichen, in der die OWP nur geringe oder keine Sohlpunkte ausgibt.

Einzelne Schritte für die zusätzliche FWF-Auswertung werden im Folgenden dargestellt und sind Bestandteil einer fertig implementierten Prozessierungskette in der Software HydroVISH.

2 Voruntersuchung der FWF

Die Offline-Prozessierung macht nur dann Sinn, wenn in den FWFs optisch ein Bodensignal zu erkennen ist. Hierfür werden mit dem Softwarepaket HydroVish der AHM GmbH (Derivat von Vish; Benger *et al.*, 2007) alle FWFs entlang ihrer Richtungsvektoren gerendert. In Abbildung 1 ist dabei klar zu erkennen, dass über die OWP nicht alle Sohlpunkte in Koordinaten umgesetzt wurden und eine vertiefende Analyse der FWFs sinnvoll ist.



Abb. 1: Oben: Querschnitt entlang der Elbe aus der OWP. Unten: Gerenderte FWFs entlang der Strahlrichtung. Sohlpeaks sind sichtbar, die wesentlich mehr umfassen als in der OWP.

3 Vorklassifizierung des Wasserkörpers

Der vom Flugzeug aus emittierte Laserpuls wird als erstes an der Luft-Wasser-Grenze teilweise reflektiert. Diese Reflexion ist meistens ein markanter Peak in der FWF und hängt vom Einfallswinkel und der Rauigkeit der Wasseroberfläche durch Wellenbildung ab. Das restliche Laserlicht, das in den Wasserkörper eindringt, wird exponentiell gedämpft (Petzold, 1972). Wenn genügend Laserlicht bis zur Sohle vordringt, ist ein zweiter -vor allem bei tieferen Gewässern- wesentlich kleinerer Peak in der FWF zu finden. Der Amplitudenverlauf im Wasserkörper folgt dem Lambert-Beer'schen Gesetz:

$$A_s = A_0 e^{-\kappa s} \quad [1],$$

wobei A_s die Amplitude, s der Weg der FWF, A_0 die Anfangsamplitude und κ der Dämpfungskoeffizient ist. Durch umformen erhält man κ :

$$-\ln\left(\frac{A_s}{A_0}\right) \frac{1}{s} =: \kappa(s) \quad [2].$$

Mit Gleichung (2) wird für jede Amplitude der FWF ein κ berechnet und aus der Funktion $\kappa(s)$ der Median für κ als repräsentativer Wert für die diskret gegebenen Werte s verwendet. Beispielhaft wurde in Abbildung 2 das Einpassen der e-Funktion in eine FWF des Wasserkörpers dargestellt. Als Kriterium für ein erfolgreiches Einpassen der e-Funktion wird die integrierte absolute Differenz zwischen Amplitude A_s und dem dazugehörigen Wert aus der e-Funktion verwendet. Mit einem Schwellwert für die Differenz wird dann festgelegt, ob es sich hier um einen Wasserkörper handelt (Abb. 3).

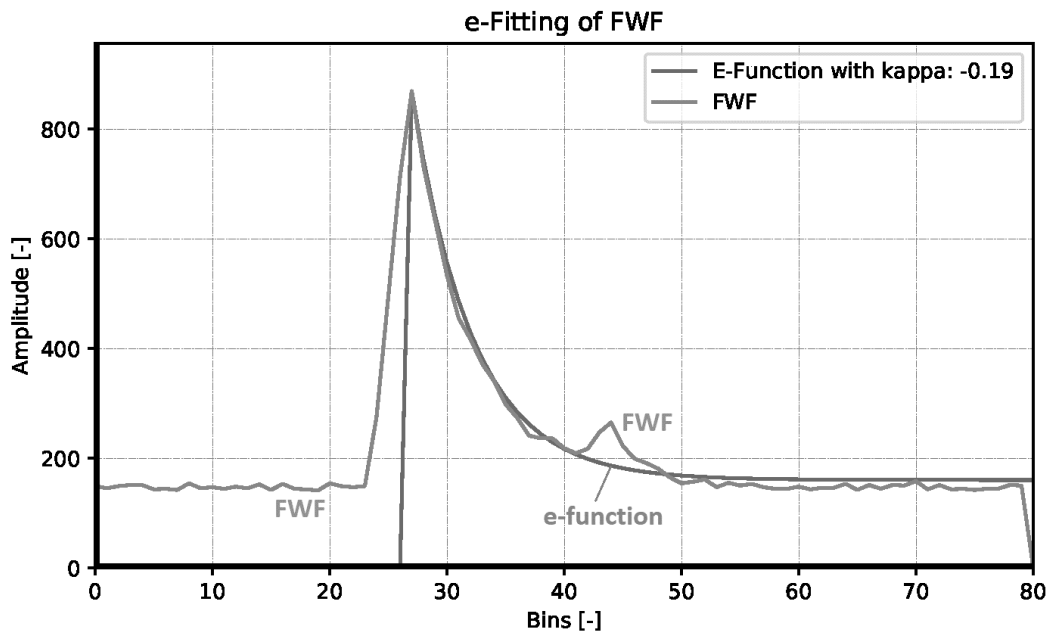


Abb. 2: Eingefügte e-Funktion am größten Peak der FWF.

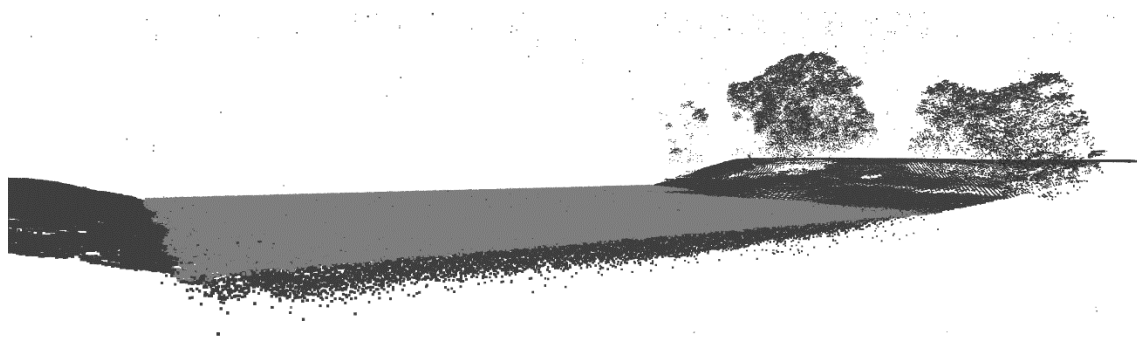


Abb. 3: Klassifizierung des Wasserkörpers in perspektivischer Ansicht (aufgrund eines Schwellwertes für die Abweichung vom exponentiellen Verlauf der FWF-Amplitude: schwarz kein Wasserkörper (Vorland & Vegetation); dunkelgrau (letzter Peak in FWF) bzw. hellgrau (erster Peak in FWF) in der Bildmitte ist Wasserkörper).

4 Stapelung von benachbarten FWF

Die Sohlpeaks einer FWF sind zumeist nur gering ausgeprägt, z.B. in größeren Wassertiefen oder bei starker Trübung. Die Amplitudenhöhe dieser Sohlpeaks ist dann nur geringfügig größer als das Rauschen. Um das Signal-Rausch-Verhältnis zu verbessern, wird eine Stapelung von Wellenformen durchgeführt (Stilla *et al.*, 2007). Dabei werden benachbarte Wellenformen (max. Entfernung 25 cm, ähnlicher Richtungswinkel) addiert und ein Mittelwert gebildet. Zusätzlich werden die FWFs zum Hauptpeak verschoben. Es werden nur solche FWFs für die Stapelung berücksichtigt, die vorab als Wasserkörper klassifiziert worden sind (Abb. 4 oben). Im Ergebnis erhält man eine gemittelte FWF, wobei diese FWF (Abb. 4 unten) dann einen rauschverminderten Verlauf sowie zwei prominente Peaks aufweist (Übergang Luft/ Wasser & Sohlpeak) gegenüber der Referenz-FWF (Abb. 4 unten).

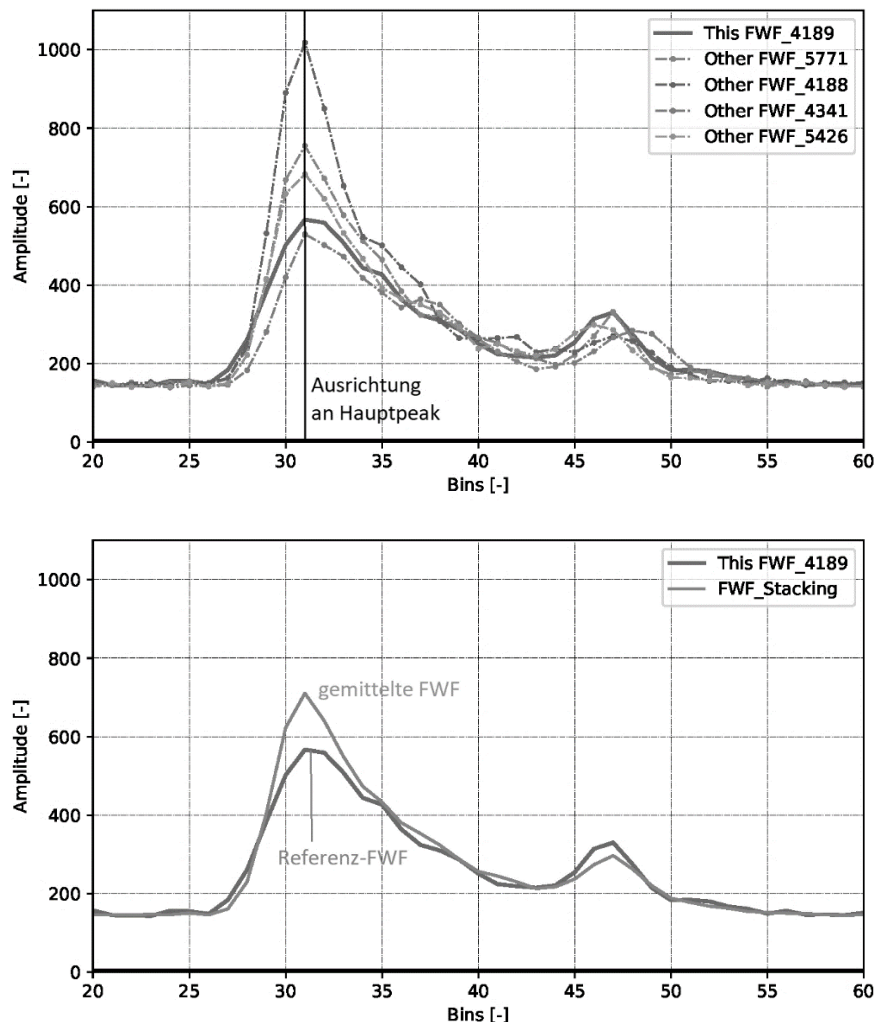


Abb. 4: Oben: Mit der Referenz-FWF (Nr. 4189, dicke Linie) werden benachbarte FWFs gesucht (strichpunktierte Linien) und entlang des Hauptpeaks ausgerichtet. Unten: Die gemittelte FWF weist einen ruhigeren Verlauf auf als die Referenz-FWF.

5 Peak-Detektion in FWF

Aus den FWFs werden Punktkoordinaten abgeleitet. Der verwendete Algorithmus basiert auf dem Gradientenfeld der FWF, in dem abhängig von einem Schwellwert Peaks detektiert werden. Der Schwellwert wird zudem in tieferen Gewässern geringer angesetzt, um auch die schwach ausgeprägten Sohlpeaks zu detektieren (Abb. 5).

Im Vergleich zeigt sich, dass über die OWP der Beginn der Sohle angezeigt wird, weiter Richtung Flussmitte werden jedoch keine Sohlpunkte mehr detektiert (Abb. 6). Mit der Gradientenauswertung der FWF werden mehr Sohlpunkte gefunden, auch wenn noch ein deutliches Rauschen um die Sohle vorhanden ist. Wesentlich besser ist die Auswertung mit zusätzlicher Stapelung der FWFs, bei der ein geringeres Rauschen zu erkennen ist (Abb. 6). Für die erweiterte FWF-Auswertung in HydroVISH über die Entfaltung mit der Systemwelle, u.a. mit dem Algorithmus nach Richardson-Lucy (Wu *et al.*, 2011), ist soweit keine wesentliche Verbesserung zu erkennen, auch wenn tendenziell das Rauschen etwas geringer ist.

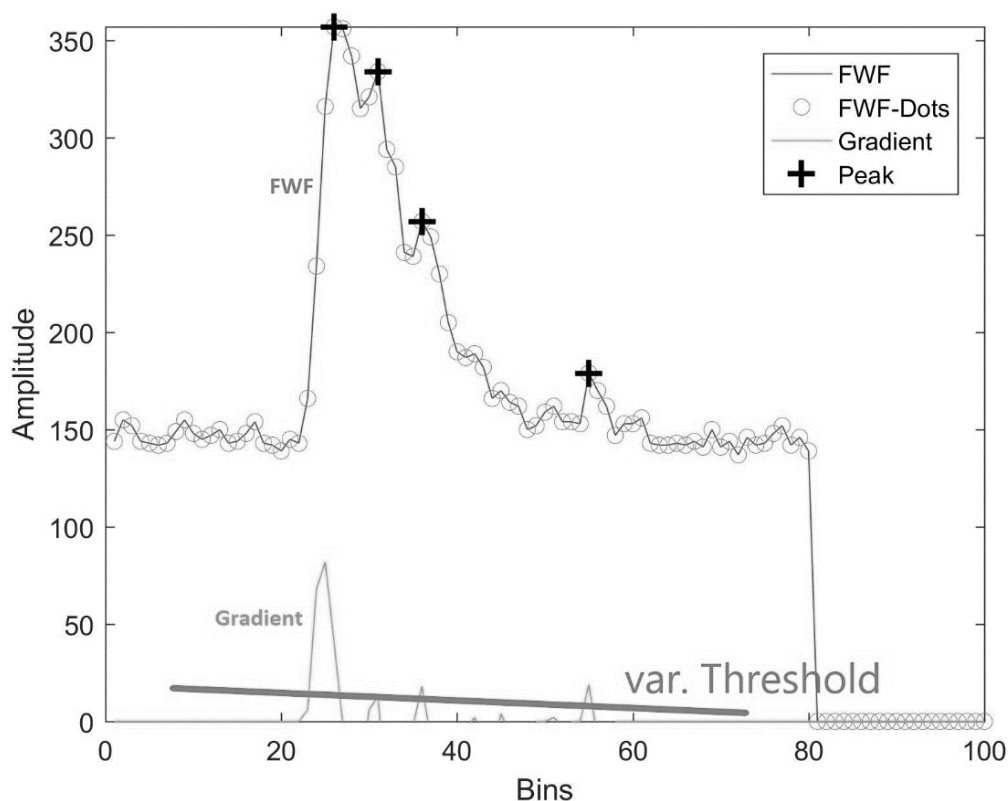


Abb. 5: Mit einem variablen Schwellwert werden im Gradientenfeld der FWF Peaks detektiert.

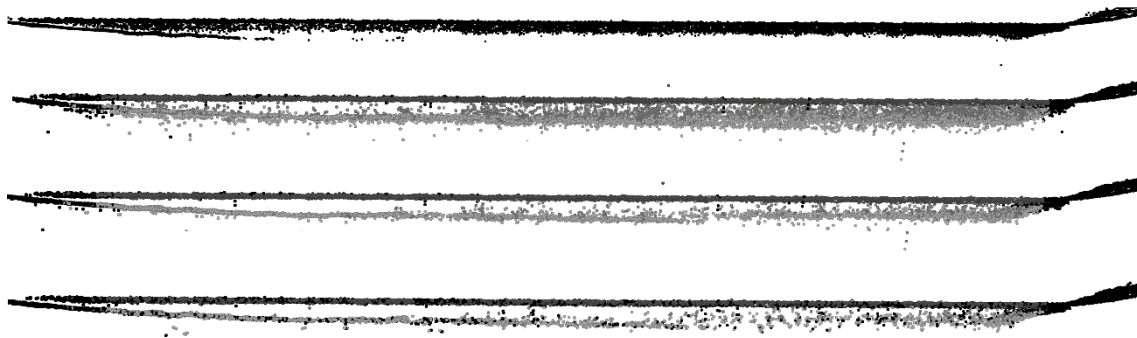


Abb. 6: Vergleich der OWP mit den verschiedenen FWF-Auswertemethoden in der Reihenfolge von oben nach unten: online; Peak Detection; Peak Detection + Wave Stacking; Peak Detection + Wave Stacking + RL Deconvolution.

6 FWF-Ergebnisse für die Elbe

Mit der gezeigten Vorgehensweise wurden die FWF-Daten eines 20km langen Abschnittes der Elbe bei Klöden inklusive einiger Nebengewässer ausgewertet. Die Befliegung erfolgte am 07. September 2015 unter Verwendung des VQ880G. Die Daten der OWP wurden bereits im Rahmen eines Pilotprojektes zur DGM-W-Modellierung verwendet (für WSA, BFG & BAW). Es wurden FWFs für 18 Streifenpaare (Vor- & Rückstreifen) ausgewertet. An Hand dieser Auswertung wird der Mehrgewinn durch die nachträgliche Offline-Prozessierung der FWF mehr als deutlich (Abb. 7). In einem Profilschnitt wurden zudem die klassifizierte FWF-Sohlpunkte den OWP-Sohl- und den Echolotpunkten aus 2015 gegenübergestellt (Abb. 8). Lücken zwischen den OWP-Geländepunkten und Echolot 2015 werden mit den FWF-Sohlpunkten geschlossen bzw. deren Größe wird deutlich reduziert. Zudem zeigt sich bei visueller Betrachtung eine gute Übereinstimmung zwischen FWF-Sohle und Echolot 2015 (Abb. 8) und die Differenz zwischen FWF-Sohle und Echolot 2015 weist eine Standardabweichung von 9 cm auf (Abb. 9). Insgesamt betrachtet konnten an der Elbe die nominelle Eindringtiefe von 1.5 m (OWP) auf 2 m (mit FWF) erhöht sowie die räumliche Abdeckung der Sohle um 20-30% verbessert werden.

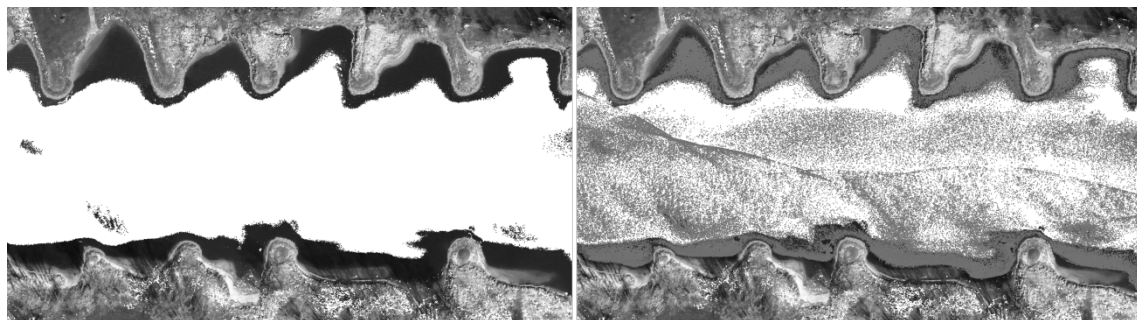


Abb. 7: Draufsicht Elbe. Links: Sohl- und Bodenpunkte aus der OWP. Rechts: Sohlpunkte aus der FWF-Prozessierung in hellgrau.

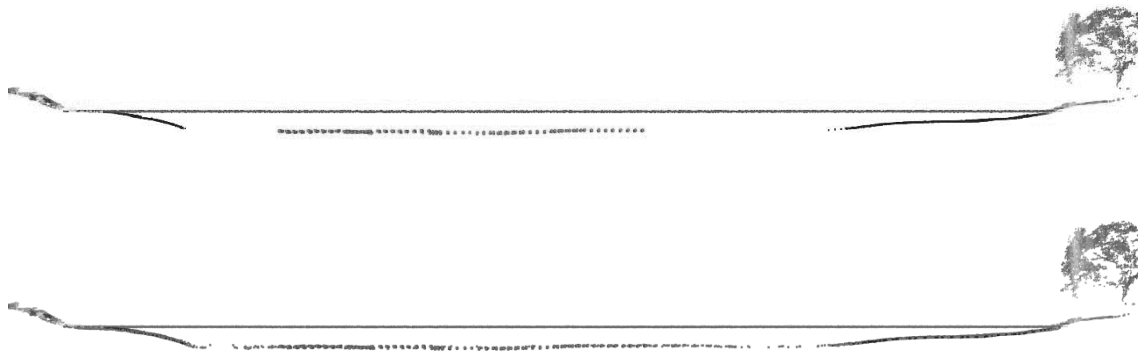


Abb. 8: Oben: Elbe-Querschnitt mit OWP-Punkten (Gelände & Vegetation) eingefärbt nach RGB sowie Wasserspiegel und Echolot 2015 in der zentralen Fahrrinne (oben). Unten: Zum Vergleich zusätzlich dargestellt sind die klassifizierten FWF-Sohlpunkte.

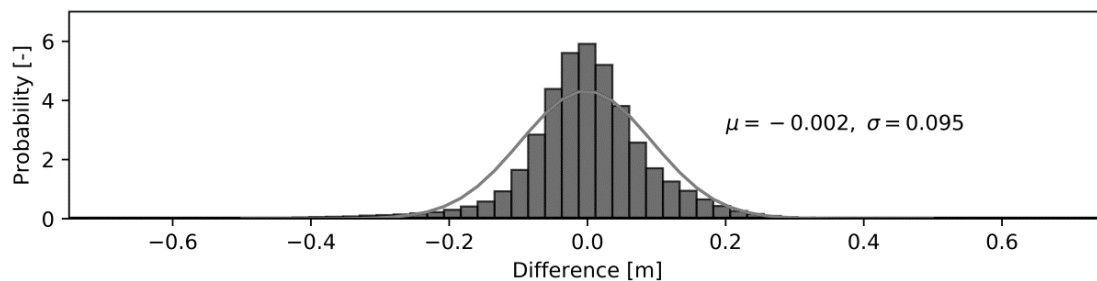


Abb. 9: Differenzen zwischen den Echolot-Daten 2015 und FWF-Sohlpunkten an der Elbe haben eine Standardabweichung von 9 cm.

Referenzen

- Benger, W., Ritter, G., & Heinzl, R. (2007). The Concepts of VISH. In 4. High-End Visualization Workshop, Obergurgl, Tyrol, Austria, June 18-21, 2007 (pp. 26–39). Berlin, Lehmanns Media-LOB.de.
- Guenther, G.C., Cunningham, A.G., Larocque, P.E., & Reid, D.J. (2000). Meeting the Accuracy Challenge in Airborne Lidar Bathymetry. EARSel EProceedings.
- Petzold, T. (1972). Volume Scattering Functions for Selected Ocean Waters. Scripps Institution of Oceanography. <https://doi.org/10.5811/westjem.2013.7.18472>
- Steinbacher, F., & Aufleger, M. (2013). Airborne hydromapping: A new approach to manage hydraulics, morphology and ecology. International Journal on Hydropower and Dams, 20, 74–77.
- Stilla, U., Yao, W., & Jutzi, B. (2007). Detection of weak laser pulses by full waveform stacking. International Archives of Photogrammetry, Remote Sensing and Spatial Information Sciences.
- Wu, J., Van Aardt, J.A.N., & Asner, G.P. (2011). A comparison of signal deconvolution algorithms based on small-footprint LiDAR waveform simulation. IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing. <https://doi.org/10.1109/TGRS.2010.2103080>.

Adresse der AutorInnen

Dr. Wolfgang Dobler (korrespondierender Autor)

DI Frank Steinbacher, Dr. Ramona Baran, Dr. Werner Bengler, Wolfgang Leimer

Airborne HydroMapping GmbH

A-6020 Innsbruck, Feldstr.1b

w.dobler@ahm.co.at



Netzoptimierung mit CFL-Bedingung

Optimizing Meshes with CFL-Condition

Cornel Beffa, Michel Cuska

Kurzfassung

Räumlich hochauflösende 2D-Simulationsmodelle über längere Gerinnestrecken und Zeiträume haben sich für eine Vielzahl von Anwendungen im Fluss- und Wasserbau etabliert. Die Nichtlinearität der Strömungsgleichungen führt dabei oft – sowohl bei expliziten wie impliziten Verfahren – zu kurzen Zeitschritten und in der Summe zu langen Rechenzeiten. Mittels Parallelisierung ist eine Reduktion der Simulationszeiten möglich. Die Performance lässt sich aber auch modellseitig verbessern, denn in der praktischen Anwendung zeigt sich: Oft limitieren einige wenige Rechenzellen die zulässige Zeitschrittlänge. Lokale Netzanpassungen erlauben es, die Zeitschrittlänge zu erhöhen und damit die Rechenzeit zu reduzieren – notabene ohne relevante Einbusse in der Genauigkeit und Investition in teure Hardware. Im Beitrag wird eine mögliche Umsetzung dieser Netzoptimierung vorgestellt und die praktische Anwendung des Verfahrens anhand eines Beispiels aufgezeigt.

Abstract

2D-models for flows in open channels are widely used also for large areas and fine meshes. Using explicit numerical schemes can result in long computing time which makes modelling work uncomfortable. Often a small number of cells e.g. in deep scours or reservoirs are limiting the time step for all other mesh cells. An optimization of the mesh geometry could be useful to avoid this limitation.

The method presented starts with a coarse mesh that is refined gradually considering the CFL-condition up to a user specified step size. The Delaunay triangulator used allows to retain break lines and holes in the mesh. Besides the reduction of the calculation time – by factor 5 in the test case – the approach allows to estimate the calculation time in advance and therefore gives back more control to the modeler.

1 Einleitung

Simulationen basierend auf den tiefengemittelten Flachwassergleichungen bilden eine wichtige Grundlage für die Bearbeitung von fluss- und wasserbaulichen Fragestellungen. Die Nichtlinearität der Strömungsgleichungen und das abwech-

selnde Benetzen und Trockenfallen von Teilflächen stellen dabei hohe Ansprüche an die numerischen Verfahren und sind oft für die Wahl der Zeitschrittlänge limitierend. Implizite Verfahren, welche theoretisch auch für grössere Zeitschritte stabil sind, können ihre Vorteile deshalb nur begrenzt ausspielen. In der Praxis haben sich explizite Verfahren verbreitet, welche einfacher zu programmieren sind und weniger Ressourcen benötigen. Ihr Nachteil: Die Zeitschritte können extrem klein werden, was die Rechenzeiten stark ansteigen lässt. Die Lösung wird meist im Einsatz sehr leistungsfähiger Hardware gesucht (Mehrkernprozessoren, GPU). Wie die folgenden Ausführungen zeigen werden, ist häufig bereits bei der Netzerstellung ein erhebliches Optimierungspotential vorhanden.

2 CFL-Bedingung

Ein kurzer Exkurs soll die grundsätzliche Problematik bei der Wahl der zulässigen Zeitschrittlänge beleuchten. Die Flachwassergleichungen beschreiben den Impulstransport in der Strömung. Deren Eigenschaften lassen sich vereinfacht anhand der Konvektionsgleichung

$$u_t + \lambda u_x = 0 \quad [1]$$

untersuchen, mit u = Wellenhöhe und λ = Wellengeschwindigkeit. Die Subskripts bezeichnen die Ableitungen nach der Zeit t und dem Ort x . Diese Gleichung soll numerisch gelöst werden für die diskrete Variable $u_i^n = u(x_i, n\Delta t)$. Verwendet wird ein explizites Upwind-Schema erster Ordnung gemäss

$$u_i^{n+1} = u_i^n - \sigma(u_i^n - u_{i-1}^n) \quad \text{mit} \quad \sigma = \lambda \frac{\Delta t}{\Delta x} \quad [2]$$

Der einzige verbleibende Parameter in dieser Gleichung wird als Courant-Zahl σ bezeichnet. Um das Verhalten dieses Schemas zu untersuchen, wird die Konvektion einer dreiecksförmigen Welle betrachtet (Abb. 1).

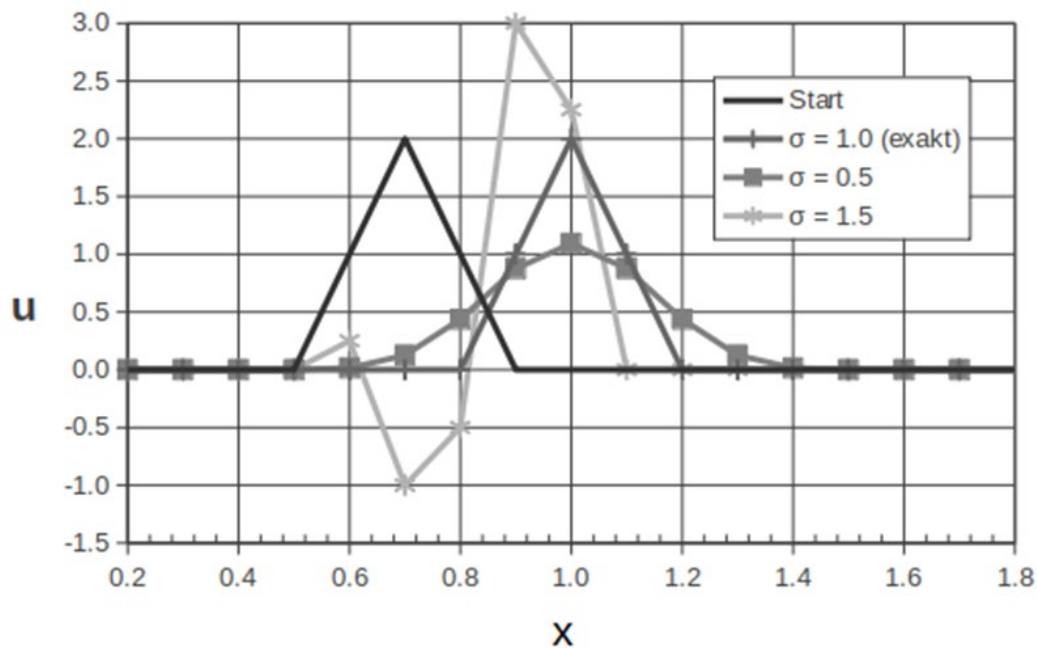


Abb. 1: Numerische Lösung der Konvektionsgleichung für unterschiedliche Courant-Zahlen (nach 3 Zeitschritten)

Je nach Grösse der Courant-Zahl entwickelt sich die numerische Lösung sehr unterschiedlich:

- 1.0: Es wird die exakte Wellenform reproduziert.
- 0.5: Die Welle flacht ab und dehnt sich aus; das Schema weist eine hohe numerische Diffusion auf.
- 1.5: Die Welle steilt auf, ähnlich einer negativen Diffusion; bei einer Fortsetzung der Rechnung wird das Verfahren instabil.

Die notwendige Begrenzung $\sigma < 1$ für die Stabilität des (expliziten) Schemas wird als CFL-Bedingung bezeichnet (Courant *et al.*, 1928). Diese einschneidende Bedingung muss auch bei der numerischen Lösung der Flachwassergleichungen beachtet werden. Deren Wellengeschwindigkeiten lassen sich aus der charakteristischen Form herleiten (vgl. Beffa 1994). Massgebend wird der Term

$$\lambda = |v| + \sqrt{gh} \quad [3]$$

mit v = Fließgeschwindigkeit, g = Erdbeschleunigung und h = Fliesstiefe. Grosse Fliesstiefen beispielsweise in Stauhaltungen oder in Kolkwannen können zu hohen Wellengeschwindigkeiten führen.

Für zweidimensionale Verhältnisse wird die Schrittweite Δx durch den Abstand der Netzknoten angenähert. Für Zellenmittelpunkte von glatten Dreiecksnetzen (ohne kleine Innenwinkel) entspricht der mittlere Punktabstand näherungsweise dem Durchmesser des Innenkreises

$$\Delta x \approx 0.88\sqrt{A} \quad [4]$$

mit A = Zellenfläche. Aus Gl. 4 ergibt sich für die Mindestgrösse einer Berechnungszelle bei vorgegebener Zeitschrittlänge die CFL-Bedingung

$$A > 1.3(\lambda \Delta t)^2 \quad [5]$$

und damit ein einfaches Kriterium zur Wahl geeigneter Elementgrössen. Die zulässige Elementfläche ist näherungsweise proportional zur Fliesstiefe (vgl. Gl. 3).

3 Netzoptimierung

Rechennetze werden üblicherweise durch die Vorgabe der räumlichen Auflösung generiert. Die zulässige Zeitschrittlänge stellt sich «a posteriori» während der Simulation ein; eine vorgängige Abschätzung der Rechenzeiten ist dadurch kaum möglich. Grundsätzlich passender ist es, mit der Zeitschrittlänge die «zeitliche» Diskretisierung vorzugeben und unter Beachtung von Gl. 5 ein «optimiertes» Netz zu generieren. Für Strömungsmodelle in Küstenregionen wird dieser Ansatz schon länger angewendet (Horstmann & Molkenthin, 1996).

Voraussetzung für die Netzoptimierung sind Kenntnisse über die Wellengeschwindigkeit. Soll die Netzgeometrie nicht während der Simulation angepasst werden, ist bei fliessgewässern eine vorgängige Simulation erforderlich. Dies führt zu folgenden Arbeitsschritten:

1. Erstellen eines «feinen» Netzes mit der minimal angestrebten Zellengrösse
2. Wahl eines geeigneten Abflusses (z. B. maximaler Schwallabfluss) und Simulation auf dem «feinen» Netz bis zum Erreichen eines stationären Zustandes
3. Export der resultierenden Wellengeschwindigkeiten
4. Erstellen eines «grobten» Netzes mit der maximal zulässigen Zellengrösse
5. Import der Wellengeschwindigkeit und schrittweises Verfeinern der Netzzellen unter Beachtung der CFL-Bedingung (Gl. 5).

Für den letzten Schritt ist ein Werkzeug zur stufenweisen Verfeinerung von bestehenden Netzzellen nötig. Geeignet dazu ist beispielsweise das Programm *Tri-*

angle (Shewchuk, 1996), welches die Vorgabe von maximal zulässigen Zellflächen erlaubt unter Beachtung von Qualitätskriterien (Mindestgrösse der Innenwinkel), Zwangslinien und Aussparungen.

Ein Ergebnis dieser schrittweisen Optimierung ist in Abb. 2 dargestellt am Beispiel eines verzweigten Gerinneabschnittes.

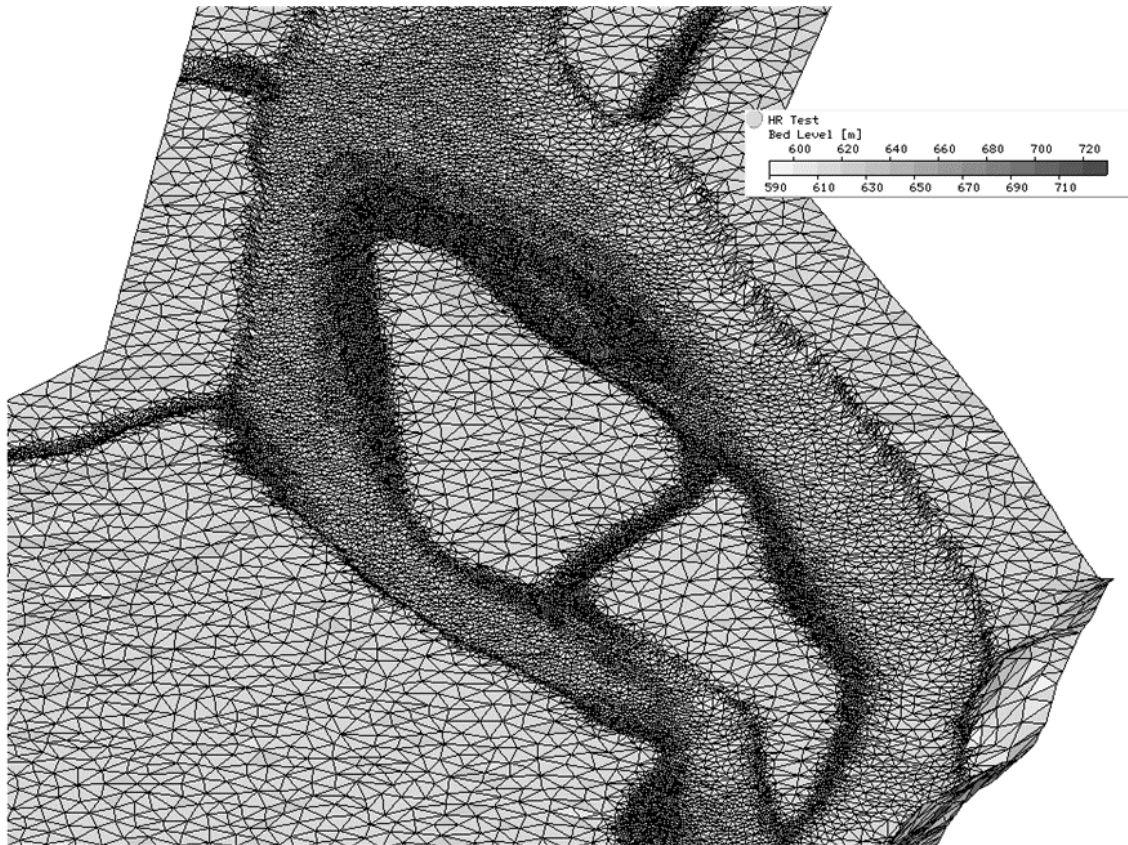


Abb. 2: Numerische Lösung der Konvektionsgleichung für unterschiedliche Courant-Zahlen (nach 3 Zeitschritten)

Ersichtlich ist die grobe Diskretisierung der trockenen Modellbereiche (Zellenfläche 32 m^2). Der eigentliche Flussschlauch wird an den seichten Rändern mit der höchsten Auflösung von 1 m^2 abgebildet. Tiefere Abflussbereiche oder solche mit hohen Geschwindigkeiten weisen eine gröbere Auflösung auf.

Der «Nutzen» der Optimierung lässt sich darstellen als Summenkurve der zulässigen Zeitschrittlängen über alle Netzelemente (Abb. 3).

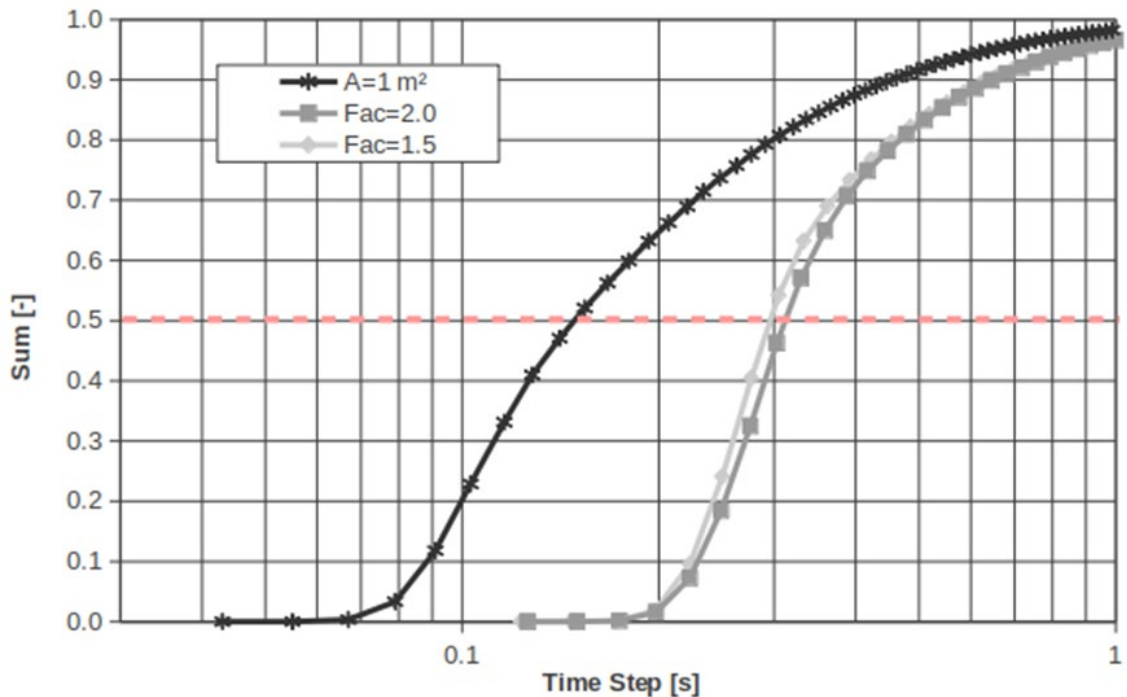


Abb. 3: Summenkurve der Zeitschrittlänge für das initiale Netz (1 m^2) und nach Optimierung (Zeitschrittvorgabe 0.2 s mit Schrittweiten für die Verfeinerung von 2.0 resp. 1.5).

Das initiale Netz weist eine sehr breite «Zeitschrittverteilung» auf; der kürzeste und für die Berechnung massgebliche Zeitschritt beträgt 0.04 s . Mit der Netzoptimierung konnte der Zeitschritt auf 0.13 s angehoben werden. Die Rechenzeit reduziert sich dadurch um einen Faktor 3. Zusammen mit der reduzierten Elementzahl ergibt sich eine Beschleunigung der Berechnung um rund einen Faktor 5. Die Genauigkeit der Resultate (im konkreten Fall die Schwall- und Sunkraten durch Kraftwerksbetrieb) bleibt ungeschmälert erhalten.

4 Diskussion

Die CFL-Bedingung kann bei hoher räumlicher Auflösung zu sehr kleinen Zeitschritten und entsprechend langen Rechenzeiten führen. Besonders bemerkbar macht sich dies, wenn ein Modell neben offenen Fliesstrecken auch tiefe Kolkbereiche oder Stauhaltungen umfasst. Eine apriori-Abschätzung der Zeitschrittlängen und der Rechenzeiten ist bei rein räumlicher Netzgenerierung nicht zuverlässig möglich.

Wird die CFL-Bedingung bereits bei der Netzerstellung berücksichtigt, lässt sich die Effizienz der Modellierung wesentlich erhöhen und der Modellierer gewinnt gleichzeitig die Kontrolle über die Zeitschrittlänge zurück.

Der Zusatzaufwand für die Netzoptimierung ist vergleichsweise bescheiden, sofern die nötigen Werkzeuge zur Verfügung stehen. Die oben vorgestellte schrittweise Netzverdichtung ist in einem Programm implementiert worden und läuft weitgehend automatisch ab. Auch grosse Netze mit mehreren Millionen Zellen lassen sich innert wenigen Minuten optimieren. Voraussetzung für den Einsatz sind Kenntnisse über die Wellengeschwindigkeiten. Für Gerinneabflüsse müssen diese Angaben durch eine vorgängige Simulation gewonnen werden.

Der Mehraufwand zur Generierung optimierter Netze wird vor allem dann lohnend, wenn Modelle für eine Vielzahl von Szenarien genutzt werden und längere Zeitperioden zu simulieren sind. Auch für Modelle im operativen Prognoseeinsatz bietet sich die Netzoptimierung an, um deren Reaktionszeiten zu minimieren.

Referenzen

- Beffa C. (1994). Praktische Lösung der tiefengemittelten Flachwassergleichungen. VAW Mitteilung Nr. 133, ETH Zürich.
- Courant R., Friedrichs K. O. & Lewy H. (1928). Über die partiellen Differenzialgleichungen der mathematischen Physik. Math. Annalen, 100, 32-74.
- Hirsch C. (1988). Numerical Computation of Internal and External Flows. Volume 1: Fundamentals of Numerical Discretization. Wiley – Interscience Publication.
- Horstmann O., Molkenthin F. (1996). Advanced grid modeling for coastal and nearshore regions. Hydroinformatics'96, Müller (ed.), Balkema, Rotterdam, 501 – 508..
- Shewchuk J. R. (1996). Triangle: Engineering a 2D Quality Mesh Generator and Delaunay Triangulator. 1st Workshop on applied computational geometry, ACM, 124-133.

Adressen der Autoren

Cornel Beffa (korrespondierender Autor)

fluvial.ch

CH-6422 Steinen, Bahnhofstrasse 13a

cbeffa@fluvial.ch

Michel Cuska

Axpo Power AG

CH-5401 Baden, Parkstrasse 23

michel.cuska@axpo.com



VieWBay – Wasserwirtschaftliche Modellierung der Fließgewässer Bayerns

VieWBay – Modeling Bavarian Rivers

Markus Reisenbüchler, Tobias Liepert, Diego Vladimir Aguirre Iñiguez, Frederik De Vos, Stefan Giehl, Minh Duc Bui, Peter Rutschmann

Kurzfassung

Der globale Klimawandel wird auch in Deutschland zu neuen Herausforderungen für die Wasserwirtschaft führen. Klimaforscher vermuten unter anderem Änderungen beim Aufkommen extremer Hochwasser- und Starkregenereignisse, eine Häufung von Hitzeperioden mit einhergehender Wasserknappheit und Veränderungen der Temperatur der Fließgewässer. Um die künftigen Probleme wirkungsvoll anzugehen, bedarf es eines integrativen Ansatzes, in dem alle zuständigen Fachdisziplinen beteiligt sind und der großräumig Flussgebiete einschließt. Im Forschungsprojekt VieWBay, gefördert vom Bayerischen Staatsministerium für Umwelt und Verbraucherschutz, wird diese Thematik für den Freistaat Bayern angegangen. VieWBay vereinigt das hydrologische Wasserhaushaltsmodell PROMET mit dem hydromorphologischen Solver TELEMAC, um die Fließwege und die Flussentwicklungen für die Gesamtfläche Bayerns konsistent abzubilden. Die Grundlagen der Herangehensweise sind neue Modellierungswerkzeuge, welche die aktuellsten Datensätze aus der Fernerkundung, einschließlich Satellitendaten, umfasst und deren Software auf Hochleistungsrechnern läuft. Mit einer solchen Konzeption können ganzheitliche Fragestellungen erörtert, komplexe Maßnahmen evaluiert und großräumige Hochwasserprognosen erstellt werden.

Die folgende Ausarbeitung gliedert sich in drei Teile. Im ersten Abschnitt werden die vorhandenen Eingangsdaten und deren Grenzen diskutiert. Der zweite Teil beschreibt die automatische Verarbeitung der Geodaten bis hin zum fertigen Modell. Im dritten Teil wird anhand eines Testgebietes die Eignung des aktuellen Ansatzes diskutiert.

Abstract

Climate change will bring new challenges to the water sector worldwide and so Germany. It is assumed that the occurrence of extreme discharge or rainfall events will change but the same time more heat waves with droughts and water scarcity happen. To tackle these trends efficiently, new comprehensive approaches are necessary using integrative modelling concepts and catchment

wide approaches. The research project VieWBay, funded by the Bavarian Ministry of Environment and Consumer Protection, will address this topic for the Free State of Bavaria. In VieWBay a hydrological water-management model PROMET is coupled with the hydrodynamic model TELEMAC to reliably predict the rivers and their runoff for Bavaria. The approach is based on new data from remote sensing and new technologies for high-performance-computing (HPC). With this approach comprehensive questions could be answered and wide spread predictions made.

The following work is structured in three parts. First, the available raw data and their limitation are described, second, the automatic processing and modelling concepts is explained. This is followed by an application of the concept to a real world study area, to discuss the suitability of the current approach.

1 Einleitung

Fortschritte in den Bereichen der Digitalisierung, Messmethodik und Computersimulation ermöglichen es Umweltprozesse mit verbesserten Methoden anzugehen und neue Gesichtspunkte zu beleuchten. Die Bayerische Wasserwirtschaft möchte diese Technologien nutzen, um den Herausforderungen, die sich in Folge von Klimawandel, Starkregen und Sturzfluten einstellen, gewachsen zu sein (LfU, 2008). Dazu werden im Projekt VieWBay die Abflussentstehung und die Gerinneprozesse mit einem ganzheitlichen Modellansatz für ganz Bayern angegangen. Das bedeutet, dass zu dem hydrologischen Wasserhaushaltsmodell PROMET (Mauser und Bach, 2009; Zabel und Mauser, 2013) das hydromorphologische Model TELEMAC (Hervouet, 2007), das für die genaue Darstellung der Gerinneprozesse verantwortlich ist, gekoppelt wird. Um die Zielsetzung, Modelle mit beliebigem Umgriff für ganz Bayern zu simulieren, bedarf es eines hoch automatisierten Modellierungsansatzes, der auf standardisierte Eingangsdaten zurückgreifen kann. Doch gerade hier herrscht großer Entwicklungsbedarf, um überhaupt die fortschrittlichen Technologien nutzen zu können.

Folgende Ausarbeitung gibt einen Überblick über die bestehenden Datenstrukturen der bayerischen Gewässerverwaltung und ein darauf aufbauendes Modellierungskonzept. Ferner werden anhand eines Testgebiets die Möglichkeiten, aber auch Einschränkungen vorgestellt und weiteres Entwicklungspotential aufgezeigt.

2 Existierende Daten und deren Grenzen

Zusammengenommen beträgt die Länge aller bayerischen Bäche und Flüsse rund 100'000 km. Die Gewässer der I. und II. Ordnung, die im Rahmen des Projekts VieWBay betrachtet werden, umfassen ca. 10'000 km. Für das Monitoring

dieser Gewässer existiert ein dichtes hydrographisches Pegelnetz mit rund 600 Pegeln, die kontinuierlich Wasserstände erfassen und über hinterlegte Abflusskurven Abflüsse errechnen. Die Pegeldata geben jedoch keinen Aufschluss über die Prozesse im Zwischeneinzugsgebiet oder Abschnitte ohne Pegel. Im Rahmen des Projektes soll mit Hilfe von hydrologischen Modellen die Entstehung des Oberflächenabflusses räumlich hochaufgelöst simuliert und dem hydraulischen Modell passgenau zugegeben werden – somit sind die Randbedingungen der Hydraulik definiert.

Komplexer ist die Geschiebemodellierung der voralpinen Kiesflüsse. Deren hohe morphologische Aktivität kann zu deutlichen Veränderungen im Gewässer führen. Kontinuierliche Messungen von Transportraten sind bislang lediglich für Schwebstoff möglich, die bayernweit an 36 Messstationen erhoben werden. Gemessene Geschiebefrachten existieren nur partiell und stammen von einzelnen Messkampagnen. Weitere morphologische Kenngrößen der Flüsse, die aus Sohlenbeprobungen oder Bohrkernen gewonnen werden oder bereits kalibrierte Transportbeziehungen, liegen bei den Wasserwirtschaftsämtern. Der dezentrale Datenbestand ist extrem heterogen und vergleichsweise gering.

Um dennoch die morphologischen Veränderungen der Fließgewässer zu dokumentieren, werden turnusmäßig oder nach Ablauf größerer Hochwasser Querprofildata erhoben. Bislang erfolgt die Vermessung überwiegend durch klassische Vermessungsmethoden, die aufgrund des Arbeitsaufwandes einen Querprofilabstand von 100 bis 200 m im Regelfall erfordert. Manche Strukturen im Fluss sind dabei nur näherungsweise erfasst. Die Sammlung der Daten erfolgt in einer internen Datenbank des Landesamtes für Umwelt (HIS'3D). Dort werden die Messpunkte der Querprofile zusammen mit ihren Metadaten zentral abgelegt. Neuere Verfahren, die die Flusssohle flächig erfassen, beispielsweise Fächerecholotsysteme oder die luftgestützte Gewässerbettvermessung mit grünem Laser, befinden sich noch in der Testphase (Baran *et al.*, 2013; Steinbacher *et al.*, 2018).

In der Regel bilden Querprofile die Grundlage von numerischen Modellen des Gerinnes. Um daraus eine flächige Gewässersohle zu erstellen, sind die Querprofile entlang einer Flussachse zu interpolieren. Da in den meisten Fällen keine Informationen über den Längsverlauf vorliegen, an denen sich die Interpolation orientieren könnte, muss hier oftmals manuell nachgearbeitet werden, indem beispielsweise die Böschungskanten aus einem Luftbild manuell abgegriffen werden. Die bayerische Wasserwirtschaftsverwaltung hat eine Initiative gestartet, die die bestehenden Vermessungsdaten von Längsstrukturen einheitlich in einer Datenbank zusammentragen soll. Die Datenbank befindet sich jedoch noch im Aufbau und ist im aktuellen Stand noch lückenhaft. Eine weitere Schwierigkeit stellt

die ungesicherte Datenqualität älterer Querprofilaufnahmen dar, in denen sich immer wieder Unstimmigkeiten finden.

Für die Beschreibung der Landoberfläche neben dem Gerinne existieren sehr gute und aktuelle Daten. In regelmäßigen Abständen finden Laser-Befliegungen zur Vermessung der Landoberfläche statt. In der aktuellen Messkampagne stehen ca. 8 Pkt/m² zur Verfügung, die vom Bayerischen Landesamt für Digitalisierung, Breitband und Vermessung (LDBV) bereits grob klassifiziert sind. Um daraus Modelle ableiten zu können, sind jedoch weitere Datenaufbereitungen notwendig. Das LDBV stellt deswegen auch ein digitales Geländemodell der Landoberfläche mit einer Rasterauflösung von 1x1 m (1er DGM) zur Verfügung. Zudem liegen flächendeckende Informationen zur Landnutzung vor, die für die Rauheitsdefinitionen genutzt werden können.

Eine weitere Herausforderung stellen abflussregulierenden Bauwerke dar, da es keine Datenbank gibt, die die relevanten Geometrie- und Steuerungsdaten enthält. Diese Informationen liegen meist beim Betreiber der Anlage. Eine Standardisierung und Homogenisierung der Daten, die eine automatische Datenübernahme ins Modell erlauben würde, steht noch aus. Die automatische Integration von abflusswirksamen Bauwerken in numerische Modelle würde eine Datenbank erfordern, die die Steuerungs- und Geometriedaten des Bauwerks in generischer Form vorhält. Zukunftsweisende Technologien wie Building Information Modelling (BIM) sind noch sehr neu und werden kontrovers diskutiert (Henke *et al.*, 2020; Oettinghaus, 2019; Wellbrock und Ollero, 2018; Bödefeld und Lühr, 2019). Aktuell müssen Planunterlagen und Wasserrechtsbescheide studiert und händisch ins Modell integriert werden.

3 Automatisierte Modellierungskette

Das Ziel, großräumige hydromorphologische Modelle direkt aus den Datenbeständen abzuleiten und darauf verschiedene hydrologische Ereignisse zu rechnen, ist nur realisierbar, wenn auf einen gut aufbereiteten Datenbestand zurückgegriffen werden kann. Da die Bestandsdaten in ihrer aktuellen Fassung gewisse Mängel und Lücken aufweisen, wurde im Rahmen des Projekts ein Modellierungswerkzeug entworfen, das sowohl die Daten aufbereitet als auch deren Weiterverarbeitung zu einem fertigen Netz möglich macht. Der modular gestaltete Ansatz ist auf größtmögliche Flexibilität ausgelegt, so dass je nach Datenbestand verschiedene Skripte miteinander verschalten werden könnten.

Im Folgenden wird das Vorgehen im Standardfall, bei dem die Querprofilaten aus unterschiedlichen Epochen vorliegen, vorgestellt. Im ersten Schritt ist der Umgriff abzustecken, den das finale Modell abbilden soll. Die Verknüpfung der im Umgriff enthaltenen Fließwege greift auf eine Adjazenzmatrix zurück, die im

Rahmen des Projekts sukzessive aufgebaut wird. Im nächsten Schritt erfolgt die Auswahl der Querprofile aus den einzelnen Messkampagnen. Gerade bei längeren Abschnitten wird eine Vermischung von Querprofilaten aus unterschiedlichen Messkampagnen und Jahren unvermeidbar sein. Im dritten Verarbeitungsschritt sind die oberen und unteren Böschungskanten manuell festzulegen. Sobald für ein Querprofil und Jahr die Klassifizierung durchgeführt wurde, wird diese Information in einer Datenbank gespeichert und kann wiederverwendet werden. Da es vorkommen kann, dass die Profile in größeren Abständen zu einander liegen und der Fluss dazwischen einen unnatürlichen Verlauf nimmt, muss der Flusslauf in Form von Polylinien definiert werden. Auch diese Längsstrukturen werden in der Datenbank abgelegt.

Gemeinsam lässt sich aus den Querprofilen und den Längsstrukturen eine dreidimensionale Punktwolke, das digitale Flussmodell (DFM), erzeugen. Hierzu werden die Querprofile entlang der Längsstrukturen dreidimensional interpoliert. Im nächsten Schritt erfolgt die Triangulation des 2D Berechnungsnetzes basierend auf der Open Source Software TRIANGLE (Shewchuk, 1996). Sie erstellt auf Grundlage des eingangs definierten Gebietsumrisses und den Polylinien des Flusslaufes, die als Bruchkanten ins Modell einfließen, ein unstrukturiertes Dreiecksgitter. Abflusswirksame Bauwerke werden als Löcher aus dem Netz extrahiert und können mittels Randbedingungen intern oder extern gesteuert werden. Zudem lassen sich weitere Features, wie z. B. Häuser, Straßen oder Landnutzungsgrenzen, einbetten. Im finalen Schritt werden auf die 2D Berechnungsnetze die Höhen interpoliert. Im Bereich des Fließgewässers entstammen die Höheninformationen aus dem erstellten DFM und im restlichen Gelände aus dem 1er-DGM.

Mit diesem Grundgerüst zur Modellerstellung und einer hinreichend großen Datenbank können automatisiert große Berechnungsgebiete erstellt werden. Die Oberflächenrauheit als wichtigster Parameter einer hydraulischen Berechnung wird aus den Landnutzungsdaten abgeleitet (Michel, 2006). Zur Ermittlung der Rauheit im Gerinne wurde ein automatisches Werkzeug entwickelt, das diese iterativ abschnittsweise bestimmt, entsprechend gegebener Messdaten, wie z.B. Hochwasserfixierungen (Ateeq-Ur-Rehman, 2019).

Da der Datenbestand und die Datenqualität für eine automatisierte morphologische Berechnung aktuell noch nicht ausreichend sind, liegt der Fokus im Projekt zunächst auf einer rein hydraulischen Berechnung.

4 Ergebnisse und Diskussion

Die Eignung des automatisierten Modellerstellungskonzepts – Datenverarbeitung, Netzerstellung, Randbedingungen, Kalibrierung – wird hier exemplarisch

an einem Testgebiet aufgezeigt. Der Modellumfang erfasst einen 13 km langen Abschnitt des Inns oberhalb der Staustufe Wasserburg. Für diesen Bereich wurde im Rahmen des Projektes «Retentionspotentialstudie am Inn» an der TUM ein genaues 2D Modell manuell erstellt. In diesem sind die Bruchkanten des Flusses und des Geländes enthalten, aber auch die abflusswirksamen Strukturen im Vorland, wie Deiche oder Straßenzüge. Unter Benutzung diverser Tools für die Netzerstellung war der Zeitaufwand für das manuelle Netz rund drei Arbeitstage. Für den gleichen Bereich wurde automatisiert, innerhalb von nur drei Stunden, ein Modell erstellt. Am meisten Zeit floss in die Aufbereitung der Profile, die jetzt aber in der Datenbank abgelegt sind. Mit einer existierenden Datenbank würde sich die Dauer auf eine Stunde verringern.

Die Unterschiede in den Modellen treten vor allem in den Vorlandbereichen zum Vorschein, da bei der automatisierten Modellerstellung keinerlei Vorlandstrukturen Berücksichtigung fanden. Die Auflösung des manuellen Netzes beträgt rund 79'600 Elemente mit einer mittleren Elementfläche von 310 m². Das automatische Netz ist im Mittel mit rund 450 m² pro Element gröber und kommt entsprechend mit weniger Elementen aus (51'000), was Vorteile für die Rechenzeit mit sich bringt. Abb 1 zeigt den gleichen Ausschnitt für beide Modellerstellungskonzepte. Hieraus ersichtlich ist, dass im manuell erstellten Netz die Bruchkanten, Geländeübergänge und Gräben feiner aufgelöst sind. Im automatisiert erstellten Netz fehlen diese Strukturen, da diese nicht standardisiert vorliegen und deswegen nicht als Zusatzinformation in die Netzerstellung mit einfließen. Zudem treten gewisse Geländestrukturen im Vorland durch das 1er DGM nicht zum Vorschein.

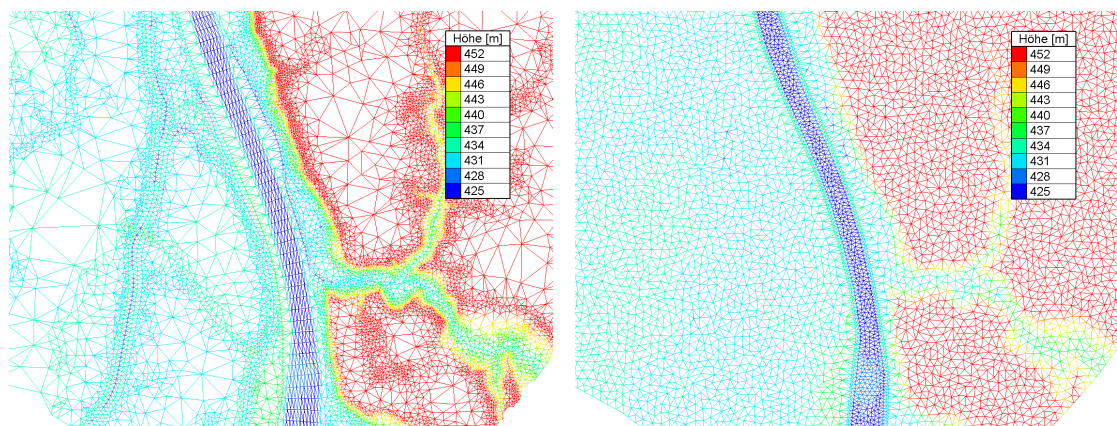


Abb. 1: Ausschnitt des Berechnungsnetzes: manuell (links) und automatisch (rechts).

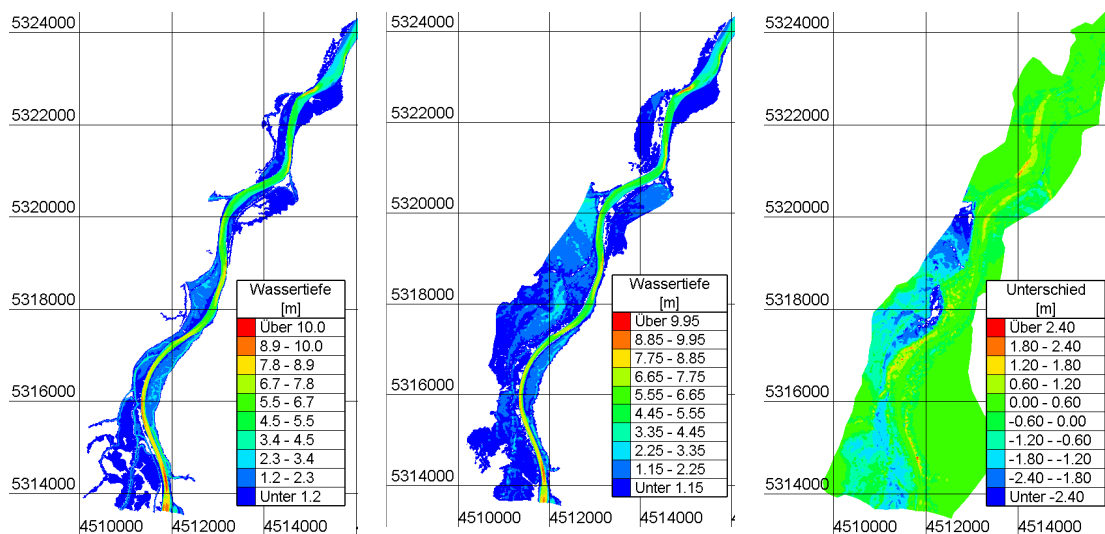


Abb. 2: Überflutungsflächen: manuell (Links), automatisch (Mitte) und Unterschiede (Rechts).

Die beispielhafte Simulation des Hochwasserereignisses im Jahr 2013, welches in etwa eine Jährlichkeit eines HQ30 hatte, zeigt deutlich Unterschiede der beiden Netze hinsichtlich ihrer Genauigkeit bei den Überflutungsflächen (Abb. 2). Dazu sind in Abb 3 die Längsschnitte des simulierten Wasserstandes während des Scheiteldurchgangs aufgetragen. Ergänzend sind die tatsächlichen Messdaten der Hochwasserfixierung bzw. der kontinuierlichen Pegel hinzugefügt. Es wird deutlich, dass im automatischen Netz die Überflutungen weitläufiger sind und nicht an Strukturen haltmachen wie im manuellen Netz. Deswegen auch die Unterschiede in den Wassertiefen, da Wasser in geschützte oder abgeschnittene Bereiche fließt. Betrachtet man den Längsschnitt, erkennt man, dass das automatische Netz mit der automatischen Kalibrierung dennoch sehr gut mit den Messwerten übereinstimmt. Davon abgesehen, sind die Unterschiede zwischen den Modellen sehr gering, was die grundsätzliche Eignung des automatischen Modellansatzes mit der entwickelten Kalibrierungsmethode bestätigt. Gleichzeitig wird klar, dass es noch Raum für Verbesserungen gibt, vor allem bei der Integration von Strukturen im Vorland.

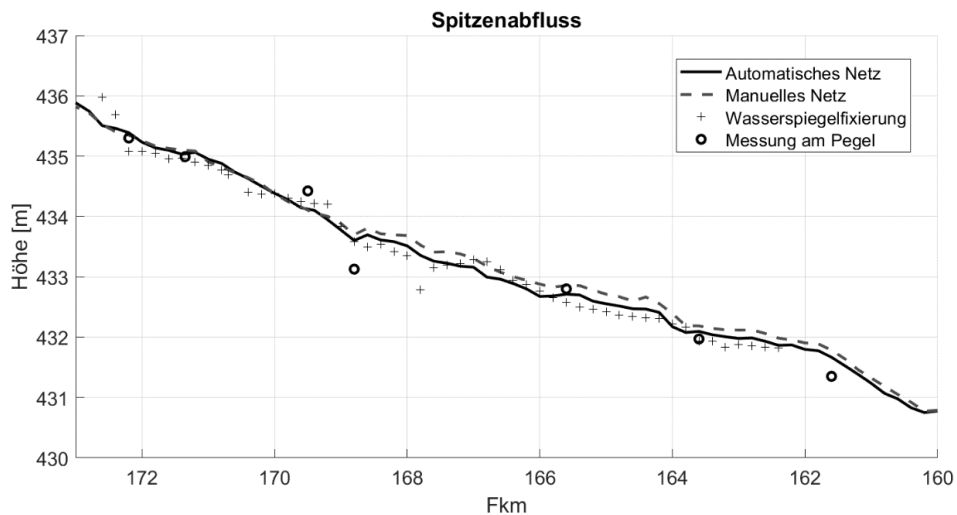


Abb. 3: Längsschnitt des simulierten und gemessenen maximalen Wasserstandes.

5 Zusammenfassung

Im Rahmen des Projektes VieWBay wurde ein Konzept zur automatisierten, dynamischen Modellerstellung für die zweidimensionale hydrodynamische Modellierung entwickelt. Das Konzept basiert auf den Rohdaten der bayerischen Gewässerverwaltung, verarbeitet diese und erstellt ein Berechnungsnetz. Die Berechnung eines Testgebiets und der Vergleich mit einem manuell erstellten Netz zeigen vielversprechende Ergebnisse. Die Genauigkeit des automatischen Netzes könnte mit weiteren Informationen wie Straßenzüge oder Deichlinien verbessert werden, sofern diese einheitlich vorliegen.

Im nächsten Schritt wird die Funktionalität des automatisierten Modellerstellungskonzepts erweitert, so dass die Integration von abflusssteuernden Bauwerken und die automatische Detektion von Randbedingungen möglich werden. Ebenso soll exemplarisch für Testgebiete ein Konzept für morphologische Modelle erarbeitet sowie die Kopplung mit dem hydrologischen Modell vertieft werden.

Danksagung

VieWBay wird gefördert durch das Bayerische Staatsministerium für Umwelt und Verbraucherschutz im Rahmen der Initiative "Wasser-Zukunft-Bayern". Weitere Informationen finden Sie auf der Projekthomepage <https://viewbay.geographie-muenchen.de/>.

Referenzen

Ateeq-Ur-Rehman, S. (2019). Numerical Modeling of Sediment Transport in Dasu-Tarbela Reservoir using Neural Networks and TELEMAC Model System. München: Technische Universität München.

- Baran, R., Dobler, W., Steinbacher, F., Ritter, M., Niederwieser, M., Benger, W., Aufleger, M. (2013) Verschneidung von Airborne Hydromapping und Fächerecholotvermessung bei Rheinfelden. *WasserWirtschaft–Fachzeitschrift für Wasser und Umwelttechnik*, 18-25.
- Bellinger, J., Schattan, P., Förster, K., Schöber, J., Achleitner, S., Huttenlau, M., Schneider, K., Kirnbauer, R., Strasser, U., Raffener, G. (2015). Hochwasserprognose für den Tiroler Inn (HoPI): Anwendung und Weiterentwicklung eines modularen Vorhersagesystems für alpine Einzugsgebiete.
- Bödefeld, J., Lühr, S. (2019). BIM–Hype, Risiken und Chancen. *Neubau von Wasserbauwerken*, 73-83.
- Henke, S., Ebers-Ernst, J., Rust, M., Schäferhoff, G. (2020). DAS BIM-Baugrundmodell im Kontext des BIM-Gesamtmodells-Testmodellerstellung unter Einbeziehung zahlreicher Fachgewerke. *Digitalisierung in der Geotechnik–Von der Entwicklung zur Anwendung eines digitalen Baugrundmodells*, 23-29.
- Hervouet, J. M. (2007). *Hydrodynamics of Free Surface Flows: Modelling with the finite element method*. Chichester, England: John Wiley and Sons.
- LfU (2008). *Bayerns Klima im Wandel - erkennen und handeln*. Augsburg: Bayerisches Landesamt für Umwelt.
- Mauser, W., Bach, H. (2009). PROMET – Large scale distributed hydrological modelling to study the impact of climate change on the water flows of mountain watersheds. *Journal of Hydrology*, 376(3), 362-377.
- Michel, F. (2006). Großflächige numerische 2d-Modellierung auf Basis eines hochauflösenden Laserscanner-Gitters (1 m). *Strömungssimulation im Wasserbau (Flow Simulation in Hydraulic Engineering)*, (32), 517-524.
- Oettinghaus, S. (2019). BIM in der Wasserkraftwerksplanung Digitales Bauen mit Building Information Modeling. *Komplexe Planungsaufgaben im Wasserbau und ihre Lösungen*, (62), 263-271.
- Reisenbüchler, M., Skublics, D., Bui, M.D., Rutschmann, P. (2019). An integrated approach for investigating the correlation between floods and river morphology: A case study of the Saalach River, Germany. *Science of the Total Environment*, 647, 814-826.
- Shewchuk, J.R. (1996) Triangle: Engineering a 2D quality mesh generator and Delaunay triangulator. ed. *Workshop on Applied Computational Geometry*, 203-222.
- Skublics, D., Seibert, S., Ehret U. (2014). Abbildung der Hochwasserretention durch hydrologische und hydrodynamische Modelle unter unterschiedlichen Randbedingungen. 58, 178-189.
- Steinbacher, F., Baran, R., Dobler, W., Benger, W. (2018). Hydroinformatic on spatial, high density topobathymetric lidar datasets. ed. *EGU General Assembly Conference Abstracts*.
- Wellbrock, I., Ollero, J. (2018). Wasserbau und BIM–Umsetzung am Beispiel des Ersatzneubaus der Hadelner Kanalschleuse. *Wasserbauwerke im Bestand-Sanierung, Umbau, Ersatzneubau und Rückbau*, (60), 397-405.
- Zabel, F., Mauser, W. (2013). 2-way coupling the hydrological land surface model PROMET with the regional climate model MM5. *Hydrology and Earth System Sciences*, 17(5), 1705-1714.

Adressen der Autoren

Markus Reisenbüchler (korrespondierender Autor)

Tobias Liepert, Diego Vladimir Aguirre Iñiguez, Frederik De Vos, Stefan Giehl,
Dr. Minh Duc Bui, Prof. Dr. Peter Rutschmann

Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München (TUM)

D-80333, München, Arcisstraße 21

markus.reisenbuechler@tum.de



Session Fischökologie

Sessionsleiter
Prof. Dr. Peter Rutschmann
Technische Universität München



Der sohloffene Denilpass – eine kosten- und platzsparende Alternative zu konventionellen Fischeufstiegshilfen?

The modified Denil fishpass – cost and space saving alternative to conventional fish ladders?

Georg Seidl, Josef Schneider

Kurzfassung

Gegenstrompässe nach dem Denilprinzip sind aufgrund des hohen Gefälles, der geringen baulichen Abmessungen und der Fertigteilbauweise äußerst kostengünstigste Fischpässe. Diese Bautypen sind weltweit verbreitet, weisen jedoch erhebliche Nachteile in ihrer Funktionalität auf, welche sich vor allem bei der Passage von schwimmschwachen Fischen abzeichnen.

Mit der Entwicklung des neuartigen, sohloffenen Denil-Fischpasses gelang es nun erstmals mit einem Denilsystem das Kontinuum auch für sohlorientierte Kleinfische und Makrozoobenthos zu erschließen. Auf Basis hydraulischer Messreihen im Labor wurde das innovative System dem Standard-Denilpass gegenübergestellt. Dadurch war es möglich die hydraulischen Defizite der Standardvariante, welche vor allem durch dominierende Vertikalströmungen im Zwischenlamellenbereich gekennzeichnet sind, zu detektieren und in der Neuentwicklung zu beseitigen. An den errichteten Pilotanlagen in der Forellen- und Barbenregion konnten bemerkenswerte biotische Ergebnisse erzielt werden. So wurden im Zuge der Monitorings 13 Arten in einem breiten Größenspektrum nachgewiesen. Besonders hervorzuheben ist der hohe Anteil an sohlorientierten Fischen und Kleinfischarten. So wurde beispielsweise erstmals der Aufstieg von Koppen, Bachschmerle, Goldsteinbeißer und Gründling in einem Gegenstrompass beobachtet.

Abstract

The Denil fish pass has always been considered one of the most cost-saving as well as the most space-efficient design for a fish ladder; however, their function has only been proven for larger fish with a strong swimming performance such as salmon. With this modified Denil system, the functionality was proven for species with a weaker swimming performance as well as for smaller fish. Due to the extremely competitive price of the construction of this fish ladder it is possible for

hydro-power plant operators to meet ecological standards without suffering heavy financial losses.

1 Fischpässe mit Gegenstromprinzip

Die Bautype des Gegenstrompasses nach dem Denilprinzip geht auf ihren Erfinder, dem belgischen Ingenieur Gustav Denil (Denil, 1909) zurück und konnte in ihrer Urform bereits die Aufwärtswanderung von Lachsen ermöglichen.

Gegenstrompässe sind Fischpässe mit hohem Gefälle (10 – 25%) und geringer Gerinnebreite. Durch die seitliche bzw. sohlnahe Anordnung von Lamellen wird eine Rückströmung erwirkt und dadurch interaktiv die Fließgeschwindigkeit im System gedrosselt. In der Standardausführung des u-shaped-Denilpasses wurden im Kern des Wanderkorridors stets Fließgeschwindigkeiten gemessen, welche weitgehend unter 1 m/s lagen (Katapodis & Rajaratnam, 1985). Da bei diesem System lediglich im oberflächennahen Bereich hohe Fließgeschwindigkeiten mit > 1 bis < 2 m/s auftreten, ist grundsätzlich von einer hohen Passageeffizienz für ein breites Arten- und Altersspektrum von Fischen auszugehen.

In zahlreichen Monitorings konnte jedoch festgestellt werden, dass v.a. Denilpässe mit hohem Gefälle eine hohe Selektivität für Kleinfische aufweisen. Die schlechten biotischen Ergebnisse der Beobachtungskampagnen wurden neben dem hohen Turbulenzgrad durch das fehlende Sohlsubstrat sowie durch den Umstand, dass Fische das System in einem Zug durchschwimmen müssen, erklärt (DWA, 2014; Zitek *et al.*, 2007).

Durch ihre kompakte Bauweise, die geringen Errichtungskosten, sowie der einfachen Nachrüstungsmöglichkeit an bestehenden Anlagen fand diese Bautype dennoch weltweite Verbreitung und lieferte für schwimmstarke Arten wie beispielsweise Lachse und Heringe gute Ergebnisse. Aufgrund der hohen Selektivität werden diese Anlagen für die Sanierung des Kontinuums im Zuge der Wasserrahmenrichtlinie nicht mehr empfohlen (DWA, 2014; BMLFUW, 2012; Zitek *et al.*, 2007).

In einer aktuellen Untersuchung konnte im Zuge eines 1:1 – Modellversuchs mittels 3D-Geschwindigkeitsmessung festgestellt werden, dass die im Standard-Denilpass etablierten geringen Fließgeschwindigkeiten in Gerinneachse mit hohen nach oben gerichteten Fließgeschwindigkeiten korrespondieren. Da somit die z-Komponente der Fließgeschwindigkeiten jene der x-Komponente um ein Vielfaches übersteigt ist davon auszugehen, dass dieser Aspekt v.a. die Aufwanderung von sohlorientierten Kleinfischen weitgehend hemmt. (Schneider *et al.*, 2021, in prep.) Tatsächlich wurde der Aufstieg von sohlorientierten Kleinfischen in Bautypen nach dem Denilprinzip bislang nicht dokumentiert.

2 Technische Auslegung der Neuentwicklung

Mit dem modifizierten Denilpass wurde eine sohloffene Variante dieser Bautype entwickelt. Die Zielsetzung bestand darin, die Passage auch für Makrozoobenthos und v.a. für sohlorientierte Kleinfische sicherzustellen.

Im Gegensatz zum Standard-Denilpass verfügt der modifizierte Denilpass über einen T-förmigen Gabionenboden, welcher mit Substrat gefüllt ist (Abb. 1). Entgegen der, an der Sohle geschlossenen Lamellenanordnung des Standard-Denilpasses verfügt die Neuentwicklung über sohloffene Lamellen, welche durch eine zentrierte Substratgabione unterbrochen sind. Das leicht durchströmte Gabionenelement soll v.a. Makrozoobenthos und Kleinfischen mit Sohlbezug die Durchwanderung ermöglichen.

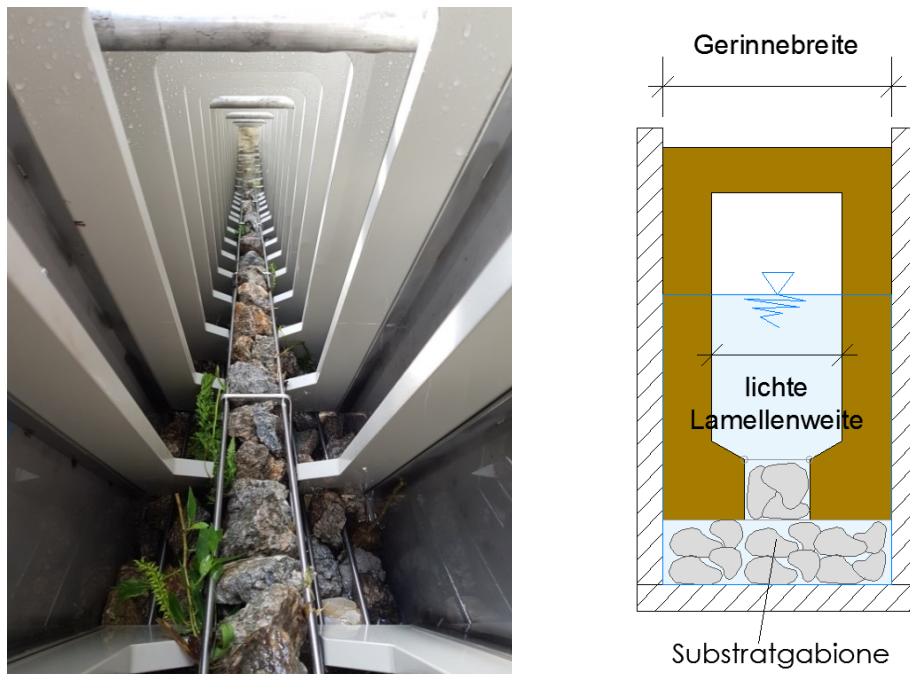


Abb. 1: Modifizierter sohloffener Denilpass

Durch die hydraulischen Untersuchungen im Modellversuch konnten die Fließgeschwindigkeitsverteilungen der beiden Varianten miteinander verglichen werden. Ein Vergleich der resultierenden Fließgeschwindigkeiten verdeutlicht die hydraulische Problematik des Standard-Denilpasses. Durch den Gegenstromeffekt entstehen am Lamellenboden des Standardsystems die maximalen resultierenden Fließgeschwindigkeiten mit Werten über 1,5 m/s. Durch die sohloffene Anordnung wird der bodennahe Rückströmungseffekt des Standard-Denilpasses unterbunden, sodass die resultierenden Fließgeschwindigkeiten von den Fließgeschwindigkeiten in Gerinneachse dominiert werden. Es lässt sich daher, und auf-

grund der deutlichen Reduktion der absoluten resultierenden Fließgeschwindigkeiten, eine weitgehende Entschärfung der hydraulischen Bedingungen des Standard-Denilpasses feststellen (Abb. 2).

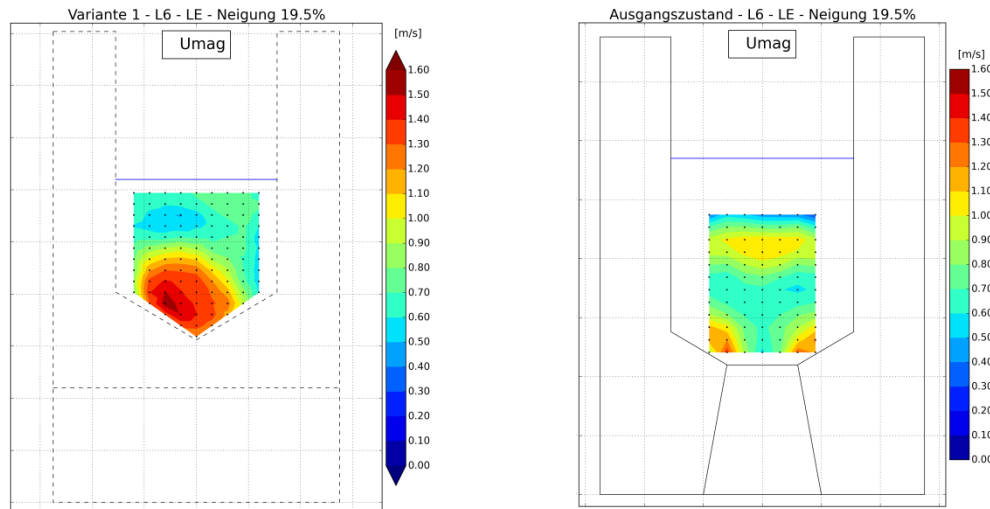


Abb. 2: Gegenüberstellung der resultierenden Fließgeschwindigkeiten im Lamellenbereich (links: Standard-Denilpass; rechts: Modifizierter Denilpass)

3 Monitoringergebnisse

Die Pilotanlage des modifizierten Denilpasses wurde 2017 an der Raab (Land Steiermark/Österreich) in der Barbenregion errichtet. Im Zuge des Reusenmonitorings (Maschenweite der Reuse betrug 1 cm) gelang der Nachweis des Aufstieges von 10 Fischarten, deren Köperlängen zwischen 8 und 52 cm betrugen. Neben den Fischarten Barbe und Nase konnten nun erstmals auch sohlorientierte Wanderer wie Goldsteinbeißer, Bachschmerle und Gründling nachgewiesen werden.

Am Hirschbach, einem Gewässer der oberen Forellenregion, wurde ein modifizierter Denilpass direkt neben einem konventionellen Beckenpass errichtet. Im Reusenmonitoring wurden die beiden Fischaufstiegshilfen abwechselnd dotiert, die aufgestiegenen Fische täglich vermessen, auf Artniveau bestimmt und protokolliert. In einer vergleichenden Gegenüberstellung der Aufstiegsraten beider Systeme konnten keinerlei Defizite des Denilpasses gegenüber dem konventionellen Beckenpass abgeleitet und somit die Funktionsfähigkeit dieser Neuentwicklung belegt werden. So wurde neben Bach- und Regenbogenforellen aller Altersklassen auch die Passage von Koppfen nachgewiesen. Beim Reusenwechsel musste das trockenfallende Denilsystem regelmäßig gesichtet werden, da sich immer Koppfen im Zwischenlamellenbereich befanden (Abb. 3). Diese Be-

obachtungen belegen, dass dieser Fischpass, entgegen der verbreiteten Fachmeinung, nicht in einem Zug durchwandert werden muss. (Seidl & Schneider, 2020, in prep.)



Abb. 3: Koppe im Zwischenlamellenbereich des modifizierten Denilpasses

Neben dem Nachweis der Funktionsfähigkeit im Rhithral lässt sich bislang auch keine Selektivität für Potamalarten ableiten. Aktuelle Untersuchungen an einem Potamalstandort an der Pinka in Deutsch Schützen im Burgenland/Österreich konnten in einer Beobachtungsdauer von 57 Tagen den Aufstieg von rund 9.300 Fischen aus 13 Arten nachweisen. Dabei wiesen 2/3 der aufgestiegenen Fische Körperlängen < 15 cm und immerhin 1/3 Körperlängen < 10 cm auf. Es konnten dabei weder für oberflächenorientierte noch für sohlorientierte Wanderer Defizite in der Funktionalität abgeleitet werden. (Seidl *et al.*, 2021)

Die nachfolgende Abbildung 4 illustriert die vergleichende Gegenüberstellung von Fischlängen der Fischart Laube aus Monitoringdaten unterschiedlichster Bautypen von Fischaufstiegshilfen. Sämtliche Daten stammen von Frühjahrsmonitorings an unterschiedlichen Gewässern der Barbenregion, welche mit einheitlicher Methodik (Maschenweite der eingesetzten Reusen betrug 1 cm) durchgeführt wurden. Für den modifizierten Denilpass (Deutsch Schützen) lässt sich keine Unterrepräsentanz kleiner Fischgrößen, wie sie bei Denilpässen zu erwarten wäre, ableiten.

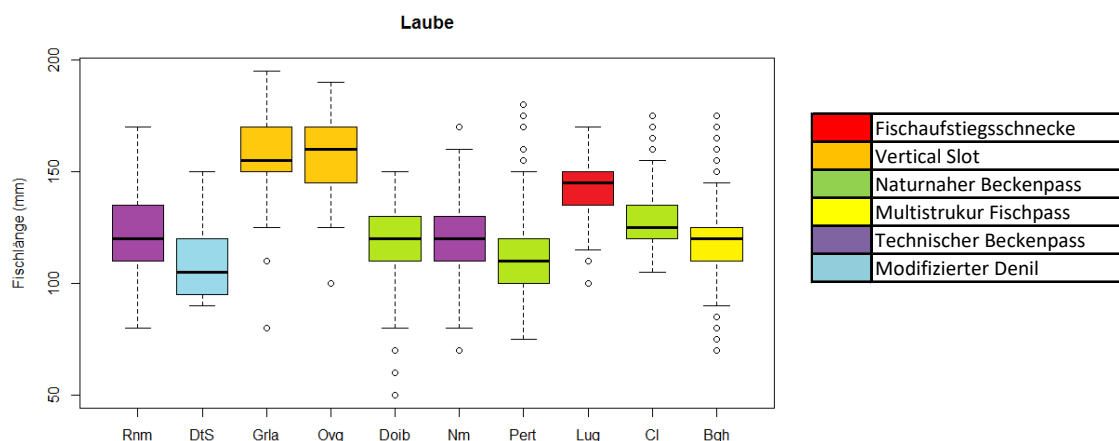


Abb. 4: Gegenüberstellung protokollierter Fischlängen der Potamalarart Laube (*Alburnus alburnus*) bei unterschiedlichen FAH-Bautypen

4 Einsatzbereiche, Systemgrößen und Wartung

Der modifizierte Denilpass soll vor allem in der Forellen- und Äschenregion eine funktionale Alternative zu beckenartigen Bautypen liefern. Bislang wurden modifizierte Denilpässe in 4 unterschiedlichen Systemgrößen errichtet. Die gewonnenen Daten bilden eine hohe Funktionalität dieser Bautype in der Forellenregion ab. Für diese Fischregion wurden die FAHs mit einer Gerinnebreite von 35 cm, und Längen zwischen 5 und 10,4 m bei einer Dotation von 80 bis 110 l/s umgesetzt und weisen dabei eine Neigung von 20% auf. Untersuchungen an einer Pilotanlage (Gerinnebreite 25 cm) mit einer Neigung von 30% und einer Dotation von 30 l/s ergaben für die Fischart Bachforelle eine Passageeffizienz von 79% und lassen auch für derartige Systemneigungen eine hohe Funktionalität erwarten.

Auf Basis der bislang erfolgten Beobachtungen soll das System künftig auch die Passage von Großsalmoniden bei einer Dotation von 250 l/s bis 400 l/s sicherstellen.

Einen besonderen Vorteil erwirkt der modifizierte Denilpass im Hinblick auf die Sichtung und Wartung des Systems. Aufgrund der geringen Bautypenabmessungen ist es möglich, die Dotation durch das Einbringen von Drosseltafeln zu reduzieren, sodass eine detaillierte Sichtung des Systems schnell möglich wird. Die in Führungsschienen gelagerten Lamellen erlauben ein einfaches und schnelles Ziehen, sodass eine Spülung des Systems mit effektivem Austrag von etwaigen Geschwemmsel problemlos möglich ist.

5 Zusammenfassung und Schlussfolgerung

Denilpässe sind die kostengünstigsten Bautypen von Fischpässen und lassen sich, v.a. aufgrund des geringen Platzbedarfes, einfach an bestehenden Anlagen nachrüsten. Zwar lieferten Denilpässe gute Ergebnisse für die Aufwanderung von schwimmstarken Großfischen, für Kleinfische wurden sie jedoch als stark selektiv eingestuft und für sohlorientierte Arten blieb die Aufwanderung bislang unbeobachtet.

Mit dem modifizierten Denilpass wurde eine sohloffene Variante des Denilpasses entwickelt. Durch die darin immanente Substratgabione wird nicht nur ein Wanderkorridor für Makrozoobenthos geschaffen, sondern auch die sohlnahen Gegenströmungen des Standard-Denilpasses eliminiert und dadurch die Aufwanderung für ein breites Größenspektrum von Fischen ermöglicht. Es konnten die Monitoringergebnisse ausgeführter Anlagen belegen, dass die hohe Selektivität gegenüber Kleinfischen mit der Neuentwicklung beseitigt wurde.

Da für die Forellenregion bei einer Gerinneneigung von 20% die Funktionsfähigkeit im Abgleich mit einem konventionellen Fischpass belegt wurde, finden aktuell Untersuchungen bei steilerem Gefälle (30%) im Labor und im Feld statt. Ebenso sind für die Barbenregion weitere biotische Monitorings geplant, da die Möglichkeit zur Aufwanderung für hydraulische disponierte hochrückige Arten, wie beispielsweise die Brachse noch ungeklärt ist. Auf Basis der erhaltenen Ergebnisse lässt sich jedenfalls für die Forellen- und Äschenregion ein funktionaler Einsatz des modifizierten Denilpasses prognostizieren.

Neben den geringen Errichtungskosten erlaubt diese Fischaufstiegshilfe einfache Sichtung und Wartung des Systems. Durch die ziehbar gelagerten Lamellen ist ein rasches Spülen des Denilpasses möglich, sodass sich der betriebliche Wartungsaufwand v.a. gegenüber konventionellen Systemen (Verschlammung etc.) in Grenzen hält.

Danksagung

Besonderer Dank gilt dem Amt der Steiermärkischen Landesregierung (Abteilung 14 & 15) für die Finanzierung bzw. Unterstützung der Pilotanlage in Rohr an der Raab, dem Amt der Burgenländischen Landesregierung (Abteilung 9 – Aussenstelle Oberwart, Wasser und Abfallwirtschaft & dem Hauptreferat Umweltwirtschaft) für die Errichtung der Anlage in Deutsch Schützen an der Pinka, Ing. Markus Horn für die Errichtung der Pilotanlage in der Forellenregion, sowie der Österreichischen Forschungsförderungsgesellschaft (FFG) für die finanzielle Unterstützung bei weiterführenden Messkampagnen im Freiland und im Wasserbau- labor.

Referenzen

- BMLFUW (2012). Leitfaden zum Bau von Fischaufstiegshilfen, Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, Wien, 102 Seiten
- Denil, G. (1909). Les Échelles à poissons et leur application aux barrages de Meuse et d'Ourthe. Annales des travaux publics de Belgique Série II/XIV, 66, 253-395.
- DWA Merkblatt M 509 (2014). Fischaufstiegsanlagen und fischpassierbare Bauwerke- Gestaltung, Bemessung, Qualitätssicherung. Weißdruck
- Katapodis, C. and Rajaratnam N. (1983). A Review and Laboratory Study of the Hydraulics of Denil Fishways, Western Region, Department of Fisheries and Oceans, Winnipeg, Manitoba R3T 2N6
- Seidl, G., Schneider, J. (2021). Comparative biotic monitoring of a modified, open-bed Denil fishway and a pool & slot fishway on a small tributary in the upper trout region. Water, 2021 in prep.
- Seidl, G.; Schneider, J.; Parthl, G. (2021). Biotisches Monitoring des modifizierten Denil-Fischpasses – Eine Funktionalitätsanalyse unter hydraulischen Aspekten an einem Tieflandfluss in der Barbenregion. In: Wasserwirtschaft Heft 2-3, 2021.
- Schneider, J.; Dorfmann, C.; Seidl, G (2021). Denil fish ladder – an old concept revisited. River Research and Applications, 2021 in prep.
- Zitek, A., Haidvogel, G., Jungwirth, M.; Pavlas, P.; Schmutz, S. (2007). Ein ökologisch-strategischer Leitfaden zur Wiederherstellung der Durchgängigkeit von Fließgewässern für die Fischfauna in Österreich, AP5 des MIRR-Projektes, Endbericht, Studie im Auftrag von Lebensministerium und Land Niederösterreich, 138.

Adresse der Autoren

Dipl.-Ing. Georg Seidl

flusslauf e.U., IB für Gewässerökologie und Wasserbau

A-8010 Graz, Pestalozzistr. 56/3/11

office@flusslauf.at

Assoc. Prof. Dipl.-Ing. Dr. nat. techn. Josef Schneider

Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft

A-8010 Graz, Stremayrgasse 10/II



Schutz der Fischpopulation, ein ganzheitliches Konzept für die Große Wasserkraft im Donaueinzugsgebiet

Measures to Protect Fish Populations, an Integrative Approach for Large Hydropower Plants in the Danube Catchment

Georg Loy, Walter Reckendorfer

Kurzfassung

Mit der Herstellung der Durchgängigkeit, der Renaturierung von Gewässerabschnitten, sowie mit Investitionen in den Populationserhalt hat die Wasserkraftbranche bereits einen Beitrag zur Verbesserung des ökologischen Zustands der Flüsse geleistet. Um das gemeinsame Ziel, das gute ökologische Potential (Wasserrahmenrichtlinie) zu erreichen, werden unterschiedliche Ansätze und Konzepte verfolgt. Um im Raum flussgebietsbezogene Lösungen anbieten zu können, um diesen Zielzustand zu erreichen, sollte aus unserer Sicht die sog. „best environmental option“ gewählt und umgesetzt werden. Die im Beitrag vorgestellten Ansätze sind alle in „heavily modified water bodies“. Der Fokus des Wasserkraft Betreibers war, in der Identifizierung und neu Implementierung erreichbarer Schlüsselhabitate für die wesentlichen Arten im Raum. Diese wurden im Haupt- und Nebenfluss, Altarmen, in den Aue aber vor allem aber auch in den Umgebungsgewässern umgesetzt. Es ist damit ein Versuch erreichbare Habitate für den gesamten Lebenszyklus vom Laichplatz, Jungfischhabitat bis zur adulten Phase anzubieten. Diese genannten Aspekte können für den Erhalt von Fischpopulationen wichtigere sein, als sich nur an den Themen der bekannten Durchgängigkeitsleitfäden mit entsprechenden Vorgaben zu orientieren.

Abstract

To foster and conserve fish populations large investments and concepts in re-establishing connectivity and in restructuring rivers have been carried out by the Hydropower sector. To pursue the common goal, to reach the good environmental status (water frame directive), different approaches and concepts are followed. To offer river specific solutions to reach the good ecological potential a “best environmental option” should be implemented and chosen according to our experiences. Almost all discussed projects are in heavily modified water bodies and the focus of the plant owners is to identify reachable key habitats for specific species and establish these along respective rivers, tributaries, oxbows and especially in by pass channels. The attempt is to offer reachable habitats for the whole live

circle from the spawning area, the juvenile phase up to the adult stage. These aspects can be more important for the conservation of fish populations than to stick to only one aspect the known connectivity guidelines and respective rules.

1 Einleitung

VERBUND, Österreichs führendes Stromunternehmen und Betreiber der Kraftwerke am Inn setzt seit 2011 umfangreichen ökologischen Maßnahmen in den Staugebieten am Inn um. Im Rahmen von wasserrechtlichen Bewilligungen wurde zwischen dem Freistaat Bayern und VERBUND Vereinbarungen geschlossen, die für die kommenden Jahrzehnte umfassende Verbesserungen des Naturraumes am Inn vorsehen. Ziel ist es, das vielfältige und artenreiche „Ökosystem Inn“ zu erhalten, zu fördern und zu verbessern. In Summe sollen die am Inn vorkommende Tier- und Pflanzenwelt in ihrer Entwicklung gesamthaft gefördert werden, die Durchgängigkeit hergestellt und Wege zur Zielerreichung der WRRL aufgezeigt werden.

2 Ursprungszustand

2.1 Abflussverhältnisse

Der Inn ist geprägt durch den hochalpinen Charakter des Einzugsgebietes mit geringem Basisabfluss im Winter, und von Schmelzwasser geprägten Abflüssen im Frühjahr, die im Sommer durch hochalpine, sommerkalte, stark Feinsedimente transportierende Gletscherabflüsse ergänzt werden (Loy *et al.*, 2014; Nagel *et al.*, 2019). Fischökologisch bedeutsam sind hier die Faktoren Abflussmenge, Temperatur (sommerkalt) und Trübung, die sich in der Frühjahrsphase auf das Laichgeschehen der meisten vorkommenden Arten direkt oder indirekt auswirken.

2.2 Sedimentfrachten

Im Gewässerbett des Inn dominierten Kiese und Schotter verschiedener Körnungen. Das spiegelt sich auch im Vorkommen der lithophilen Leitfischarten Äsche und Nase deutlich wieder. Entscheidend ist einerseits die Stabilität der Kiesstrukturen während der Laich- und Larvalphase und andererseits die Umlagerung und damit Erneuerung der Kiesstrukturen während der stärkeren Hochwasserabflüsse.

2.3 Strukturelle Gestaltung

Ursprünglich handelte es sich beim Inn um einen Voralpenfluss des Furkationstyps. Das bedeutet, dass eine ständige Umlagerung von mehreren Abflussgerinnen während der Hochwasserereignisse üblich war. Isolierte und angebundene Alt- und Nebengewässer wurden ständig neu geschaffen und wieder durch den

Fluss verlandet. Eine ausgedehnte Überschwemmungszone mit Weich- und peripher Hartholzaue begleitete das Flussbett. Ausnahmen waren hier nur Schlucht- oder Durchbruchstrecken, wie sie am Inn mehrfach auftreten.

2.4 Nutzungen

Die gewerbliche Nutzung der reichen Fischbestände wurde Schritt für Schritt durch die heutige angelfischereiliche Nutzung ersetzt. Die Innschifffahrt (Treidelschiffe) hatte früh Einfluss auf die Gewässerstruktur, da zumindest eine Uferseite fixiert und befestigt wurde. Zwischen Erstem und Zweitem Weltkrieg entstanden die ersten Wasserkraftwerke am Inn, der aufgrund von Schifffahrt, Landgewinnung und beginnendem Hochwasserschutz zu diesem Zeitpunkt schon weitgehend begradigt und eingedämmt war. Der Ausbau mit Wasserkraft war im wesentlichen Anfang der 1980'er Jahre erreicht. Die wesentlichen Veränderungen wie Begradigung, Festlegung der Ufer mit Landgewinnung, Hochwasserschutzmaßnahmen und kontinuierlicher Verfall der Wasser- und Grundwasserspiegeln waren schon vor dem Staustufenbau gegeben. Die Begradigung führte zur Degradation der Auen und der verstärkte Geschiebetrieb führte zu Tiefenerosion. In dieser Phase verschwanden bereits die meisten Nebengerinne, und die Feinsedimentfrachten führten im Uferbereich zu Uferrehnen, die Überflutungen immer seltener werden ließen. Der Wasserkraftausbau mit den zusätzlichen Zielen des Hochwasserschutzes, Landgewinnung und Sicherung der Infrastruktur verstärkten diese Effekte. Der Aufstau führte zu niedrigeren Fließgeschwindigkeiten mit Verlandungsstrukturen (heutige Sukzessions- und Auwaldflächen), aber auch zur Verhinderung eines weiteren Wasserspiegelverfalls, zum Stop der Tiefenerosion und damit verbundenen weiterem Trockenfallen der rudimentär vorhandenen Auen.

3 Defizitanalyse

Der begradigte und staugeregelte Fluss mit seinen festgelegten versteinten Ufern und den bereits ab Landesgrenze fehlenden Grobgeschiebeeintrag führte zu einer Monostrukturierung und auch bedingt durch das Alter der Staustufen zum Verschwinden von wesentlichen dynamischen Prozessen. Bei Stauerrichtung gab es zum Teil riesige Verlandungsbereiche mit neu entstehenden Inseln, Rinnen und Sukzessionsflächen. Die Einleitungen durch Industrie, Haushalte und Landwirtschaft bestimmten ebenso für Jahrzehnte die Wasser- und damit die Habitatqualität.

3.1 Sedimentfrachten

Der ursprünglich am Inn dominante Kiestransport, der das Gewässer optisch und als Lebensraum prägte, wurde mit zunehmender Querverbauung des Gewässers auf den Transport von Feinmaterialfrachten reduziert. Dieses Material wird in sehr großen Mengen transportiert, so dass über längere Zeiträume hinweg das Wasser trüb ist („Gletschermilch“). Zudem weisen statische Kiesbänke durch die vorangegangene Tiefenerosion verfestigtes Grobgeschiebe auf. Geeignete Kiesbankverhältnisse als Laichgebiete für Kies- und Substratlaicher zur Eiablage oder für frischgeschlüpfte Larven sind kaum mehr vorhanden.

3.2 Strukturelle Gestaltung

Aus einem naturnahen Fluss mit mehreren Gerinnen und einer Vielzahl von angebundenen und isolierten Nebengewässern wurde im Laufe der Jahrzehnte ein sehr einheitlich gestaltetes Flussbett mit Regelprofilen in Längs- und Querschnitt. Der Kontakt zu Nebengewässern wurde dadurch an vielen Stellen abgetrennt, die Vernetzung mit der Aue war auf wenige Areale während starker Hochwasserereignisse beschränkt. Als zentrales Fazit der in mehreren Jahrzehnten umgesetzten Festlegungen im Längs-, Quer- und Höhenprofil wurden dem Fluss-Aue-System die Fähigkeit zu dynamischen Prozessen weitgehend entzogen. Das bedeutet, dass durch die Maßnahmen eine Vielzahl von essentiellen Strukturen am Fluss und im Gewässerbett nachhaltig verloren gingen und die dürftigen Restbestände mit den Jahren alterten und ihre Funktion nach und nach einbüßten. Eine Neuschaffung dieser Strukturen durch den Fluss selbst ist aber aufgrund der fehlenden Gewässerdynamik heute nicht mehr möglich oder zumindest auf sehr kleine Restflächen (Flie遥strecken, Unterwasserbereiche der Kraftwerke) beschränkt.

3.3 Einflüsse Wasserkraft-Nutzung

Die Nutzung der Wasserkraft ist am ganzen bayerischen Inn durchgehend ausgebaut und greift v.a. durch den Aufstau in das Gewässer ein. Mögliche Schadenseinflüsse hinsichtlich des Turbinenbetriebes werden derzeit diskutiert. Neben Wander- und Driftbedingungen hängen potentielle Einflüsse auch von den technischen Voraussetzungen der Anlagen ab. Eine bewertende Diskussion zu diesen Aspekten ist im Gange, aber aufgrund grundlegender fischökologischer Wissensdefizite derzeit nicht abschließbar.

4 Konzeptionelle Herangehensweise und konkrete Maßnahmenumsetzung

VERBUND setzt bei den gegebenen Randbedingungen eine Reihe von Maßnahmen für den Erhalt der Fischpopulation in zum Teil künstlich entstandenen Auen

und Verlandungszonen um. Eine zentrale Erkenntnis der letzten Jahre war, dass es möglich ist, viele für die Gewässerfauna essentielle Strukturelemente im Rahmen des Gewässerunterhaltes zu pflegen, wiederherzustellen oder dort künstlich zu ergänzen. In begrenztem Maße übernimmt hier nun der Gewässerunterhalter die dynamische Rolle des Gewässers selbst. Dies ist vor allem in den Abschnitten nicht zu umgehen, wo einengende Rahmenbedingungen des Hochwasserschutzes und der Besiedelung eine echte Kehrtwende zurück unmöglich machen und das Geschiebe nicht mehr in das Gebiet gelangen kann.

4.1 Fischökologisches Habitatmodell

Im Rahmen der Konzepterstellung wurde ein sog. „Fischhabitatmodell“ entwickelt, das im Detail in Holzner *et al.* (2014) und Loy *et al.* (2014) beschrieben wird. Jede Staustufe wurde dabei als abgetrennter Raum betrachtet in dem durch geeignete populationsfördernde und populationserhaltende Maßnahmen den dort vorkommenden Fischarten der gesamte Lebenszyklus ermöglicht werden soll. Ein grundlegender Aspekt bei der Einteilung sind die unterschiedlichen Ansprüche an den Laichplatz, wobei hier zwischen limnophilen Haft-/Substratlaicher, rheophilen Haftlaicher und rheophilen Interstitiallaicher differenziert wurde. Als weiteres Unterscheidungskriterium gilt die benötigte Habitat-Vielfalt im Lebenszyklus. Um den Handlungsbedarf aufzuzeigen und geeignete Maßnahmen zu entwickeln, wurden die Habitate und strukturellen Voraussetzungen der einzelnen Staustufen vor Beginn der populationsfördernden und -erhaltenden Maßnahmen analysiert.

Für die betrachteten Staustufen ergaben sich rein aus den dominierenden geometrischen und morphologischen Randbedingungen unterschiedliche Maßnahmen- und Umsetzungskonzepte, siehe Abb. 1.

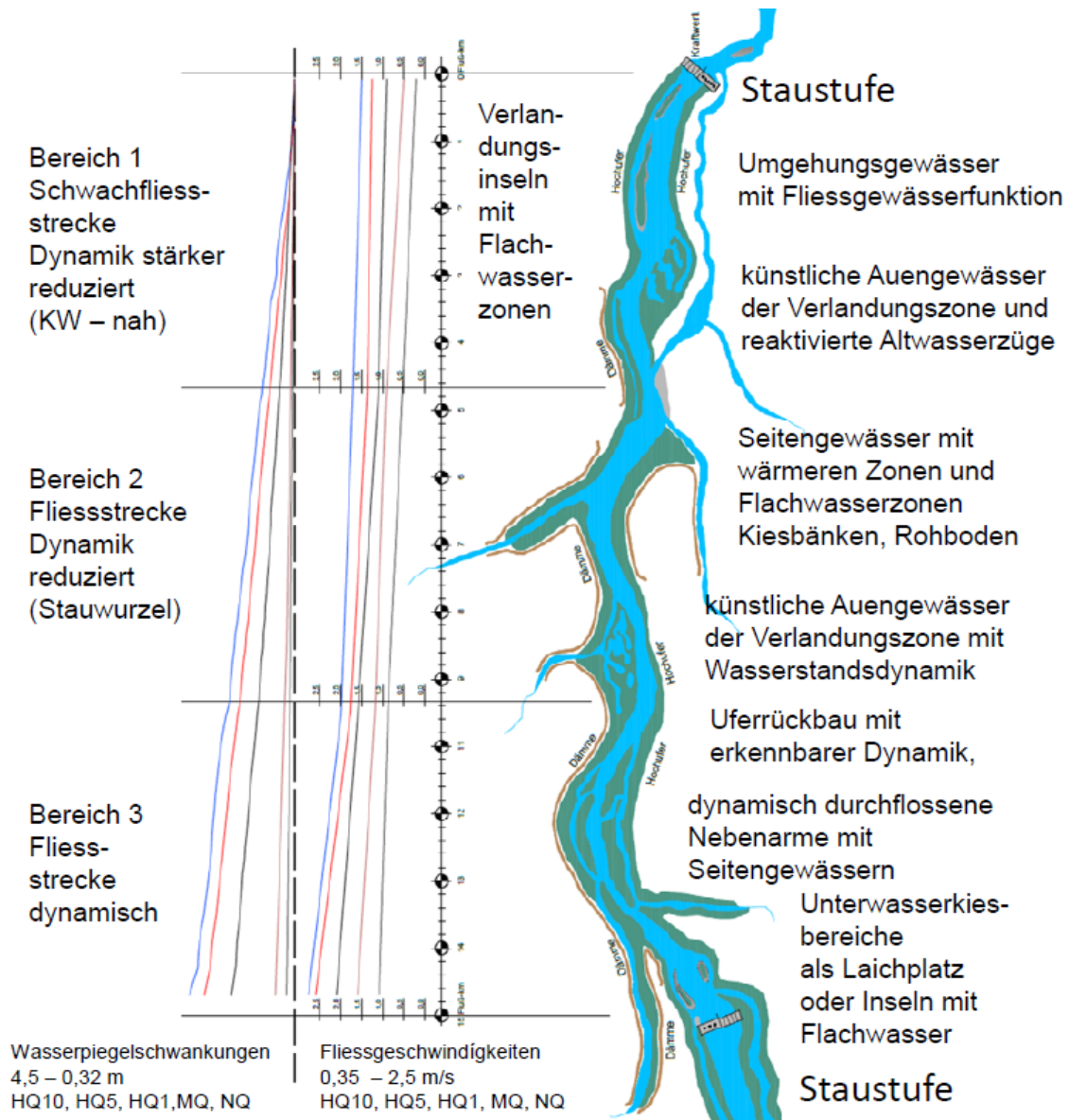


Abb. 1: Schemabild Maßnahmenumsetzung zwischen 2 Staustufen um Habitatbedürfnisse abzubilden

4.2 Initiierung fluviatiler Dynamik und Förderung der Seitenvernetzung

Der Inn ist bei Hochwasser auch heute noch in der Lage, „freigegebene“ Restbereiche selbst umzugestalten. Daher waren dynamische Bereiche, wie vor allem die Restfließstrecken im Unterwasser der Staustufen bis zum Übergang in die Stauwurzel die wesentlichen konzeptionellen Ansatzpunkte für Strukturierung der Ufer und die Öffnung von dahinterliegenden Auen und Seitengewässern. Wichtig ist es, natürliche dynamische Prozesse wieder zu initiieren und zuzulassen. In Bereichen, die der natürlichen Gestaltungskraft des Flusses vollständig bzw. weitestgehend entzogen sind, muss eine maschinelle Umsetzung der notwendigen

Strukturierungs- oder Gestaltungsmaßnahmen vorgenommen werden, etwa bei der Wiederanbindung von Altwässern, dem Uferrückbau und der Geschiebezugabe. Die starken Feinsedimentfrachten (Sand) des Inn sind dabei eine wesentliche Rahmenbedingung. Die Aushubsedimente aus dem Inn oder innnahen Auflandungen wurden, entweder dem ohnehin stark sedimentführenden Inn wieder zugegeben oder aber auch als temporäre Uferstrukturen und v.a. zum Schutz vor übermäßiger Sedimentation als Uferrehnen bei Altwässern gestaltet. Die Linieneinführung der Uferrehnen wurden so gelegt, dass Hochwässer den neuen oder entlandeten Altwasserbereich nicht mehr von oben durchströmen können und ein Wasseraustausch nur von unterstrom möglich ist. Die reliefartig gestalteten Sand- und Baggerflächen stellten sich als wichtige Sukzessionsflächen heraus und bieten bei Hochwasser Rückzugsbereiche für Kleinsäuger und Reptilien. Erwähnenswert ist zudem, dass sich durch den weit verbreiteten Biber und den alpinen Charakter des Flusses eine große Zahl in das Wasser ragende Tothölzer oder Totholzablagerungen findet, die den Fischen als Unterstand dienen.

4.3 Umgehungsgewässer als wesentliche Bausteine im Gesamtkonzept

Die Durchgängigkeit wird in Deutschland und Österreich als ein wesentlicher Bestandteil zur Zielerreichung der WRRL gesehen und deutsche und österreichische Leitfäden wurden für diesen Aspekt entwickelt. Die Leitfäden definieren dabei Richtwerte für Fließtiefen, Gefällebedingungen und Fließgeschwindigkeiten, die in technischen Bauwerken und an Kleinanlagen einfach einzuhalten sind. Im langjährigen Planungsprozess zur Durchgängigkeit der Fließgewässer wurde aber bald, sowohl von den beauftragten Fachplanern als auch den Behördenvertretern, der Vorteil von Umgehungsgewässern mit Fließgewässereigenschaften und zusätzlichen Lebensraumfunktionen erkannt. In einem nunmehr seit Jahren im Rahmen eines Forschungsprojektes der TU München (Nagel *et al.*, 2019) bewerteten und mit nachjustierten Komponenten von Ersatzlebensräumen lassen sich folgende Aspekte ansprechen: Es können für rheophile Fischarten funktionierende Kieslaichplätze und Laichplätze für Krautlaicher in den angebundenen Stillgewässern hergestellt werden. Diese werden ergänzt durch, Strömungs-, Substrat- und Totholzaspekte und dienen somit als Juvenil- und Nahrungshabitat und fördern auch Fische aus der Drift. Es entsteht ein Ersatzlebensraum für alle Größenklassen, ein Wander- und Besiedelungskorridor der sich im Fluss-schlauch selten oder nur schwer bis gar nicht realisieren ließe. Die Umgehungsgewässer weisen auf Grund der Randbedingungen der Geometrie, Grundstücksverfügbarkeit und «Beeinflussung» z.B. Belange Dritter, unterschiedliche Größe, Dotation und Strukturvielfalt auf. Jedoch können selbst kleine Umgehungsgewässer wesentliche Lebensraum Aspekte für gefährdete Fischarten aufweisen. Unsere Erfahrungen zeigen, dass ab 1 m³/s Dotationswassermenge und mit der

Möglichkeit einer gewissen Dynamisierung, die baulichen und fischökologischen Randbedingungen einfacher einzuhalten sind. Die Kosten beim Bau und im Unterhalt differieren gegenüber rein technischen Bauwerken wenig. Die Paradigmen der Leitfäden wie «falsche Seite», «abgerückter Einstieg», «Auffindbarkeit», «pessimale Stellen und Fließtiefen», «Fremdwasser» und Wanderdistanzen sollten bei potamodromen Arten relativiert werden. Vor allem dann, wenn im oberen Einzugsgebiet oder in Bereichen mancher Staustufen wesentliche Schlüsselhabitate nicht vorhanden sind und die «Wanderung» daher zum Abschließen des Lebenszykluses in absehbarer Zeit nicht beitragen kann aber funktionierende Habitate und Ersatzhabitate im Nahbereich geschaffen, vorhanden und erreichbar sind.

Es ist daher erforderlich, zumindest für großen Anlagen, den Fokus auf Durchwanderbarkeit zu relativieren um die Realisierung der wesentlichen Habitatfunktionen für Fischpopulationen in Umgehungsgewässern zeitnah zu ermöglichen. Eine positive Wirkung im Hinblick auf den Erhalt und die Förderung von Fischpopulationen ist bei potamodromen Arten mit der alleinigen Maßnahme «Herstellung der Durchgängigkeit» wahrscheinlich nicht erreichbar. Vielmehr sollte die Priorisierung richtig gewählt und die notwendigen Schlüsselhabitate und Ersatzlebensräume im/am Gewässer hergestellt werden. Dazu ist ein gesellschaftlicher Konsens notwendig, um eine breite Finanzierung zur Aufwertung aquatischer und terrestrischer Gewässerlebensräume zu ermöglichen. Umgehungsgewässer und Gewässerstrukturierungen finden eine breite Akzeptanz und zeigen nicht nur positive Auswirkungen auf die Fischfauna, sondern fördern auf Grund ihres integrativen Ansatzes den gesamten Lebensraum (aquatisch, semiaquatisch, terrestrisch, sowie Auenaspekte).

5 Zusammenfassung

Im Spannungsfeld zwischen regenerativer Energieversorgung einerseits und nachhaltigem Gewässerschutz andererseits, bemühen sich die Wasserkraftbetreiber ganzheitliche, flussgebietsbezogene Konzepte umzusetzen. Gewässerstrukturmaßnahmen und Ersatzhabitate v.a. in Umgehungsgewässern können eine hohe Wirkung für die Population oder zumindest einen Ersatzlebensraum für alle Lebensraumkomponenten für gefährdete Fischarten bieten und tragen zur Erreichung der Bewirtschaftungsziele bei. Schlüsselhabitate müssen verfügbar und erreichbar sein. Umgehungsgewässer, die Habitatfunktionen aufweisen, welche im Fluss nur schwer wieder herstellbar sind, können in der einzugsgebietsbezogenen Betrachtung wichtiger sein als technische Bauwerke zur Durchgängigkeit und die strikte Einhaltung von Leitfäden, die nur die Durchwanderbarkeit im Fokus haben. Am Inn wurden in enger Abstimmung mit den Fach-

behörden verschiedenste Maßnahmentypen umgesetzt, die in langjährigen Forschungsprojekten begleitet werden. Der Fokus liegt auf der Habitatverfügbarkeit, -dynamik und -funktion, sei es im Gewässer, Umgehungsgerinne oder der angebundenen Aue.

Referenzen

- Holzner, M., Loy, G., Schober, H.M., Schindlmayr, R., Stein, C. (2014). Vorgehensweise zur Entwicklung von populationsunterstützenden Maßnahmen für die Fischarten am Inn in Oberbayern. *Wasserwirtschaft Jhr.* 104, Heft 7/8, S. 18 – 25
- Loy, G., Holzner, M., Schober, H.M., Schindlmayr, R., Stein, C. (2014). Maßnahmen zur Förderung von Populationen bedrohter Fischarten am Inn (Oberbayern) im Rahmen des Gewässerunterhaltes. *Wasserwirtschaft Jhr.* 104, Heft 7/8, S. 26 – 33.
- Nagel, C. Müller, M., Pander, R., Geist, J. (2019). Bewertung von habitatverbessernden Maßnahmen zum Schutz von Fischpopulationen, Projektjahr 2019, unveröffentlicht, Lehrstuhl für aquatische Systembiologie, TU München

Adressen der Autoren

Georg Loy (korrespondierender Autor)

VERBUND Innkraftwerke GmbH

D-84513 Töging, Werkstrasse 1

Georg.Loy@verbund.com

Walter Reckendorfer

VERBUND Hydro Power GmbH

A-1150 Wien, Europaplatz 2

Walter.Reckendorfer@verbund.com



Ethohydraulische Untersuchungen des Flachrechen-Bypass-Fischabstiegsystems

Ethohydraulic laboratory investigation on fish protection and descent using a „flat rake bypass system“

Boris Lehmann

Kurzfassung

Der Artikel fasst Befunde und Erkenntnisse von ethohydraulischen Laboruntersuchungen zum Fischschutz und –abstieg an einem gleichförmig angeströmten Flachrechen-Bypass-System zusammen. Unterschiedliche Parameter des Systems wurden dabei variiert und das Verhalten von abwanderwilligen Lachs-Smolts, Blankaalen und einem breiten Spektrum von potamodromen Arten untersucht. Zudem wurden hydraulische Signaturen erfasst und mit den Verhaltensbefunden verschnitten. Dabei zeigte sich, dass das Flachrechen-Bypass-System eine gute Schutzwirkung aufweist, jedoch der Abstieg der Fische wesentlich von der Konstellation einzelner Parameter zueinander und den sich daraus ergebenden hydraulischen Signaturen abhängt.

Abstract

The article summarizes the findings from an ethohydraulic laboratory investigation on fish protection and descent using a „flat rake bypass system“. Different parameters of the system were varied and the behaviour of migrating salmon smolts, silver eels and a wide spectrum of potamodromous species were investigated. In addition, hydraulic signatures were recorded and blended with the behavioral findings. It was shown that the „flat rake bypass system“ has a good protective effect, but the descent of the fish depends essentially on the constellation of individual parameters to each other and the resulting hydraulic signatures.

1 Veranlassung und Systembeschreibung

Stromabwärts wandernde Fische unterliegen bei der Überwindung von Wasserkraftanlagen und Wasserausleitungsbauwerken einem hohen Risiko, durch Anlagenteile verletzt oder getötet zu werden. Abhilfe können wirksame Schutzvorrichtungen in Kombination mit alternativen, als Bypässe bezeichnete Abwanderkorridore schaffen.

Ziel des Forschungsprojekts „Untersuchungen zum Orientierungs- und Suchverhalten abwandernder Fische zur Verbesserung der Dimensionierung und Anordnung von Fischschutzeinrichtungen“ (Förderkennzeichen 3516 85 0500; Leistungszeitraum 2016 bis 2019) war es, in ethohydraulischen Tests das Verhalten abwandernder Fische diverser Arten gegenüber unterschiedlich zur Strömung angeordneter Rechentypen mit verschiedenen gestalteten Bypasseinstiegen zu erforschen. Angesichts der sich aus der Fragestellung ergebenden immensen Anzahl von Versuchskonstellationen wurde das FuE-Projekt in zwei Teilen abgearbeitet. Die Arbeiten für Teil I befassten sich mit der Anordnung von Bypassöffnungen unterschiedlicher Form und Kubatur neben Vertikal- und Schrägrechen und wurden bereits publiziert (Lehmann *et al.*, 2016).

Der in diesem Artikel fokussierte Teil II befasste sich mit einem sogenannten Flachrechen-Bypassrinnen-System (Abb. 1). Hierbei handelt es sich um einen in Fließrichtung in flachem Winkel zur Sohle geneigt installierten Rechen mit vertikaler Stabanordnung geringer lichter Weite, der für viele Fische als nahezu unpassierbar gilt. Die Oberkante des Flachrechens wird stets von Wasser überflossen, das von einer entlang der Rechenkante verlaufenden Bypassrinne aufgenommen wird. Der Abfluss und die darin enthaltenen Fische werden über die Bypassrinne einer seitlich angeschlossenen Bypassleitung zugeführt.

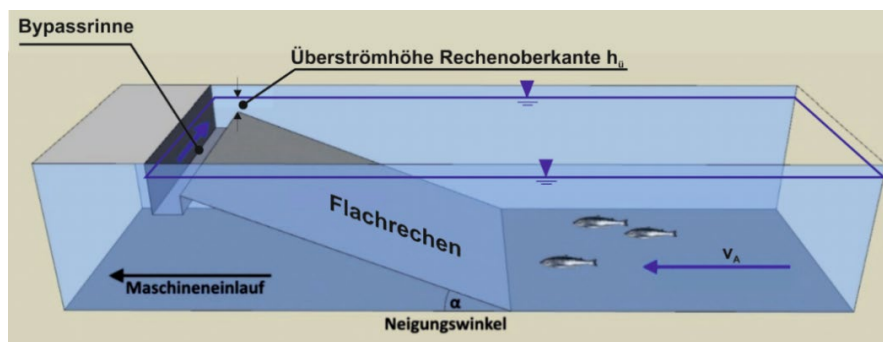


Abb. 1: Prinzipskizze des Flachrechen-Bypassrinnen-Systems

Das an der TU Darmstadt gemeinsam mit dem Institut für angewandte Ökologie (Kirtorf-Wahlen) durchgeführte Forschungsprojekt wurde mit Mitteln des Bundesministeriums für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit gefördert. Ziel der Untersuchungen war es, basierend auf den Erkenntnissen aus einer Literaturrecherche mittels ethohydraulischer Versuche die Wirkung von Flachrechen-Bypassrinnen-Systemen auf abwanderwillige Lachs-Smolts, Blank-Aale und diverse potamodrome Arten zu untersuchen, die Laborbefunde mit Monitoringbefunden von ausgeführten Fischschutz- und -abstiegsanlagen gleicher Bauweise zu vergleichen und so Empfehlungen für Planung und Bemessung zu erarbeiten.

Dafür galt es, in ethohydraulischen Tests in einem Laborgerinne mit einem eingebauten Flachrechen-Bypassrinnen-System charakteristische (d. h. reproduzierbare und ggf. artspezifische) Verhaltensmuster der beobachteten Arten bzw. Entwicklungsstadien auf die einzelnen Komponenten zu identifizieren. Das Augenmerk lag auf dem Verhalten der Tiere bei der Annäherung an die mechanische Barriere, auf der Passage über die Rechenfläche zur Oberkante, auf der Überwindung der überströmten Rechenoberkante in die Bypassrinne hinein sowie auf die Passage der Öffnung zur Bypassleitung. Zudem wurden die in den jeweiligen Reaktionsräumen herrschenden hydraulischen Bedingungen unter Berücksichtigung der konstruktiven Merkmale des Flachrechen-Bypassrinnen-System systematisch aufgemessen und mit den beobachteten Verhaltensweisen verschnitten. Auf diese Weise ließen sich in Hinblick auf die Wirksamkeit des Systems fischbiologisch begründete Grenzwerte ableiten.

Schließlich wurden die erarbeiteten Ergebnisse mit den Befunden ähnlicher ethohydraulischer Laborstudien anderer Institutionen und mit publizierten Erkenntnissen von Feldanlagen verglichen, um die Allgemeingültigkeit der Befunde so gut wie möglich im Rahmen des Projektes abzusichern.

2 Versuchsprogramm

Die Versuche fanden bei konstant gehaltener Wasserqualität und den natürlichen Fließgewässertemperaturen angepassten Bedingungen in einer 40-Meter langen und 1.5-Meter breiten Laborrinne im wasserbaulichen Forschungslabor der TU Darmstadt statt. Das Flachrechen-Bypassrinnen-System an sich war modular aufgebaut und bestand aus den folgenden Komponenten:

Flachrechen (Abb. 2, links): Die in den Tests verwendeten Rechenstäbe waren aus Aluminium-Flachstäben mit rechteckigem Profil von 3 mm Dicke und 30 mm Tiefe gefertigt. Die einzelnen Stäbe wurden zu einem Rechen mit lichtem Stababstand von 12 mm angeordnet. Bei der Anfertigung wurde zum Schutz der Fische auf eine sorgfältige Abrundung aller Kanten geachtet. Um bei einer Wassertiefe von etwa 80 cm in der Laborrinne drei verschiedene Neigungswinkel zur Sohle ($\alpha = 20^\circ$, 30° und 45°) realisieren zu können, standen drei angepasste Rechenfelder in der jeweils benötigten Baulänge zur Verfügung.

Bypassrinne mit Rückwand (Abb. 2, rechts): Dieser Bestandteil des Flachrechen-Bypass-Systems bot den Fischen den eigentlichen Abwanderkorridor an. Die in den Tests eingesetzte Bypassrinne wies einen halbkreisförmigen Querschnitt mit einem Durchmesser von 30 cm auf. Ihre Oberkante verlief horizontal auf einer Höhe von 60 cm über der Rinnensohle parallel und bündig zu der Oberkante des Flachrechens. Am abstromigen Ende der Bypassrinne war eine nicht überströmte, senkrechte Rückwand montiert, um den ankommenden Wasserstrom in

Richtung Bypassrinne bzw. zur Bypassöffnung umzulenken. Im Versuchsstand war die Bypassrinne stets orthogonal zur Anströmung angeordnet und wurde in der Regel über die gesamte Länge beaufschlagt.

Bypassöffnung mit anschließender Bypassleitung: An der (in Fließrichtung gesehen) linken Wand der Laborrinne schloss sich an die Bypassrinne eine kreisrunde Bypassöffnung mit 30 cm Durchmesser an, die in eine Ableitröhre mit DN300 überging, um Fische aus der Bypassrinne in ein Seitenkompartiment zu leiten.

Neben dem Neigungswinkel α des Flachrechens konnten mittels installierter Steuer-, Mess- und Regeltechnik folgende Parameter zu den Versuchen eingestellt werden:

- Die Anströmgeschwindigkeit v_A stellt den Mittelwert der Rinnenströmung bei einem senkrecht durchflossenen Querschnitt unmittelbar vor dem Flachrechen dar. Sie wurde im für reale Rechenanlagen typischen Bereich von $0.3 \text{ m/s} \leq v_A \leq 1.0 \text{ m/s}$ eingestellt.
- Die Überströmhöhe an der Rechenoberkante $h_{\bar{u}}$ ist relevant für das Einschwimmen abwanderwilliger Fische in die Bypassrinne und ebenso für die Strömungsverhältnisse entlang der Bypassrinne. Mit Blick auf reale Flachrechen mit überströmter Rechenoberkante wurden hier Werte im Bereich $2 \text{ cm} \leq h_{\bar{u}} \leq 15 \text{ cm}$ eingestellt.
- Die Geschwindigkeit v_B im Querschnitt der Bypassöffnung ergab sich hydraulisch aus dem Durchfluss der Bypassrinne und dem Wasserstand im Seitenkompartiment, wo die Bypassleitung einmündete.

Die Variation der Parameter erlaubte eine hohe Zahl an Versuchseinstellungen. Mit Blick auf recherchierte Daten von Feld-Pilotanlagen und Laborstudien anderer Institutionen wurden Parameterkonstellationen gewählt, welche zu sog. Versuchssetups führten, die dann jeweils mit den verschiedenen Fischarten getestet und hydrometrisch aufgemessen wurden (Tab. 1). Insgesamt fanden 260 Tests mit mehr als 400 Lachs-Smolts, 380 Fischen der potamodromen Arten sowie 380 Aalen statt. Je nach erarbeiteter Befundlage wurden in der verfügbaren Projektlaufzeit angedachte Setups verworfen oder modifiziert, um die Ursachen erkannter Verhaltensweisen konkret spezifizieren/validieren zu können oder Vermutungen bzgl. Versuchsartefakte bestätigen/verwerfen zu können. Eine ausführliche Darlegung der einzelnen Setupeinstellungen, der eingesetzten Fischarten, -altersstadien, -größen und deren Herkunft als auch der Versuchsprotokolle ist dem Abschlussbericht des Bundesamtes für Naturschutz zu entnehmen (Lehmann, 2021).

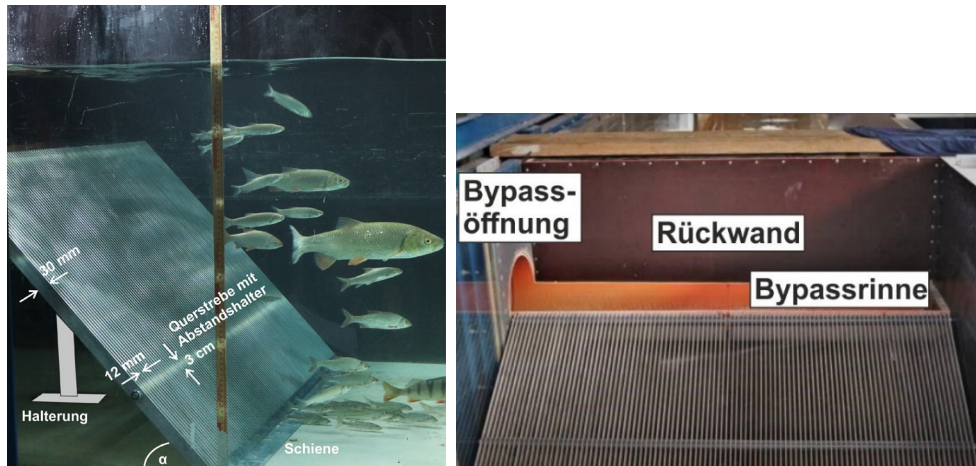


Abb. 2: Der mit $\alpha = 45^\circ$ zu Sohle eingebaute Flachrechen mit Aluminium-Flachstäben, Querstreben und Stab-Abstandshalter sowie einer Schiene am Rechenfuß und der rückseitig montierten Halterung (links); Anschluss, Verlauf und Kontur der Bypassrinne entlang der überströmbaren Rechenoberkante mit der Rückwand sowie dem Übergang durch die kreisrunde Bypassöffnung in einen rohrförmigen Bypass (rechts)

Tab. 1: Eingestellte Werte der einzelnen Parameter und bei den ethohydraulischen Tests eingesetzte Arten

konstruktive Parameter	lichte Stababstände des Rechens 12 mm	
		20°
	Neigung des Rechens zur Sohle α	30°
		45°
hydraulische Parameter	Anströmgeschwindigkeit v_A im senkrechten Querschnitt vor dem Rechen	0.3 m/s
		0.5 m/s
		0.8 m/s
		0.9 m/s
		1.0 m/s
	Überströmhöhe $h_{ü}$ der Rechenoberkante	2 cm
		5 cm
		10 cm
		15 cm
untersuchte Arten	Fließgeschwindigkeit in der Bypassrinne v_B unmittelbar vor der Bypassöffnung	
	Lachs-Smolts	
	potamodrome Arten: Barbe, Barsch, Döbel, Gründling, Hasel, Hecht, Kaulbarsch, Nase, Plötze, Schwarzmundgrundel, Ukelei, Wels	
	Blank-Aale	

3 Befunde und Erkenntnisse

Im Folgenden werden einige Ergebnisse dargelegt und mit bereits publizierten Aussagen verglichen. Für eine detaillierte Erläuterung und Diskussion wird auf Lehmann *et al.* (2021) verwiesen.

3.1 Barrierewirkung eines Flachrechens

Ein in der Hauptströmung positionierter Rechen wird vor allem von subcarangiformen Fischen, und damit von den meisten potamodromen Arten und Lachs-Smolts, als Abwanderbarriere wahrgenommen. Entsprechend stellen sie sich, ohne die Barriere zu touchieren, positiv rheotaktisch ausgerichtet vor dem Rechen ein. Von dieser Position aus suchen die Fische sondierend und sich stets in der Strömungsachse bewegend nach einer Abwandermöglichkeit, während seitliche Suchbewegungen kaum stattfinden.

Die potamodromen Arten zeigen sich nur verhalten bereit, nach der Annäherung an einen Flachrechen dessen Fläche in Richtung der Wasseroberfläche zu folgen. Aale hingegen kollidieren nahezu immer zunächst unaufmerksam mit dem Rechen, woraufhin sie das bereits aus diversen Labor- und Freilandbeobachtungen beschriebene Umkehrverhalten zeigen und nach stromaufwärts fliehen (u. a. Adam *et al.*, 1999; Jansen *et al.*, 2007).

3.2 Anströmgeschwindigkeit v_A

Auch im Falle von Flachrechen spielt die Anströmung eine entscheidende Rolle dafür, wie sich Fische am Rechen entsprechend ihrer Leistungsfähigkeit verhalten können (u. a. DWA, 2005; TLUG, 2009; Ebel, 2013). Ein wesentliches Problem stellt das Impingement dar, bei dem Fische von der Strömung gegen eine für sie unpassierbare Rechenfläche ohne Möglichkeit zur Flucht angepresst werden. Die aktuellen ethohydraulischen Tests für den steilen Rechen ($\alpha = 45^\circ$) haben für die getesteten Arten diesbezüglich die Gültigkeit der einschlägigen Grenzwerte für die zulässige Anströmgeschwindigkeit mit $v_A = 0.5$ m/s für Blankaale (DWA, 2005), 0.8 m/s für potamodrome Arten und 1.0 m/s für Lachs-Smolts (Schwevers und Adam, 2019) bestätigt.

3.3 Neigungswinkel α

Wenngleich die Neigung eines für die betrachteten Fischgrößen unpassierbaren Rechens kaum messbare hydraulische Effekte im Anströmbereich entfaltet, ist das Verhalten von Fischen an unterschiedlich geneigten Flachrechen unterschiedlich. Zunächst unterstreichen die Beobachtungen im Versuchsstand die Freilandbeobachtung von BLASEL (2009), nach denen Lachs-Smolts unabhängig von der Rechenneigungen ein stets gleiches Verhalten darlegen und sich wenig geneigt zeigen, eine Rechenoberkante zügig zu passieren.

Für stromabwärts wandernde potamodrome Arten haben sich Flachrechen hingegen als umso wirksamer erwiesen, je stärker diese in Fließrichtung zur Sohle geneigt eingebaut sind: Während sich die Fische gegenüber eines im Neigungswinkel von 45° eingebauten Rechenfeldes wie vor einem senkrecht stehenden Rechen verhielten (Lehmann *et al.*, 2016; Böckmann *et al.*, 2018), nahmen die potamodromen Arten einen flacher geneigten Rechen besser an, in dem sie der Rechenfläche in Richtung der Rechenoberkante folgten. Zu einem vergleichbaren Resultat kamen die Untersuchungen von Cuchet (2018), wenngleich sich in den vorliegenden Tests das im Neigungswinkel $\alpha = 20^\circ$ installierte Rechenfeld nicht als grundsätzlich besser geeignet erwiesen hatte, als ein 30° -Flachrechen.

3.4 Überströmhöhe $h_{\ddot{u}}$ der Rechenoberkante

Damit die Oberkante eines Flachrechens von subcarangiformen Arten in aufrechter Körperhaltung überschwommen werden kann, bedarf es einer Überströmhöhe $h_{\ddot{u}}$, die mindestens der Körperhöhe der jeweils hochrückigsten und größten Art bzw. Exemplare entspricht, die zu berücksichtigen sind. Die aktuellen Beobachtungen aus dem Labor bestätigen damit grundsätzlich die Aussagen von Blasel (2009) und Heermann *et al.* (2019). Eine Ausnahme bilden Aale. Diese zeigen sich aktiv schlängelnd in der Lage, eine Rechenoberkante selbst dann zu passieren, wenn die Überströmhöhe geringer ist als ihre Körperhöhe (Adam *et al.*, 2003). Die aktuellen Tests zeigen aber auch, dass die Anzahl erfolgreicher Passagen von Aalen bedeutend steigt, wenn die Überströmhöhe mindestens $h_{\ddot{u}} = 5$ cm beträgt.

3.5 Hydraulische Bedingungen an der Rechenoberkante

Wesentliche Probleme in Hinblick auf die Akzeptanz für Fische ergeben sich aus der baulichen Ausführung eines Flachrechens-Bypassrinne-Systems im Bereich des Übergangs von Rechenoberkante zur Bypassrinne. Insbesondere die in den Abfluss direkt hinter einem Flachrechen hineingetauchte Bypassrinne hat eine Umlenkung der Stromlinien bis vor die Rechenfläche zur Folge, was in erheblichem Umfang die Anzahl von Passagen über die Rechenoberkante in eine Bypassrinne hinein verringert. In Konsequenz dieser ungleichmäßigen Anströmung der Rechenoberkante kehrten die meisten Fische aller Arten nach stromaufwärts zurück, anstatt die Bypassrinne anzunehmen.

Eine Einengung des Wanderkorridors mittels einer den Abfluss reduzierenden Absperrung mit schmaler Öffnung entlang der Rechenoberkante vermindert ebenfalls die Akzeptanz einer Bypassrinne aufgrund der Komprimierung der Stromlinien einhergehend mit der Beschleunigung der Fließgeschwindigkeit vor der Öffnung. Coutant & Whitney (2000) sprechen diesbezüglich sogar von einer

hydraulischen Barrierewirkung. In den ethohydraulischen Tests wurde entsprechend diese Versuchskonstellation nahezu niemals passiert.

Ebenfalls negativ wirken sich Wirbel und Turbulenzen im Bereich der Rechenoberkante auf die Akzeptanz einer Bypassrinne aus, da abwanderwillige Fische diesen nicht ausweichen, sondern davor zurückschrecken und fliehen.

3.6 Hydraulische Bedingungen in der Bypassrinne

Die hydraulischen Bedingungen in der Bypassrinne entfalteten keine Wirkung, die den Fischen eine aktive Auffindbarkeit der Öffnung in das Bypassrohr ermöglicht hätte. Wenn immer es den Probanden möglich war, flüchteten sie aus der Bypassrinne oder wurden von einer bestehenden Strömungswalze innerhalb der Bypassrinne erfasst und zwangsweise zur Bypassöffnung hin verdriftet.

Angeichts dieser Beobachtungen ist begründet davon auszugehen, dass bestenfalls wirklich abwanderwillige Fische eine Bypassrinne mit einer anschließenden Ableitung annehmen, wie dies von Økland *et al.* (2016) mit Lachs-Smolts am Flachrechen-Bypassrinnen-System und Calles *et al.* (2013) mit Blank-Aalen beobachtet wurde. Die Beobachtungen im Versuchsstand zeigen zudem an, dass eine Bypassrinne ausreichend dimensioniert sein muss, damit sie die größten am jeweiligen Standort zu erwartenden Arten bzw. Exemplare aufnehmen kann. So kollidierten immer wieder vor allen gestreckt über die Rechenoberkante schwimmende Aale mit der Rückwand der offensichtlich zu klein dimensionierten Bypassrinne.

4 Zusammenfassung

Die durchgeführten ethohydraulischen Tests mit dem Flachrechen-Bypassrinnen-System haben gezeigt, dass dieses Konstruktionsprinzip sehr komplex ist und mehr funktionsrelevante Fragen als erwartet aufwirft. Die Schutzwirkung von Flachrechen ist gut verstanden und kann zielartenspezifisch gut bemessen werden. Die angenommene Leitwirkung von Flachrechen muss relativiert werden – hierzu ergaben die Tests in guter Übereinstimmung mit anderen publizierten Untersuchungen klare, teilweise artspezifische Empfehlungen zu Rechenneigungen und Anströmgeschwindigkeiten. Bezüglich der Überströmhöhe konnten ebenfalls Hinweise aus den Versuchen abgeleitet und mit der Fachliteratur abgeglichen werden. Hier zeigte sich jedoch das hydraulische Wirkungsgefüge zwischen überströmter Rechenoberkante und Bypassrinne als funktionsbestimmende „Schwelle“ – im Rahmen standortspezifischer Anlagenplanungen ist diesem Bereich eine hohe Sorgfalt zu widmen. Tab. 2 fasst die wesentlichen erarbeiteten Empfehlungen für Flachrechen-Bypassrinnen-Systeme zusammen.

Tab. 2: Empfehlungen für ein Flachrechen-Bypass-System (k. E. = keine Empfehlung möglich)

Parameter	subcarangiforme		anguilliforme
	Lachs-Smolts	Potamodrome	Blank-Aale, Welse
lichte Weite Flachrechen (für untersuchte Fischarten und -größen)	12 mm (Totallänge: 10 bis 30 cm)	12 mm (Totallänge: 10 bis 50 cm)	12 mm (Totallänge: 50 bis 95 cm)
Ausrichtung der Rechenstäbe	vertikal		
Neigungswinkel α Flachrechen	k. E. m.	< 30° (je flacher, desto besser)	≤ 45° (je flacher, desto besser)
Anströmgeschwindigkeit v_A	bis 1 m/s	bis 0,8 m/s	bis 0,5 m/s
Überströmhöhe h_U der Rechenoberkante mindestens	> 5 cm	> 15 cm	5 cm bei Blank-Aalen bei Welsen: Körperhöhe
Bypassrinne Mindestbreite	k. E. m.		
Vorzugsform der Bypassrinne	k. E. m.		
Vorzugsform der Bypassleitung	röhrenförmig		

Referenzen

- Adam, B., U. Schwevers & U. Dumont (1999): Beiträge zum Schutz abwandernder Fische. Verhaltensbeobachtungen in einem Modellgerinne. - Solingen (Verlag Natur & Wissenschaft) - Bibliothek Natur und Wissenschaft: 16, 63 S.
- Adam, B. & U. Schwevers (2003): Untersuchung der Aalabwanderung über einen Feinstrechen mit Bypassrinne. - Kirtorf-Wahlen (Institut für angewandte Ökologie), im Auftrag der Floecksmühle Energietechnik GmbH, 21 S.
- Blasel, K. (2009): Funktionskontrollen an Fischabstiegsanlagen in Baden-Württemberg. - SchrR. Landesfischereiverband Baden-Württemberg e.V., 4 (Lachs in Baden-Württemberg), 89 - 96.
- Böckmann, I., A. Hoffmann, F. Fester, E.-M. Klopries, A. Wilmink, S. Hud-Jetz, C. Brüll, E. Pummer & H. Schüttrumpf (2018): Orientierungs- und Suchverhalten von Fischen vor Rechenanlagen an Wasserkraftanlagen / Endbericht. - Bielefeld (Büro für Umweltplanungen, Gewässermanagement und Fischerei) & Aachen (Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft), im Auftrag der innogy SE, 60 S.

- Calles, O., S. Karlsson, P. Vezza, C. Comoglio & J. Tielman (2013): Success of a low-sloping rack for improving downstream passage of silver eels at a hydro-electric plant. - *Freshwater Biology* 58, 2168 - 2179.
- Coutant, C. & R. R. Whitney (2000): Fish Behavior in Relation to Passage through Hydropower Turbines: A Review. - *Transactions of the American Fisheries Society* 129, S. 351 - 380.
- Cuchet, M., F. Geiger & P. Rutschmann (2018): Zum Fischschutz und Fischabstieg an geneigten und horizontalen Rechen. - *Wasserwirtschaft* 9/2018, 36 - 40.
- DWA (2005): DWA-Themen: Fischschutz- und Fischabstiegsanlagen. Bemessung, Gestaltung, Funktionskontrolle. 2. überarbeitete Auflage - Hennef (Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V.), 256 S.
- Heermann, L., M. Teicher, J. Borchering, F. Økland, E. Thorstad, R. Hedger, T. Havn, S. A. Sæther, O. Diserud & M. Tambets (2019): Abschlussbericht zum Projekt Fischschutz und Fischabstieg an der Pilotanlage Unkelmühle. - Im Auftrag der Bezirksregierung Köln, innogy SE und Ministerium für Umwelt, Natur, Landwirtschaft und Verbraucherschutz Nordrhein-Westfalen, 118 S.
- Jansen, H. M., H. V. Winter, M. C. M. Bruijs & H. J. G. Polmann (2007): Just go with the flow? Route selection and mortality during downstream migration of silver eels in relation to river discharge - *ICES Journal of Marine Science*, 64, S. 1437 - 1443
- Lehmann, B., B. Adam, O. Engler & G. Kissel (2021): Dimensionierung und Anordnung von Fischschutzeinrichtungen vor Wasserkraftanlagen: Untersuchungen zum Flachrechen-Bypassrinnen-System. - Bundesamt für Naturschutz (Bonn, Bad Godesberg), Schriftenreihe Naturschutz und Biologische Vielfalt, Nr. 169, 159 S.
- Lehmann, B., B. Adam, O. Engler, V. Hecht & K. Schneider (2016): Ethohydraulische Untersuchungen zur Verbesserung des Fischschutzes an Wasserkraftanlagen. - Bundesamt für Naturschutz (Bonn, Bad Godesberg), Schriftenreihe Naturschutz und Biologische Vielfalt, Nr. 151, 156 S.
- Økland, F., M. A. K. Teichert, E. B. Thorstad, T. B. Havn, L. Heermann, S. A. Sæther, O. H. Diserud, M. Tambets, R. D. Hedger & J. Borchering (2016): Downstream migration of Atlantic salmon smolts at three German hydropower stations. - Trondheim und Köln (NINA - Norwegian Institute for Nature Research und Universität Köln), NINA-Report 1203, 47 S.
- Schwevers, U. & B. Adam (2019): Fish Protection Technologies and Fish Ways for Downstream Migration. - Springer 279 S.
- TLUG (2009): Fachliche Anforderungen zur Herstellung der Durchgängigkeit in Thüringer Fließgewässern. - Thüringer Landesanstalt für Umwelt und Geologie (Hrsg.), Jena, 13 S.

Adresse des Autors

Prof. Dr.-Ing. habil. Boris Lehmann

Fachgebiet Wasserbau und Hydraulik, Technische Universität Darmstadt

D – 64287, Franziska-Braun-Straße 7

Lehmann@wb.tu-darmstadt.de



Numerische Untersuchungen des Turbinendurchganges von Fischen

Numerical investigations of the turbine passage of fish

Josef Schneider, Helmut Benigni, Helmut Jaberg, Gerald Zenz,
Jeffrey Andrew Tuhtan, Walter Reckendorfer

Kurzfassung

Der vorliegende Beitrag beschreibt einen Teilaspekt des Projektes «Flussabwärts gerichtete Fischwanderung an mittelgrossen Fließgewässern in Österreich», welches sich mit den Auswirkungen auf Populationsebene bei stromabgerichteter Wanderungen ausgewählter alpiner Fischarten in energiewirtschaftlich genutzten Gewässern beschäftigt.

Die Mortalität für Fische beim Durchgang von Kaplanturbinen wird einerseits durch Beobachtungen im Prototyp und im Labor in Druckkammern untersucht, andererseits durch Berechnungen ermittelt. Neben klassischen Blade-Strike Modellierungen kommen auch *Computational fluid dynamics* (CFD) Modelle zum Einsatz, um die Auswirkungen auf die Fische zu beurteilen.

Stationäre sowie instationäre CFD Modellierungen mittels der Software CFX unter Zuhilfenahme der Particle-Tracking Methode ermöglichen die sehr genaue Bestimmung von räumlich sowie zeitlich hoch aufgelösten Druckverläufen während Turbinendurchgängen. Die Validierung der numerischen Ergebnisse erfolgt mittels gemessener Druckverläufe, bestimmt durch Barotrauma Detection Sensoren (BDS).

Abstract

This paper describes a partial aspect of the project "Downstream Fish Migration on Mean-Sized Rivers in Austria", which deals with the extent of downstream migrations of selected alpine fish species and the effects in energy-based waters on the population level.

The mortality for fish in the passage of Kaplan turbines is investigated on the one hand by observations in the prototype and in laboratory in pressure chambers, on the other hand by calculations and simulations. In addition to classic blade strike modeling, computational fluid dynamics (CFD) models are also used to assess the impact on fish.

Stationary as well as non-stationary CFD modelling with the CFX software using the particle-tracking method enables the very precise determination of spatially

and temporally high-resolution pressure curves during turbine passages. The numerical results are validated by measured pressure curves by means of Barotrauma Detection Sensors (BDS).

1 Einleitung

Ein möglicher Wanderkorridor für Fische bei ihrer Abwärtswanderung ist die Turbinenpassage. Um die Auswirkungen von Schädigungen bei der Turbinenpassage quantifizieren zu können, wurde das Projekt «Flussabwärts gerichtete Fischwanderung an mittelgrossen Fließgewässern in Österreich» ins Leben gerufen (Schneider *et al.*, 2017; Schneider *et al.*, 2018). Dafür werden neben Messungen im Feld auch Laborversuche sowie numerische Methoden eingesetzt. Die flussauf und flussab gerichteten Wanderbewegungen der Fische entlang mehrerer Kraftwerke werden mittels Telemetrie erfasst, die Verletzungen von Fischen sowie die Erfassung von physikalischen Parametern bei der Turbinenpassage mittels Naturmessungen bestimmt. Dabei werden einerseits für die untersuchten Fischregionen kennzeichnende Leitfischarten wie adulte Nase, Aitel und Äsche direkt über Injektionsvorrichtungen in den Einlaufbereich von Turbinen gegeben und nach der Turbinenpassage auf Verletzungen hin untersucht. Andererseits werden BDS Sensoren durch Turbinen geschickt, die die physikalischen Parameter Druck, Beschleunigung, Lage, und Temperatur erfassen können. Auch direkt an Fischen werden Sensoren befestigt, bevor diese durch die Turbinen durchschwimmen.

Hinsichtlich Modellierung werden im Rahmen des Projekts neben Blade-Strike Modellen auch CFD Modelle eingesetzt. Fischlarven und juvenile Fische können aufgrund ihrer Grösse nicht am Prototyp eines Kraftwerkes untersucht werden. Daher kommt für die Tests mit Jungfischen eine neu entwickelte Druckkammer zum Einsatz, welche die Nachbildung des Druckverlaufes, wie er bei unterschiedlichen Turbinen auftritt, ermöglicht. Schlussendlich wird auf Basis aller berechneten und gemessenen Ergebnisse ein Populationsmodell entwickelt, das die Auswirkungen der turbinenbedingten Schädigung auf die betrachteten Fischpopulationen berechnet und beurteilen lässt.

Im Rahmen dieses Beitrages wird vor allem auf die CFD Modellierung und den Vergleich mit den BDS Untersuchungen näher eingegangen. Die Barotraumakammer der TU Graz wird zudem kurz vorgestellt.

2 Methodik

2.1 Modellierung und Messungen

Für die 3D-CFD Untersuchungen wird Ansys CFX V17.1 eingesetzt, wobei stationäre aber auch instationäre (Turbine dreht sich) Berechnungen durchgeführt

werden. Der Turbinenbereich inklusive Zu- und Ablauf wird in mehrere Abschnitte unterteilt und räumlich äusserste detailliert abgebildet. In Summe werden mehr als 17 Millionen Elemente definiert. Für die Bestimmung der minimalen Drücke bei Turbinendurchgängen werden bei der stationären Berechnung 5000 Partikel beim Turbineneinlauf zugegeben, die entlang ihres Weges durch die Turbine getrackt werden. Die Zugabe der Partikel erfolgt in 6 Ebenen, oben, in der Mitte sowie unten, jeweils links und rechts. Durch das Tracking ist es möglich, den Ort sowie den Wert des minimalen Druckes während seines Weges durch die Turbine für jedes einzelne Partikel zu erfassen. Die minimalen Drücke (Nadirwerte) bei Turbinendurchgängen stellen das grösste Problem für Fische dar.

Bei den instationären Berechnungen wird Wert daraufgelegt, neue Eingangsparmeter für Blade-Strike Modelle zu ermitteln. In Gleichung [1] ist ein Beispiel eines Blade-Strike Modelles dargestellt (Franke *et al.*, 1997), wobei P die Wahrscheinlichkeit eines tödlichen Schlages durch eine Turbinenschaufel für einen Fisch ist. N ist die Schaufelanzahl und L die Fischlänge, λ der sogenannte *mutilation ratio*. Dieser Wert ist ein empirischer Korrekturfaktor, der die tendenziell zu hohen Mortalitätswerte der Blade-Strike Modelle kompensiert (u.a. Fischart, Rotation des Fisches, Schaufeldicke). Gleichung [2] ermöglicht beispielhaft eine sehr einfache Berechnung eines *mutilation ratios* auf Basis der Fischlänge.

$$P_{Mortality,Strike} = \underbrace{\lambda \cdot N \cdot L}_{Pre\ factor} \cdot \underbrace{\left[\frac{\omega}{2 \cdot \pi \cdot V_1} + \frac{\sin \alpha_a}{2 \cdot \pi \cdot r} \right]}_{Blade\ coefficient} \quad [1]$$

$$\lambda = 0.15533 \ln\left(\frac{L}{100}\right) + 0.0125 \quad [2]$$

Der in Gleichung [1] angeführte *blade coefficient* beinhaltet nur geometrische Parameter, die aus der CFD Modellierung ermittelbar sind. Üblicherweise wird bei einer Blade Strike Berechnung nur jeweils ein Winkel α angesetzt. Diese Winkel variieren jedoch durch die Bewegung der Turbinenschaufeln sehr stark (transiente Vorgänge) und können in der Modellierung exakt bestimmt werden. In Abb. 1 sind die relevanten Winkel sowie beispielhaft die Linien dargestellt, an denen die jeweiligen Winkel der Wasserströmung erfasst werden. Eine detailliertere Beschreibung (z.B. verwendete Turbulenz Modelle) ist in Benigni *et al.* (2019) und Benigni *et al.* (2020) nachzulesen.

Die Messungen der Druckverläufe bei Turbinendurchgängen erfolgen mittels Barotrauma Detection Sensoren (BDS), die an der *Tallinn University of Technology* entwickelt wurden. Neben den Druck- und Temperaturmessungen werden noch Magnetfeldsensoren, lineare Beschleunigung und Drehraten erfasst.

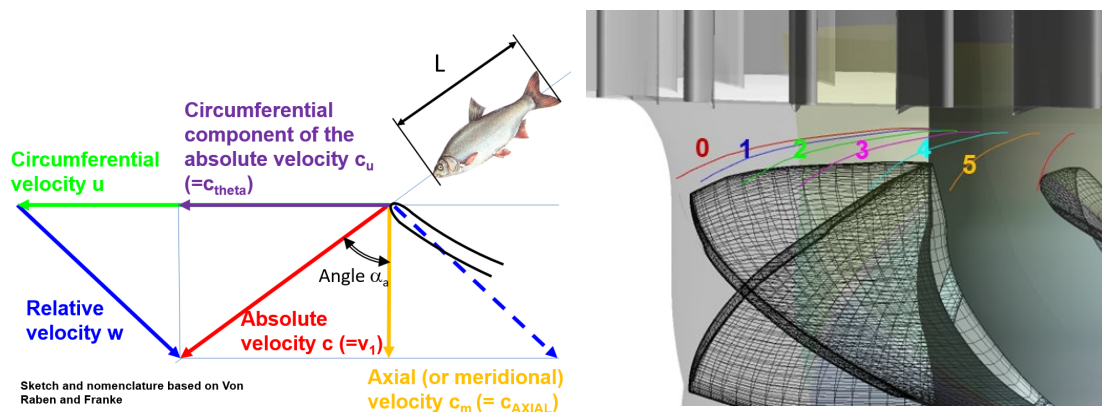


Abb. 1: Winkel (links), Linien für das post-processing

Die BDS werden in drei Tiefen im Turbineneinlaufbereich zugegeben, durch die Turbinen geschickt und nach der Passage wieder eingesammelt. Für die Beurteilung der Schädigung von Fischen beim Turbinendurchgang ist der minimale auf die Fische einwirkende Druck (Nadirwert) relevant.

2.2 Untersuchtes Kraftwerk (CFD)

Für die numerischen Untersuchungen wird ein für österreichische Verhältnisse relativ grosses Kraftwerk gewählt. Die Anlage liegt an der Drau und besteht aus drei Wehrfeldern sowie einem Krafthaus mit zwei 5-schaufeligen Kaplanturbinen, welche je einen Laufraddurchmesser von 5,1 m aufweisen. Die Anlage ist durch eine Fallhöhe von 24,3 m und einem nominalen Ausbaudurchfluss von je 205 m³/s gekennzeichnet.

3 Ergebnisse

3.1 Stationäre Berechnung

In Abb. 2, links ist die Position der niedrigsten Drücke („Nadirwert“) der einzelnen Partikel sowie deren Absolutwerte bei Volllast dargestellt. Es zeigt sich, dass die niedrigsten Drücke, wie auch zu erwarten war, direkt unterhalb des Laufrades auftreten. Farblich dargestellt sind die Unterdrücke, wobei die blauen Punkte grosse negative Drücke kennzeichnen. Die geringsten Drücke treten im Aussenbereich der Turbine auf. Beim Prototyp können an den Turbinenschaufeln an diesen Stellen auch Kavitationsschäden beobachtet werden (Foto). Abb. 2 rechts zeigt die ermittelten minimalen Drücke bei Volllast für alle Partikel, wobei hier die unterschiedlichen Positionen der Zugaben berücksichtigt sind. Es zeigt sich zum Beispiel dabei, dass Partikel, die rechts unten zugegeben werden, die geringsten Drücke aufweisen.

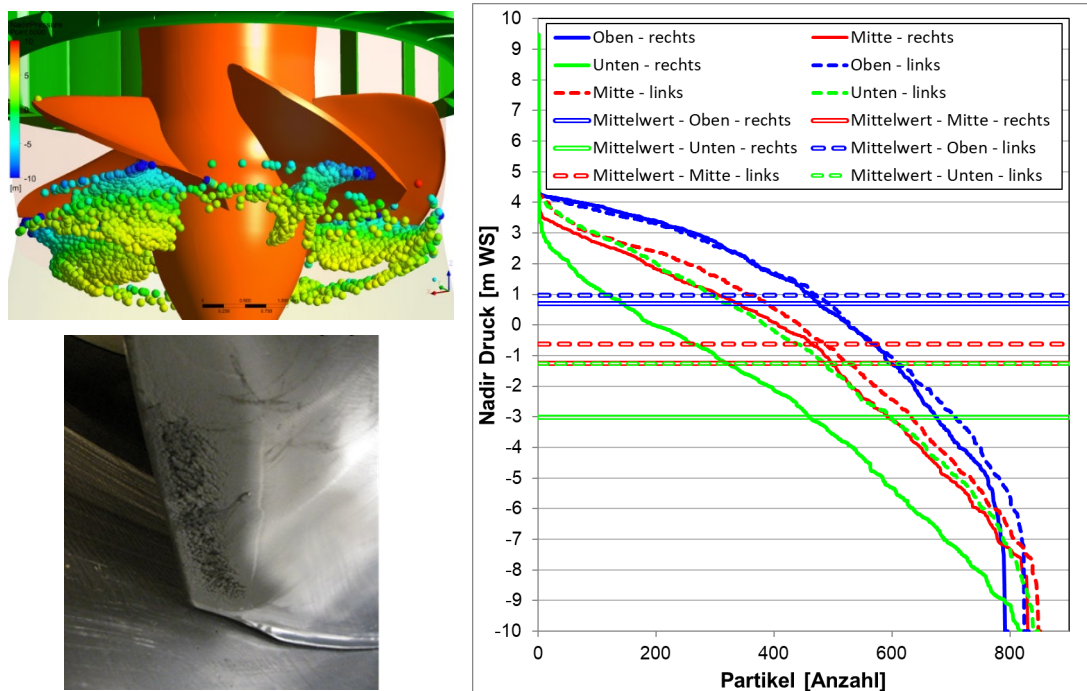


Abb. 2: Positionen der niedrigsten Drücke unterhalb des Laufrades sowie Kavitationsschäden am Laufrad (links), minimal ermittelte Drücke für unterschiedliche Zugabestellen (rechts)

Vergleicht man die CFD Druckverläufe bei mittlerer Zugabehöhe mit den an den Prototypen gemessenen Drücken (Abb. 3) so ergibt sich das Bild, dass die CFD Ergebnisse eine relativ grosse Bandbreite aufweisen und die BDS Daten sowie der Versuch mit dem am Fisch befestigten Sensor innerhalb dieser Bandbreite liegen. Der Druckabfall beim Turbinendurchgang stimmt ebenfalls sehr gut überein.

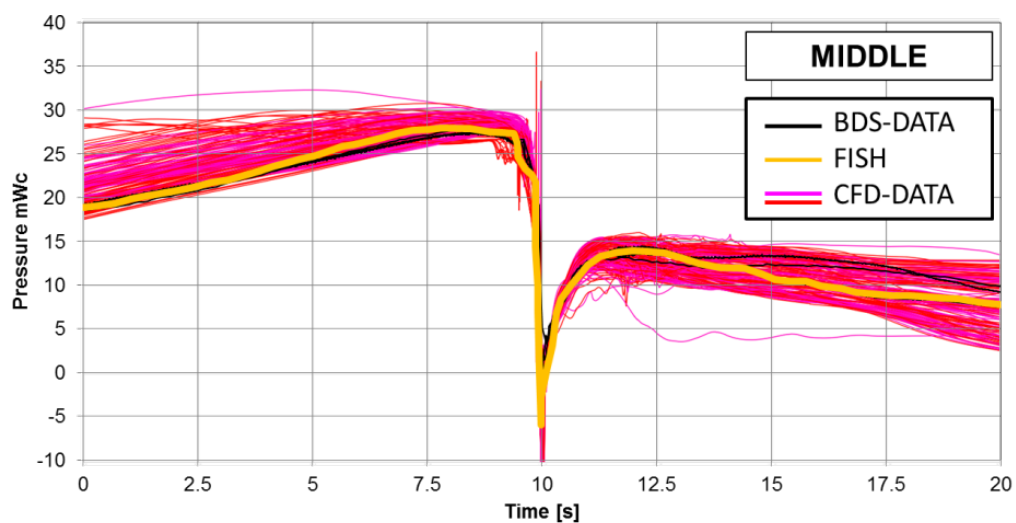


Abb. 3: Vergleich CFD Daten mit Naturmessungen

3.2 Instationäre Berechnung

Die instationäre Berechnung ermöglicht, wie bereits erwähnt, eine verbesserte Beurteilung der Verhältnisse in den Turbinen. Daraus können Eingangsparameter für die klassische Blade Strike Modellierung generiert werden. Abb. 4 zeigt links den Winkel α und rechts den *blade coefficient* oberhalb des Laufrades während eines beliebig gewählten Zeitpunktes.

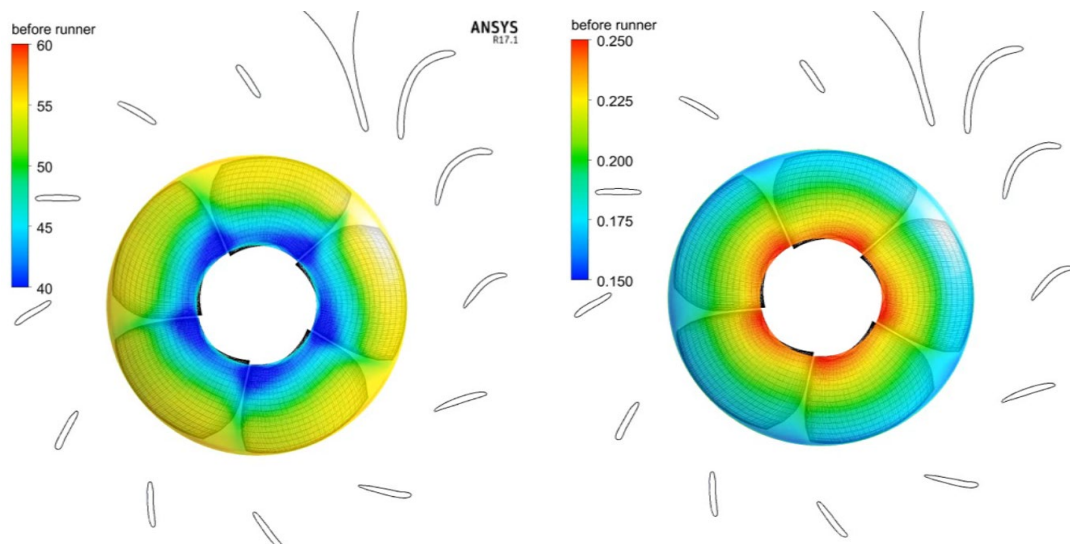


Abb. 4: Winkel α und *blade coefficient* oberhalb des Laufrades zu einem beliebig gewählten Zeitschritt

Schlussendlich kann man mit der instationären CFD Berechnung die variablen Blade Koeffizienten quantifizieren (Abb. 5) und damit auch unterschiedliche Mortalitätswahrscheinlichkeiten berechnen, je nachdem, wo ein Fisch gerade durch die Turbine wandert. Abb. 6 zeigt beispielhaft die Mortalitätswahrscheinlichkeiten eines 20 cm und eines 50 cm langen Fisches beginnend im Nabenbereich (Span 0) bis hin zur Turbinenschaufelspitze (Span 1), wobei die Werte durch den einfachen *mutilation ratio* eher hoch ausfallen.

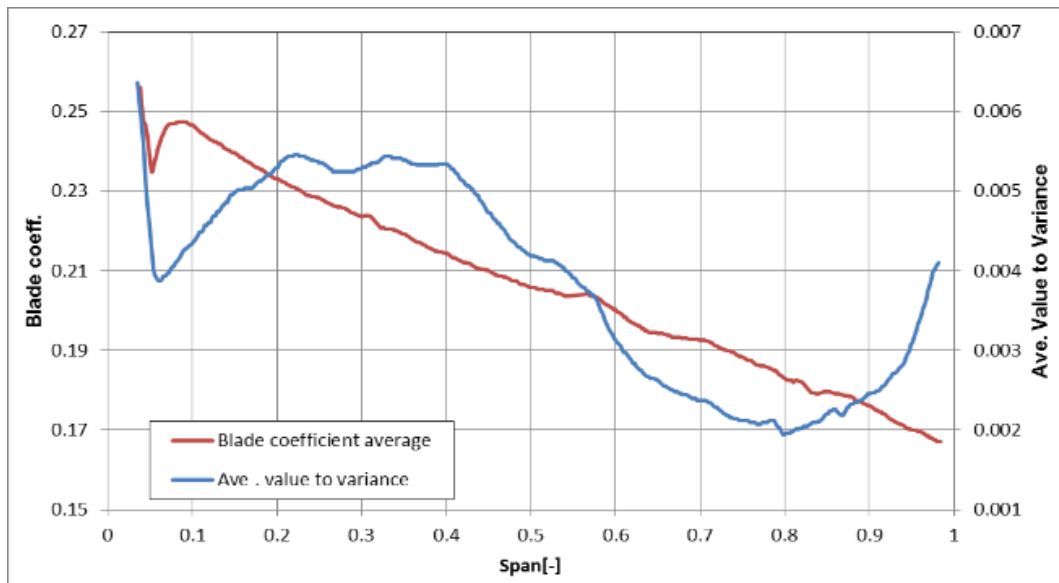


Abb. 5: *Blade coefficient* vor dem Laufrad

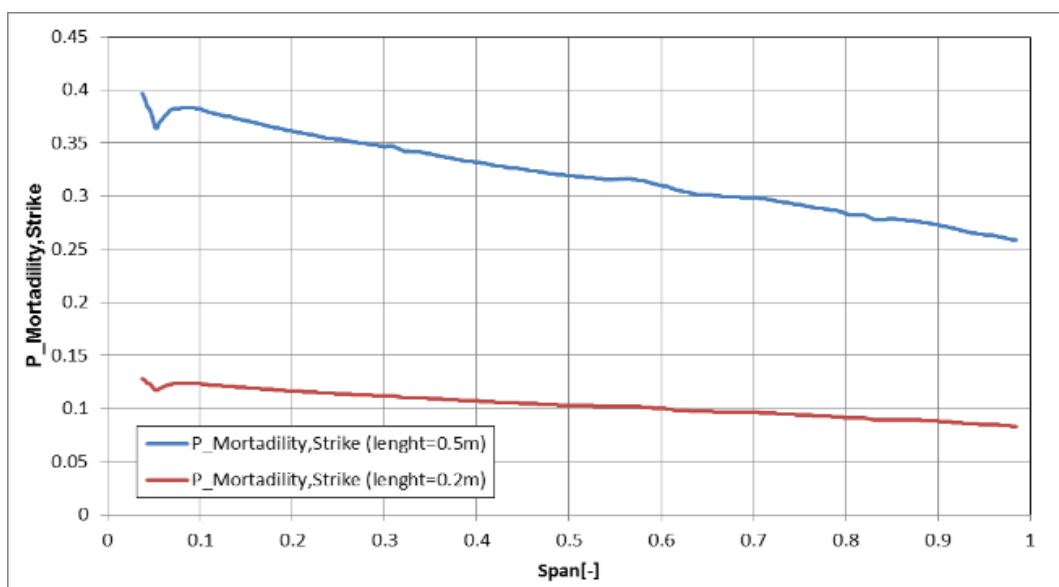


Abb. 6: Mortalitätswahrscheinlichkeiten sind variabel vom Nabenbereich bis zur Spitze der Laufräder

4 Druckkammer

Für die Versuche mit Larven und juvenilen Fischen wurde eine Barotraumakammer neu entwickelt. Damit ist es möglich, Druckverläufe bei Turbinendurchgängen zu simulieren und somit die Fische den in den Turbinen auftretenden Drücken im Labor auszusetzen. Abb. 7 zeigt ein paar fotografische Eindrücke der Druckkammer sowie beispielhaft einen in der Kammer durchgeführten Druckab-

fall, der von 250 kPa (1,5 bar Überdruck) auf unter 20 kPa (etwa 0,8 bar Unterdruck) abfällt. Die Kammer wird zurzeit in Betrieb genommen und die ersten Versuche mit Fischen werden im Jahr 2020 durchgeführt werden.

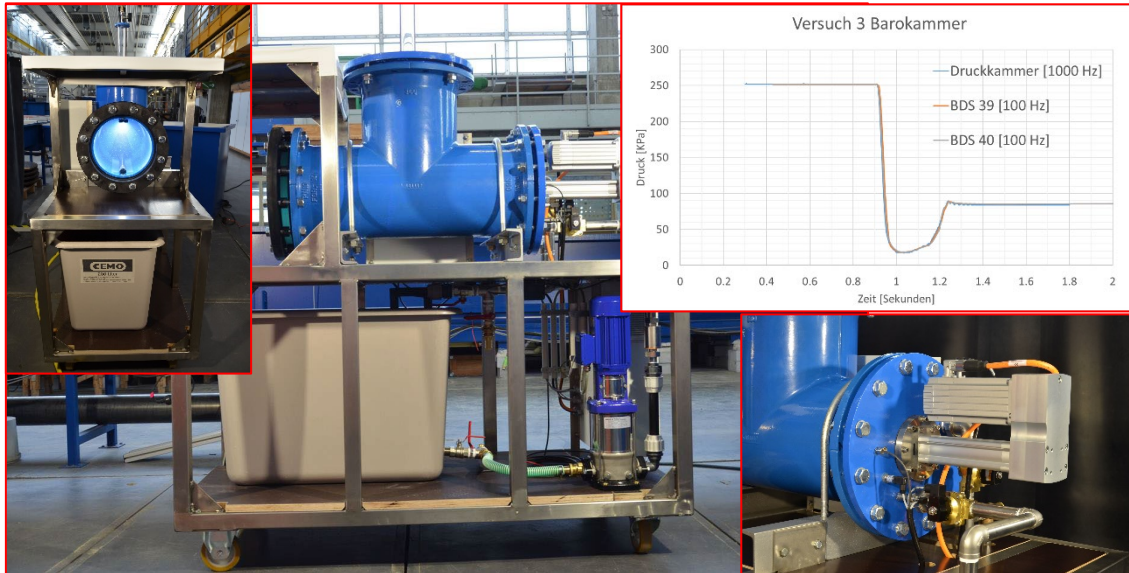


Abb. 7: Barotraumakammer an der TU Graz, Diagramm: Simulierter Druckabfall, vergleichende Messungen Kammer mit BDS

5 Zusammenfassung

Dieser Beitrag beschreibt Teilaspekte eines Projektes, das die Auswirkungen der Turbinen bei der Abwärtswanderung von Fischen auf die Gesamtpopulation untersucht.

Stationäre CFD Modellierungen, die sehr gut mit Naturmessungen übereinstimmen, ermöglichen unter anderem die Bestimmung des Nadirdruckes, der relevant für Schäden beim Turbinendurchgang ist. Instationäre Berechnungen gestatten eine Verbesserung von Blade Strike Modellen. Die Mortalitätswahrscheinlichkeiten sind in unserem Fall relativ hoch, da eine einfache Berechnung des *mutilation ratios* (Gleichung [2]) gewählt wurde. Vor allem die möglichst gute Bestimmung des *mutilation ratios* ist jedoch die bestimmende Herausforderung, die noch weiterer Untersuchungen bedarf.

Danksagung

Das hier beschriebene Projekt ist ein Forschungsprojekt von Österreichs Energie Forschung & Innovation. Das Projekt wird von der Österreichischen Forschungsförderungsgesellschaft (FFG) im Rahmen eines Collective Research Projektes (857 801) gefördert.

Referenzen

- Benigni H., Schneider J., Reckendorfer W., Jaberg H., Zenz G., Reiterer D.R. (2019). Downstream Fish migration in a Kaplan turbine – Numerical Simulation and Experimental Verification, Proceedings Hydro 2019: Concept to closure: Practical steps. The International Journal of Hydropower and Dams, paper 29.2.
- Benigni H., Schneider J., Reckendorfer W., Jaberg H., Zenz G., Tuhtan J. (2020). Numerical Simulation and Experimental Verification of Downstream Fish migration in a Kaplan turbine, Proceedings IAHR 2020: 30th Symposium on Hydraulic Machinery and Systems, Lausanne, in prep.
- Franke G. F., Webb D. R., Fisher R. K. Jr. *et al.* (1997) *Development of Environmentally Advanced Hydropower Turbine System Design Concepts* Report Prepared for US Department of Energy, Energy Efficiency and Renewable Energy, Hydropower Research Foundation, DOE Idaho Operations Office Contract DE-AC07-941D13223
- Schneider J., Ratschan C., Heisey P., Avalos c., Tuhtan J. A., Haas C., Reckendorfer W., Schletterer M., Zitek A. (2017). Flussabwärts gerichtete Fischwanderung an mittelgroßen Fließgewässern in Österreich. WasserWirtschaft, 12, 39–44.
- Schneider J., Ratschan C., Reckendorfer W., Schletterer M., Zitek A. (2018). Abwärtswanderung heimischer Fische an großen Fließgewässern - Grundlage für die weitere Vorgehensweise hinsichtlich Fischschutz und Fischabstieg. In Wasserbau Symposium 2018. Graz, Austria.

Adressen der Autoren

Josef Schneider (korrespondierender Autor)

Gerald Zenz

Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU Graz

A-8010 Graz, Stremayrgasse 10

schneider@tugraz.at

Helmut Benigni, Helmut Jaberg

Institut für hydraulische Strömungsmaschinen, TU Graz

A-8010 Graz, Kopernikusgasse 24/IV

Jeffrey A. Tuhtan

Centre for Biorobotics, Tallinn University of Technology

EE-12618 Tallinn, Akadeemia tee 15A-111

Walter Reckendorfer

Verbund Hydro Power GmbH

A-1150 Wien, Europaplatz 2



Hydraulik von Bypässen für den Fischabstieg

Bypass hydraulics for fish downstream migration facilities

Claudia Beck, Julian Meister, Ismail Albayrak, Robert Boes

Kurzfassung

Schräg angeströmte Fischleitreechen mit horizontalen oder vertikalen Stäben können abwärts wandernde Fische vor der Turbinenpassage schützen und sie zu einem Bypass leiten. In Abhängigkeit der Fischgrösse wirken horizontale Leitreechen mit Stababständen von $10 \div 20$ mm für einen nennenswerten Anteil der Fischfauna als physische Barriere, während vertikale Leitreechen (Louver, Bar Racks) mit Stababständen ≥ 25 mm als mechanische Verhaltensbarriere funktionieren.

Für eine hohe Fischleiteffizienz sind allerdings nicht nur die gute Schutzfunktion des Rechen und die Auffindbarkeit des Bypasses entscheidend. Die Strömungsbedingungen am Bypass-Einlauf sollen zu einer hohen Akzeptanz, das heisst einem raschen Einschwimmen der Fische führen. Verschiedene Feld- und Laborstudien weisen darauf hin, dass eine graduelle Geschwindigkeitszunahme in den Bypass hinein zu einer hohen Akzeptanz führt. Im ethohydraulischen Strömungskanal der VAW wurde daher die Hydraulik verschiedener Bypass-Geometrien untersucht. Zudem wurde das Schwimmverhalten verschiedener heimischer Fischarten an Fischleitreechen-Bypass-Systemen in ethohydraulischen Versuchen beobachtet. Der über die gesamte Fliesstiefe geöffnete Schacht-Bypass wurde rasch akzeptiert, wenn der Geschwindigkeitsgradient in den Bypass gering war. Im Gegensatz dazu führte ein Rohr-Bypass zu einem Aufstau mit geringen Fließgeschwindigkeiten und sehr hohen lokalen Beschleunigungen vor der Bypass-Öffnung, was zu einer Vermeidungsreaktion führen kann.

Abstract

Angled bar racks with horizontal or vertical bars can protect downstream migrating fish from turbine passage and guide them to a bypass. Depending on the fish size, horizontal bar racks with bar spacings of $10 \div 20$ mm are a physical barrier for a big share of the fish fauna, while vertical bar racks such as louvers or angled bar racks with bar spacings ≥ 25 mm act as a mechanical behavioural barrier.

For a high fish guidance efficiency, however, not only high rack protection and guidance, but also the location and hydraulics of the bypass are decisive. The

flow conditions at the bypass inlet should lead to a high and fast bypass acceptance rate by approaching fish. Various field and laboratory studies indicate that a gradual velocity increase into the bypass leads to high acceptance. The hydraulics of different bypass geometries was therefore investigated in an etho-hydraulic flume at VAW. The swimming behaviour of various native fish species at bar rack bypass systems was observed in ethohydraulic experiments. The open channel bypass was quickly accepted by fish for mild velocity gradients at the inlet. In contrast, a pipe bypass led to backwater with low flow velocities and flow circulation above the pipe and very high local velocity gradients in front of the bypass opening, which might lead to an avoidance reaction.

1 Einleitung

Die Aufgabe des Bypass-Systems besteht darin, die Fische sicher zu sammeln, zu transportieren und flussabwärts des Wanderhindernisses unbeschädigt dem Fluss zurückzuführen. Die Ausführung des Bypasses ist daher ebenso wichtig wie die Konstruktion des Fischleitrechens selbst. Der Bypass muss dabei den Bedürfnissen und Gewohnheiten der vorhandenen Fischarten entsprechen. Ein optimales Bypass-Layout kann die Fischleiteffizienz signifikant erhöhen (z.B. Simmons, 2000). Der Bypass muss von allen Fischarten leicht gefunden, rasch akzeptiert und ohne allzu große Anstrengung, ohne Flucht und ohne Erschöpfung passiert werden können.

Die Geschwindigkeitszunahme am Bypass-Einlauf ist dabei eine entscheidende Bemessungsgrösse. Für das Verhältnis der Bypass-Eintrittsgeschwindigkeit $U_{by,in}$ und der mittleren Anströmgeschwindigkeit U_o schlägt Ebel (2016) einen allgemeinen Bemessungswert für alle Zielarten von $U_{by,in}/U_o = 1.0 - 2.0$, USBR (2006) von $U_{by,in}/U_o = 1.0 - 1.5$ vor. Ducharme (1972) erreichte in einer Feldstudie mit schwimmstarken, atlantischen Lachsen die besten Resultate für $U_{by,in}/U_o \geq 1.5$. Ebenfalls für Lachse ist bekannt, dass sie räumliche Geschwindigkeitsgradienten (SVG, spatial velocity gradient) von 1 m/s/m bevorzugen (Enders *et al.*, 2012). Die absoluten Fliessgeschwindigkeiten am Einlauf sollen zwischen $U_{by,in} = 0.3 - 1.5$ m/s liegen (Ebel, 2016). Hohe SVG oder abrupt abnehmende Fliessgeschwindigkeiten direkt vor dem Bypass können eine zögernde Reaktion auslösen (Kriewitz, 2015; Albayrak *et al.*, 2020). Ebel (2016) empfiehlt daher einen regulierten, offenen Schacht-Bypass. Am Einlauf kann ein bewegliches Tor mit boden- und sohl-nahen Öffnungen vorgesehen werden, sodass der Bypass durchgehend dotiert und eine verzögerungsfreie Abwanderung möglich ist. In der Praxis gibt es allerdings viele Beispiele, wo das Bypass-Layout von der Empfehlung abweicht und daher oftmals von den Fischen nur ungenügend akzeptiert wird (z.B. Wagner *et al.*, 2019).

Für verschiedene potamodrome Fischarten gibt es allerdings keine konkreten Bemessungsvorschläge für die zulässige Geschwindigkeitszunahme in den Bypass oder die bevorzugten SVG. Das Ziel dieser Untersuchung war es daher, die Geschwindigkeitszunahme für verschiedene Anströmbedingungen und Bypass-Layouts zu untersuchen und mit den Beobachtungen des Schwimmverhaltens von Schneidern (*Alburnoides bipunctatus*) zu vergleichen.

2 Versuchsaufbau

Die ethohydraulischen Versuche wurden in einem 30 m langen, 1.5 m breiten und 1.2 m tiefen Strömungskanal an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) durchgeführt. Ein Rechen mit vertikalen, gebogenen Stäben (curved-bar rack, CBR; Beck *et al.*, 2019a,b) und einem lichten Stababstand von $s_b = 50$ mm wurde in der Mitte des Kanals mit einem horizontalen Winkel von $\alpha = 30^\circ$ zur Anströmung und mit einem anschliessenden, $w_{by} = 25$ cm breiten Bypass eingebaut (Abb. 1).

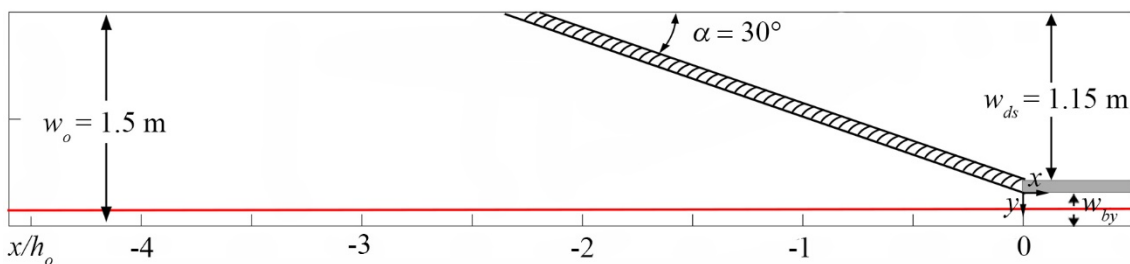


Abb. 1: Schematische Darstellung des Strömungskanals mit eingebautem CBR; die Geschwindigkeitsprofile wurden wandnah entlang der roten Linie gemessen

Das Bypass-Layout konnte modular umgebaut werden zu einem über die gesamte Wassertiefe geöffnetem Schacht-Bypass (L1, Abb. 2a), einem Schacht-Bypass mit einer flach zur Sohle geneigten, 2 m langen Rampe (L2, Abb. 2b), einem Bypass mit einem strömungsgünstig geformten Staubalken mit einer sohl- und einer bodennahen Öffnung (L3, Abb. 2c) und einem Rohr-Bypass (L4, Abb. 2d). Der Rohr-Bypass besteht aus einer 0.5 m langen Verjüngung von einem 0.25 x 0.25 m grossen, an der Sohle anschliessenden Rechteckquerschnitt am Einlauf auf ein 2.0 m langes Rohr mit 0.2 m Durchmesser. Oberhalb des Einlaufs ist der Bypass-Kanal mit einer senkrechten PVC-Platte abgedichtet.

Die Geschwindigkeitskomponenten in x-, y- und z-Richtung (U , V , W) wurden 125 mm über der Sohle ($z = 0.14 h_o$) mit einer ADV-Sonde gemessen, die an einer fahrbaren Traverse befestigt war. Die hier gezeigten Geschwindigkeitsprofile wurden entlang der in Abb. 1 rot gekennzeichneten Linie gemessen und die Geschwindigkeitsgradienten zu $SVG = \Delta U / \Delta x$ berechnet. Die Nullkoordinate liegt am Bypass-Einlauf.

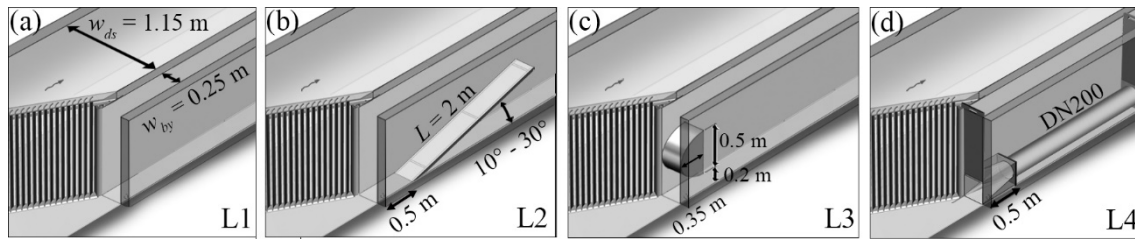


Abb. 2: Skizze des curved-bar rack (CBR) und der verschiedenen Bypass Layouts: (a) L1: über die gesamte Wassertiefe geöffneter Schacht-Bypass, (b) L2: Schacht-Bypass mit neigbarer Rampe, (c) L3: Schacht-Bypass mit Staubalken am Einlauf und (d) L4: Rohr-Bypass

Die ethohydraulischen Versuche mit Schneidern (*Alburnoides bipunctatus*, totale Länge = 10 cm, Standardabweichung $\sigma = 1$ cm) wurden für die mittleren Anströmgeschwindigkeiten $U_o = 0.5$ m/s und 0.7 m/s durchgeführt. Der Wasserspiegel im Zulauf des Rechen-Bypass-Systems war konstant bei $h_o = 0.9$ m. Die Durchflüsse im Bypass und im Kanal stromabwärts des Rechens konnten mit zwei separaten Klappen geregelt werden. Um den Durchfluss im Bypass Q_{by} zu bestimmen, wurde der Wasserspiegel im Bypass h_{by} mit einer Ultraschallsonde gemessen und die Formel nach Poleni angewendet. Die Lebendfisch-Versuche wurden mit fünf eingetauchten Kameras aufgenommen und anschliessend mit der an der VAW entwickelten 3D fish-tracking Software (Detert *et al.*, 2018) ausgewertet. Dabei wurde unterschieden zwischen Bypass-Passage, Rechen-Passage und Verweigerung, d.h. die Fische sind weder in den Bypass, noch durch den Rechen geschwommen. Fische, die nach einer Versuchsdauer von 30 Minuten nicht in den Einflussbereich des Rechens geschwommen sind ($x/h_o \leq -2.5$, Abb. 1), wurden von dieser Analyse ausgeschlossen.

3 Resultate

Abb. 3a zeigt die Geschwindigkeitsprofile der drei Schacht-Bypass Layouts (L1-L3). Die entsprechenden, räumlichen Geschwindigkeitsgradienten (SVG) sind in Abb. 3b dargestellt. Für L1 wurde das Geschwindigkeitsprofil bei verschiedenen Anströmgeschwindigkeiten gemessen mit $Q_{by}/Q_o = 17 - 23\%$. Der offene Schacht-Bypass (L1) führt zu einer graduellen Geschwindigkeitszunahme vor dem Bypass ab $x/h_o \approx -2$ und einer stärkeren Zunahme direkt am Einlauf. Die Geschwindigkeitsprofile sind zwar fast deckungsgleich, aber Abb. 3b zeigt, dass der SVG_{max} mit geringerer Anströmgeschwindigkeit abnimmt, obwohl $U_{by,in}/U_o = 1.4$ gleich bleibt. Die geneigte Rampe erzeugt einen Rückstau (L2), sodass die Geschwindigkeitsgradienten abnehmen ($SVG_{max} = 0.4 \text{ s}^{-1}$). Aufgrund des lokalen Druckabflusses entlang der sohnahen Öffnung des Staubalkens (L3), entstehen an diesem Bypass-Einlauf die höchsten Geschwindigkeitsgradienten mit $SVG_{max} = 1.2 \text{ s}^{-1}$.

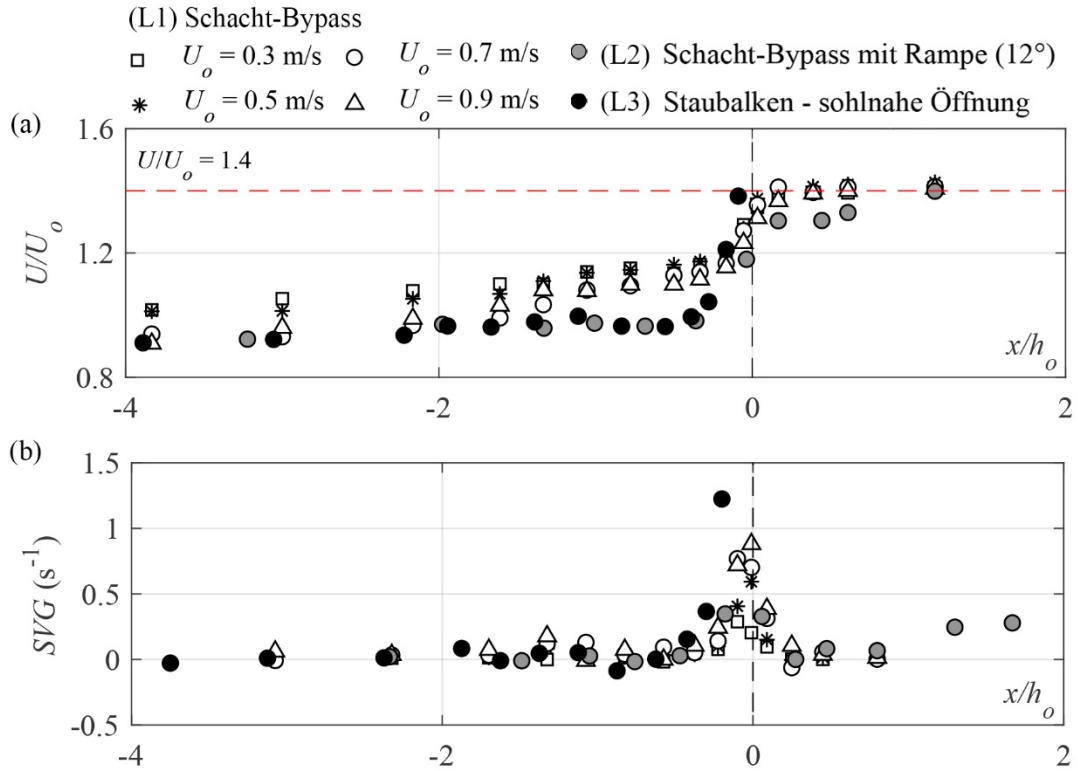


Abb. 3: (a) Geschwindigkeitsprofil U/U_o und (b) Geschwindigkeitsgradient $SVG \text{ (s}^{-1}\text{)}$ für die Bypass-Layouts (1)-(3); der Bypasseinlauf liegt bei $x/h_o = 0$

Die Konstruktion des Rohr-Bypasses (L4) führt zu einem Aufstau, einer lokalen Abnahme und einer anschliessenden sehr starken Zunahme der Fließgeschwindigkeiten direkt vor dem Einlauf (Abb. 4a). Um eine Geschwindigkeitsabnahme zu vermeiden, müsste Q_{by} weiter erhöht werden, was allerdings zu einem starken Anstieg des SVG am Bypass-Einlauf führen würde (Abb. 4b).

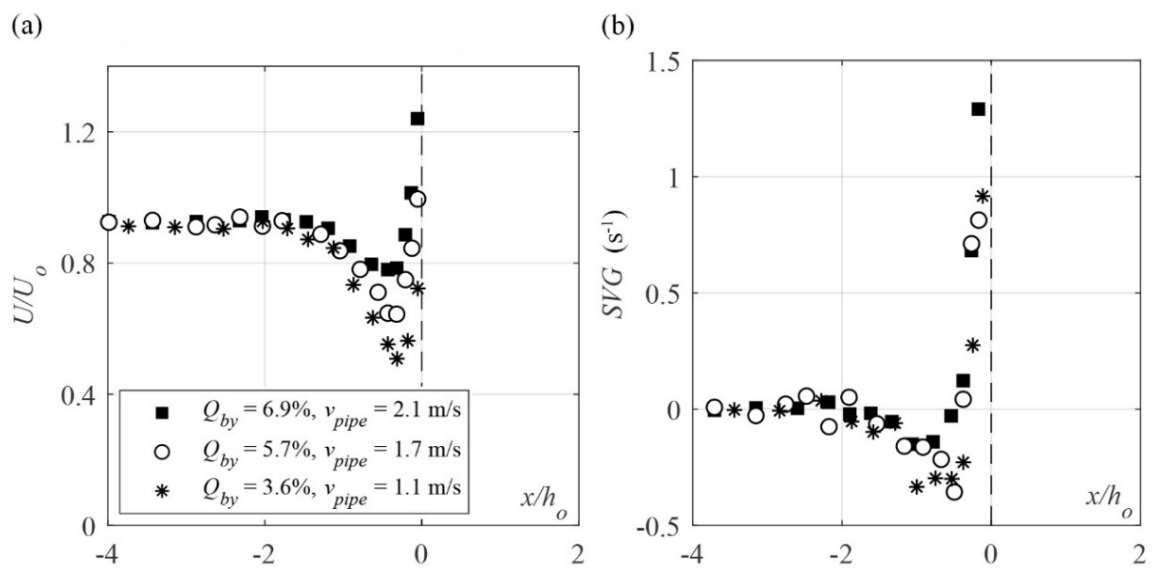


Abb. 4: (a) Geschwindigkeitsprofil U/U_o und (b) Geschwindigkeitsgradient $SVG \text{ (s}^{-1}\text{)}$ vor dem Rohr-Bypass (L4) für $U_o = 0.7 \text{ m/s}$, gemessen für verschiedene Bypass-Durchflüsse

Aufgrund der ungünstigen Geschwindigkeitsprofile des Rohr-Bypasses wurden die Lebendfischversuche nur für die Bypass-Layouts (1)-(3) durchgeführt. In Abb. 5 sind die Anzahl Bypass-Passagen und Verweigerungen für die Versuche mit Schneidern dargestellt. Da keine Rechenpassagen beobachtet wurden, lag die Schutzwirkung des CBR-Bypass-Systems bei 100% für alle Lebendfisch-Versuche mit Schneidern. Selbst bei $U_o = 0.7$ m/s sind die Fische kontrolliert, positiv rheotaktisch an den Rechen geschwommen und zum Bypass geleitet worden. Der Vergleich der beiden Versuchsreihen mit dem Schachtbypass (L1a, L1b) zeigt, dass ein höherer SVG zu mehr Verweigerungen führte. Ausserdem brauchten die Schneider im Mittel mit 225 s bei L1b rund 2.5-Mal länger, bis sie den 7m langen Strömungskanal oberhalb des Bypasses durchschwommen und den Bypass akzeptierten, als bei L1a mit 90 s. Der Schacht-Bypass mit 12° geneigter Rampe (L2) führte zu vermehrten Verweigerungen. Für diese Konfiguration ($U_o = 0.5$ m/s, $U_{by,in}/U_o = 1.4$) wurde das Geschwindigkeitsprofil nicht vermessen, so dass SVG_{max} nicht bekannt ist. Es wurde allerdings beobachtet, dass die Fische nicht nur bei $x/h_o = 0$ zögern, sondern auch am Übergang zur Rampe bei $x/h_o = 0.56$ und auf der Rampe selbst. Hier wären daher detailliertere Geschwindigkeitsmessungen nötig, um das zögernde Verhalten abschliessend zu erklären. Aufgrund der hohen Geschwindigkeitsgradienten vor der sohlnahen Öffnung des Staubalkens (L3) für $U_{by,in}/U_o = 1.4$ (vgl. Abb. 3), wurde der Bypass so reguliert, dass $U_{by,in}/U_o = 1.0$ und $v_{by} = 0.75$ m/s an der engsten Stelle der sohlnahen Öffnung, sodass $v_{by}/U_o = 1.5$ und $SVG_{max} \approx 0.55$ s⁻¹. Alle Fische haben den Bypass akzeptiert (Abb. 5).

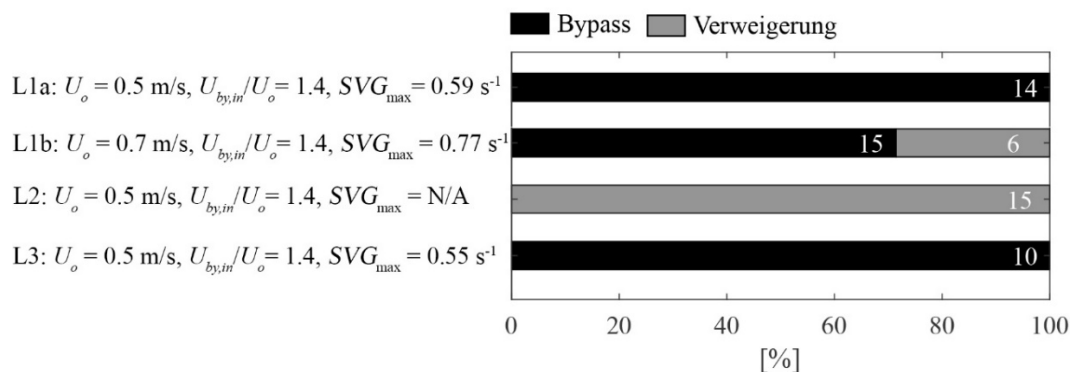


Abb. 5: Bypass-Passagen und Verweigerungen von Schneidern (absolute Anzahl Fische in weiss angegeben) bei $U_o = 0.5$ m/s, 0.7 m/s und verschiedenen Bypass-Layouts

4 Diskussion und Schlussfolgerungen

Die Resultate bestätigen, dass ein ungünstig gestalteter oder ungünstig regulierter Bypass zu mehr Verweigerungen bzw. einer verminderten Akzeptanz führen kann. Dies führt wiederum zu einer verzögerten Abwanderung und erhöht das

Risiko einer Rechenpassage. Aufgrund von begrenzten Platzverhältnissen im Labor konnten nicht alle Bypass-Layouts optimal reguliert werden. Die Lebendfisch-Versuche mit Schneidern zeigen, dass diese Fische sehr sensibel auf räumliche Geschwindigkeitsgradienten reagieren, wobei der Bypass bei $SVG \approx 0.6 \text{ s}^{-1}$ rasch akzeptiert wird. Die hohen Geschwindigkeitsgradienten am Einlauf des Rohr-Bypass können Fische vom Einschwimmen abschrecken. Ausserdem verstopft dieser Bypasstyp erfahrungsgemäss schnell mit Geschwemmsel oder Sedimenten und kann nur schwer wieder gereinigt werden. Um eine hohe Akzeptanz zu erreichen, müsste eine Einlauftrumpete so konstruiert sein, dass die Geschwindigkeitsgradienten klein bleiben. Um diese Erkenntnisse abschliessend zu bestätigen, sind detailliertere Geschwindigkeitsmessungen sinnvoll.

Der im ethohydraulischen Strömungskanal eingebaute Rechen bildet lediglich den unterstromigen Abschnitt eines Prototyp-Rechens ab. Demzufolge ist der relative Bypass-Durchfluss Q_{by}/Q_o im Labor deutlich höher als an einer Prototypanlage. Die für das Fischverhalten relevanten Parameter $U_{by,in}/U_o$ und SVG können aber im Labor prototypähnlich abgebildet und verglichen werden. Obwohl die meisten Empfehlungen zum Bypass-Durchfluss einen Prozentsatz der Ausbauwassermenge angeben, bestätigen die in diesem Beitrag gezeigten Resultate, dass der SVG vor dem Bypass der entscheidende Parameter für eine rasche Akzeptanz ist. Für Schneider war die Akzeptanz rascher bei geringem SVG , also bei geringerem Bypass-Durchfluss.

Der Vergleich mit den Empfehlungen für Salmonide zeigt, dass Schneider deutlich sensibler auf Geschwindigkeitsgradienten reagieren und geringere SVG bevorzugen. Weitere Versuche mit unterschiedlichen Fischarten könnten daher aufschlussreiche Erkenntnisse liefern, um die Empfehlungen für eine effektive Bypass-Gestaltung weiter zu optimieren.

Danksagung

Dieses Projekt wird durch das Forschungs- und Innovationsprogramm Horizon 2020 der Europäischen Union mit der Förderungsvertragsnummer 727830, FIThydro, finanziert und ist Teil des Schweizerischen Forschungsprogramms *Swiss Competence Center for Energy Research – Supply of Electricity (SCCER-SoE)*.

Referenzen

Albayrak, I., Boes, R.M., Kriewitz, C.R., Peter, A., Tullis, B.P. (2020). Fish guidance structures: new head loss formula, hydraulics and fish guidance efficiencies. *Journal of Ecohydraulics*, <https://doi.org/10.1080/24705357.2019.1677181>.

- Beck, C., Albayrak, I., Meister, J., Boes, R.M. (2019a). Hydraulic performance of fish guidance structures with curved bars – Part 1: flow fields, Journal of Hydraulic Research, <https://doi.org/10.1080/00221686.2019.1671515>.
- Beck, C., Albayrak, I., Meister, J., Boes, R.M. (2019b). Hydraulic performance of fish guidance structures with curved bars – Part 2: head loss assessment, Journal of Hydraulic Research, <https://doi.org/10.1080/00221686.2019.1671516>.
- Detert, M., Schütz, C., Czerny, R. (2018). Development and Tests of a 3D Fish-Tracking Videometry System for an Experimental Flume, River Flow 2018, E3S Web of Conferences 40.
- Ducharme, L.J.A. (1972). An Application of Louver Deflectors for Guiding Atlantic Salmon (*Salmo salar*) Smolts From Power Turbines, Fisheries Research Board of Canada, 29(10), 1397-1404.
- Ebel, G. (2016). Fischschutz und Fischabstieg an Wasserkraftanlagen – Handbuch Rechen- und Bypasssysteme. Ingenieurblogische Grundlagen, Modellierung und Prognose, Bemessung und Gestaltung. ISBN 9783540437130. 2. Auflage. Büro für Gewässerökologie und Fischereibiologie Dr. Ebel, Halle (Saale).
- Enders, E., Gessel, M., Anderson, J., Williams, J. (2012). Effects of decelerating and accelerating flows on juvenile salmonid behavior, Transactions of the American Fisheries Society 141(2), 357-364.
- Kriewitz C.R. (2015). Leitrechen an Fischabstiegsanlagen – Hydraulik und fischbiologische Effizienz, VAW-Mitteilung 230 (R. Boes, ed.), ETH Zürich.
- Simmons, A. (2000). Effectiveness of a fish bypass with an angled bar rack at passing Atlantic salmon and steelhead trout smolts at the Lower Saranac Hydroelectric Project, Advances in fish passage technology, American Fisheries Society, 95-102.
- U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation (USBR) (2006). Fish protection at water diversions – A guide for planning and designing fish exclusion facilities, Denver, Colorado.
- Wagner, F., Körnig, J., Warth, P., Schmalz, W. (2019). Ergebnisse der Methodenkombination bei Untersuchungen eines Fischschutzsystems an einer WKA. WasserWirtschaft (2-3), 23-28.

Adressen der AutorInnen

Claudia Beck (korrespondierende Autorin)

Julian Meister, Dr. Ismail Albayrak, Prof. Dr. Robert Boes

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich

CH-8093 Zürich, Hönggerberggring 26

beck@vaw.baug.ethz.ch



Ein neuer Ansatz zur Quantifizierung des fischökologischen Ausfallrisikos in schwallbeeinflussten Gewässerabschnitten

A new approach for the quantification of the fish-ecological risk of loss in river stretches due to hydropeaking

Clemens Dorfmann, Georg Seidl

Kurzfassung

Habitatmodelle sind mittlerweile in der fischökologischen Analytik gängige Praxis und sind ein Instrument, mit welchem beispielsweise Eingriffe in Flusssysteme hinsichtlich der Zielzustandserreichung bzw. -verfehlung beurteilt werden. Während für Restwasserfragestellungen bereits zahlreiche Untersuchungen vorliegen, wurde die Schwall-Sunk Thematik in der Habitatmodellierung bislang kaum behandelt. Nun wurden auf Basis eines 2D tiefengemittelten numerischen Modells aktuelle wissenschaftliche Erkenntnisse hinsichtlich des Strandrungsrisikos von Fischen mit den hydrologischen Parametern von möglichen Schwall-Sunk Phänomenen verschnitten und ein Ansatz zur Quantifizierung des damit verbundenen Ausfallrisikos entwickelt. Dieser praxisbezogene ingenieurmäßige Ansatz bietet die Möglichkeit, direkte Auswirkungen von Schwall- und Sunkereignissen auf das Strandrungsrisiko von Fischen bzw. die damit verbundene Mortalität zu beurteilen. Die Modellergebnisse können somit mit vorhandenen fischökologischen Parametern wie Biomasse, Individuendichte, Artenverteilung und Populationsaufbau verschnitten werden. Die Interpretation der Auswirkungen ermöglicht weiterführende Analysen im Hinblick auf die Zielzustandserreichung bzw. die Erreichung des guten ökologischen Potentials und kann eine wertvolle Entscheidungshilfe für die Betriebsführung von schwall- und sunkerzeugenden Kraftwerken sein. Im Beitrag wird die Entwicklung des Ansatzes sowie dessen Anwendung anhand der Modellierung eines mittelgroßen alpinen Flusses erklärt.

Abstract

The developed method evaluates the fish-ecological risk of loss in river stretches due to hydropeaking, based on 2D depth-averaged unsteady flow computations and habitat modelling. The approach allows the assessment of different hydropeaking scenarios and the impact analysis of different proposed measures. In the paper the development of the new approach is presented as well as its applicability by means of the modelling of an alpine river stretch.

1 Einleitung

Wasserkraftanlagen zur Spitzenstromerzeugung werden im Schwallbetrieb betrieben. Daraus resultieren im betroffenen Fließgewässer Schwall- und Sunkabflüsse, welche je nach Amplitude, Frequenz, Basisdotation und morphologischer Charakteristik des Flusslaufes unterschiedlich starke Auswirkungen auf die Ökologie des Gewässers erwarten lassen. Die Fischfauna stellt dabei den sensitivsten biotischen Indikator dar.

Im Forschungsprojekt SuREmMa wurde festgestellt, dass die schwallbedingte Drift eine untergeordnete Rolle spielt. Hohe Ausfälle und gravierende Einschnitte in der Populationsdynamik sind vor allem dem Strandungsprozess von Fischlarven und juvenilen Stadien geschuldet (Greimel *et al.*, 2017). Dieser Strandungsprozess resultiert aus dem, in der Schwall-Sunk Abfolge, Trockenfallen von Arealen, welche von den sensiblen Altersstadien als Lebensraum genutzt werden. Das Strandungsrisiko steht dabei in direktem Zusammenhang mit den lokal auftretenden Wasserspiegel-Abstiegsgeschwindigkeiten, deren Grenzwerte im SuREmMa Projekt publiziert wurden.

Zur Erreichung der Umweltziele (z.B. gutes ökologisches Potential) ist die Entwicklung von Maßnahmen erforderlich, welche die negativen Auswirkungen auf die aquatische Fauna verringern. Zur Projektbeurteilung bzw. um die Effizienz von Maßnahmen, z.B. Schwalldämpfungsbecken oder Schwallausleitungskraftwerke, analysieren zu können, muss der prozessabhängige Einfluss auf die Fischfauna quantifiziert werden.

Im Folgenden wird, basierend auf den Arbeiten von Bieri *et al.* (2013) und Greimel *et al.* (2017), ein neuer Ansatz zur Quantifizierung des fischökologischen Ausfallrisikos vorgestellt, welcher sich am aktuellen Forschungsstand orientiert. Die Methode verwendet als Grundlage 2D tiefengemittelte instationäre Strömungsberechnungen und Habitatmodellierungen.

2 Habitatmodell

Das verwendete Habitatmodell basiert auf Ergebnissen aus stationären sowie instationären 2D tiefengemittelten Strömungsberechnungen, um die Habitateignung für verschiedene Fischarten und Lebensstadien in einer Flussstrecke oder einem Abschnitt davon zu evaluieren. Die Habitateignung wird mittels des Habitat Suitability Index (*HSI*) berechnet (Bovee, 1982). Standardmäßig wird im vorliegenden Habitatmodell der Habitat Suitability Index HSI_i [-] in jedem Berechnungsknoten i oder -element i als Kombination der Präferenzkurven für die Wassertiefe, Fließgeschwindigkeit und Sohlsubstrat über das geometrische Mittel berechnet. Bieri *et al.* (2013) formulierten für die Evaluierung der Habitateignung die zwei

Indikatoren SA und SHR . Die Suitable Area SA [m²] beschreibt die Summe der Elementflächen A_i , welche bei einem bestimmten Abfluss Q eine Habitateignung von mindestens HSI_{lim} aufweisen und wo gleichzeitig eine Mindestwassertiefe H_{lim} , abhängig vom Altersstadium des Fisches, gegeben ist (Gleichung 1). Die Suitable Habitat Ratio SHR [-] stellt die Suitable Area SA der effektiv benetzten Fläche gegenüber.

$$SA(Q) = \sum_{i=1}^n A_i \mid HSI_i > HSI_{lim} \wedge H_i(Q) > H_{lim} \quad [1]$$

2.1 Methodik für Schwall-Sunk Abfluss nach Bieri et al. (2013)

Bieri et al. (2013) entwickelten einen einfachen, aber effektiven Ansatz für die Beurteilung der dynamischen Habitatbedingungen bei Schwall-Sunk Übergängen. Sie definierten die sogenannte Drained Area Ratio DAR [-], welche den Anteil an Habitaten beziffert, welche beim Abflusswechsel von Schwallabfluss Q_s zu Sunkabfluss Q_b trockenfallen (Gleichung 2).

$$DAR(Q_s, Q_b) = \frac{\sum_{i=1}^n A_i \mid HSI_i(Q_s) > HSI_{lim} \wedge H_i(Q_b) < H_{lim}}{SA(Q_s)} \quad [2]$$

2.2 Potential Loss Ratio (PLR) – ein neuer praxisbezogener Ansatz zur Quantifizierung des fischökologischen Ausfallrisikos

Basierend auf den in Kapitel 2.1 beschriebenen DAR Index und Erkenntnissen aus dem Forschungsprojekt SuREmMa (Greimel et al., 2017) wurde der Potential Loss Ratio PLR [-] Index entwickelt. Dieser Index berücksichtigt als zusätzliches Kriterium die während eines Schwall-Sunk Durchgangs räumlich lokal maximal auftretenden Wasserspiegel-Abstiegseschwindigkeiten $dWL/dt_{i,max}$. Mit den im SuREmMa Projekt publizierten Grenzwerten dWL/dt_{lim} für Larvenstadium (0.1 cm/min) und juveniles Stadium (0.4 cm/min) werden mit dem PLR Kennwert in Gleichung 3 nur noch jene potenziell trockenfallenden Habitatflächen berücksichtigt, in welchen auch effektiv ein Strandungsrisiko beim Übergang Schwall-Sunk besteht. Der PLR Index erlaubt somit, Auswirkungen von Schwall-Sunk Ereignissen auf das Strandungsrisiko von Fischen bzw. die damit verbundene Mortalität zu beurteilen.

$$PLR(Q_s, Q_b) = \frac{\sum_{i=1}^n A_i \mid HSI_i(Q_s) > HSI_{lim} \wedge H_i(Q_b) < H_{lim} \wedge \frac{dWL}{dt}_{i,max} > \frac{dWL}{dt}_{lim}}{SA(Q_s)} \quad [3]$$

3 Anwendungsbeispiel

Der in Kapitel 2.2 entwickelte Ansatz wird am Beispiel eines schwallbeeinflussten Mittelgebirgsflusses angewendet. Mit einem 2D tiefengemitteltem numerischen Modell wurde eine ca. 20 km lange Flussstrecke simuliert. Für die räumliche Diskretisierung wurde ein hochaufgelöstes Berechnungsnetz, bestehend aus Dreieckszellen mit Kantenlängen zwischen 0.5 und 2 m, erstellt, um vor allem die Nass-Trocken Übergänge in den Uferbereichen detailliert abbilden zu können.

Als Zuflussrandbedingung wurden vier idealisierte Zuflussganglinien, welche jeweils eine Schwall-Sunk Abfolge beschreiben, verwendet. Die vier untersuchten Zuflussvarianten sind in Tabelle 1 aufgelistet und in Abbildung 1 veranschaulicht, wobei Var 0.0 eine auf Basis von Messdaten idealisierte Zuflussganglinie repräsentiert. Das Schwall-Sunk Verhältnis Q_s/Q_b beträgt in den Varianten 0.x ca. 17, während das Verhältnis in den Varianten 1.x auf ca. 8 reduziert wird. Die Varianten unterscheiden sich zudem in den angesetzten Zuflussabstiegsgradienten ΔQ Sunk. In den Varianten 0.0 und 1.0 entspricht der Zuflussabstiegsgradient dem Zuflussanstiegsgradient und beträgt jeweils 25.5 m³/s pro Stunde. In den Varianten 0.1 und 1.1 beträgt der Zuflussabstiegsgradient jeweils 7.5 m³/s pro Stunde.

Tab. 1: Übersicht der simulierten Zuflussrandbedingungen

Variante	Q_b [m ³ /s]	Q_s [m ³ /s]	ΔQ Sunk [m ³ /s/h]
Var 0.0 / Var 0.1	3.0	54.0	25.5 / 7.5
Var 1.0 / Var 1.1	3.0	24.0	25.5 / 7.5

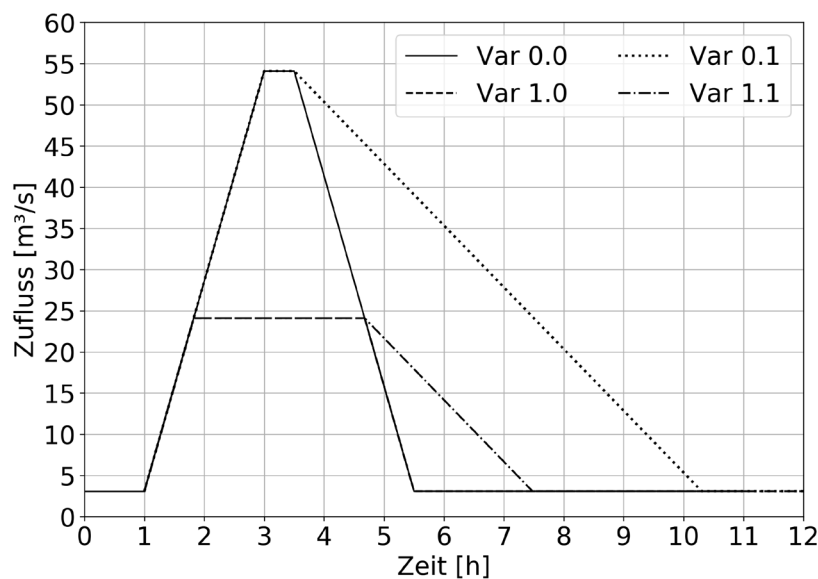


Abb. 1: Simulierte Zuflussrandbedingungen

3.1 Ergebnisse der hydrodynamischen Simulationen und Habitatmodellierung

Die Analyse des potenziellen Ausfallrisikos mittels des neuen Ansatzes der Potential Loss Ratio (*PLR*) nach Gleichung 3 wird am Beispiel der juvenilen Bachforelle (*Salmo trutta fario*) für einen ca. 500 m langen Flussabschnitt durchgeführt.

Der ca. 15 km flussab der Schwalleinleitung befindliche Flussabschnitt ist durch eine Verzweigung gekennzeichnet, in welchem der Nebenarm auch beim Basisabfluss Q_b mit geringen Wassertiefen benetzt wird. Abbildung 2 zeigt die Habitateignung der juvenilen Bachforelle beispielhaft beim Basisabfluss $Q_b = 3.0 \text{ m}^3/\text{s}$ und Schwallabfluss $Q_s = 54.0 \text{ m}^3/\text{s}$. Beim Schwallabfluss verringert sich die Habitateignung im Hauptgerinne deutlich und es kommt zu einer Verlagerung der genutzten Habitate in Nebenarmbereiche am orographischen linken Ufer, welche beim Basisabfluss trocken sind.

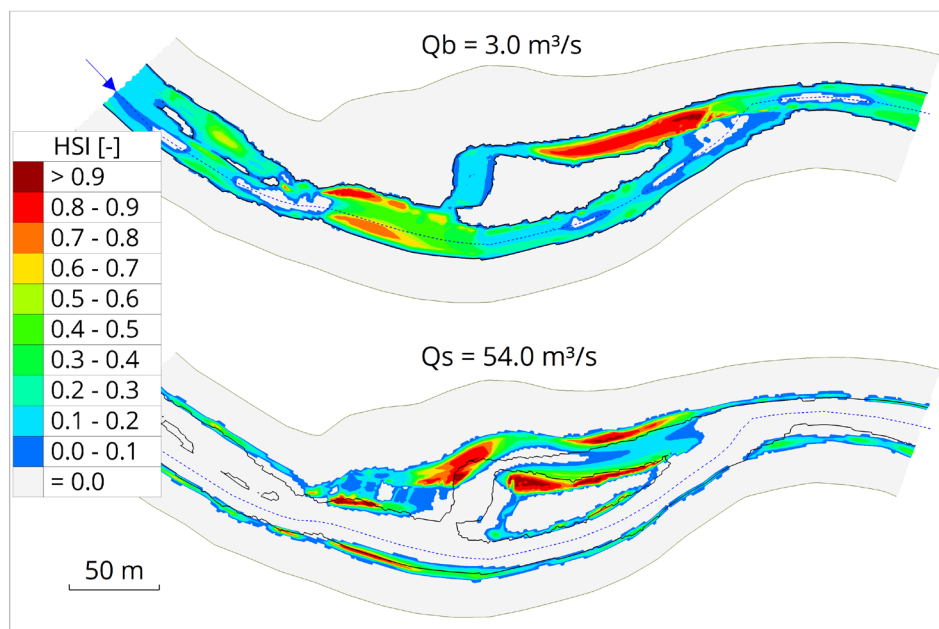


Abb.2: Habitateignung (HSI) der juvenilen Bachforelle, Basisabfluss Q_b und Schwallabfluss Q_s ; Fließrichtung von links nach rechts

Die Auswertung der während des Schwall-Sunk Durchgangs entlang der Flussachse bzw. querschnittsgemittelten berechneten maximal auftretenden Wasserspiegel-Abstiegsgeschwindigkeiten, wie sie z.B. in Greimel *et al.* (2017) dargestellt wurden, erlaubt eine charakterisierende, jedoch nur eingeschränkte Aussage über das effektive Strandrungsrisiko. Entlang der Flussachse sind im Regelfall auch beim Sunkabfluss genügend große Wassertiefen vorhanden und die mögliche Variabilität quer zur Fließrichtung sowie in den Uferbereichen kann damit nicht erfasst werden.

Die räumliche Verteilung der während des Schwall-Sunk Durchgangs berechneten maximalen Wasserspiegel-Abstiegsgeschwindigkeiten ist in Abbildung 3 beispielhaft für die Varianten 0.0 und 1.1 dargestellt. Die Auswertung zeigt deren starke Variabilität in Gerinnen mit komplexer Geometrie und demonstriert den maßgebenden Einfluss des vorhandenen Abflussabstiegsgradienten auf die lokal resultierenden Wasserspiegel-Abstiegsgeschwindigkeiten. In diesem 15 km flussab der Schwalleinleitung gelegenen Flussabschnitt sind die Abflusswelle und dementsprechend die Wasserspiegelabstiegsgeschwindigkeiten bereits stark gedämpft.

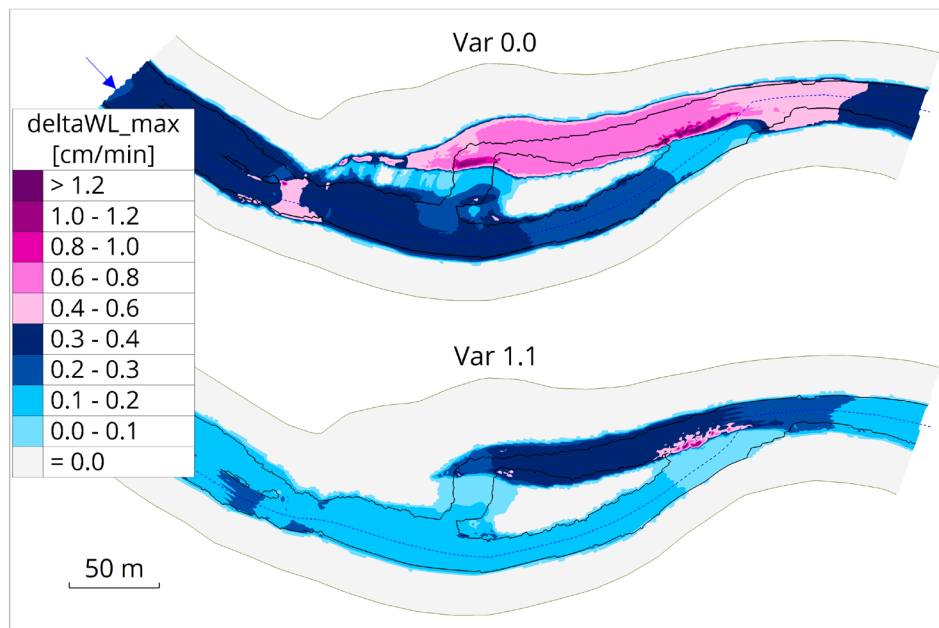


Abb. 3: Berechnete maximale Wasserspiegel-Abstiegsgeschwindigkeiten, Var 0.0 und Var 1.1; Fließrichtung von links nach rechts

3.2 Ausfallrisiko sensibler Entwicklungsstadien

Die Anwendung des nach Bieri *et al.* (2013) entwickelten Ansatzes der Drainage Area Ratio DAR ist für den oben beschriebenen Flussabschnitt und der Bachforelle in Abbildung 4 dargestellt. Bei einem Schwall-Sunk-Verhältnis Q_s/Q_b von ca. 17 fallen in den Varianten 0.0 und 0.1 80 - 90 % an Habitatflächen trocken. Die Reduktion des Schwallverhältnisses auf einen Wert von ca. 8 in den Varianten 1.0 und 1.1 bewirkt eine maßgebliche Verbesserung, indem der Anteil an trockenfallenden Habitatflächen auf 50 - 60 % verringert wird.

Mit der Analyse der Potential Loss Ratio PLR , dargestellt in Abbildung 5, kann demonstriert werden, dass das Ausfallrisiko für die juvenile Bachforelle in den jeweiligen Schwall/Sunk (Q_s/Q_b) Varianten bereits durch eine alleinige Reduktion des Abflussabstiegsgradienten ΔQ Sunk auf nahezu Null gesenkt werden kann. Für das Larvenstadium bewirkt eine alleinige Veränderung des Parameters ΔQ

Sunk jeweils nur eine geringe Verbesserung und das Schwall-Sunk Verhältnis Q_s/Q_b als zweites Kriterium spielt eine maßgebliche Rolle.

Dieser Vergleich zwischen dem *DAR* und *PLR* Kennwert verdeutlicht, dass die Analyse des *PLR* Kennwertes eine präzisere Beurteilung der dynamischen Habitatbedingungen und des Ausfallrisikos ermöglicht.

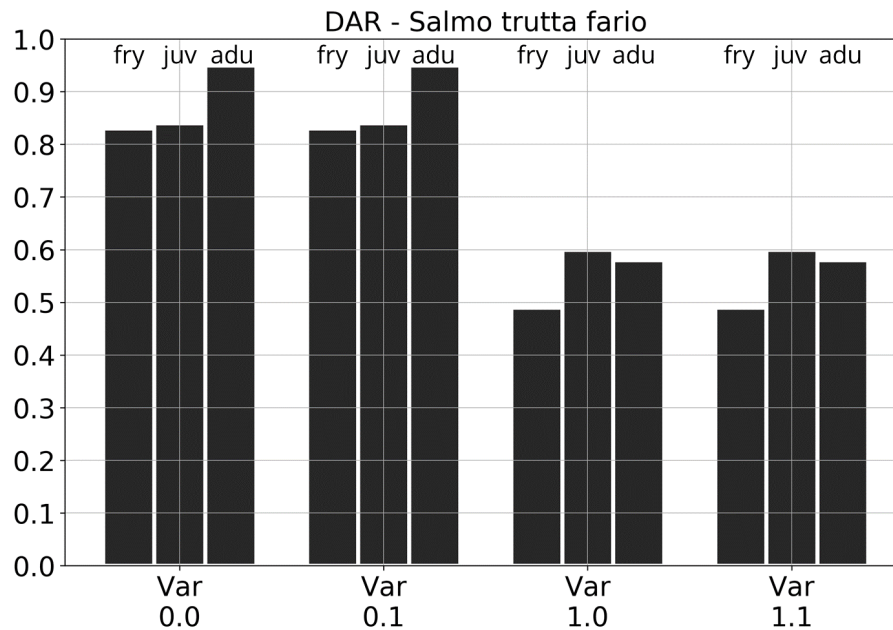


Abb. 4: Analyse der Drainage Area Ratio (DAR), jeweils für Larvenstadium (fry), juveniles (juv) und adultes (adu) Stadium

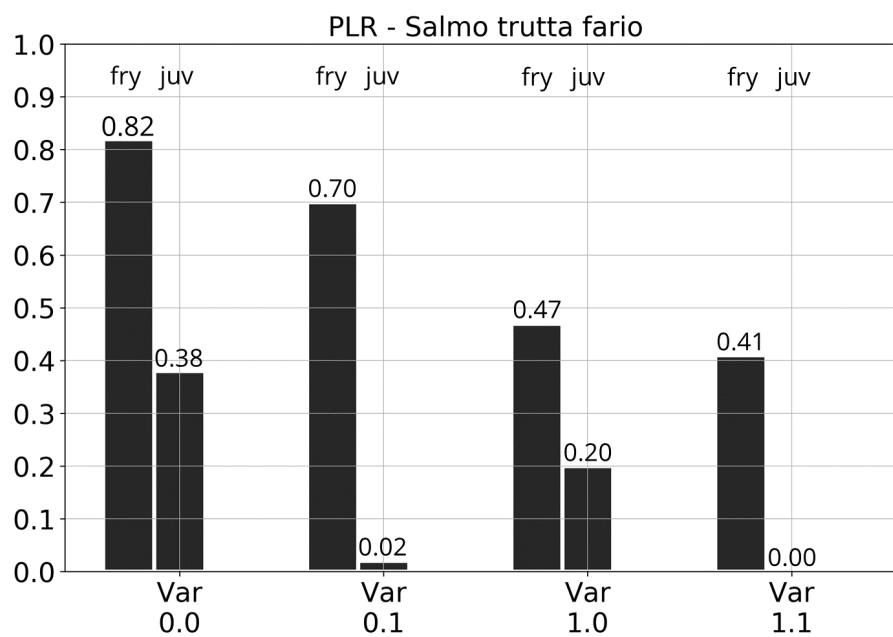


Abb. 5: Analyse der Potential Loss Ratio (PLR), jeweils für Larvenstadium (fry) und juveniles (juv) Stadium

4 Zusammenfassung

In diesem Beitrag wurde ein neuer praxisbezogener Ansatz für die Quantifizierung des fischökologischen Ausfallrisikos in schwallbeeinflussten Gewässerabschnitten vorgestellt. Während sich bisherige Quantifizierungsmethoden in der Habitatanalyse auf stationäre Schwall-Sunk Relationen stützen, verschneidet der neu entwickelte *PLR* Index die in der Schwall-Sunk Abfolge trockenfallenden Fischhabitate mit den auftretenden, kritischen Wasserspiegel-Abstiegsgeschwindigkeiten. Damit bietet dieser Ansatz die Möglichkeit, sensible Streckenabschnitte zu detektieren und direkte Auswirkungen von Schwall-Sunk Ereignissen auf das Strandungsrisiko von Fischen bzw. die damit verbundene Mortalität zu beurteilen. Die Methode kann als Entscheidungshilfe für die Betriebsführung von schwallerzeugenden Wasserkraftwerken dienen und ermöglicht die quantitative Evaluierung von unterschiedlichen Maßnahmen wie beispielsweise Schwallausleitungen oder Änderungen in der Betriebsführung.

Referenzen

- Bieri, M, Person, E., Peter, A., Schleiss, A.J. (2013). Beurteilung von Massnahmen zur Reduktion von Schwall und Sunk. Wasser Energie Luft, 105. Jahrgang, Heft 2
- Bovee, K.D. (1982). A guide to stream habitat analysis using the instream flow incremental methodology. Instream Flow Information Paper 12, USDI Fish and Wildlife Services, Office of Biology Services: Washington DC.
- Greimel, F., Neubarth, J., Fuhrmann, M., Führer, S., Habersack, H., Haslauer, M., Hauer, C., Holzapfel, P., Auer, S., Pfleger, M., Schmutz, S., Zeiringer, B. (2017). SuREmMa, Sustainable River Management - Energiewirtschaftliche und umweltrelevante Bewertung möglicher schwalldämpfender Maßnahmen. Forschungsbericht, Wien, 92 Seiten.

Adressen der Autoren

DI Dr.techn. Clemens Dorfmann (korrespondierender Autor)

flow engineering, Ingenieurbüro für Kulturtechnik und Wasserwirtschaft

A-8010 Graz, Brockmanngasse 108

clemens.dorfmann@flowengineering.at

DDI Georg Seidl

flusslauf, Ingenieurbüro für Gewässerökologie & Wasserbau

A-8010 Graz, Pestalozzistraße 56/3/11

office@flusslauf.at



Abflusstiefen auf aufgelösten Blockrampen bei Rest- und Niederwassersituation

*Flow Depths on Unstructured Block Ramps in Residual and Low
Water Conditions*

Peter Hofmann, Marcel Dähler, Karin Gafner

Kurzfassung

Für eine erfolgreiche Fischwanderung sind die vorherrschenden Fliessgeschwindigkeiten sowie Abflusstiefen entscheidend. Reduzierte Abflussmengen auf Restwasserstrecken oder während Trockenperioden können insbesondere aufgrund der niedrigen Abflusstiefen die Fischwanderung erschweren oder gar verunmöglichen. Ob die Fischwanderung auf aufgelösten unstrukturierten Blockrampen unter diesen Umständen möglich ist, wurde für das Revitalisierungsprojekt «Kander.2050 Massnahme Nr. 1» an der Kander untersucht.

Im Projektperimeter stellt der geringe Restwasserabfluss ($0.7 \text{ m}^3/\text{s}$) hinsichtlich der notwendigen Abflusstiefen (Projektleitfischart Seeforelle (bis 75 cm Länge): generelle Mindestwassertiefe = 0.41 m) eine besondere Hürde dar.

Um im Hinblick auf diese Problematik eine möglichst gute Prognose für die Abflusstiefen machen zu können, sind die Projektverfasser und das kantonale Fischereiinspektorat wie folgt vorgegangen:

- Messungen von Abflusstiefen und Beobachtungen auf sechs bestehenden aufgelösten unstrukturierten Blockrampen an Kander sowie Simme bei Niederwassersituationen.

Ergebnisse:

- Auf den Rampen bilden sich selbstständig Bereiche mit grösseren Abflusstiefen (Niederwasserrinnen, Kolke zwischen Steinen).
- In Kurvensituationen führt die hydraulisch bedingte Sohlenabsenkung an den Kurvenaussenseiten zu ausgeprägteren Bereichen mit erhöhten Abflusstiefen.
- Neben seichten Bereichen (10 - 20 cm) wurden vielerorts auch Fliesstiefen von 40 - 50 cm und mehr gemessen. Diese Verhältnisse genügen den minimalen Anforderungen verschiedener Fischarten sowie -grössen.
- Die Verlegeart der Steinblöcke hat Auswirkungen auf die Tiefenverhältnisse.

Die Verhältnisse im Feld konnten rechnerisch relativ genau rekonstruiert werden. Für die Projektierung von zukünftigen aufgelösten unstrukturierten Blockrampen besteht somit eine geeichte Berechnungsmethode, mit der Vorhersagen über die vorherrschenden Abflusstiefen bei Rest- und Niederwassersituationen möglich sind. Zudem hilft es bei der planerischen Optimierung von Projekten unter diesem Aspekt.

Abstract

Low discharge rates on residual flow stretches or during dry periods can make fish migration of watercourses difficult or even impossible, particularly due to low water depths. Whether fish migration on unstructured block ramps is possible under these circumstances was investigated for the revitalization project "Kander.2050 Measure No. 1" in the Kander.

In the project perimeter the low residual flow rate ($0.7 \text{ m}^3/\text{s}$) represents a particular hurdle with regard to the necessary water depths for the target species (lake trout (max. 75 cm long): general minimum water depth = 0.41 m).

To make the best possible prediction of water depths, the authors and the cantonal fisheries inspectorate proceeded as follows:

- Measurements of water depths and observations on six unstructured block ramps in the Kander and Simme during low discharge rates.

Results:

- Areas with greater water depths (low flow channels, scours between stones) form independently.
- In riverbends, the hydraulically induced lowering of the riverbed on the outer side leads to more pronounced flow channels with increased water depths.
- Besides shallower areas (10 - 20 cm), water depths of 40 - 50 cm and more were measured in many places, meeting the minimum requirements of various fish species and sizes.
- How the stones are laid influences the water depth conditions.

The conditions in the field were reconstructed relatively accurately by calculation. This calibrated calculation method, with its predictions about the prevailing water depths during low discharge rates, can be used for the planning and optimization of future unstructured block ramps.

1 Einleitung

1.1 Ausgangslage

Auf der Restwasserstrecke der Kander kurz vor der Einmündung der Simme befinden sich sechs Betonschwellen als Sohlensicherung. Die Tendenz zur Sohlenerosion ist auf den Kanderdurchstich von 1713 zurückzuführen. Diese sechs Betonschwellen stellen das erste massgebliche Wanderhindernis für, aus dem Thunersee aufwandernde, Fische (insbesondere Seeforelle) in der Kander dar. Sie erschweren oder verunmöglichen den Einstieg in die Kander und somit zu den Laichgebieten.



Abb. 1 Lage des Projektperimeters (Pfeil), Feldmessungen (1. - 6.) (Relief: SWISSTOPO 2015)

Auf diesem Abschnitt soll zum einen die Längsvernetzung wiederhergestellt werden und zum anderen die Gerinnesohle gegen Erosion geschützt werden. Um dies zu bewerkstelligen, wurde die Erstellung einer aufgelösten unstrukturierten Blockrampe geprüft.

1.2 Fragestellung

Um eine Prognose über die Fischgängigkeit der geplanten Rampe bei Rest- und Niederwassersituationen machen zu können, sollen insbesondere die vorherrschenden Abflusstiefen bestmöglich abgeschätzt werden.

2 Grundlagen und Rahmenbedingungen

2.1 Hydrologische Verhältnisse (Niederwasser)

Das Q_{347} beträgt im Projektabschnitt der Kander für die Periode von 1981 bis 2015 $5.28 \text{ m}^3/\text{s}$ (BAFU Messstation Kander – Hondrich). Die Restwassermenge

ab der Entnahmestelle Kander Stegweid (Restwasserkarte Nr. BE-129) beträgt heute 0.7 m³/s. Der erwähnte Abschnitt ist jedoch bezüglich Restwasser sanierungspflichtig.

2.2 Projekt Blockrampe

Um den Anforderungen des Hochwasserschutzes ($HQ_{100 \cdot 1.2} = 324 \text{ m}^3/\text{s}$) zu genügen, resultierten aus der Projektierung der aufgelösten unstrukturierten Blockrampe die folgenden Dimensionierungsgrößen:

- Länge Hauptrampe 180 m ($J = 2.5\%$)
- Breite der Rampe 28 - 34 m
- Blockgrößen 3.5 t (durchschnittlich)
- Belegungsdichte ($a = n \cdot D^2$) 0.3 (n = Anzahl Blöcke pro m² und D = äquivalenter Kugeldurchmesser Block)

2.3 Rahmenbedingungen Fischwanderung

Der Projektperimeter befindet sich in der unteren Forellenregion. Als fischbiologische Dimensionierungsgrösse der Leitfischart Seeforelle wird eine Länge von 75 cm angenommen. Daraus wurden die folgenden fischökologischen Randbedingungen abgeleitet (Dönni *et al.*, 2016; S. Tamagni, 2017):

- Mindestwassertiefe h_{min} 0.41 m (generell)
- Mindestwassertiefe h_{min} 0.32 m (Untiefe)
- Zielwert maximale Fliessgeschwindigkeit v_{max} 1.5 m/s
- Grenzwert der spezifischen Leistungsdichte P_D 275 W/m³

2.4 Feldaufnahmen

Das Fischereiinspektorat des Kantons Bern hat im März 2018 an fünf aufgelösten Blockrampen an der Simme und einer an der Kander die Abflusstiefen bei Niederwasserverhältnissen gemessen (Abb. 1). Davon sind die untersten drei Rampen an der Simme mit der in Kapitel 2.2 beschriebenen Rampe gut vergleichbar (Länge Hauptrampe = 100 - 150 m, Gefälle 2.5 %, Gerinnebreite 30 - 35 m, Blockgrößen = 2.5 - 3.5 t). Zum Zeitpunkt der Feldmessungen herrschte auf diesen drei Rampen ein Restwasserabfluss von ca. 1.14 m³/s (basierend auf Messstation Simme bei Latterbach).

Ergebnisse der Feldaufnahmen auf diesen drei Blockrampen:

- Die mittlere Abflusstiefe beträgt ca. 37 cm. Auf den Rampen hat sich eine eingetiefte Abflussrinne gebildet. Dort beträgt die Wassertiefe im Durchschnitt ca. 57 cm. Darüber hinaus konnten noch ausgeprägtere Eintiefungen (Kolke) beobachtet werden (vgl. Abb. 2).



Abb. 2 Kolkbereich auf der Rampe «im Gand» (Kreis), Simme bei ca. 1 - 1.5 m³/s (27.10.2011)

- Die Steinblöcke weisen eine längliche Quaderform auf und liegen mit der Längsachse quer zur Fliessrichtung. Die durchschnittlich beobachteten Lückenbreiten zwischen den Steinen betragen 30 - 40 cm.
- Basierend auf den gemessenen durchschnittlichen Abflusstiefen (37 cm), den Lückenbreiten zwischen den Steinen (30 - 40 cm) und Anzahl Lücken pro Gerinnequerschnitt (14), wurde anhand der vorherrschenden Restwassermenge (ca. 1.14 m³/s, basierend auf Messstation Simme bei Latterbach am 09.03.2018) eine durchschnittliche Fliessgeschwindigkeit von 0.6 m/s (Bereich von 0.4 - 1 m/s) berechnet ($v_m = Q / A$).
- Gemäss den Beobachtungen des Fischereiinspektorats variieren die Fliessgeschwindigkeiten auf den Rampen lokal relativ stark. Die berechnete Fliessgeschwindigkeit ist daher als Bandbreite zu verstehen.
- Die Blockrampen sind bei Restwasser nicht immer über die ganze Breite benetzt. Der Abfluss konzentriert sich auf die Niederwasserbereiche.

3 Methodik

3.1 Übertragung auf die zu projektierende Blockrampe

Die Erkenntnisse aus den Feldaufnahmen (Kapitel 2.4) sollen nun auf die Rahmenbedingungen der projektierten aufgelösten unstrukturierten Blockrampe an der Kander übertragen werden. Diesbezüglich relevant sind:

- Blockgrösse
- Achsabstand der Blöcke (aus Belegungsdichte und Blockgrösse)
- Restwassermenge

Für die projektierte Rampe sollen Blöcke mit einer durchschnittlichen Grösse von 3.5 t ($D = 1.36$ m) eingebaut werden. Der Abstand der Blöcke untereinander (Achsabstand im Raster) wird bei einer Belegungsdichte von $a = 0.3$ durchschnittlich ca. 2.5 m betragen. Um die Lückenbreite zwischen den Blöcken der projektierten Rampe zu bestimmen, wurde wie folgt vorgegangen:

Die Blöcke der Simme (Feldmessung) wurden geometrisch als längliche Quader idealisiert, so dass Gewicht (3 t), Achsabstand (2.2 m), Öffnungsbreite (30 - 40 cm) und Wassertiefe (37 cm) mit den Bedingungen im Feld übereinstimmen. Die Blocklänge ergibt sich aus dem Achsabstand (2.20 m) abzüglich der Öffnungsbreite (0.35 m). Es resultiert ein Quader mit den Seitenlängen $0.77 \text{ m} \cdot 0.77 \text{ m} \cdot 1.85 \text{ m} \cdot 2.7 \text{ t/m}^3 = 3 \text{ t}$.

Werden diese Seitenlängenverhältnisse auf 3.5 t-Blöcke übertragen, resultieren Quader mit den Seitenlängen $0.82 \text{ m} \cdot 0.82 \text{ m} \cdot 1.93 \text{ m} \cdot 2.7 \text{ t/m}^3 = 3.5 \text{ t}$. Die Öffnungsbreite ist demnach $0.55 \text{ m} = 2.48 \text{ m}$ (Achsabstand) - 1.93 m (Blocklänge). Bei einer durchschnittlichen Gerinnebreite von 30 m ergeben sich daraus ca. 12 Lücken. Nach der Aufteilung eines beliebigen Abflusses auf diese Querschnitte, wird die mittlere Wassertiefe zwischen den Steinen als eingestaute Öffnung berechnet.

4 Ergebnisse und Interpretation

Anhand der Feldaufnahmen auf den drei vergleichbaren Rampen hat sich gezeigt, dass sich bereits bei relativ häufigen Hochwassern ($< HQ_{10}$, Abflussspitzen seit Rampenerstellung der eidgenössischen Abflussmessstation Simme Latterbach) eine Niederwasserrinne ausbilden kann, in welcher die Abflusstiefen durchschnittlich ca. 20 cm tiefer als die mittlere Wassertiefe sind (Sohlenabtiefung). Es wird davon ausgegangen, dass dies auch bei der projektierten Blockrampe der Fall sein wird. Aus dieser Erkenntnis resultiert die Abflusstiefe in der Niederwasserrinne.

Tab. 1 Berechnete Wassertiefen, Fließgeschwindigkeiten und spezifische Leistungsdichten für verschiedene Abflüsse im Projektperimeter

Wasser- menge [m ³ /s]	Berechnete mittlere Wassertiefe [m]	Abflusstiefe in Niederwas- serrinne [m]	Mittlere Fließge- schwindigkeit in Engstellen [m/s]	Spezifische Leistungs- dichte P _D [W/m ³]
0.7	0.15	0.35	0.70	171
1	0.21	0.41	0.71	175
2	0.42	0.62	0.71	175

Werden die Ergebnisse aus Tabelle 1 mit den Anforderungen aus Kapitel 2.3 verglichen, kann Folgendes festgehalten werden:

- Die Abflusstiefe in der Niederwasserrinne bei Restwasser (0.7 m³/s) entspricht in etwa der geforderten «Untiefe». Nach Dönni et al. (2016) sollte die Maximallänge dieser Untiefe nicht mehr als das Fünzigfache der Fischlänge (0.75 m) betragen (= 37.5 m). Aufgrund der Beobachtungen im Feld, liegen die Distanzen zwischen Kolken und tieferen Wasserbereichen (> generelle Wassertiefe, vgl. Abb. 2) jedoch weitgehend unter dieser Distanz.
- Ab einem Abfluss von 1 m³/s wird die geforderte «generelle» Wassertiefe in der Niederwasserrinne und ab 2 m³/s mit der mittleren Wassertiefe erreicht.
- Die Anforderungen bezüglich der spezifischen Leistungsdichte sowie der mittleren Fließgeschwindigkeit können eingehalten werden.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Im Hinblick auf die Problematik der Fischgängigkeit auf aufgelösten unstrukturierten Blockrampen bei Rest- und Niederwassersituationen, wird im vorliegenden Beitrag eine Methode zur Berechnung der vorherrschenden Abflusstiefen vorgestellt. Zur Eichung dieser Berechnungsmethode wurden die Erkenntnisse aus den Feldaufnahmen von sechs aufgelösten Blockrampen bei Restwasserabflüssen hinzugezogen. Es resultieren folgende Erkenntnisse:

- Auf den aufgelösten unstrukturierten Blockrampen bilden sich selbstständig Bereiche mit grösseren Abflusstiefen (Niederwasserrinnen insbesondere an Kurvenaussenseiten, Kolke zwischen Steinen).

- Die gemessenen Abflusstiefen in den Niederwasserrinnen der bestehenden Rampen betragen bei einem Restwasserabfluss von ca. 1.14 m³/s in etwa 50 - 60 cm. Übertragen auf die projektierte Rampe, resultieren bei einem Restwasserabfluss von 0.7 m³/s mittlere Abflusstiefen von ca. 0.3 m in der Niederwasserrinne.
- Bei stark reduzierten Abflussmengen ist teilweise nicht die ganze Gerinnebreite benetzt. Daraus lässt sich ableiten, dass die effektiven Wassertiefen tendenziell noch etwas höher als die berechneten Wassertiefen ausfallen können.

In einem nächsten Schritt ist es entscheidend, nach der Ausführung der projektierten Blockrampe diesbezüglich Kontrollmessungen durchzuführen. Zur weiteren Justierung der vorliegenden Berechnungsmethode wäre es interessant, diese an zusätzlichen, bereits ausgeführten, aufgelösten Blockrampen anzuwenden und mit Feldaufnahmen zu überprüfen.

Referenzen

- Tamagni, S., Weitbrecht, V., Boes, R. M., Hunzinger, L., Opferkuch, F. (2017). Aufgelöste unstrukturierte Blockrampen – Eine Praxisanleitung. *VAW-Mitteilungen 240*, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), (R. M. Boes, ed.), ETH Zürich, Schweiz.
- Dönni, W., Boller, L., Zaugg, C. (2016). Mindestwassertiefen für See- und Bachforellen – Biologische Grundlagen und Empfehlungen. Studie im Auftrag des Bundesamtes für Umwelt: 42 S.

Adressen der AutorInnen

Peter Hofmann (korrespondierender Autor)

Marcel Dähler

Kissling + Zbinden AG

CH-3700 Spiez, Oberlandstrasse 15

peter.hofmann@kzag.ch

marcel.daehler@kzag.ch

Karin Gafner

Fischereiinspektorat Kanton Bern (Bereich Wassernutzung)

CH-3110 Münsingen, Schwand 17

Email: karin.gafner@be.ch



Die Schwimmleistung von Fischen als Parameter zur technischen Auslegung innovativer Fischaufstiegsanlagen

Dimensioning of innovative fish ladders by consideration of swimming performance

Georg Seidl

Kurzfassung

Auf die Schwimmleistung von Fischen, als Richtparameter für die Dimensionierung von Fischaufstiegshilfen, wird in unterschiedlichen Regelwerken verwiesen. In den zahlreichen Studien zu diesem Thema wird deutlich, dass vor allem die angewandte Methodik zur Ermittlung der unterschiedlichen Schwimmgeschwindigkeiten sehr stark variiert. Auch ist eine Vergleichbarkeit der unterschiedlichen Studien aufgrund der Rahmenbedingungen nur sehr beschränkt gegeben. So lassen sich für die mitteleuropäische Fischfauna nur für wenige Arten absolute Schwimmleistungen ableiten. Diese Tatsache trifft vor allem für schwimmschwache, wirtschaftlich und fischereilich unbedeutende Arten zu. Diese Arten bilden jedoch das ökohydraulische Nadelöhr bei der Dimensionierung und technischen Auslegung von Fischaufstiegshilfen. Auf Basis aktueller Untersuchungen wird in diesem Beitrag eine Gegenüberstellung von beobachteten Aufstiegen mit gemessenen Fließgeschwindigkeiten und Grenzwerten aus der Literatur vorgestellt.

Abstract

Swimming performances by fish are usually interpreted as dimensioning parameter to design fish ladders. In this article published data of swimming performances and measured flow velocities of an innovative fish ladder in the barbell region are compared.

1 Ermittlung von Schwimmleistungen im Labor

Für die Durchführung von Schwimmtests gibt es keine definierten Standards. So stehen für die Messanordnung unterschiedliche Varianten zur Verfügung, welche von Schwimmtunneln, über freiwillige Schwimmtests in offenen Kanälen, bis hin zu Tests mit Schockeinrichtungen (Schlag auf die Wasseroberfläche oder E-Schocks) reichen. Die kritische Sprintgeschwindigkeit wird üblicherweise mittels Testanordnungen in Schwimmtunnelversuchen ermittelt. Die Durchführung der Tests erfolgt in der Regel derart, dass die Fließgeschwindigkeit in bestimmten Zeitintervallen um ein definiertes Maß gesteigert wird, bis der Fisch ermüdet und

im Schwimmtunnel abdriftet. Die erste derartige Versuchsanordnung wurde von Brett (1964) mit Zeitintervallen von 75 Minuten unternommen und später auf 60 Minuten reduziert. Neben unterschiedlichen Zeit- und Geschwindigkeitsintervallen im Versuchsaufbau, unterliegt auch die Definition des Ermüdungszeitpunktes in den unterschiedlichen Studien einer breiten Schwankung. Tudorache *et al.* (2010) konnten in einem Versuch maßgebliche Abweichungen der ermittelten kritischen Sprintgeschwindigkeit bei 3 bzw. 10 Sekunden Kontaktzeit und unterschiedlicher Schwimmtunnellänge feststellen. Andere Autoren bedienten sich völlig anderer Methoden. So wurde die kritische Sprintgeschwindigkeit von Cowx und Welcomme (1998) dadurch definiert, dass diese dann erreicht ist, wenn 50% der Fische nach 3 Minuten verfrachtet wurden. Eine direkte Vergleichbarkeit von Absolutwerten (zurückgelegter Weg / Zeiteinheit) artspezifischer Schwimmleistungen aus den unterschiedlichen Studien ist somit meist nur schwer möglich.

Während die Schwimmleistung für wirtschaftlich relevante Arten (Heringe, Lachsarten, Regenbogenforelle, Bachforelle) gut dokumentiert wurde, sind Daten von fischereilich und wirtschaftlich unbedeutenderen Arten nur sehr eingeschränkt verfügbar bzw. jene von sohlorientierten Kleinfischen kaum veröffentlicht.

In einer umfassenden Literaturstudie konnten Katapodis und Gervais (2016) Schwimmleistungen von Fischen zusammenfassen.

Eine gute Gegenüberstellung von Schwimmleistungen heimischer Kleinfische mit Sohlbezug konnten Tudorache *et al.* (2008) liefern. In dieser Studie wurden unter anderem die maximalen Sprintleistungen von Gründling, Koppe und Bachschmerle bei unterschiedlichen Wassertemperaturen untersucht. Im nachfolgenden Diagramm sind die Ergebnisse der Untersuchungen dargestellt. Dabei wurden die absoluten Messwerte der maximalen Sprintleistungen, zur besseren Vergleichbarkeit, auf Fischlängen pro Zeiteinheit (BL/s) zurückgerechnet und für die unterschiedlichen Wassertemperaturen aufgetragen (Abb. 1).

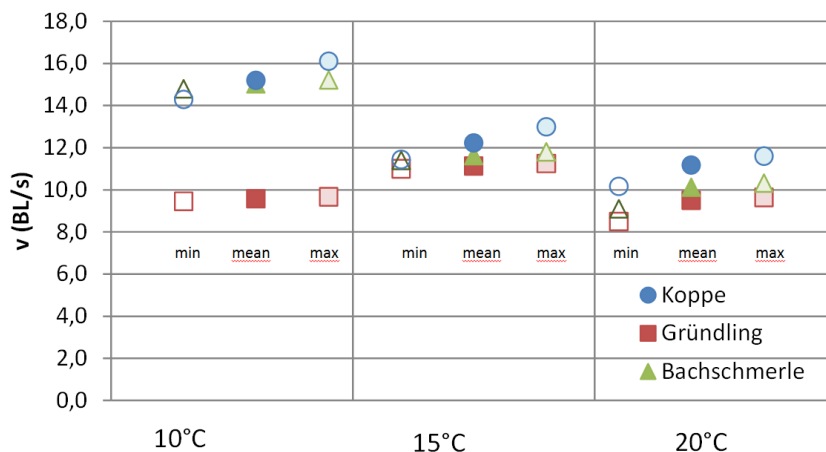


Abb. 1: Gegenüberstellung der maximalen Sprintgeschwindigkeiten sohlorientierter Fischarten (Datenbasis: Tudorache *et al.*, 2008)

Es wird deutlich, dass der Gründling v.a. bei geringen Wassertemperaturen den beiden Arten Koppe und Bachschmerle hinsichtlich der Schwimmleistung unterlegen ist. Tudorache *et al.* (2008) beziffern die kritischen Sprintleistungen (v_{krit}), für einen 12 cm großen Gründling mit ca. 0,6 m/s. Die kritische Sprintgeschwindigkeit wurde dort als jene Schwimmleistung definiert, die ein Fisch über die Dauer von 20 Sekunden erbringen kann und ist somit als Richtwert für die Passage des Denilsystems heranzuziehen. Die maximale Sprintleistung (v_{max}) wurde für den Gründling mit einer Körperlänge von 12 cm, erwirkt durch Animation zum Fluchtverhalten, mit ca. 1,39 m/s protokolliert.

2 Turbulenzen

Die turbulente Strömung ist die Bewegung von Fluiden, bei der Verwirbelungen in unterschiedlichen Größenskalen auftreten. Turbulenzen sind gekennzeichnet durch ein dreidimensionales Strömungsfeld mit einer zeitlich und räumlich scheinbar zufällig variierenden Komponente. In der Fischpasshydraulik wurde in erster Linie die Energiedissipation als Bemessungsgröße zur Limitierung von Turbulenzen herangezogen (z.B. BMLFUW, 2012). Jüngere Publikationen stützen sich in der Beschreibung der Turbulenz auf die Turbulente kinetische Energie (TKE) (z.B. Quaranta *et al.*, 2019). Entgegen der Energiedissipation, welche den kinetischen Energieeintrag in Relation zum Kompensationsvolumen beschreibt und somit nur indirekt den hydraulischen Vorgang berücksichtigt, liefert die TKE eine Beschreibung der räumlichen Fließgeschwindigkeitsfluktuation und somit ein präziseres Maß zur Quantifizierung der auftretenden Turbulenzen, sowie zur Analyse von deren räumlicher Verteilung. Weitere Größen zur Beschreibung der Turbulenzen liefern z.B. die Reynolds-Spannungen und die turbulente Intensität.

Wenngleich Turbulenzen als hemmender Parameter für die Fischpassierbarkeit angesehen werden, gelang es bislang nicht eine einfache Beschreibung dieses Phänomens in Hinblick auf die Passageeffizienz zu formulieren. Jedenfalls lässt sich von verschiedenen Autoren ableiten, dass mit steigendem Turbulenzgrad die kritische Fließgeschwindigkeit, die Schwimmgeschwindigkeit, sowie die Ausdauer der Fische sinken.

Andere Forschungsergebnisse zeigen jedoch auf, dass Turbulenzen nicht zwangsweise mit negativen Auswirkungen auf die Migration einhergehen. So konnte beispielhaft in Versuchen mit Regenbogenforellen festgestellt werden, dass sich Wirbelbildungen günstig auf den Energieaufwand beim Schwimmvorgang auswirken können (Liao *et al.*, 2003).

Lumpandin (2005) zeigte in einer Studie deutlich, dass die negativen Auswirkungen auf die Fischpassage in Zusammenhang mit der Größe der auftretenden Wirbel stehen. So wurde an Versuchen mit Flussbarschen festgestellt, dass ein negativer Einfluss auf die Schwimmleistung der Fische erst auftritt, wenn der Wirbeldurchmesser $> 2/3$ der Fischlänge ist. Tritico und Cotel (2010) konnten anhand von Fischversuchen mit Cypriniden feststellen, dass die Schwimmstabilität der Fische erst ab einem Wirbeldurchmesser von 76% der Körperlänge negativ beeinflusst wurden, wobei horizontale Wirbel (Wirbelachse ist horizontal) um 230% öfter zur Abdrift führten und die Regenerationsphase der Fische 24% länger dauerte als beim Auftreten vertikaler Wirbel.

3 Biotischer Abgleich der Literaturwerte mit Messergebnissen

Am Beispiel der biotischen und abiotischen Daten der Fischaufstiegshilfe Rohr an der Raab (Steiermark/Österreich) soll die oben dargelegte theoretische Basis, anhand praktischer Erkenntnisse am Beispiel der Fischart Gründling reflektiert werden. Bei dieser Fischaufstiegshilfe handelt es sich um eine Sonderanordnung die das Ziel verfolgte, mit geringem finanziellen Aufwand die Passierbarkeit für adulte Mittelstreckenwanderer vorübergehend zu erwirken, bis die bestehende Sohlstufe durch ein zeitlich absehbares Renaturierungsprojekt endgültig beseitigt wird. Es handelt sich dabei um eine Kombination aus einem Beckenpass mit 9 Becken und einem 6 m langen modifizierten Denilpass vgl. Seidl & Schneider (2020).

Tab. 1: Ökohydraulische Parameter der Fischaufstiegshilfe

Parameter		Beckenpass	Mod. Denilpass	Richtwert (BMLFUW, 2012)
Δh	[m]	0,2	1,15	< 0,13
E	[W/m ³]	122	> 2.000	< 100
Gefälle	[%]	6,2	19,5	3,5
Mittlere v	[m/s]	1,5*	1,08	k.A.

* bezogen auf den Beckenübergang

Die in Tabelle 1 dargelegten Parameter zeigen deutlich, dass sowohl der Beckenpass, als auch der modifizierte Denilpass nicht den Richtwerten der Barbenregion entsprechen. In der nachfolgenden Darstellung (Abb. 2) sind die gemessenen Fließgeschwindigkeiten in den einzelnen Beckenübergängen des Beckenpasses illustriert. Dabei wurden auch teilweise sohlnahe Fließgeschwindigkeiten von 1 bis 1,5 m/s gemessen. Die maximalen Fließgeschwindigkeiten im Übergang lagen dabei zwischen knapp 1,5 und 2 m/s.

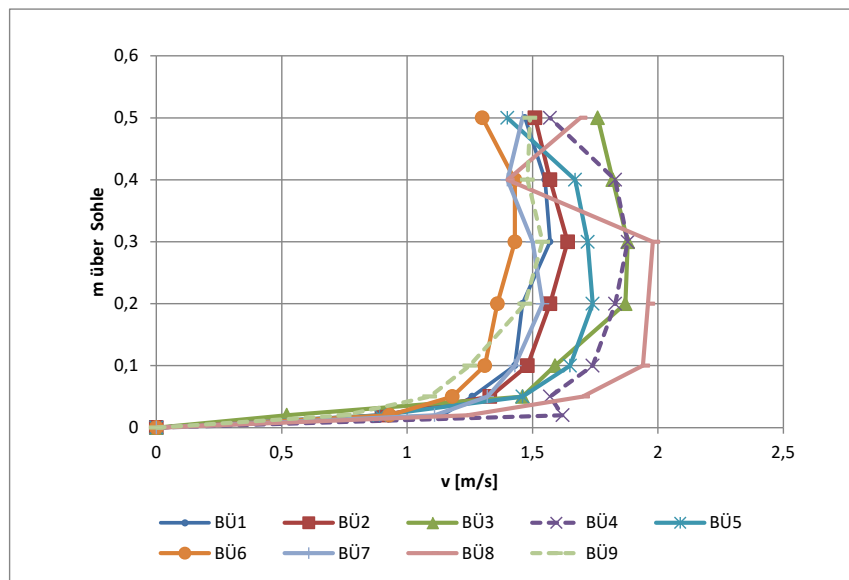


Abb. 2: Fließgeschwindigkeiten in den Beckenübergängen des Beckenpasses

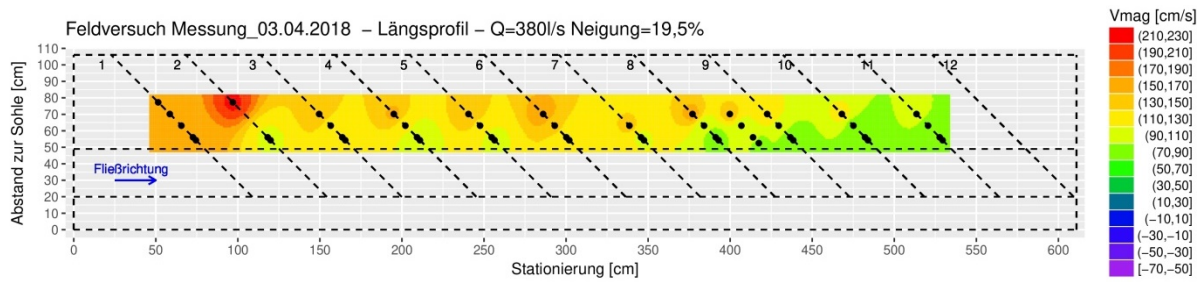


Abb. 3: Fließgeschwindigkeiten im Wanderkorridor des Denil-Systems (Zach, 2018)

Der oben dargestellte Längsschnitt (Abb. 3) illustriert, dass die Fließgeschwindigkeiten im Wanderkorridor des modifizierten Denilpasses stets > 1 m/s betragen. Bei Gegenstropmpässen nach dem Denilprinzip handelt es sich um hochturbulente Systeme. So beträgt die errechnete Energiedissipation der Pilotanlage deutlich über 2.000 W/m^3 . Die turbulente kinetische Energie weist Maximalwerte von über $12.000 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ auf. Für beckenartige Systeme in dieser Fischregion ist mit maximal $2.500 \text{ cm}^2/\text{s}^2$ zu rechnen (Tauber, 2011).

Im Zuge des Reusenmonitorings konnten neben 10 anderen Arten 109 Gründlinge mit Körperlängen zwischen 8 und 15 cm nachgewiesen werden.

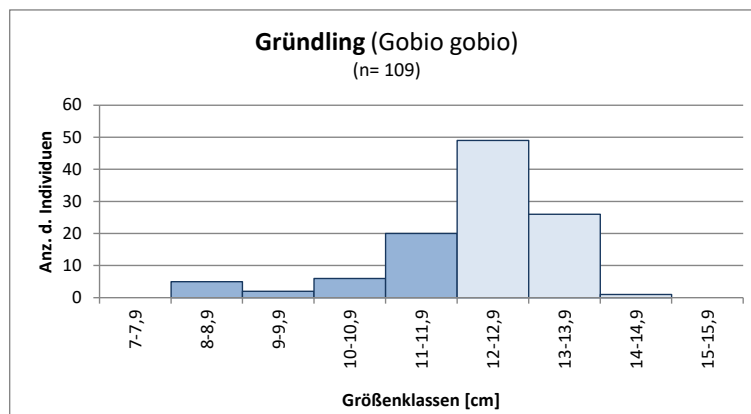


Abb. 4: Längenfrequenzdiagramm des Gründlings Fischeaufstiegshilfe Rohr/Raab

In Abbildung 4 ist das Längenfrequenzdiagramm des Gründlings illustriert. Knapp ein Drittel (dunkle Balken) der vermessenen Fische wiesen Körperlängen kleiner 12 cm auf.

Definitionsgemäß könnte v_{\max} theoretisch für die Passage der Beckenübergänge herangezogen werden. Wie in Kapitel 1 erläutert, beträgt die kritische Sprintgeschwindigkeit für einen Gründling nach Tudorache *et al.* (2008) für einen Gründling mit 12 cm Körperlänge ca. 0,6 m/s. Die Geschwindigkeitsprofile der Beckenübergänge zeigen jedoch deutlich, dass dieser Wert teilweise auch in Sohlnähe überschritten wird.

Für den modifizierten Denilpass lässt sich das Längenfrequenzdiagramm der aufgestiegenen Gründlinge mit den in der Literatur publizierten v_{krit} -Werten nicht erklären. Zwar verweisen Tudorache *et al.* (2008) darauf, dass die im Labor ermittelten Werte zu einer Unterschätzung der tatsächlichen Schwimmleistung führen, eine derartig große Abweichung (teilweise über 100%) ist jedoch nicht erklärbar. Ebenso ließe das hochturbulente Denil-Systems durch den Lufteintrag und die hohe turbulente kinetische Energie eine zusätzliche Reduktion der Schwimmleistungen erwarten.

4 Zusammenfassung und Schlussfolgerung

Da es keine definierten Standards gibt, ist eine analytische Gegenüberstellung der publizierten Werte zur Schwimmleistung von Fischen nur schwer möglich.

Gründlinge stellen als sohlorientierte Kleinfischart einen guten biotischen Indikator für die Passierbarkeit einer FAH dar. Der Abgleich von im Labor ermittelten Schwimmleistungen des Gründlings, mit den Aufstiegsraten dieser Fischart an der Fischeaufstiegshilfe in Rohr an der Raab, liefert ein sehr widersprüchliches Bild. Sowohl der Beckenpass als auch der modifizierte Denilpass überschreiten die empfohlenen Dimensionierungsparameter für die Barbenregion bzw. liegen die auftretenden Fließgeschwindigkeiten deutlich über den kritischen Sprintgeschwindigkeiten des Gründlings. Besonders überraschend ist das Ergebnis jedoch für den modifizierten Denil-Fischpass, da eine Analyse der Fließgeschwindigkeiten, sowie der hohe Turbulenzgrad die Passage von sohlorientierten Kleinfischen grundsätzlich ausschließen lässt. Es erscheint somit einerseits naheliegend, dass der Gründling und andere Fischarten in der Lage sind, im Zwischenlamellenbereich des Denilsystems Rast zu machen. Für Koppfen wurde dieses Verhalten bereits beobachtet (vgl. Seidl & Schneider, 2020). Andererseits dürften die auftretenden Turbulenzen keine negativen Effekte auf die Fischpassage haben, d.h. die auftretenden Wirbeldurchmesser im Denilsystem deutlich unter 10 cm liegen.

Die in der Literatur publizierten Schwimmleistungen liefern einen Richtwert für die Leistungsfähigkeit unterschiedlicher Arten. Eine generelle Übertragbarkeit dieser Werte, als Dimensionierungsparameter zur hydraulischen Auslegung von Fischpässen erscheint jedoch v.a. für sohlorientierte Arten, nicht zuletzt aufgrund der bescheidenen Datenlage, wenig sinnvoll.

Weiterführende Untersuchungen bzw. die Verschneidung von abiotischen Daten mit Längenfrequenzen aufgewanderter Arten liefern möglicherweise praxistauglichere Datensätze zur Einstufung der Schwimmleistungen von hydraulischen disponierten Arten und Altersklassen.

Referenzen

- Brett, J.R. (1964). The respiratory metabolism and swimming performance of young sockeye salmon. *Journal of the Fisheries Research Board of Canada* 21: 1183–1226.
- BMLFUW (2012). Leitfaden zum Bau von Fischaufstiegshilfen, Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, Wien, 102 Seiten
- Cowx, I.G. and Welcome, R.L. (1998). Rehabilitation of Rivers for Fish, Food and Agriculture Organization of the United Nations (FAO)
- Clough, S.C., and Turnpenny, A.W.H. (2000). Swimming speeds in Fish: Phase 1, RandD Technical Report W2-026/TR1, Fawley Aquatic Research Laboratories LTD.
- DWA Merkblatt M 509 (2014). Fischaufstiegsanlagen und fischpassierbare Bauwerke- Gestaltung, Bemessung, Qualitätssicherung. Weißdruck
- Katapodis, C. and Gervais, R. (2016). Fish swimming performance database and analyses, DFO Can. Sci. Advis. Sec. Res. Doc, 2016/002 vi + 550 p.
- Liao, A.I. Beal, D. N. Lauder, G. V. and Triantafyllou, M. S. (2003). Fish exploiting vortices decrease muscle activity, *Science* 302, 1566-1569.
- Lupandin, A.I. (2005). Effect of Flow Turbulence on Swimming Speed of Fish. *Biology Bulletin*, Vol. 32, No. 5, 2005, pp. 461–466. Translated from *Izvestiya Akademii Nauk, Seriya Biologicheskaya*, No. 5, 2005, pp. 558–565.
- Quaranta, E., Katopodis, C. and Comoglio, C. (2019). Effects of bed slope on the flow field of vertical slot fishways, *River Res Applic*, 2019;35:656-668.
- Seidl, G. und Schneider, J. (2020). Der sohloffene Denilpass – eine kosten- und platzsparende Alternative zu konventionellen Fischaufstiegshilfen?, *Wasserbausymposium 2020*, Zürich
- Tauber, M. M. (2011). Maßnahmen zur Steigerung der Stromerzeugung an Wasserkraftanlagen bei gleichzeitiger Erfüllung der Richtlinie 2009/28 EG (Erneuerbaren Richtlinie) und 2000/60/EG (Wasserrahmenrichtlinie), Dissertation an der Universität für Bodenkultur, 414 Seiten
- Tritico, H.M. and Cotel, A.J. (2010). The effects of turbulent eddies on the stability and critical swimming speed of creek chub (*Semotilus atromaculatus*), *The Journal of Experimental Biology* 213, 2284-2293
- Tudorache C., Viaene, P., Blust, R., Vereecken, H., and De Boeck, G. (2008). A comparison of swimming capacity and energy use in seven European freshwater fish species, *Ecol. Freshw. Fish.* 17: 284-291.
- Tudorache, C., O'Keefe, R.A., and Benfey, T.J. (2010). Flume length and post-exercise impingement affect anaerobic metabolism in brook charr *Salvelinus fontinalis*, *J. Fish Biol.* 76:729–733.
- Zach, S. (2018). Feldversuch eines adaptierten Denil-Fischpasses im Epipotamal – Biotisches und abiotisches Monitoring einer Fischaufstiegsanlage, Masterarbeit an der Universität für Bodenkultur, Wien, 111 Seiten
- Zerrath, H. (1996). "Sprintleistungen einheimischer Klein- und Jungfische in Sohlgleitenmodellen -Daten zur Bewertung von Fischaufstiegshilfen.", *Fischökologie Heft* 9: 27-48.

Adresse des Autors

Dipl.-Ing. Georg Seidl

flusslauf e.U., IB für Gewässerökologie und Wasserbau

A-8010 Graz, Pestalozzistr. 56/3/11

office@flusslauf.at



Nachweis der Wanderkorridore auf einer eigendynamischen Rampe

Verification of fish migration corridors on a self-structured ramp

Christian Tognacca, Virginia Rossi

Kurzfassung

Im Rahmen von physikalischen Modellversuchen im Massstab 1:30 zur Beurteilung der Stabilität von eigendynamischen Rampen werden die entstehenden Sohlenmorphologien auch bezüglich der Wandermöglichkeiten ausgewählter Fischarten untersucht.

Die im physikalischen Modell bei progressiver Steigerung der hydraulischen Belastung entstehende Sohlenmorphologie wird fotogrammetrisch hochaufgelöst aufgenommen und das daraus gewonnene digitale Terrainmodell dient als Basis für den Aufbau des numerischen 3D-Modells im Prototypmassstab.

Die Untersuchung der Wanderkorridore erfolgt anhand von 3D numerischen Simulationen mit der Open-Source Software OpenFOAM. Die Beurteilung der Passierbarkeit der Rampe basiert auf vorgegebenen, fischartspezifischen Kriterien zu Fliessgeschwindigkeit und Abflusstiefe.

Die numerisch geprüfte, theoretische Wirksamkeit der Wanderkorridore wird nach der Realisierung der eigendynamischen Rampe anhand von in Situ Messungen getestet. Die Erfolgskontrolle der Fischdurchgängigkeit der Zielart wird nach einer anfänglichen minimalen Strukturierung der realisierten Rampe mittels Radiotelemetrie mit aktiven, in den Fischen implantierten Sendern durchgeführt.

Der Artikel präsentiert die durchgeführte Beurteilung der Wanderkorridore für die erste im Modell erzeugte Sohlenmorphologie der Rampe.

Abstract

In the context of physical model tests on a scale of 1:30 to assess the stability of self-structured ramps, the resulting bed morphologies are also examined with regard to the migration possibilities of selected fish species.

The bed morphology created in the physical model and recorded with high resolution photogrammetry is used to generate a digital terrain model necessary for the construction of the numerical 3D model in the scale of the prototype.

The migration corridors are examined using 3D numerical simulations with the open source software OpenFOAM. The assessment of the longitudinal connectivity of the self-structured ramp is based on predefined, fish-specific criteria for flow velocity and depth.

The numerically tested, theoretical effectiveness of the migration corridors will be tested after the realization of the self-structured ramp on the basis of in situ measurements. The test of the migration possibilities of the target species will be carried out after an initial minimal structuring of the realized ramp using radio telemetry with active transmitters implanted in fishes.

The article presents the assessment of the migration corridors for the bed morphology of the self-structured ramp which resulted from the first experiment.

1 Fragestellung und Zielsetzung

Die heutige steile Rampe am Fiume Ticino in Lodrino soll zur Verbesserung der Wandermöglichkeiten für die Äsche saniert werden. Die Rampe wurde als Sohlenfixpunkt am Mittellauf des Ticino in den 1970-er Jahren realisiert und sie bildet seitdem, mit einem Gefälle von rund 8%, ein unpassierbares Hindernis für die relativ schwimmschwache Fischart. Der heutige Höhenunterschied von rund 5 m soll neu mit einer eigendynamischen Rampe mit einem mittleren Gefälle von rund 2% überwunden werden.

Ziel der Untersuchung ist der Nachweis der Wanderkorridore für ausgewählte Fischarten (insbesondere die Äsche) auf der geplanten eigendynamischen Rampe, welche im physikalischen Modell im Massstab 1:30 auf ihr Stabilitäts- und Verformungsverhalten im Hochwasserfall getestet wird (siehe Tognacca *et al.*, 2021). Im physikalischen Modell werden die Verhältnisse am Fiume Ticino in Lodrino getestet. Die Bandbreite der für die Untersuchung der Stabilität und Verformung der Rampe getesteten Abflüsse liegt zwischen HQ_2 (491 m³/s) und EHQ (1'693 m³/s). Die Wanderkorridore sollen für Abflüsse zwischen Q_{347} (10 bis 13 m³/s) und Q_{36} (60 bis 80 m³/s) nachgewiesen werden. Für diese relativ kleinen Abflüsse, welche von mittleren Abflusstiefen im Modell im Bereich von rund 1 bis 4 cm charakterisiert sind, sind Massstabseffekte im Modell 1:30 relevant. Folglich wurde die Fragestellung der Wandermöglichkeiten anhand von numerischen 3D-Simulationen in Naturmassstab untersucht.

2 Methode

2.1 Das numerische Modell

Die numerischen 3D-Simulationen werden mit der Open-Source Software OpenFOAM durchgeführt. Die Grundlage für das numerische Modell bilden die

im Millimeterbereich hochaufgelösten photogrammetrischen Aufnahmen der Rampentopografie des physikalischen Modells, welche auf den Naturmassstab geometrisch skaliert werden. Die numerischen Simulationen werden anhand der RANS-Gleichungen mit einem $k\text{-}\omega$ -SST Turbulenzmodell durchgeführt, welches gemäss beffa tognacca (2018) die Strömungsverhältnisse auf einer stark strukturierten Rampe gut nachbildet. Die geometrische Auflösung des numerischen Modells liegt im Mittel bei 25 cm und nimmt in Sohlennähe auf rund 12 cm ab.

2.2 Die Analyse der Wanderkorridore

Der Nachweis der Existenz der Wanderkorridore wird anhand der Kombination von zwei Faktoren erbracht: die maximale (tiefengemittelte) Fliessgeschwindigkeit v_{\max} [m/s] und die minimale Fliesstiefe h_{\min} [m]. Dabei wird zwischen optimalen, suboptimalen und grenzwertigen Wanderbedingungen unterschieden. Die Definition der optimalen Wanderbedingungen basiert auf die Schwimmfähigkeiten für lange Schwimmdauer; grenzwertig entspricht den noch tolerierbaren Bedingungen für kurze Strecken (5 m). Als Abstufung zwischen den genannten Werten werden suboptimale Bedingungen als mittlere Kategorie definiert. Für die Äsche am Fiume Ticino werden folglich folgende Beurteilungskriterien festgelegt (Werte in Anlehnung an DWA, 2014):

- Optimaler Wanderkorridor: $v_{\max, \text{opt}} = 1.0$ m/s und $h_{\min, \text{opt}} = 0.3$ m
- Suboptimaler Wanderkorridor: $v_{\max, \text{sub}} = 1.5$ m/s und $h_{\min, \text{sub}} = 0.2$ m
- Grenzwertiger Wanderkorridor: $v_{\max, \text{gr}} = 1.9$ m/s und $h_{\min, \text{gr}} = 0.2$ m

Der Nachweis eines Wanderkorridors zwischen dem Fuss und dem Kopf der Rampe gilt als erbracht, falls es eine Kontinuität von optimalen und suboptimalen Bereichen gibt, welche von grenzwertigen Abschnitten unterbrochen sein darf, wobei die Länge der einzelnen grenzwertigen Bereiche nicht grösser als 5 m ist (in Anlehnung an DWA, 2014) und die Bereiche mit optimalen Bedingungen genug lang sind, so dass die Fische sich nach der Überwindung eines Grenzwertbereiches erholen können.

2.3 Die Charakterisierung der Habitate

Zur Charakterisierung der Habitate auf der Rampe werden die Fliessverhältnisse und ihre räumliche Variabilität quantifiziert und statistisch ausgewertet. Dabei werden die tiefengemittelten Fliessgeschwindigkeiten und die Abflusstiefen verwendet, wobei für die zwei Parameter einzeln oder in Kombination (z.B. als kinetische Energie oder als spezifische Leistungsdichte) die räumlichen Dichtefunktionen berechnet werden. Weiter kann auch der Index der

morphologischen Diversität gemäss Gostner und Schleiss (2011) berechnet werden.

3 Erste Resultate

Im Rahmen der Modelluntersuchung der eigendynamischen Rampe wurden bis zur Abgabe des vorliegenden Beitrags drei Versuche durchgeführt und nur der erste Versuch konnte vollständig ausgewertet werden. Die numerische Untersuchung der Fliessverhältnisse und der Wandermöglichkeiten konnte folglich nur für diesen ersten Versuch durchgeführt werden. In den folgenden Abschnitten werden die wesentlichen Resultate der Analyse präsentiert.

Die numerisch untersuchte Rampe ist das Resultat einer sukzessiven Belastung bis zu HQ_{20} der anfangs mit einem Gefälle von 2.5% gebauten Struktur. Dabei wird die Rampe bei jedem Belastungsschritt progressiv flacher und struktureicher (vgl. Tognacca *et al.*, 2020). Die Morphologie der resultierenden, stark strukturierten Rampe, mit einem mittleren Gefälle von rund 2.0%, ist in der folgenden Abbildung dargestellt. Zur Illustration der vielseitigen hydraulischen Verhältnisse sind beispielhaft für Q_{347} die Strömungsfäden, die lokalen Fliessgeschwindigkeiten sowie zwei typische Querschnitte dargestellt.

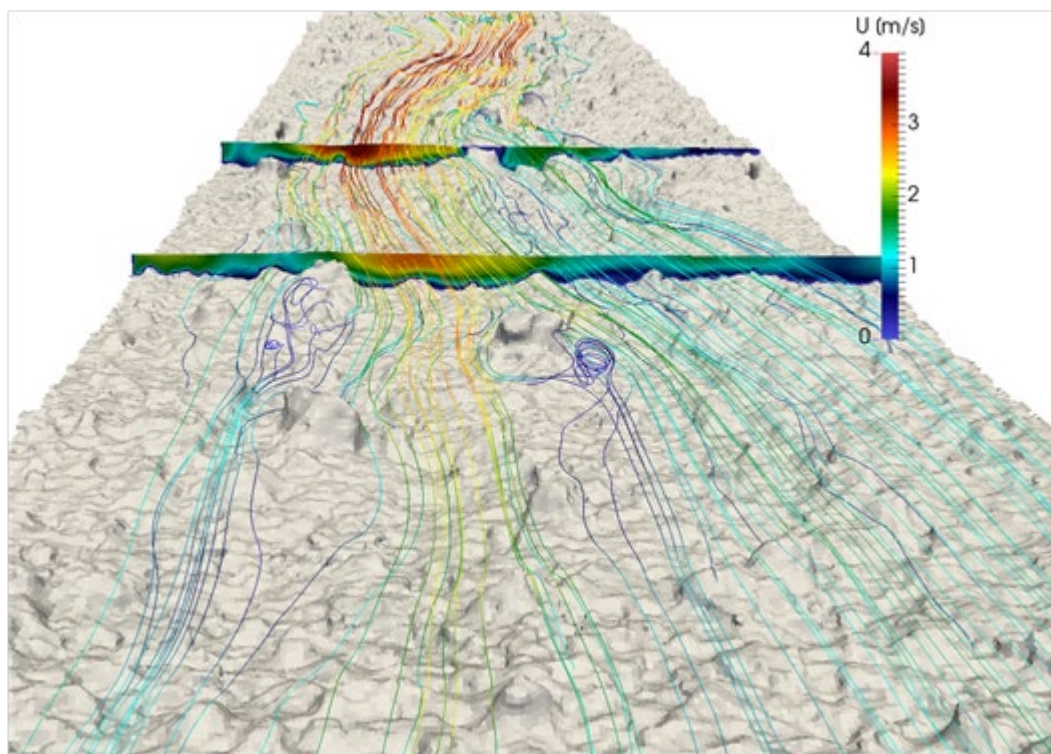


Abb. 1: Visualisierung der Sohlentopografie und der lokalen Fliessgeschwindigkeiten im numerischen Modell einer 2.0% steilen, eigendynamischen Rampe anhand der Strömungsfäden und zwei ausgewählten Querschnitten für Q_{347} .

Der Nachweis der Wanderkorridore für die 2.0% steile eigendynamische Rampe ist in Abbildung 2 sowohl für Q_{36} als auch für Q_{347} erbracht. Für beide Abflüsse kann die Existenz einer Kontinuität der Zonen mit optimalen und suboptimalen Wanderbedingungen für die Äsche nachgewiesen werden, welche sich bei Q_{347} praktisch nahtlos vom Fuss bis zum Kopf der Rampe erstreckt und bei Q_{36} nur von schmalen Zonen unterbrochen wird, wo die Grenzkriterien nicht erfüllt sind.

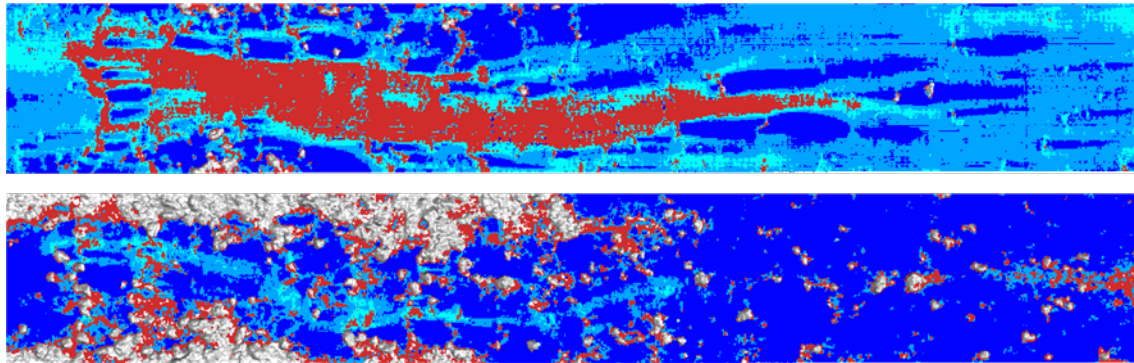


Abb. 2: Visualisierung der Wanderkorridore für die Äsche entlang der eigendynamischen Rampe für Q_{36} (oben) und für Q_{347} (unten). Die Fliessrichtung ist von links nach rechts, der dargestellte Abschnitt ist 30 m breit und rund 230 m lang. Die grauen Flächen sind die trockenen Sohlenbereiche. In den roten Bereichen sind Grenzbedingungen für die Wanderung nicht erfüllt (zu hohe Fließgeschwindigkeit oder zu kleine Fliesstiefe). Die drei Blaustufen stellen die Wanderkorridore dar: dunkelblau: optimale Bedingungen; mittelblau: suboptimale Bedingungen; hellblau: grenzwertige Bedingungen).

Die quantitative Charakterisierung der aquatischen Habitate auf der 2.0% steilen Rampe ist in den folgenden Abbildungen für Q_{36} und für Q_{347} anhand der Dichtefunktionen verschiedener Parameter dargestellt. Vergleicht man die dargestellten Dichtefunktionen (Abb. 3 und 4) mit den oben präsentierten Kriterien für die Wanderung der Äsche, so kann man folgende Beobachtungen machen:

- Bei Q_{347} und Q_{36} hat die grosse Mehrheit der benetzten Flächen Fliesstiefen grösser als die optimale minimale Fliesstiefe (0.3 m).
- Bei Q_{347} weist auch die grosse Mehrheit der Bereiche Fließgeschwindigkeiten tiefer als die optimale maximale Fließgeschwindigkeit (1.0 m/s).
- Bei Q_{36} ist dagegen nur rund 20% aller Fließgeschwindigkeitsklassen im Bereich der optimalen Fließgeschwindigkeit (1.0 m/s). Die übrigen Fließgeschwindigkeiten sind dagegen höher und rund 25% der benetzten Flächen weisen Geschwindigkeiten höher als die Grenzgeschwindigkeit (1.9 m/s).

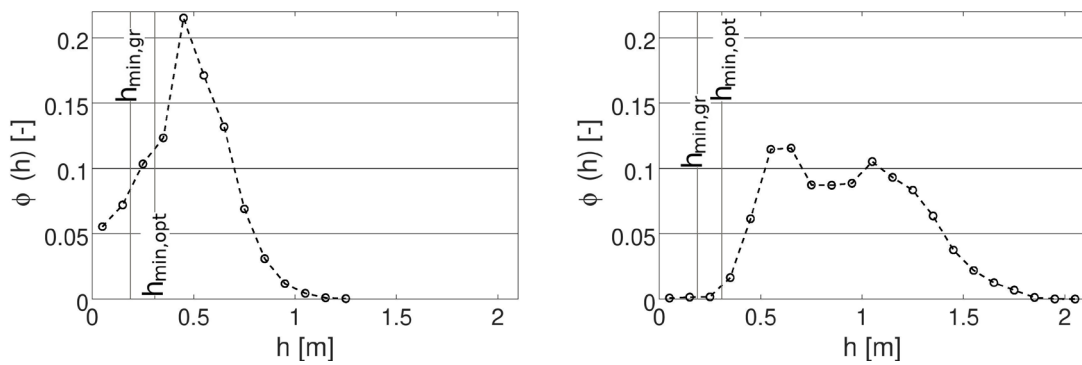


Abb. 3: Dichtefunktion der Fliesstiefen für Q_{347} (links) und Q_{36} (rechts).

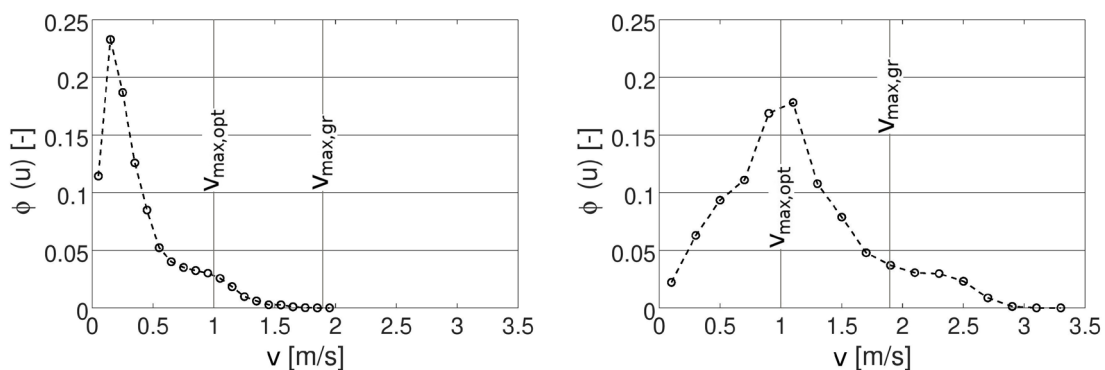


Abb. 4: Dichtefunktion der Fließgeschwindigkeiten für Q_{347} (links) und Q_{36} (rechts).

Eine Betrachtung der spezifischen Leistungsdichte (s. Abb. 5) erlaubt zu erkennen, dass die von DWA (2014) angegebenen Grenzwerte der Leistungsdichte bei der Energiedissipation p_D von 200 W/m^3 für flächige Raugerinne bei Q_{347} praktisch flächendeckend und bei Q_{36} auf rund 50% der Fläche unterschritten werden.

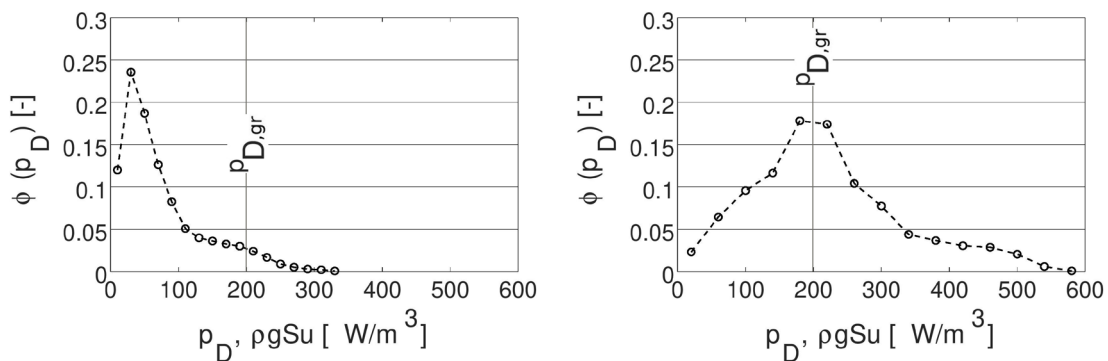


Abb. 5: Dichtefunktion der spezifischen Leistungsdichte für Q_{347} (links) und Q_{36} (rechts).

Für die Beurteilung der Passierbarkeit der Rampe kann auch die kinetische Energie der Strömung verwendet werden. Bei der Anwendung der Formel

$E = r \cdot v^2 \cdot h/2$ mit $v_{max,gr} = 1.9$ m/s und $h_{min,gr} = 0.2$ m ergibt sich ein Grenzwert der kinetischen Energie von ca. 0.36 kJ. Optimale Werte der kinetischen Energie für die Passierbarkeit der Struktur erhält man für $v_{max,opt} = 1.0$ m/s und $h_{min,opt} = 0.3$ m und sie liegen bei ca. 0.15 kJ. Aus den Dichtefunktionen der Abb. 6 ergibt sich, dass die Grenzbedingungen bezüglich kinetischer Energie bei Q₃₄₇ praktisch flächendeckend erfüllt sind, während sie bei Q₃₆ auf rund 45% der Fläche gegeben sind.

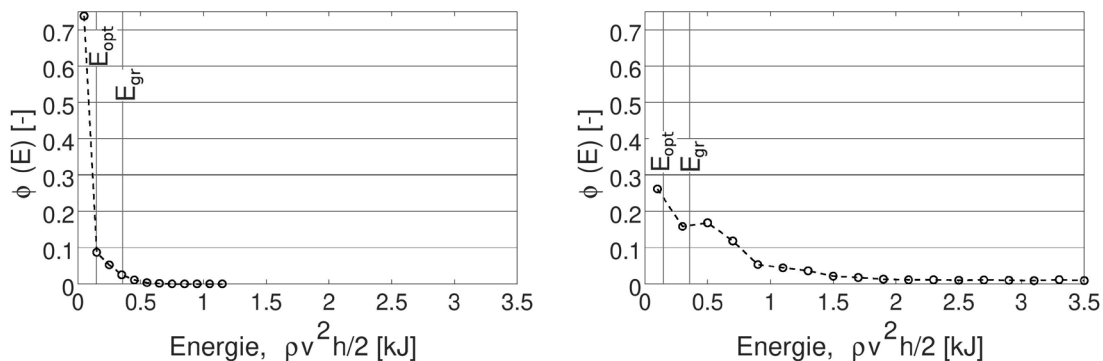


Abb. 6: Dichtefunktion der kinetischen Energie für Q₃₄₇ (links) und Q₃₆ (rechts).

In den nächsten Phasen der Arbeit werden die einzelnen Strukturen, welche bei der progressiven Steigerung der hydraulischen Belastung entstehen und sukzessive struktureicher werden, anhand der präsentierten Dichtefunktionen für die zwei repräsentativen Abflüsse Q₃₆ und Q₃₄₇ analysiert. Neben den dargestellten Grössen werden auch rein geometrische Indikatoren der Struktur der Sohle und der Makrorauheiten definiert.

Der Quervergleich der präsentierten Dichtefunktionen und der theoretischen Wirksamkeit der Wanderkorridore unterschiedlicher Strukturen bei steigender Belastung bzw. steigender Differenzierung der Rampenstruktur wird wesentliche Informationen für die fischökologische Optimierung der Bauwerke geben.

4 Ausblick

Die präsentierten Analysen und Resultate geben einen ersten Einblick in die gewählte Arbeitsmethode und in die vorgesehenen Analyseverfahren der Wandermöglichkeiten für ausgewählte Fischarten entlang eigendynamischer Rampen.

In den folgenden Monaten werden weitere Versuche im physikalischen Modell durchgeführt. Dabei wird eine systematische und quantitative Analyse der eigendynamischen Strukturierungsprozesse ausgehend aus einer vordefinierten Einbaugeometrie gemacht.

Im Hinblick auf die Habitatanalyse wird die Entwicklung der Strömungsstrukturen bei einer sukzessiven stufenweisen Steigerung der hydraulischen Belastung anhand der oben definierten Kriterien analysiert. Die Anwendung der präsentierten Kriterien wird den quantitativen Vergleich unterschiedlicher Einbauanordnungen und folglich die Wahl der besten Einbauvariante für die optimale Erreichung der ökologischen Ziele ermöglichen.

Danksagung

Wir danken den Auftraggebern (Consortio Manutenzione Arginature Riviera und Ufficio dei corsi d'acqua) für das entgegengebrachte Vertrauen und für die spannende und sehr gute Zusammenarbeit.

Referenzen

beffa tognacca gmbh (2018), Modellizzazione 3D di alvei strutturati – Dalla validazione di OpenFOAM alla sua applicazione a progetti concreti di ingegneria fluviale, 111 pp., su mandato dell'UFAM.

DWA (2014), Merkblatt DWA-M 509: Fischaufstiegsanlagen und fischpassierbare Bauwerke – Gestaltung, Bemessung, Qualitätssicherung.

Gostner, W., Schleiss, A. (2011) Der hydromorphologische Index der Diversität – «eine Messlatte für das ökologische Potenzial von Hochwasserschutzprojekten». Wasser Energie Luft: 4/2011, 327 – 336.

Tognacca, S., Tognacca, Ch., Toschini, E., Tamagni, S. (2021). Laboruntersuchung zum Stabilitätsverhalten eigendynamischer Rampen. Wasserbausymposium 2021 in Zürich.

Adressen der AutorInnen

Dr., dipl. Ing. ETH Christian Tognacca (korrespondierender Autor)
MSc UNIL Virginia Rossi

beffa tognacca gmbh, Ingenieurbüro für Wasserwirtschaft und Flussbau

In Carè Ventivi 27, CH-6702 Claro

ctognacca@fluvial.ch

vrossi@fluvial.ch



Fischschäden in Wasserkraftturbinen bewerten und begrenzen

Assessing and mitigating fish damage in hydropower turbines

Franz Geiger, Mathilde Cuchet

Kurzfassung

Die wesentliche Zielsetzung der aktuellen wasserbaulichen Forschungs- und Entwicklungsarbeiten zum Fischschutz und Fischabstieg an Wasserkraftanlagen ist es, die Schädigungen von flussabwärtswandernden Fischen bei der Passage von Wasserkraftanlagen zumindest hinsichtlich des Populationsschutzes einzugrenzen. Von grundlegender Relevanz in diesem Zusammenhang ist die Quantifizierung der auftretenden Schädigungsraten bei der Turbinenpassage.

Im Rahmen mehrerer Forschungsprojekte an der Technischen Universität München (TUM) wurde eine Modellierungsmethodik für die Prognose von Schädigungsraten in Turbinen weiterentwickelt. Hierbei wird ausgehend von grundlegenden physikalischen Prozessen die Schädigungswahrscheinlichkeiten der Fische bewertet. Die zugrundeliegende hydraulische Situation wird dabei in Anlehnung an Gestaltungsrichtlinien hydraulischer Maschinen ermittelt und erlaubt damit eine breite Anwendbarkeit. Für die Berechnung der Wahrscheinlichkeiten potentieller Schadensereignisse wurde eine verallgemeinerte Modellierung entwickelt, die bisherige konkurrierende Ansätze erklärt. Zur Prognose des Auftretens tatsächlich relevanter Fischschäden wurden Resultate entsprechender Grundlagenforschung in die Modellierung aufgenommen. Durch einen Vergleich von Modellierungsergebnissen mit CFD-Berechnungen und experimentellen Referenzen der Fischschädigung wurde die Prognosegenauigkeit bewertet.

Der entwickelte Ansatz erlaubt detaillierte Aussagen und ermöglicht somit auch die Ausarbeitung ökologisch angepasster Betriebsweisen. Er zeigt zudem einen wesentlichen Einfluss von Passagedetails zu Ort, Orientierung und möglichem Schwimmverhalten der Fische auf die resultierenden Schädigungsraten. Das tatsächliche Fischverhalten während der Turbinenpassage bedarf der Klärung durch weitere Forschungsarbeiten. Die Zusammenhänge können durch einen innovativen Ansatz genutzt werden, um die Schädigungsraten der Fische bei der Turbinenpassage durch entsprechende Verhaltensbeeinflussung zu reduzieren. Fischabstiegsuntersuchungen an einem vorläufigen Prototyp belegen die grundsätzliche Funktionalität. Die Technik ist insbesondere von Interesse für die Nachrüstung an Bestandsanlagen.

Abstract

A major issue in the field of fish downstream passage at hydropower plants is the quantification of actual fish damage rates during turbine passage. Modelling techniques for damage prognosis have been further developed at the Technical University of Munich (TUM). The assessment of the underlying hydraulic situation in the turbine by design guidelines for hydraulic machines provides broad applicability of the derived modelling approach. A generalized formula for the calculation of blade strike probabilities clarifies the differences in existing modelling approaches. Moreover, basic research results for the occurrence of actual damage face to given physical conditions were integrated to the modelling. The application of the modelling for a variety of Kaplan turbines and comparison to experimental references shows adequate agreement of prognosis.

The developed modelling enables detailed statements and thus the elaboration of ecological enhanced operating schemes for hydropower facilities. It states moreover a strong influence of passage details as the exact passage location, orientation and potential swimming speed of the fish on the resulting damage rates. The actual fish behavior during turbine passage has to be addressed by further research. The relations can be used for an innovative approach to reduce damage rates by targeted fish behavior manipulation prior to turbine passage. Experimental investigations of fish passage at a prototype facility confirm functionality. The technique is of special interest for retrofitting at existing hydropower facilities.

1 Fischschäden bewerten

Für die Bewertung der Schädigungsraten von Fischen bei der Turbinenpassage bestehen neben den direkten experimentellen Untersuchungen verschiedene Ansätze zur Modellierung (Ebel, 2013). Rein empirische Modelle sind hinsichtlich der Referenzierung der Datengrundlage und des Anwendungsbereiches eingeschränkt. Demgegenüber versucht eine Reihe von Modellen die wesentlichen physikalischen Abläufe der Turbinenpassage, primär die Laufradtrefferwahrscheinlichkeiten, allgemeingültig abzubilden und verspricht somit eine vergleichsweise breite Anwendbarkeit (von Raben, 1958; Montén, 1985). Jedoch bestehen hier konkurrierende Ansätze mit unklaren Eignungen. Jüngste Entwicklungen erlauben vergleichsweise detaillierte Prognosen ausgehend von CFD Berechnungen der Turbinenströmung und der damit verbundenen physikalischen Situation (Richmond *et al.*, 2014). Anhand Referenzdaten aus Grundlagenuntersuchungen wird daraus die biologische Reaktion, d.h. die Schädigungswahrscheinlichkeit abgeleitet.

Der nachfolgend vorgestellte Ansatz verbindet verschiedene Aspekte der bisherigen Methoden, um anhand einer grundlagenbasierten Modellierung eine möglichst breite Anwendbarkeit und eine ausreichende Genauigkeit zu erzielen. Die Darstellung beschränkt sich auf Kaplan-Turbinen, während die Methodik auf weitere Turbinentypen übertragbar ist. Für die modellbasierte Quantifizierung von Schädigungsraten werden schrittweise drei aufeinander aufbauende Aspekte berücksichtigt:

- Grundlegende hydraulische Verhältnisse bei der Turbinenpassage
- Expositionswahrscheinlichkeiten bzgl. Schädigungsmechanismen
- Schädigungswahrscheinlichkeiten bzgl. der jeweiligen Belastungen

1.1 Hydraulische Bedingungen der Turbinenpassage

Für die Bewertung der physikalischen Belastungen der Fische während der Turbinenpassage sind zunächst die hydraulischen Bedingungen zu bestimmen, insbesondere die Strömungsverhältnisse am Laufradeintritt. Diese können für Reaktionsturbinen (z.B. Kaplan, Francis, Propeller) ausgehend von Leitlinien zum Turbinendesign genähert werden. Als Eingangsparameter werden bei Kaplan-Turbinen im einfachsten Anwendungsfall lediglich Laufraddurchmesser, Anzahl der Laufradschaufeln, Drehzahl, Fallhöhe und Durchfluss benötigt. Dies ermöglicht eine breite Anwendbarkeit. Soweit verfügbar erlaubt die Einbeziehung weiterer Details, v.a. der Anordnung des Leitapparats und dessen Auswirkung auf die Laufradanströmung, eine Verbesserung der Aussagegenauigkeit. Anhand der grundlegenden Anlagengestaltung, v.a. der Höhenlagen und Fließquerschnitte der Wasserführung, können in Verbindung mit Design-Richtlinien zudem die Größenordnungen von Druckschwankungen für den jeweiligen Betriebspunkt bewertet werden.

Im Rahmen des EU Horizon 2020 Projektes FIThydro wurden für verschiedene Kaplan-Turbinen von 35 kW bis 9.5 MW Leistung die Ergebnisse der hydraulischen Bedingungen des grundlagenbasierten Ansatzes mit jenen aus 3D-CFD Berechnungen durch Projektpartner einerseits und gängigen empirischen Ansätzen (Ebel, 2013) andererseits verglichen. Sie zeigen deutlich bessere Übereinstimmung gegenüber den empirischen Ansätzen und sowohl für Teillast- als auch für Volllast-Betriebszustände gleiche Verläufe und Größenordnungen wie die CFD-Ergebnisse. Die Relevanz der Prognoseungenauigkeit hinsichtlich der hydraulischen Situation hängt entsprechend Fehlerfortpflanzung von der nachfolgenden Modellierungsweise ab. Sie ist jedoch für die betrachteten Szenarien vernachlässigbar gegenüber dem Einfluss biologischer Parameter (s.u.).

1.2 Expositionswahrscheinlichkeiten bzgl. Schädigungsfaktoren

Verletzungen oder der Tod von Fischen können bei der Turbinenpassage durch eine Reihe von Schädigungsmechanismen verursacht werden. Eine wesentliche Bedeutung haben hierbei Kollisionen mit der Laufradvorderkante. Die Wahrscheinlichkeit für Laufradtreffer korreliert zudem mit den Expositionswahrscheinlichkeiten gegenüber weiteren Schädigungsmechanismen, z.B. Barotrauma im Bereich lokaler Unterdrücke an Laufradsaugseite und Laufradspalten. Ausgehend von den Strömungsverhältnissen am Laufradeintritt kann die Kollisions-Wahrscheinlichkeit durch eine verallgemeinerte Modellierung (Geiger, 2018) berechnet werden, die eine korrekte Berücksichtigung der Ausrichtung der Fische erlaubt und damit bisherige konkurrierende Modelle (von Raben, 1958; Montén, 1985) als entsprechende Spezialfälle der Ausrichtung des Fischkörpers erklärt. Auch erlaubt die verallgemeinerte Formulierung eine korrekte Berücksichtigung möglicher Schwimmbewegungen der Fische auf die Schädigungsraten (Solomon, 1988).

1.3 Biologische Reaktion auf Exposition

Das tatsächliche Auftreten relevanter Schäden im Falle einer Exposition hängt von der Stärke der Belastung und der Sensitivität des jeweiligen Fisches gegenüber der Belastung ab. Bisherige Modelle berücksichtigen dies durch empirische Parameter, deren Eignung im Einzelfall offen bleibt. Zwischenzeitlich liegen ausgehend von experimentellen Grundlagenuntersuchungen Referenzen für die Zusammenhänge von Belastungsgraden und resultierenden Schäden für exemplarische Arten hinsichtlich Laufradtreffern (Amaral *et al.*, 2011) und Druckschwankungen (Carlson *et al.*, 2010) vor. Diese können durch geeignete Formulierungen für die grundlagenbasierte Modellierung genutzt werden.

1.4 Mortalitätsraten

Ausgehend von den Expositions- und Reaktionswahrscheinlichkeiten können die resultierenden Schädigungs- oder Mortalitätsraten berechnet werden. Sie zeigen teils erheblich Abhängigkeiten von den im Detail zugrundeliegenden Parametern, insbesondere dem konkreten Passageort und der Orientierung, sowie einer allfälligen Schwimmbewegung. Abbildung 1 zeigt hierzu exemplarische Prognosen für eine 1.8 MW Kaplan-Turbine (8 m Fallhöhe, 25 m³/s Ausbauabfluss, 2.1 m Laufraddurchmesser, 220 Upm, 4 Laufradflügel). Für die Bewertung der Mortalitätsraten ist daher der Einfluss des weitgehend ungeklärten Fischverhaltens bei der Turbinenpassage durch geeignete Untersuchungsansätze zu konkretisieren.

Ein vorläufiger Vergleich von Modellprognosen mit Literaturreferenzen experimenteller Schädigungsuntersuchungen zeigt typische Abweichungen der Schädigungs-

digungsraten von $< \pm 10\%$ wenn eine Passage am mittleren Radius, eine willkürliche Fischorientierung und keine aktive Schwimmbewegung angenommen werden (Geiger *et al.*, 2020a). Die Genauigkeitsanforderungen sind in Relation zu jenen gängigen experimentellen Studien einerseits und zu jenen der Quantifizierung populationsverträglicher Schädigungsraten andererseits zu sehen.

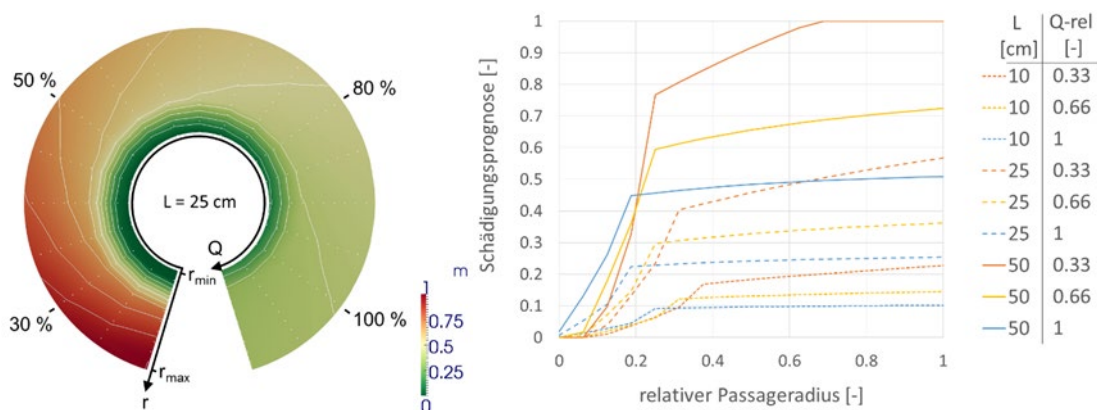


Abb. 1: Laufradtreyer-bedingte Mortalitätsraten einer 1.8 MW Kaplan Turbine in Abhängigkeit des Passageradiuses und des relativen Abflusses $Q\text{-rel}$ bei 25 cm Fischlänge und passiver Drift mit rheotaktischer Orientierung (links, Isolinien zeigen 10% Intervalle der Mortalitätsrate m) und entsprechende Schädigungsraten in Anhängigkeit von Passageradius, Fischlänge L und relativem Abfluss $Q\text{-rel}$ bei willkürlicher Orientierung und passiver Drift (rechts)

2 Fischeschäden begrenzen

Gängige Ansätze zur Reduzierung der Schädigungsraten von Fischen beim Fischabstieg an Wasserkraftanlagen zielen auf die Vermeidung der Turbinenpassage durch mechanische oder verhaltensbasierte Barrieren in Verbindung mit Bypasssystemen ab. Alternativ sollen Fischeschäden durch den Einsatz spezieller Turbinentechnik vermieden werden und im Einzelfall, primär für die vergleichsweise punktuelle Aalabwanderung, werden angepasste Betriebsweisen der Wasserkraftanlagen angewendet. Detaillierte Aussagen zur Schädigungsraten und deren Abhängigkeiten von zugrundeliegenden Parametern erlauben die Weiterentwicklung dieser Ansätze und innovative Methoden.

2.1 Anlagendesign und Betriebsweise

Das bessere Verständnis der Schädigungsraten und Ihrer Einflussgrößen kann für eine ökologische Optimierung beim Anlagendesign genutzt werden. Bei Bestandsanlagen erlauben die Modelle aufgrund der Berücksichtigung der Betriebspunkte die Entwicklung ökologisch optimierter Betriebsweisen. Dies ist besonders relevant bei Anlagen mit mehreren Turbineneinheiten. Hier orientiert sich

die Betriebsweise typischerweise an ökonomischen Gesichtspunkten von Wirkungsgraden und Wartungsintervallen. Wie Abbildung 1 zeigt, kann die Abflussverteilung zwischen Turbineneinheiten jedoch einen deutlichen Einfluss auf die resultierenden Schädigungsraten aufweisen. Bei der Umsetzung sind die unterschiedlichen Einflüsse von mechanischen und druckbasierten Schädigungsmechanismen zu berücksichtigen (Geiger *et al.*, 2020a). Auch ist gegebenenfalls der abflussabhängige Einfluss von Fischschutzeinrichtungen einzubeziehen (Cuchet *et al.*, 2018). Da die Anpassung der Betriebsweise eine vergleichsweise kosteneffiziente ökologische Verbesserung zur Abstiegsproblematik bewirken kann, empfiehlt sich eine grundsätzliche Überprüfung dieses Ansatzes für Bestandsanlagen.

2.2 Fischverhaltensbeeinflussung - IDA

Der Einfluss des Fischverhaltens auf die Schädigungsraten bei der Turbinenpassage kann prinzipiell genutzt werden, um die Schädigungsraten gezielt zu reduzieren. Hierzu können vor allem der Passageort, die Orientierung der Fische und allfällige Schwimmbewegungen adressiert werden. So zeigt Abbildung 1 deutlich reduzierte Schädigungsraten für Passagen in Nähe der Laufradnabe. Gegenüber der willkürlichen Orientierung ergeben sich bei rheotaktischer Ausrichtung rund 60% höhere Schädigungsraten. Eine positiv rheotaktische Schwimmbewegung führt zu einer weiteren Erhöhung der Schädigungsraten (Solomon, 1988).

Der Ansatz zur Reduzierung der Schädigungsraten durch Verhaltensbeeinflussung wurde unter dem Titel „Induziert Drift Anwendung“ (IDA) an der TUM entwickelt und hierfür ein Europäisches Patent erteilt. Die technische Umsetzung kann neben diversen Stimuli (z.B. Licht, Ultraschall) insbesondere durch elektrische Felder erfolgen, die hierfür die fischspezifischen Elektrotaxis und Elektronarkose nutzen. Dies erlaubt es prinzipiell, die Fische gezielt in Bereich geringerer Schädigungsraten zu lenken und auch die Orientierung und Schwimmgeschwindigkeit schädigungsmindernd zu beeinflussen.

2.3 Fischabstiegsuntersuchungen

Um den tatsächlichen Einfluss des Fischverhaltens auf die Schädigungsraten zu klären, wurden im Rahmen des FIThydro Projektes Fischabstiegsuntersuchungen an einer 35 kW Kaplan Turbine durchgeführt (2.5m Fallhöhe, 1.5 m³/s Ausbaubauabfluss, 0.75 m Laufraddurchmesser, 333 Upm, 4 Laufradschaufeln). Es wurden vergleichende Versuchsreihen mit ungestörter Turbinenpassage einerseits und gezielter Verhaltensbeeinflussung andererseits absolviert. Die Verhaltensbeeinflussung erfolgte durch zwei Elektroden und Gleichstrom-Spannungsversorgung im Zulaufbereich der Turbine. Bei drei konstanten Betriebszuständen/Abflüssen der Turbine wurden Bachforellen von 5 bis 30 cm Körperlänge im

Oberwasser der Turbine besetzt. Nach Versuchsende wurden durch 100% Wiederfangrate und 96 h Beobachtungshälterung für 1200 Fischpassagen alle relevanten Schäden erfasst. Abbildung 2 zeigt die Anordnung und Ergebnisse der Mortalitätsrate. Diese bestätigen den Einfluss des Fischverhaltens bzw. der Verhaltensbeeinflussung auf die Schädigungsraten und die Möglichkeit, die Schädigungsraten durch eine Verhaltensbeeinflussung gezielt zu reduzieren (Geiger *et al.*, 2020b). Eine Weiterentwicklung der Technik lässt großes Potential für eine weitere deutliche Reduzierung erwarten.

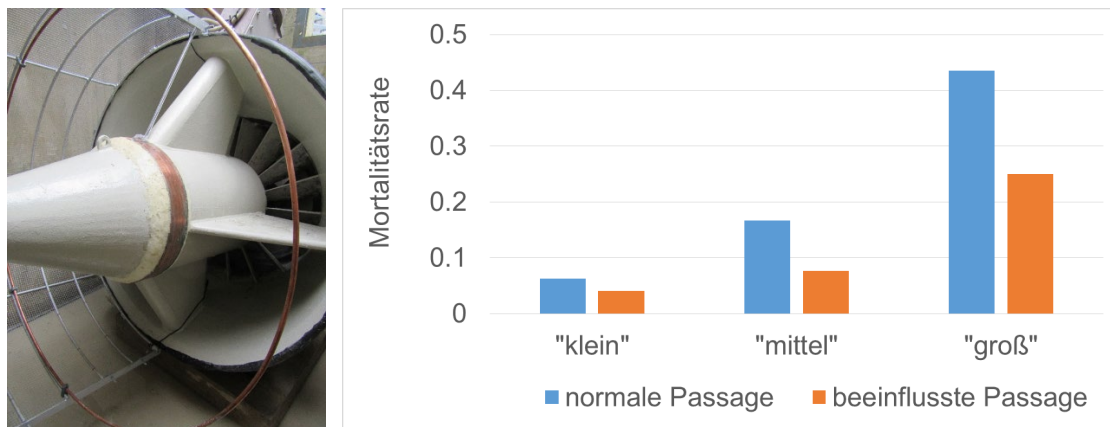


Abb. 2: Zulaufbereich der 35 kW Turbine (links) und Gegenüberstellung der beobachteten Mortalitätsraten mit/ohne Verhaltensbeeinflussung in Abhängigkeit der Fischgrößenklasse für Volllast (rechts, Fischlängen: „klein“: (6 ± 1) cm, „mittel“: (15 ± 1) cm, „groß“: (29 ± 2) cm)

3 Zusammenfassung

Durch eine grundlagenbasierte Modellierung können detaillierte Aussagen zu Schädigungsraten von Fischen bei der Turbinenpassage und eine breite Anwendbarkeit erreicht werden. Die Anwendung zeigt einen starken Einfluss des Fischverhaltens, das weiterer Klärung bedarf. Die gängigen Annahmen hierzu lassen jedoch in der Regel eine zutreffende Bewertung der Größenordnungen von Schädigungsraten erwarten.

Ausgehend von Detailaussagen zu Schädigungsraten stellen adaptierte Betriebsweisen und die Nutzung der Verhaltenseinflüsse zur Schadenreduzierung im Rahmen der IDA-Technologie vielversprechende Lösungsmöglichkeiten für die Verbesserung der Fischabstiegsthematik dar. Diese sind von besonderem Interesse für wirtschaftlich effiziente ökologische Verbesserungen an Bestandsanlagen mittlerer bis großer Leistungsklasse.

Danksagung

Die vorgestellten Arbeiten wurden an Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TUM unter Prof. Dr. Peter Rutschmann durchgeführt. Teile der Arbeiten wurden von der Europäischen Union im Rahmen des Horizon 2020 FIThydro Projektes gefördert (No. 727830). Die Arbeiten zu CFD-Berechnungen wurden durch den Projektpartner Voith Hydro durchgeführt.

Referenzen

- Amaral, S.; Hecker, G.; Jean, S. St.; McMahon, B. (2011). 2010 Tests Examining Survival of Fish Struck By Turbine Blades. Tech. rep., EPRI, Palo, Alto
- Carlson, T. J. et al. (2010). Assessment of barotrauma in untagged and tagged juvenile Chinook salmon exposed to simulated hydro turbine passage. Pacific Northwest National Laboratory, PNNL-19625, Richland, Washington
- Cuchet, M.; F. Geiger; Rutschmann, P (2018). Zum Fischschutz und Fischabstieg an geneigten und horizontalen Rechen, WasserWirtschaft 108, 36-40.
- Ebel, G. (2013). Fischschutz und Fischabstieg an Wasserkraftanlagen, Bd. Band 4, Büro für Gewässerökologie und Fischereibiologie Dr. Ebel, Halle (Saale)
- Geiger, F. (2018). Fish Mortality Rate During Turbine Passage – Generalized Runner Blade Strike Probability Modelling, 12th International Symposium on Ecohydraulics, Tokyo, Japan
- Geiger, F.; Cuchet, M.; Rutschmann, P (2020a). Zur Berechnung der Schädigungsraten von Fischen bei der Turbinenpassage. WasserWirtschaft 12/2020
- Geiger, F.; Cuchet, M.; Rutschmann, P (2020b). Zur Verringerung von Fischschäden in Turbinen mittels Verhaltensbeeinflussung. WasserWirtschaft 12/2020
- Montén, E. (1985). Fish and turbines: fish injuries during passage through power station turbines. Stockholm, 477 Vattenfall
- Raben, K. von (1958). Zur Beurteilung der Schädlichkeit der Turbine für Fische, Wasserwirtschaft 48, 60-63.
- Richmond, C. M.; Serkowski, A.; Rakowski, C.; Strickler, B.; Weisbeck, M.; Dotson C. (2014). Computational Tool to Assess Turbine Biological Performance, Hydro Review, Vol. 33, #6
- Solomon, D. J. (1988). Fish passage through tidal energy barrages. Energy Technology Support Unit (ETSU)

Adressen der AutorInnen

Franz Geiger (korrespondierender Autor)

Dr. Mathilde Cuchet

Ehemals Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TUM

Ecohydraulic Consulting Cuchet

D-82499 Wallgau, Kalkbrennerstraße 1

Email: franz.geiger@hycor.de



Fischgerechter Wasserbau im Lichte des Klimawandels

Fish-friendly hydraulic engineering in the light of climate change

Adrian Aeschlimann

Kurzfassung

Zum Schutz kälteliebender Fischarten vor der Klimaerwärmung empfiehlt das Projekt «Fischgerechter Wasserbau im Lichte des Klimawandels», dass der Wasserbau die passenden Lebensraumstrukturen samt Kaltwasserzonen und genügend Beschattung schafft. Essenziell ist zudem ein schonender Gewässer-Unterhalt. Da erwärmtes Wasser von versiegelten Flächen (Dächer, Plätze, Strassen) im Einzugsgebiet der Ergolz regelmässig zu Fischsterben führt, wird ein grosses Augenmerk auf den Wasserrückhalt gelegt. Daneben sind sektorübergreifende Zusammenarbeit der Behörden und eine Anpassung der Befischung zentral.

Abstract

To protect cold-loving fish species from climate change, the project "Fish-friendly hydraulic engineering in the light of climate change" recommends that hydraulic engineering create suitable habitat structures including cold-water zones and sufficient shading. Careful watercourse maintenance is also essential. Since heated water from sealed surfaces (roofs, squares, roads) regularly leads to fish kills in the Ergolz catchment area, great attention is paid to water retention. In addition, cross-sectoral cooperation between authorities and an adjustment of fishing are crucial.

1 Fokus auf Trockenheit und Wärme

Wegen der Klimaerwärmung werden die Sommer tendenziell trockener und wärmer, die Winter regenreicher und schneeärmer. Dies bestätigen die 2018 publizierten Klimaszenarien www.ch2018.ch. Für die Fische in der Schweiz ist diese Entwicklung einschneidend, wie der Trockensommer 2018 gezeigt hat. Sauerstoff- und kälteliebende Fischarten wie Bachforellen und Äschen sind davon besonders betroffen. Insbesondere die Fischkrankheit PKD (proliferative kidney disease) bricht bei Bachforellen bei Temperaturen über 15°C aus und verläuft meist tödlich.

Im Rahmen des Pilotprogramms «Anpassung an den Klimawandel» finanziert der Bund Projekte mit dem Ziel, neue Lösungsansätze zu entwickeln. Zusammen

mit den Kantonen Aargau, Baselland, Bern, Freiburg, St. Gallen und Uri sowie dem Schweizerischen Fischerei-Verband hat das Schweizerische Kompetenzzentrum Fischerei (SKF) das Projekt «Fischgerechter Wasserbau im Lichte des Klimawandels» entwickelt. Unter der Leitung von Adrian Aeschlimann wird es in den Jahren 2019 bis 2021 umgesetzt. Das Projekt hat zum Hauptziel, dass einheimische Fischarten auch bei Niedrigwasser und Wärme Lebensraum finden. Mittels Informationsveranstaltungen und Workshops sowie Veranstaltungen an den Gewässern will das Projekt folgende Wirkungen erzielen:

- Der Wasserbau berücksichtigt beim Hochwasserschutz und Revitalisierungen zum Erhalt der einheimischen Fischarten künftig – sofern umsetzbar – die Variablen Niedrigwasser und Temperatur sowie allenfalls Winterhochwasser.
- Die kantonalen Behörden kennen die Massnahmen zum Erhalt der vorherrschenden Fischarten und wenden sie fachgebietsübergreifend an.
- Die Fischereiverbände richten ihre Hegepraxis auf klimaangepasste, wirkungsvolle Massnahmen aus und die Fischerei wird von Betroffene zu Beteiligte.

Nach grossen Hochwasserereignissen in den 80er, 90er und Nullerjahren ist das Bewusstsein für den Hochwasserschutz stark gewachsen. Mittlerweile investiert allein der Bund jährlich 400 Millionen Franken in Hochwasserschutzprojekte. Lange nicht im Fokus war die zunehmende Sommertrockenheit. Dies hat sich mit dem Sommer 2018 geändert: Ausgetrocknete Bäche, erstickende Fische wegen zu warmen Flüssen und dramatische Notmassnahmen waren plötzlich im Fokus der Medien, der Behörden und der Gesellschaft. Zwischen den klimabedingten Hochwasserereignissen und Trocken- und Wärmephasen bestehen aus wasserbaulicher Sicht unterschiedliche Ziele (Abb. 1).

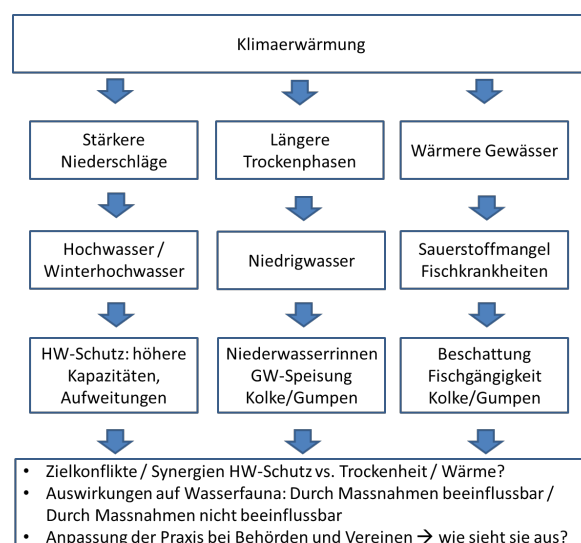


Abb. 1: Klimaauswirkungen auf den Wasserbau

Das Projekt «Fischgerechter Wasserbau» ist gegliedert in fünf Teilprojekte.

1.1 Kanton Aargau: fischgerechter Wasserbau

Das Teilprojekt richtet seinen Fokus auf den Wasserbau und untersucht an verschiedenen Gewässern im Kanton Aargau, inwiefern bei Wasserbauprojekten die Aspekte Trockenheit und Wärme berücksichtigt werden.

1.2 Kanton Baselland: Die Ergolz als Forellengewässer erhalten

Wie lässt sich ein bestehendes Forellengewässer trotz Klimaveränderung als solches erhalten? Dieser Frage geht das Projekt an der Ergolz im Kanton Baselland nach. Es werden Lösungen gesucht, damit der Fluss von Liestal aufwärts wie bisher primär Forellen beheimatet. Nebst allfälligen Lebensraumaufwertungen und genügend Beschattung wird das Augenmerk insbesondere auf genügend Wasserführung zur Überbrückung von niederschlagsarmen Perioden gerichtet.

1.3 Kantone Bern und Freiburg: Wie weiter an der Sense?

Trotz naturnaher Bedingungen sind an der Sense die Bachforellen wegen zu hoher Temperaturen und der Fischkrankheit PKD unterhalb von Zumholz in der Nähe von Plaffeien mehrheitlich verschwunden. Die Kantone werden die Entwicklung der Fischbestände in Sense und Schwarzwasser in den kommenden Jahren vergleichend überwachen und die Fischereivereine einbeziehen.

Zusammen mit den kantonalen Behörden und Verbänden sowie den betroffenen Fischereivereinen geht das SKF folgenden Fragen nach:

- Was bedeutet es für die Fischerei, wenn angestammte Arten verschwinden und neue Arten auftauchen?
- Soll sich die Fischerei mit dieser Situation abfinden und das Fischen in der Sense lassen oder sich auf die neuen Arten spezialisieren?
- Können sie mithelfen, die Situation zu verbessern?

1.4 Auswirkungen auf die behördliche Praxis

Die zu erwartenden klimatischen Veränderungen werden auch Auswirkungen auf die Arbeit der Fischereibehörden in den Kantonen haben. Das vierte Teilprojekt geht unter anderem den Fragen nach, wie sich die Entwicklungen vorhersehen lassen, wie die Kantone voneinander lernen können und welche Wissenslücken noch bestehen.

1.5 Fischerei im (Klima-) Wandel

Das Teilprojekt unter der Leitung des Schweizerischen Fischerei-Verbandes SFV hat zum Ziel, die Hegepraxis der Fischer an den Klimawandel und die zu erwartenden Veränderungen anzupassen. Das Pilotprogramm soll Fischerinnen und

Fischern aber auch Behörden die Bedeutung von vernetzten und dynamischen Gewässern aufzeigen. Es bietet Gelegenheit, fischereiliche Botschaften zu platzieren und die Wegleitung «Fischer schaffen Lebensraum» zu positionieren.

2 Erkenntnisse und Empfehlungen

Das Projekt «Fischgerechter Wasserbau» bringt Trockenheit, Erwärmung und Winterhochwasser im Zusammenhang mit Wasserbau auf die Agenda. Die behördliche Bewirtschaftungspraxis und die Hegepraxis der Vereine sind einem Wandel unterworfen. Das Projekt macht einen expliziten Bezug zum Klimawandel und hilft mit, die Klimaveränderungen und den Schutz der einheimischen Fischfauna frühzeitig zu antizipieren. Betroffene werden zu beteiligten Akteuren gemacht.

2.1 Schatten, Lebensraumstrukturen, Kaltwasserzonen

Im Rahmen des Teilprojekts im Kanton Aargau hat eine Masterstudentin der Berner Fachhochschule Grundlagen für Massnahme-Empfehlungen zuhanden des Wasserbaus erarbeitet (Küng, 2020).

Im ersten Teil der Arbeit wurden verschiedene Wasserbauprojekte (Hochwasserschutz und Revitalisierungen) im Kanton Aargau analysiert, Fische, Habitatstrukturen und wasserbauliche Massnahmen reflektiert. Anhand eines linearen Regressionsmodells wurden fünf Hypothesen zu Zusammenhängen Projektalter, Habitatstrukturen, Gesamt- und Forellenbiomasse geprüft. In Teil 2 erfolgte eine Literaturrecherche zu den Habitatvorlieben und -anforderungen der Leitfischarten Äsche und Bachforelle, wobei die steigende Wassertemperatur gemäss Klimaszenarien besonders berücksichtigt wurde. In Teil 3 wurden die wasserbaulichen Massnahmen bzw. Massnahmenkombinationen, welche sich positiv bzw. negativ auf die Bachforellenpopulation ausgewirkt haben, diskutiert und Empfehlungen zur Förderung der Bachforelle abgeleitet.

Die Auswertungen und linearen Regressionsmodelle zeigen einen signifikanten und positiven Zusammenhang zwischen IAM Attraktivität und Forellenbiomasse (Abb. 2). Diese Ergebnisse deuten darauf hin, dass mit höherer Habitatattraktivität die Bachforelle gefördert werden kann. Höhere Habitatattraktivitätswerte werden in Projekten erreicht, bei welchen Massnahmen zur Entwicklung der Sohle und Ufer in höheren Dichten umgesetzt wurden. Damit der Alet nicht übermässig gefördert wird, sind Gerinneveränderungen in Zukunft wünschenswert, aber nur in Kombination mit Massnahmen zur Senkung der Wassertemperatur und Strukturierung des Gerinnes. Um dem Habitatverlust der Bachforelle aufgrund des Wassertemperaturanstieges entgegenzuwirken, müssen Massnahmen zur Senkung Wassertemperatur prioritär berücksichtigt werden. Auch wird empfohlen,

zukünftig mit einer vorgängigen Analyse der ökologischen Defizite, der Definition der Projektziele und Zielarten die dominanten Massnahmengruppen, sowie spezifische Massnahmen auszuwählen. Zudem wird für die Vergleichbarkeit der Erfolgskontrollen eine Vereinheitlichung der Parameter, Messmethoden und Zeiträume empfohlen (Küng, 2020).

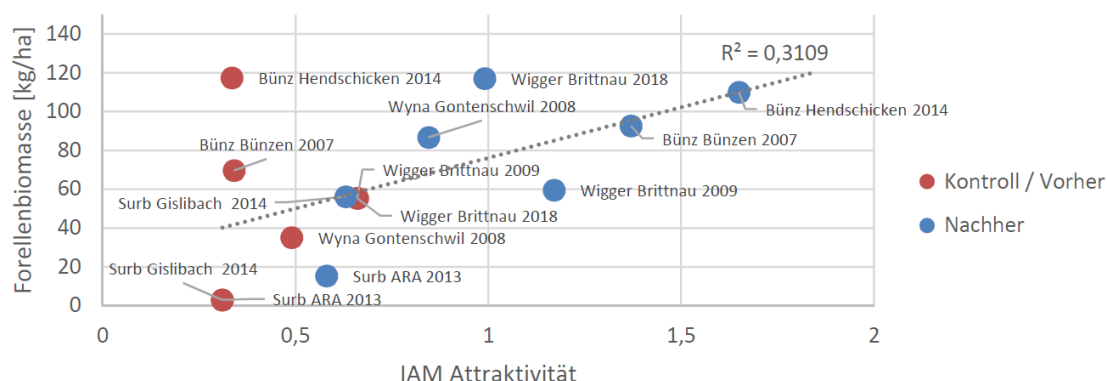


Abb. 2: Zusammenhang Forellenbiomasse (kg/ha) und IAM Attraktivität, Vergleich Vorher / Kontrolle zu Nachher für die Wasserbauprojekte. Die graue Linie zeigt die Korrelation zwischen der Forellenbiomasse und der IAM Attraktivität in den untersuchten Gewässerabschnitten ($N = 12$; $R^2 = 0.31$; $p < 0.01$).

Abgeleitet aus den Erkenntnissen der Masterarbeit hat die Projektbegleitgruppe zusammen mit einem ausgewählten Kreis von Akteurinnen und Akteuren (Wasserbau, Baufirmen, Kantons- und Bundesbehörden, Umweltorganisationen) Empfehlungen entworfen. Diese werden an einem Workshop im Frühling 2021 konsolidiert und bis Sommer 2021 verabschiedet. Im Kern werden die Empfehlungen folgendes besagen:

- Der standorttypische Fischbestand und insbesondere die Bachforelle können bei Hochwasserschutz- und Renaturierungsprojekten mit naturnahem und attraktivem Lebensraum gefördert werden. Wichtig ist, bereits bei der Planung auf Strukturvielfalt zu achten und diese bei den hydraulischen Berechnungen auch mit Bezug auf die Hochwassersicherheit zu berücksichtigen. In typischen Forellengewässern soll bei Eignung der Schwerpunkt der wasserbaulichen Massnahmen auf Lebensraumstrukturen in der Gewässersohle gelegt werden. Damit sollen vor allem Unterstände sowie Tiefenvariabilität geschaffen werden.
- Die Längsvernetzung der Gewässer muss konsequent weitergeführt und umgesetzt werden. Dabei ist aus Sicht der Fischereiorganisationen darauf zu achten, dass wegfallende Kolke anderweitig kompensiert werden können.

- Holz ist je nach Standort und Gewässertyp ein vorzüglicher Baustoff für die Strukturierung eines Fliessgewässers. Es ist sehr gut geeignet, um erhöhten Temperaturen entgegenzuwirken, bietet Lebensraum und ist Nahrungsgrundlage für Wasserkleinlebewesen, Pilze, Algen und Flechten. Der Baustoff Stein eignet sich für dauerhafte Strukturen und kann dann interessant sein, wenn die örtlichen Verhältnisse den Einbau von Totholz verunmöglichen.
- Es ist jeweils eine gewässertypische und langfristige Beschattung des Gewässers durch Ufergehölze anzustreben, wenn immer möglich platziert auf der Südwestseite des Gewässers, da die Erwärmung am Nachmittag am ausgeprägtesten ist. Bei wasserbaulichen Eingriffen ist Ufervegetation zur Beschattung wo immer möglich und sinnvoll zu erhalten.
- Kaltwasserzonen verursacht durch Grundwasseraufstösse oder den Zufluss kühlerer Seitengewässer sollen bei der Planung berücksichtigt werden. Dem Austausch von Grundwasserleiter und Oberflächenwasser soll im Rahmen der bestehenden gesetzlichen Grundlagen mehr Beachtung geschenkt werden.
- Der Gewässerunterhalt sollte schonend durchgeführt werden und schattenspendende Gehölze am Ufer sowie Lebensraum bildende Strukturen im Gewässer schonen, gemäss dem Motto so wenig wie möglich, soviel wie nötig. Anzustreben ist eine extensive Uferbestockungspflege. Einzelne Bäume sind wo möglich alt werden zulassen, selbst bei kleinen Gewässern.
- Bei der Planung von Wasserbauvorhaben zwecks Hochwasserschutz oder Renaturierung und Revitalisierung, sind von Beginn des Prozesses an, die relevanten Fachstellen und Organisationen einzubeziehen. Zu berücksichtigen sind insbesondere die orts- und gewässerspezifischen Kenntnisse der Fischerinnen und Fischer sowie der lokalen Naturschutzorganisationen. Damit soll das gemeinsame Verständnis gefördert und verhindert werden, dass ein Projekt in einer späteren Planungsphase Rückschläge erleidet.

2.2 Wasserrückhalt gegen Wärmeschwall und Austrocknung

Im Teilprojekt im Kanton Baselland wurden im Rahmen einer Masterarbeit an der Universität Basel in einem ersten Schritt die vorhandenen Daten am Fluss Ergolz ausgewertet und Zukunftsszenarien entwickelt (Zahno, 2020). Die Ergolz durchfließt 14 Gemeinden, mündet in den Rhein und befindet sich ausschliesslich im Kanton Baselland. Dieser gilt im schweizweiten Vergleich als wasserarmer Kanton. Die Abflussverhältnisse sind dem Regime pluvial jurassien zugeordnet, da

der Wasserhaushalt ausschliesslich durch Niederschläge mit einem sehr geringen Anteil an Schneeschmelze gebildet wird. Der grösste Teil der Ergolz gehört zur Forellenregion. Die kälteliebende Bachforelle (*Salmo trutta*) ist die Leitfischart dieser Fischregion. Sie bevorzugt sauerstoffreiches Wasser, das in den Sommermonaten nur kurzzeitig wärmer als 15°C wird. Die letale Temperatur liegt je nach Sauerstoffgehalt bei 23°C. Die Bachforelle lebt bereits heute mehrheitlich an der oberen Grenze ihres Temperaturtoleranzbereichs. Sie gerät zusätzlich durch das häufigere Auftreten von PKD, welche für die Tiere oft tödlich endet, stärker unter Druck. Die Masterarbeit bietet in einem ersten Schritt anhand von Abfluss- und Temperaturdaten sowie Daten zur Fischdichte einen Gesamtüberblick der Ergolz über den Zeitraum 2009–2018. Sie zeigte, dass die Bachforelle bereits heute stark unter Druck ist, unter anderem aufgrund einer tiefen Wasserführung und hohen Wassertemperaturen. Es wurde zudem ersichtlich, welche negativen Auswirkungen das Austrocknen von Zuflüssen und Abschnitten der Ergolz selbst auf den Bachforellenbestand haben. Weiter wurden Modellierungen zu möglichen Zukunftsszenarien für die Ergolz präsentiert. Dabei erhält man für die Zeiträume 2053–2065 und 2078–2090 Einblick in die Veränderungen von Abfluss und Wassertemperatur. Die Ergebnisse zeigen, dass möglichst rasch Massnahmen umgesetzt werden müssen, wenn die Forellenregion in der Ergolz erhalten werden soll, denn durch die ganzjährige Erhöhung der Wassertemperatur verschiebt sich die Forellenregion flussaufwärts. Durch die daraus resultierende Verkleinerung der Forellenregion ist die Zukunft der Bachforelle in der Ergolz ohne gezielte Massnahmen äusserst fraglich (Zahno, 2020).

Gestützt auf die Resultate der Masterarbeit hat die begleitende Projektgruppe zusammen mit einem ausgewählten Kreis von Akteurinnen und Akteuren (Kantonsbehörden, Gemeinden, Bauernverband, Umwelt- und Naturschutzorganisationen, Fischereiverband) mögliche Massnahmen diskutiert und diese priorisiert. Ein grosses Augenmerk wird auf den Wasserrückhalt gelegt. Als konkrete Anwendung soll bis zum Ablauf der Projektdauer die Problematik der Warmwasserschwälle und deren Rückhalt bei Niederschlägen nach Hitzetagen vertieft werden. Erwärmt Wasser von versiegelten Flächen (Dächer, Plätze, Strassen) führt im Einzugsgebiet der Ergolz regelmässig zu Fischsterben.

2.3 Herausfordernder Suchprozess

Das Verschwinden der Bachforellen an der Sense unterhalb von Plaffeien ist ein ungeklärtes Phänomen und stellt die lokale Fischerei vor unbekannte Herausforderungen. Die Sense fliesst als Grenzgewässer zwischen Bern und Freiburg dort weitgehend natürlich, ist nicht verbaut und gemäss WWF eine der Gewässerperlen der Schweiz (Arnold *et al.*, 2018). Anlässlich mehrerer Workshops vor Ort und

per Videokonferenz suchen die Fischerinnen und Fischer aus den Kantonen Bern und Freiburg nach Antworten in folgenden Themenbereichen:

- Fischereiliches Management und Nutzung
- Temperatur und Beschattung
- Wasserqualität und PKD
- Prädatoren

Die inhaltlichen Arbeiten werden erst im Verlauf von 2022 abgeschlossen sein. Die bisherigen Diskussionen zeigten ein Spannungsfeld auf zwischen den «Traditionalisten» und den «Progressiven». Erstere wollen weder die fischereiliche Bewirtschaftung und die Nutzung ändern und sehen die Lösung des Problems ausserhalb ihres Einflussbereiches (z.B. Forderung nach Stilllegung der lokalen Abwasserreinigungsanlage). Zweitere sind bereit, sich fischereilich einzuschränken (Verwendung von Kunst- statt Naturködern, längere Schonzeiten und Schonmasse, usw.), um Gegensteuer zu geben. Da künftig an anderen Gewässern in der Schweiz infolge der Klimaerwärmung ähnliche Fragen auftauchen werden, hat der partizipative Prozess an der Sense Pilotcharakter, und der Wissenstransfer ist eines der Hauptziele dieses Teilprojektes.

2.4 Notfallkonzepte und interdisziplinäre Herangehensweise

Die Behörden in Bund und Kantonen sind im Themenkomplex von Wasserbau und Klimawandel mehrfach gefordert; erstens kurzfristig: Insbesondere die Hitzesommer 2003 und 2018 haben gezeigt, dass Notfallkonzepte helfen können, akutes Fischsterben zu verhindern oder zumindest abzufedern. Eine Umfrage bei den kantonalen Fischereibehörden hat ergeben, dass nur gut ein Viertel der Kantone über Notfallkonzepte oder ein definiertes Vorgehen bei Trockenheit und Hitze verfügen. Hier besteht offensichtlich noch Nachholbedarf.

Zweitens besteht langfristig die Herausforderung, dass in den Kantonen die verantwortlichen Einheiten für Hochwasserschutz, Revitalisierungen, Fischerei, Natur und Landschaftsschutz (Biodiversitätsförderung), Gewässerschutz und Klimawandel enger zusammenarbeiten und koordinierter vorgehen. Eine online-Umfrage bei diesen Fachstellen von Dezember 2020 bis Januar 2021 hat ergeben, dass trotz zum Teil sehr sektoral organisierter Einheiten in den Kantonen der Wille dazu besteht. Die Hälfte der rund 60 Befragten gab an, bei der Planung von Wasserbauvorhaben bereits in interdisziplinären Teams zusammenzuarbeiten, und 70 Prozent der Antwortenden ziehen die jeweils anderen Fachstellen bereits zu Beginn des Planungsverfahrens ein. Im Falle einer Interessenabwägung haben klar der Hochwasserschutz und der Schutz von Grund- und Trinkwasser Priorität. Erst an dritter Stelle folgen der Schutz und die Förderung der aquatischen

Biodiversität. Die zunehmenden Phasen von Wärme und Trockenheit berücksichtigen die regelmässig (50.6%) oder immer (19.35%). Das Klimawissen in ihrer Organisationseinheit schätzen die Befragten als mittel (59.7%) bis hoch (25.4%) ein.

2.5 Sensibilisieren und Handlungsspielraum nutzen

Wie das Teilprojekt an der Sense zeigt, sind von den Klimaveränderungen insbesondere auch die Fischerinnen und Fischer betroffen. Im vorliegenden Teilprojekt sucht der Schweizerische Fischerei-Verband SFV Antworten auf darauf, mit welchen Massnahmen im Gewässer der Austrocknung und der Erwärmung der Gewässer begegnet werden kann. Weiter fragt der SFV, welche Bedeutung die Klimaerwärmung für die Bewirtschaftung und die Befischung hat (umsteigen auf neue Fischarten, die vom Klimawandel profitieren) und welches Potenzial zum Beispiel Salmoniden aus dem Süden Europas haben, die bereits an die Wärme angepasst sind. Zentral ist, die Fischerinnen und Fischer zu sensibilisieren und ihnen aufzuzeigen, welchen Spielraum sie selbst haben, um der Klimaveränderung zu begegnen. Eine wichtige Rolle spielt hierbei das Programm «Fischer schaffen Lebensraum» des SFV (2020), welches den Fischereivereinen ermöglicht, in Absprache mit den Behörden an den Gewässern Lebensraumstrukturen und schattenspende Bestockung zu schaffen.

3 Sozialer Wandel, als Akt der Anpassung

Allen Teilprojekten ist gleich, dass die Klimaveränderung alle Akteurinnen und Akteure herausfordert und zu einer Anpassung ihrer bisherigen Herangehensweise und Organisation zwingt, sofern sie zum Erhalt der einheimischen Fischarten und der Artenvielfalt in den Gewässern beitragen wollen. In allen Teilprojekten durchlaufen die beteiligten einen ähnlichen Prozess.

Damit die Akteurinnen und Akteure sich der Herausforderung bewusstwerden, muss ihre Aufmerksamkeit geweckt werden (attention). Sie müssen eingebunden werden in die Fragestellung, da in den meisten Fällen zu Beginn eines gemeinsamen Prozesses die gemeinsame Fragestellung das vereinende Element ist (questions unite). Die erste Phase funktioniert wie ein Trichter, die heute verstreuten und segmentierten Akteure zusammenführt und mit auf den Weg nimmt. Die Akteurinnen und Akteure sollen sich mit der Fragestellung identifizieren (identification).

In einer zweiten Phase steht die Lösungsfindung im Zentrum. Es ist die Phase des Ausprobierens, Testens und Anwendens. Die Akteurinnen und Akteure entscheiden in dieser Phase zu handeln (decision).

In der dritten Phase werden die Erfahrungen gebündelt, umgesetzt (action) und in die Breite transferiert.

4 Zusammenfassung

Das Projekt «Fischgerechter Wasserbau im Lichte des Klimawandels» hat zum Ziel, die Akteurinnen und Akteure des Wasserbaus (Hochwasserschutz und Revitalisierung), der Fischerei und der Biodiversitätsförderung für die Auswirkungen der Klimaerwärmung insbesondere auf kälteliebende Fischarten zu sensibilisieren. Dies gelingt insbesondere durch den frühzeitigen Einbezug in die Projektstrukturen und die Teilnahme an Akteurs-workshops. Inhaltlich kristallisiert sich klar heraus, dass kälteliebende Fischarten Lebensraumstrukturen und Kaltwasserzonen brauchen und generell eine ausreichende Beschattung des Gewässers notwendig ist. Weiter ist für eine genügende Retention zu sorgen. Die Behörden müssen vermehrt sektorübergreifend arbeiten und die Fischerinnen und Fischer kommen nicht umhin, ihr Verhalten anzupassen. Dies gilt generell für alle involvierten Akteurinnen und Akteure: Die Herausforderung der Klimawandels meistern wir nur gemeinsam.

Referenzen

- Arnold, M., Fitze, U. (2018). Gewässerperlen – Die schönsten Flusslandschaften der Schweiz, AT Verlag, Aarau und München, S. 148 – 155.
- BAFU (Hrsg.) 2021: Auswirkungen des Klimawandels auf die Schweizer Gewässer. Hydrologie, Gewässerökologie und Wasserwirtschaft. Bundesamt für Umwelt BAFU, Bern, Umweltwissen Nr. 2101: 140 S.
- Küng, M. (2020). Wasserbauliche Massnahmen zur Förderung kälteliebender Fischarten der Schweiz angesichts des Klimawandels, Berner Fachhochschule, Internetlink: https://www.skf-cscp.ch/fileadmin/user_upload/Mandate/Masterarbeiten/_Masterarbeit_KM_FS20_.pdf
- Schweizerischer Fischerei-Verband SFV (2020), Hrsg., Fischer schaffen Lebensraum, 2. Auflage, Bern.
- Zahno, D. (2020). Die Ergolz als Forellengewässer erhalten – eine GIS-Studie, Universität Basel, Internetlink: https://www.skf-cscp.ch/fileadmin/user_upload/Mandate/Masterarbeiten/Masterarbeit_David_Zahno.pdf

Adresse des Autors

Adrian Aeschlimann

Schweizerisches Kompetenzzentrum Fischerei SKV, Geschäftsführer

CH-3000 Bern 22, Wankdorffeldstrasse 102, Postfach

a.aeschlimann@skf-cscp.ch



Session Flussmorphologie

Sessionsleiter
Dr. Giovanni De Cesare
Ecole polytechnique fédérale de Lausanne



Planung einer aufgelösten, unstrukturierten Blockrampe am Wehr Brunau an der Öztaler Ache

Design of an unstructured block ramp at Brunau, Öztaler Ache

**Stefan Thonhauser, Martin Riedl, Robert Feurich,
Robert Reindl, Tanja Janisch**

Kurzfassung

Mit der Umsetzung des Projektes Speicherkraftwerk Kühtai sind ökologische Ausgleichsmaßnahmen verbunden. Eine wesentliche Maßnahme ist die Wiederherstellung der Fischdurchgängigkeit am Wehr Brunau an der Öztaler Ache. Vorgesehen ist eine Rampe auf der gesamten Flussbettbreite, die als aufgelöste unstrukturierte Blockrampe (UBR) ausgelegt wird. Neben einem hohen spezifischen Bemessungsabfluss weist der Standort eine Kurve auf und erfordert den sicheren Betrieb einer bestehenden Seitenentnahme mit Spüleinrichtungen und Entsander. Zur hydraulischen Berechnung kommen 1D, 2D und 3D numerische Modelle zur Anwendung. Die vorhandenen Sekundärströmungen im Bereich der Seitenentnahme und im Bogen werden auf Basis der Grundlagenforschungen an physikalischen und numerischen Modellen der klassischen alpinen Bogenfolge (Institut für Wasserbau Innsbruck (IWI) 1986 - 2002) beurteilt. In der Zusammenschau ergeben die numerischen Untersuchungen ein mit den Erkenntnissen zur alpinen Bogenfolge übereinstimmendes Ergebnis, das die Funktion der Seitenentnahme und die Standsicherheit der UBR bestätigt. Trotz hydrologisch und morphologisch schwierigen Bedingungen kann von einer dauerhaften Fischdurchgängigkeit ausgegangen werden, da der Bautyp aufgelöste unstrukturierte Blockrampe dem natürlichen Gewässerzustand bestmöglich entspricht.

Abstract

Within the development of TIWAG "Speicherkraftwerk Kühtai" HPP the ecological restoration at weir Brunau is a main compensation measure. At the existing weir, fish migration will be made possible by constructing an unstructured block ramp (UBR). In addition to the high specific design flow, the river bend as well as the existing diversion facilities are challenging issues in the design stage. Hydraulic investigations were conducted using 1D, 2D and 3D numerical models. Regarding secondary flow patterns in river bends, numerical results were evaluated according to the findings of research-projects on typical flow situations in river bends

(University of Innsbruck, IWI, 1986 – 2002). Results of several different investigation methods agree, this proves the reliability of the hydraulic simulations. Because an UBR matches the natural river morphology of the Öztaler Ache in Brunau best, high durability concerning fish migration, a safe operation of the diversion facilities and ramp stability will be achieved.

1 Projekt Speicherkraftwerk Kühtai

TIWAG-Tiroler Wasserkraft AG erweitert mit der Umsetzung des Speicherkraftwerks Kühtai die bestehende Kraftwerksgruppe Sellrain Silz um ein Pumpspeicherkraftwerk mit neuem Ganzjahresspeicher und Beileitung eines hochalpinen Einzugsgebietes. Im Rahmen des Umweltverträglichkeitsprüfverfahrens (UVP) (2009-2019) wurden mehrere Ausgleichsmaßnahmen in das Projekt integriert. Eine der wesentlichen Maßnahmen ist die Wiederherstellung der Fischdurchgängigkeit der Öztaler Ache an der Wehranlage Brunau.

Nach Vorliegen aller behördlichen Bewilligungen des Projektes SKW Kühtai wurde mit der Umsetzung der ersten Maßnahmen im Oktober 2019 gestartet. Die Baumaßnahmen in Brunau wurden in der NW Periode 2020/2021 umgesetzt.

2 Bestehende Wehranlage Brunau

Die Ausleitung an der seit den 1950ern bestehenden Wehranlage Brunau, siehe Abb. 1 und Abb. 2, befindet sich in der Nähe zur Mündung in den Inn und dient bis heute Bewässerungszwecken.



Abb. 1: Öztaler Ache vor Baudurchführung am bestehendem Wehr Brunau bei Niederwasser

Die Wiederherstellung der Durchgängigkeit an diesem Standort soll im Sinn einer bestmöglichen Verbesserung auf gesamter Flussbettbreite erfolgen.

Der gegenständliche Detailwasserkörper der Öztaler Ache ist der Fischregion Metarhithral zugeordnet. Das Fischleitbild ist durch die Leitart Bachforelle, die typische Begleitart Koppe sowie die seltenen Begleitarten Elritze und Äsche typisiert. Extreme Hochwasserereignisse traten in den vergangenen Jahrzehnten auf und wurden dokumentiert. Die Hochwassersituation wurde für die gesamte Öztaler Ache in Terneak (2011) mit einem kalibrierten 2 dimensional Abflussmodell untersucht.

Tab. 1: Kennzahlen der Öztaler Ache, Wehr Brunau

Kennzahl	Wert
HQ100	415 m³/s
MQ	32.1 m³/s
MJNQ _t (mittlerer Jahresniederstwert des Tagesmittels)	4.17 m³/s
Wirksame Einzugsgebietsgröße	836.7 km²

3 Entscheidung der Bautypenvariante

Ausgehend von einer aufgelösten Riegelrampe, die 2009 der Einreichplanung zu Grunde lag, wurde nun elf Jahre später eine aufgelöste, unstrukturierte Blockrampe umgesetzt. Wesentliche Voraussetzung für die Wahl dieses Bautyps waren die zwischenzeitlichen Erfahrungen und zugehörigen Veröffentlichungen zu diesem Bautyp in Janisch (2007), Hunziker, Zarn und Partner (2008) und Boes *et al.* (2017).

3.1 Spezielle Planungsanforderungen an diesem Standort

Der gegenständliche Projektstandort ist hinsichtlich der hydrologischen Kennzahlen gemäß Tab. 1 und der Bettbreite mit dem in Boes *et al.* (2017) beschriebenen Bemessungsbeispiel für eine UBR an der Landquart in der Schweiz vergleichbar. Gegenüber der Landquart weist dieser Standort folgende Besonderheiten auf. Die Rampe liegt in einem Bogen, siehe Abb. 2, die Sohlbelastung muss im Detail erfasst und in der Planung berücksichtigt werden. Der bestehende Wehrabsturz ist Teil einer Seitenentnahme und dient der Spülung des sohlnahen Einlaufbereichs. Die Funktion der Seitenentnahme muss auch nach Errichtung der Rampe mit geänderten Gefälleverhältnissen gegeben sein. Die Interessen des Wildwassersports (Kajak und Rafting) an der Öztaler Ache sind zu berücksichtigen.

3.2 Vorteile des Bautyps UBR

Der Bautyp UBR wurde aufgrund des gutmütigen Versagensverhaltens und der zu erwartenden Dauerhaftigkeit hinsichtlich der Fischdurchgängigkeit gewählt. Die Fischdurchgängigkeit kann aufgrund zulässiger Energiedichten und ausreichender Mindestwassertiefen positiv beurteilt werden. Auch in Hinblick auf den Wildwassersport ergeben sich für die relevante Abflussbandbreite zur Befahrbarkeit ausreichende Wassertiefen.

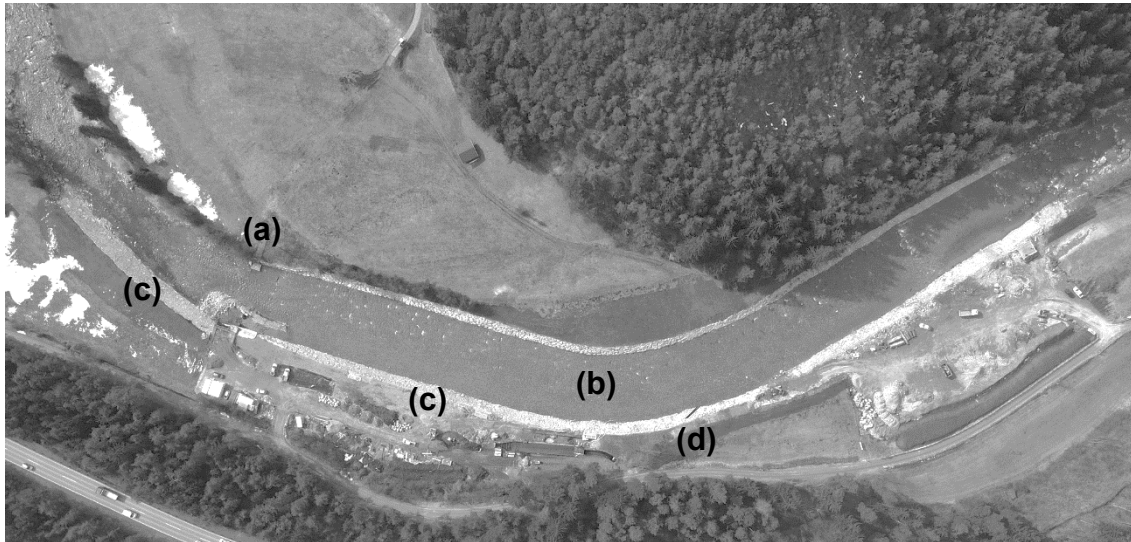


Abb. 2: Ötztaler Ache mit (a) dem bestehenden Wehr, (b) UBR, (c) Uferbegleitdämmen, (d) neuem Auslass des verlängerten Spülkanals, Aufnahme nach Baudurchführung

4 Hydraulische Untersuchungen

Die Hydraulische Simulation wurde mit 1D, 2D und 3D numerischen Modellen durchgeführt. Die 1D Simulation der UBR entsprach methodisch dem der Bewilligung zugrundeliegenden 1D Nachweis der Riegelrampe und diente primär dem direkten Vergleich beider Bauweisen. Mit dieser einfachen Methode wurden im Zuge vertieften Planung auch Parameterstudien durchgeführt.

Für die Berechnung der Strömungssituation im Bogen wurden numerische 2D und 3D Modelle verwendet. Um diese numerischen Modelle mit Erkenntnissen zur Bogenströmung an physikalischen Modellversuchen vergleichen zu können, wurde das Untersuchungsgebiet in Richtung oberstrom erweitert. Dieser Bezug zu physikalischen Untersuchungen erfolgt anhand der Erkenntnisse aus dem Bogenströmungsmodell des Institutes für Wasserbau der Universität Innsbruck (Abb. 3). Über einen Zeitraum von 15 Jahren wurden um die 90er Jahre Sohlverformung und Geschwindigkeitsverteilung in alpinen Doppelbogenfolgen untersucht.

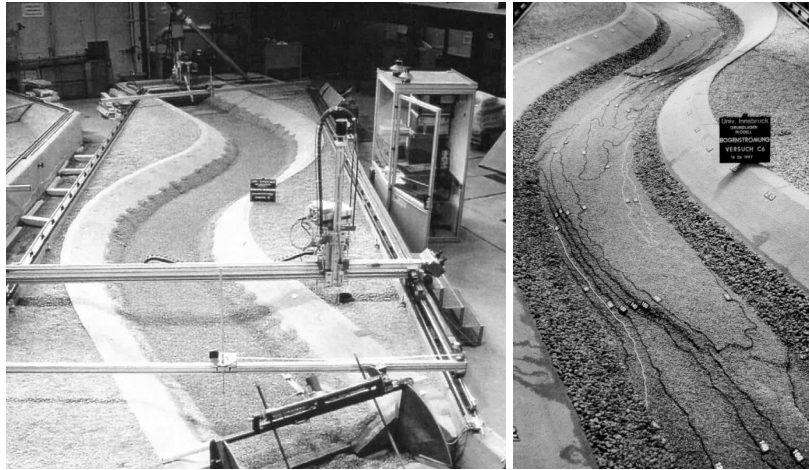


Abb. 3: Bogenströmungsmodell: links Modellaufbau Doppelbogenfolge (Vigl, 1990), rechts verformte Sohle im Bogenmodell (Feurich, 1998)

Unmittelbar oberstrom des Wehres Brunau stimmt die Gerinnegeometrie der Öztaler Ache gut mit den geometrischen Randbedingungen des Bogenströmungsmodells überein.

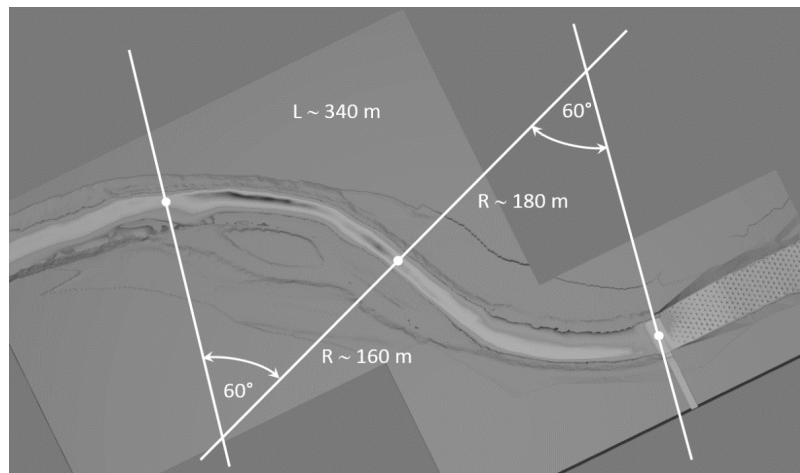


Abb. 4: Alpine Bogenfolge an der Öztaler Ache in Brunau, Erweiterung des 3D Modells oberstrom der Rampe

Die Bogenfolge (Abb. 4) mit einer Länge von 340 m weist einen Kurvenradius von 160 m im ersten Bogen, 180 m im zweiten Bogen sowie Bogenwinkel von jeweils 60° auf. Im numerischen Modell für die ca. 300 m langen Rampe wurde daher der Untersuchungsraum in Richtung oberstrom der Wehranlage um ca. 400m erweitert. Unterstrom der Wehranlage wurde im anschließenden Rampenbereich in der Netzgeometrie jeder Block der UBR im Detail aufgelöst.

Anhand der aus den physikalischen Modellversuchen bekannten typischen Sohlverformungen und Geschwindigkeitsprofile wurden sowohl Grundlagen als auch Resultate der 3D- und 2D Modelle verifiziert. Anhand des plausibilisierten Modells

konnte zunächst gezeigt werden, dass nach Errichtung der UBR die Seitenentnahme durch die sich ausbildende Sekundärströmung sehr günstig angeströmt wird, siehe nachfolgende Abb. 5.

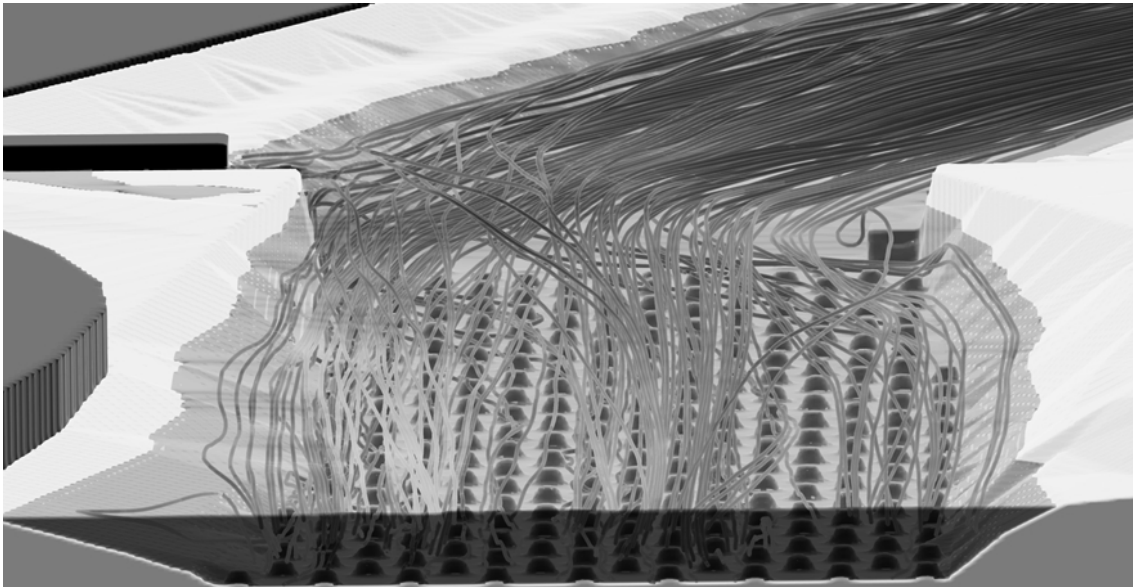


Abb. 5: Wehr Brunau nach Errichtung der Rampe als UBR bei HQ100, Stromlinien aus 3D numerischer Simulation mit Blick gegen die Fließrichtung (Flow3D)

Anhand des Strömungsbildes kann davon ausgegangen werden, dass der Wassereinzug zukünftig keiner Verlandung ausgesetzt sein wird und damit die Funktion dauerhaft erhalten bleibt.

Zum Nachweis der Rampenstabilität wurden die Verteilungen der spezifischen Abflüsse untersucht. Ausgehend von einer im Bestand zwischen 21 m und 29 m variierenden Sohlbreite und wechselnden Böschungsneigungen wurde die UBR mit einer nunmehr konstanten Sohlbreite und Böschungsneigung geplant. Die größte Abflusskonzentration wurde im unmittelbaren Nahbereich der orographisch rechten Wehrwange zu lokal $q_{100,max}=20 \text{ m}^3/\text{s},\text{m}$ ermittelt. Das Maximum des spezifischen Abflusses in der Kurve der UBR beträgt $q_{100,max}\leq 18 \text{ m}^3/\text{s},\text{m}$. Dieses geringere Ergebnis für den Außenbogenbereich ist auf die im Modell enthaltene hohe Makrorauigkeit der UBR zurückzuführen. In der Umsetzung wird darauf geachtet, diese hohe Formrauigkeit zu erhalten.

Dazu wurden die Ergebnisse der 3D-Numerik an der Sohle der UBR im Detail untersucht. Die Netzgeometrie basiert auf einem digitalen Geländemodell, in das ca. 800 Einzelblöcke manuell eingearbeitet wurden. Die Blockgrößen entsprechen dem äquivalenten Kugeldurchmesser und sind gemäß der tatsächlichen Belegungsdichte angeordnet, eine zufällige Blockverteilung wurde nicht auskonstruiert. Durch diese Vereinfachung ist jedoch die mögliche Auswirkung längerer

durchgehender Strömungsgassen entlang der sohlnahen Geschwindigkeitsrichtung erkennbar.

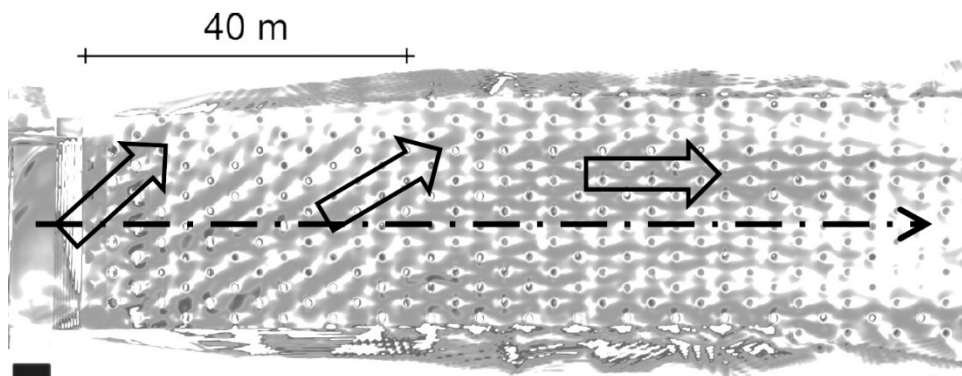


Abb. 6: Ergebnis der 3D Simulation: Verteilung der Sohlschubspannungen exemplarisch im ersten Abschnitt der Rampe mit Abweichung der Richtung der Sohlschubspannung relativ zur Fließrichtung um bis zu 45° zur Bogeninnenseite hin.

Im Bereich der Wehranlage weichen gemäß Abb. 6 die Richtungen der Sohlschubspannungsminima (hellere Bereiche hinter den Blöcken) um bis zu 45° relativ zur Fließrichtung ab und weisen auf die Orientierung der maximalen Erosionsbelastung hin. In der Planung ist zu berücksichtigen, dass die Länge von Erosionswegen in Richtung der sohlnahen Strömung möglichst begrenzt wird.

Die Simulation der für den Wildwassersport relevanten Abflüsse lieferte eine anschauliche Diskussionsgrundlage und damit einen ersten wichtigen Beitrag für die Zusammenarbeit mit Vertretern dieser bedeutenden Interessensgruppe.

5 Planung

An das vorhandene Querbauwerk schließt eine 308 m lange UBR an. Die Einzelblockmasse beträgt 6 t und die Sohlbreite konstant 27 m. Auf dem ersten, 40 m langen Rampenabschnitt wird eine Pufferstrecke angeordnet, das Gefälle beträgt hier dem Oberlauf entsprechend 0.8%. Im weiteren Verlauf der Rampe beträgt das Einbaugefälle 1.9%. Die erforderliche Blockbelegungsichte ι wurde in Abhängigkeit der Krümmung zwischen $\lambda = 0.23$ und $\lambda = 0.26$ bestimmt. Die Belegungsichte liegt damit im maximal zulässigen Bereich, der zulässige spezifische Abfluss bei $q_{zul}=19,5 \text{ m}^3/\text{s}$.

Der Rampenfuß ist mit einem Sohlgurt gesichert. Als Überlastreserve ist eine Reduktion des Rampengefälles auf bis zu 1.7% möglich, die zu keinem Sohlversatz am Querbauwerk führt.

Die Kurvensituation wird mit sorgfältiger Materialprüfung und einer gezielten Verwendung jedes einzelnen Blocks berücksichtigt (Abb. 7 und Abb. 8). Die Blöcke

werden grundsätzlich mit einer unregelmäßigen Verteilung in den Rampenschüttkörper eingebaut. Diejenigen Blöcke, die innerhalb der zugelassenen Abmessungstoleranzen eine lange Seite aufweisen, werden jeweils normal zur sohlnahe Fließrichtung eingebaut.

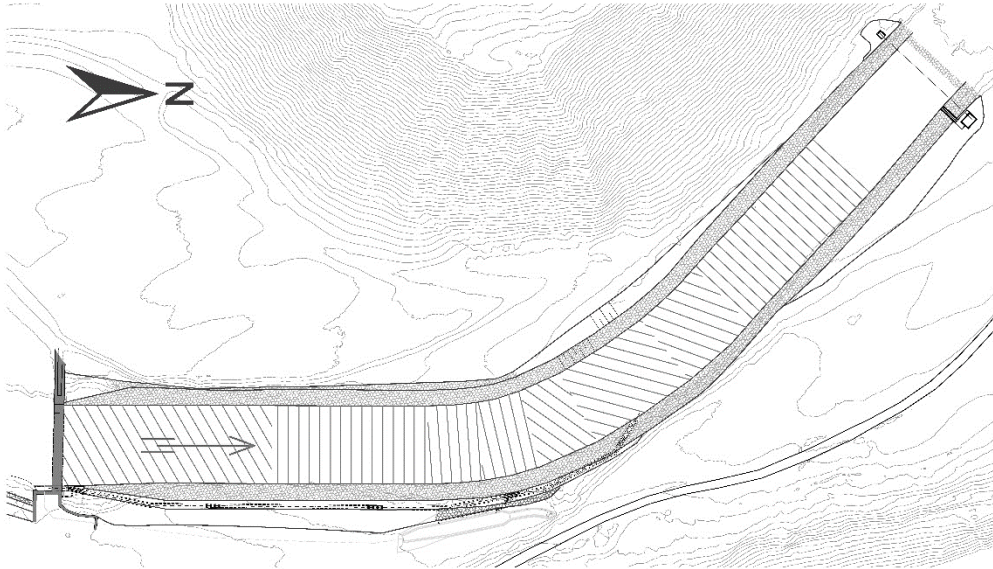


Abb. 7: UBR Brunau, Ausführungsplan, Darstellung reduziert auf die Angabe der Blockausrichtung normal auf die sohlnahe Fließrichtung, Übersichtslageplan

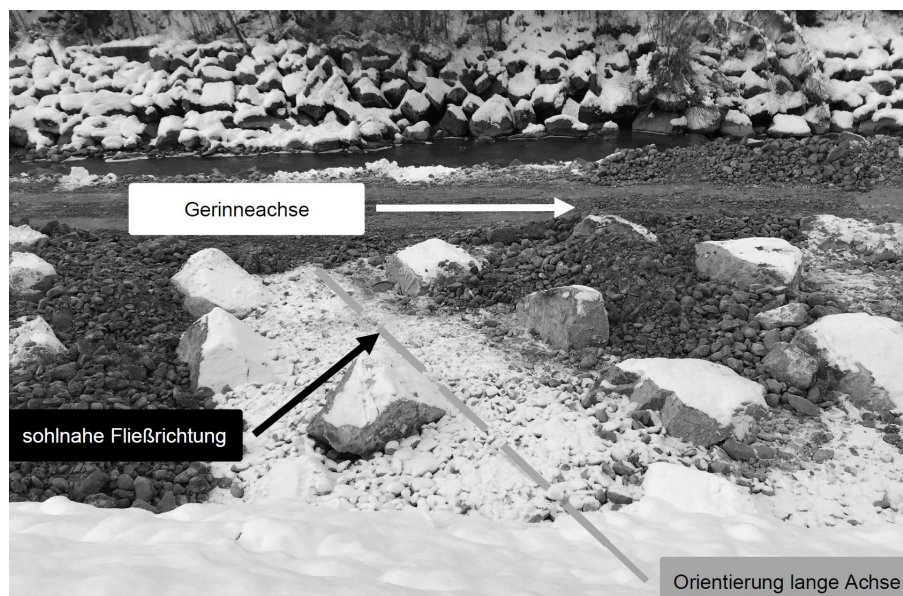


Abb. 8: Verwendung der Blöcke mit langer Achse für den Einbau normal auf die sohlnahe Fließrichtung, Einbauzustand in Bauphase 1: Errichtung der rechtsufrigen Rampenhälfte vor Überschüttung der Einzelblöcke

Damit bleibt die Makrorauigkeit erhalten, die wiederum eine verhältnismäßig gleichförmige Verteilung des Abflusses über der Bettbreite im Kurvenbereich bewirkt und damit die Stabilität und Eignungstauglichkeit des Bauwerks sichert.

Die Mündung des bestehenden Spülauslass der Seitenentnahme wird durch einen rund 200 m langen Spülkanal in Richtung flussabwärts verlegt. Sämtliche Bestandseinrichtungen der Bewässerungsanlage bleiben unverändert erhalten. Die Uferböschungen werden auf ein HW100 sicheres Niveau erhöht, siehe dazu auch Abb. 2.

6 Schlussfolgerungen

Am Wehr Brunau an der Ötztaler Ache entspricht der Bautyp aufgelöste, unstrukturierte Blockrampe bestmöglich der natürlichen Gewässermorphologie. Grundsätzlich kann dieser Bautyp bei einem Gefälle von 2% angewendet werden.

Angesichts der hohen spezifischen hydraulischen Belastung und zur Sicherstellung der Funktion der bestehenden Seitenentnahme wurde die Kurvensituation genau untersucht. Die numerischen Ergebnisse wurden anhand vorliegender Ergebnisse der Grundlagenforschung zur Bogenströmung plausibilisiert.

Im Zuge der Untersuchung des Projektzustandes stellte sich heraus, dass die vorhandenen Kurvenradien ausreichend groß sind: Durch die Makrorauigkeit der UBR wird die Querverteilung der Durchflüsse im Kurvenbereich begrenzt. Aufgrund der detaillierten Ergebnisse zur sohnaher Geschwindigkeitsrichtung können über den gesamten Rampenverlauf durchgehende Strömungsgassen zwischen den Einzelblöcken durch eine entsprechende Verlegung vermieden werden. Der Kurvenbereich wird zusätzlich durch eine erhöhte Belegungsdichte gesichert.

Es konnte gezeigt werden, dass an der bestehenden Seitenentnahme günstige Strömungsbedingungen und eine uneingeschränkte Funktion zu erwarten sind.

Die Errichtung der UBR erfolgte in der Niederwasserperiode 2020/2021 und ist im Einbauzustand ab März 2021 dem natürlichen Abfluss ausgesetzt. Die weitere Entwicklung der Sohle wird mit Spannung erwartet.

Referenzen

- Boes, R. M. *et al.* (2017). Aufgelöste unstrukturierte Blockrampen - Eine Praxisanleitung. VAW-Mitteilungen 240, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich, Schweiz.
- Feurich, R. (1998), Der Einfluss der Wandrauigkeit auf den Bogenkolk, Diplomarbeit an der Universität Innsbruck, Institut für Wasserbau.

- Feurich, R. (2002), Untersuchung der Strömungsverhältnisse in einem doppelt gekrümmten Gerinne, Dissertation an der Universität Innsbruck, Institut für Wasserbau.
- Hunziker, Zarn & Partner (2008). Blockrampen Normalien: Manual zur Sanierung von Abstürzen. Projekt Nr. A-300. HZP: Aarau.
- Janisch, T. (2007). Aufgelöste Blockrampen im Modellversuch – Untersuchungen an der VAW. In VAW-Mitteilung 201, Minor, H.-E., ed., ETH Zürich, 63-79.
- Reindl, R. (1994), Sohl und Strömungsbildung in einer Bogenfolge mit und ohne Rückstau-einfluss, Dissertation an der Universität Innsbruck, Institut für Wasserbau.
- Terneak, J. (2011), ABU Tirol 1Los B2 – Öztaler Ache, im Zuständigkeitsbereich der Bundeswasserbauverwaltung ABU Tirol, Gössendorf.
- Vigl, A. (1990), Typische Bogenfolgen alpiner Flüsse, Dissertation an der Universität Innsbruck, Institut für Wasserbau.

Adressen der AutorInnen

Dipl. Ing. Stefan Thonhauser (korrespondierender Autor)
Dipl. Ing. Martin Riedl, Dipl. Ing. Dr. techn. Robert Reindl

TIWAG-Tiroler Wasserkraft AG
A-6020 Innsbruck, Eduard Wallnöfer Platz 2
stefan.thonhauser@tiwag.at

Dipl. Ing. Dr. techn. Robert Feurich
Flow Science Deutschland GmbH,
D-72108 Rottenburg, Sprollstraße 10/1

Dipl. Ing. Tanja Janisch
ILF Consulting Engineers Austria GmbH
A-6063 Rum bei Innsbruck, Feldkreuzstraße 3



Laboruntersuchung zum Stabilitätsverhalten eigendynamischer Rampen

Laboratory analysis of the stability behavior of self-structured blockramps

Stefano Tognacca, Christian Tognacca, Enea Toschini, Simona Tamagni

Kurzfassung

Im Rahmen der Sanierung einer bestehenden klassischen Rampe am Fiume Ticino in Lodrino werden im Massstab 1:30 Laboruntersuchungen zum Stabilitätsverhalten und zur Strukturierung einer eigendynamischen Rampe durchgeführt. Zur Gewährleistung der Fischwanderung (Zielarten sind die Seeforelle und die Äsche) soll das Endgefälle der Rampe zwischen 2% und 3% liegen. Die Rampe ist für ein dreihundertjähriges Hochwasser ($HQ_{300} = 1'420 \text{ m}^3/\text{s}$) zu dimensionieren und soll sich im Überlastfall ($EHQ = 1'690 \text{ m}^3/\text{s}$) robust verhalten.

Im Labor werden unterschiedliche Einbauanordnungen mit einer progressiven Zunahme der hydraulischen Belastung getestet. Bei jedem Belastungsschritt wird beim Erreichen des stationären Zustandes und der morphologischen Ruhe (keine Geschiebebewegung) die Sohlentopographie photogrammetrisch hochaufgelöst aufgenommen. Die bei progressiver Steigerung der hydraulischen Belastung entstehenden Sohlenstrukturen werden quantitativ beschrieben und in Zusammenhang zum Stabilitätsverhalten der Rampe analysiert. Das gewonnene digitale Terrainmodell dient dazu als Basis für den Nachweis der Wanderkorridore (siehe Tognacca und Rossi, 2020).

Dieser Beitrag präsentiert den Versuchsaufbau, die ersten Resultate und die vorläufigen Schlussfolgerungen bezüglich eigendynamischer Strukturierung und Stabilitätsverhalten der untersuchten Rampe.

Abstract

As part of the renovation of an existing classic ramp at the Fiume Ticino in Lodrino, 1:30 scale laboratory tests are conducted on the stability behavior and the structuring processes of a self-structured ramp. To ensure fish migration (target species are lake trout and grayling), the final slope of the ramp should be between 2% and 3%. The ramp has to be dimensioned for a three hundred year flood discharge ($HQ_{300} = 1'420 \text{ m}^3/\text{s}$) and should be robust in case of overload ($EHQ = 1'690 \text{ m}^3/\text{s}$). For each discharge step, the topography of the river bed is rec-

ordered with high-resolution photogrammetry when the steady state and morphological rest are reached. The structure of the river bed that arises with a progressive increase in the hydraulic load must be statistically evaluated and analyzed in connection with the stability behavior of the ramp. The digital terrain model obtained serves as the basis for the verification of the migration corridors (see Tognacca and Rossi, 2020).

This article presents the test set-up as well as the first results and important conclusions regarding the behavior and limits of the investigated self-structured ramp with regard to its stability.

1 Einführung und Fragestellung

Ähnlich wie bei anderen Flüssen in der Schweiz hat sich die Sohle des Fiume Ticino im letzten Jahrhundert kontinuierlich eingetieft. Dieser Prozess ist auf die Reduktion der Gerinnebreite infolge Korrektionsarbeiten, sowie auf die durch den Bau von Geschieberückhaltebecken bedingte Verminderung der Geschiebezufuhr aus den Seitenbächen zurückzuführen. Weiter haben die Geschiebeentnahmen der 70er-Jahre die Lage enorm verschärft. Die Folgen sind unter anderem die Instabilität der Verbauungen sowie die Absenkung des Grundwasserspiegels.



Abb. 1: Die heutige kompakte Rampe in Lodrino

Um den Konsequenzen der Sohleneintiefung entgegenzuwirken, wurde anfangs der 70er-Jahre bei Lodrino (km BAFU 27.800) eine erste Rampe realisiert, welche allerdings während des Hochwassers im Jahre 1978 beschädigt wurde. Das Bauwerk wurde Mitte der 80er-Jahre durch eine, von der VAW anhand von physikalischen Modellversuchen dimensionierte, klassische kompakte Rampe (Gefälle ca. 8%) ersetzt. Die Struktur wurde in den letzten Jahrzehnten stark bean-

spricht und erlitt eine ziemlich ausgeprägte Erosion. Mehrere Blöcke wurden abtransportiert und am Rampenfuss abgelagert, was mit einer Verminderung der Rampendicke und somit der Stabilität der Rampe verbunden ist. Die Rampe erfüllt heutzutage weder die hydraulischen noch die ökologischen Kriterien. Insbesondere sind die Kriterien für die Wanderung der Äsche und der Seeforelle nicht erfüllt.

2 Die eigendynamische Rampe als optimale Lösung

Für die hydraulische und fischbiologische Sanierung der Rampe wurden im Rahmen einer Machbarkeits- und Variantenstudie Vor- und Nachteile der eigendynamischen Rampe, der unstrukturierten Blockrampe und der klassischen Blockrampe gegenübergestellt. Als Bestvariante wurde die eigendynamische Rampe gewählt, da sie a priori am besten die Projektziele erfüllt. Einerseits werden geeignete hydraulische Verhältnisse zur Gewährleistung der longitudinalen Durchgängigkeit für die Äsche und die Seeforelle (Zielarten) erreicht. Andererseits garantiert sie die Stabilisierung der Sohle und dementsprechend die Schaffung eines stabilen Fixpunkts gegen die Tiefenerosion. Zuletzt erfüllt die eigendynamische Rampe die landschaftlichen Bedürfnisse am besten. Damit die projektierte Rampe die ökologischen Anforderungen erfüllen kann, soll für die Verhältnisse in Lodrino das maximale Gefälle nach dem Strukturierungsprozess zwischen 2% und 3% liegen.

Für die empfohlene eigendynamische Rampe liegen keine klaren Bemessungsgrundlagen vor. Die Anwendung anderer Bemessungskriterien in Anlehnung an andere Situationen war mit zu grossen Unsicherheiten verbunden. Dies hat den Auftraggeber zum Entscheid geführt, angesichts der hohen Realisierungskosten und der grossen Bedeutung des Bauwerks, die effektive Machbarkeit einer eigendynamischen Blockrampe in Lodrino anhand von physikalischen Modellversuchen untersuchen zu lassen.

Im Folgenden sind die Hauptkenngrossen vom Projekt aufgelistet: Höhenunterschied $\Delta h = 4.8$ m; maximales Rampengefälle (Endgefälle) $J_R = 3\%$; minimale Rampenlänge $L_R = 160$ m; Sohlenbreite $B = 65$ m; Dimensionierungshochwasser $HQ_{300} = 1'420$ m³/s; Überlastabfluss $EHQ = 1'693$ m³/s.

3 Die Laborversuche

3.1 Zielsetzung

Die Ziele der geplanten Modellversuche zur Untersuchung des Stabilitätsverhaltens eigendynamischer Blockrampen sind die Beschreibung, die Analyse und die

Quantifizierung der Prozesse der Strukturierung bis zum Kollaps der Rampe und die Definition der hydraulischen Grenzbelastung der Struktur.

3.2 Hydraulisches Modell

Die Projektgeometrie der Rampe ist im Massstab 1:30 als Teilmodell nachgebildet (Abb. 2). Die Modellierung basiert auf dem Gesetz der Froude'schen Ähnlichkeit.

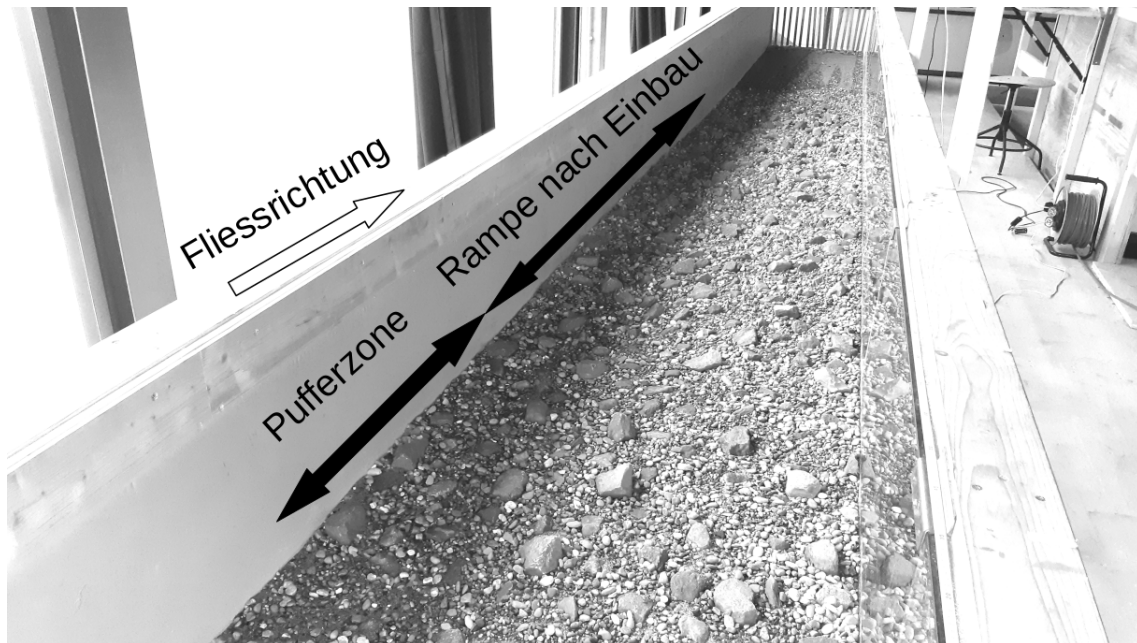


Abb. 2: Ansicht des hydraulischen Modells mit Rampenanfangsgefälle $J = 3.0\%$. Die Pufferzone soll den für den Erosionsprozess der Rampe erforderlichen Raum zur Verfügung stellen. Zur Gewährleistung einer homogenen Rampenmorphologie am Ende des Strukturierungsprozesses weist die Pufferzone die gleiche Kornzusammensetzung der Rampe auf, jedoch mit einem dem Flussabschnitt oberhalb der Rampe entsprechenden Anfangsgefälle (Abb. 5).

Die Struktur der Rampe (Grundmaterial und Blöcke) besteht aus einem Korngemisch mit festgelegter Kornzusammensetzung. In erster Näherung wird eine Kornverteilung nach Weichert *et al.* (2007) angenommen ($d_{max} = 2.0$ m, $d_{90} = 1.0$ m, $d_{50} = 0.24$ m und $d_{10} = 0.05$ m).

Die größeren Stabilisierungselemente ($d > 60$ cm) werden im physikalischen Modell durch drei charakteristische Durchmesser nachgebildet. Um eine effiziente Analyse und Quantifizierung der Prozesse zu ermöglichen, werden diese größeren Komponenten verschiedenartig gefärbt (die roten Steine entsprechen $d_{Natur} = 2.0$ m, die grünen $d_{Natur} = 1.5$ m und die blauen $d_{Natur} = 1.0$ m, s. Abb. 3).

Der Einbau der größeren Elemente erfolgt schichtenweise, mit den grösseren, roten Blöcken ganz oben und mit den kleineren, blauen Blöcken unten (vgl. Abb. 3). Diese Grundstruktur wurde in Anlehnung an die Morphologie natürlicher

Strecken definiert. Der Grundgedanke besteht darin, dass bei relativ kleinen Abflüssen die feine Matrix rasch mobilisiert werden kann und folglich die roten und zum Teil die grünen Steine als umströmtes Hindernis wirken und somit sofort zur dynamischen Strukturierung der Rampe beitragen. Mit sukzessiver Erhöhung der hydraulischen Belastung werden die groben Steine vermehrt exponiert und die Struktur der Rampe wird vielseitiger. Mit steigendem Abfluss erfolgt neben der progressiven Strukturierung der Sohle auch eine Rotationserosion mit zunehmender Abflachung des Gefälles. Bei steigendem Abfluss bildet sich gleichzeitig die für eigendynamische, natürliche Morphologien in diesem Gefällsbereich typischen Abfolgen steiler und flacher Abschnitte. Die globale Stabilität der Rampe nimmt progressiv zu.

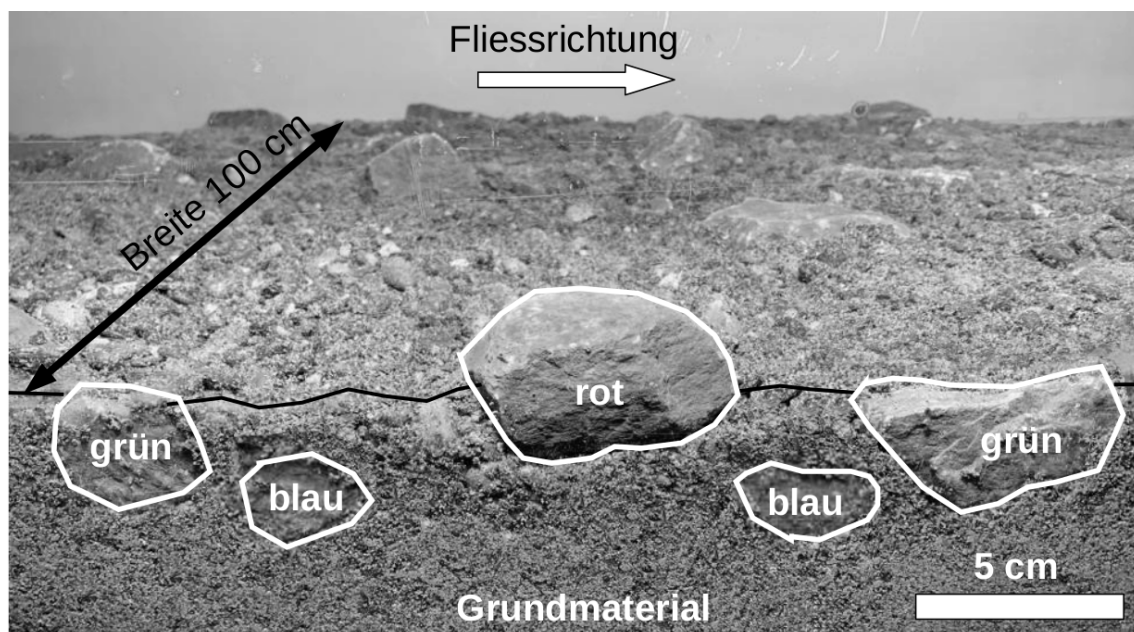


Abb. 3: Struktur der eigendynamischen Rampe mit den groben Konsolidierungselementen nach dem Einbau.

3.3 Vorgehen und Versuchsbedingungen

Die Stabilität der Rampe ist für mindestens zwei Einbaugefälle (4.5% und 3.0%) zu untersuchen. Die Belastung der Struktur erfolgt mit steigendem Abfluss zwischen $HQ2$ und EHQ , wobei nach jedem Belastungsschritt die Sohle photogrammetrisch aufgenommen wird und das mittlere Gefälle erfasst wird. Zwei unterschiedliche Einbauanordnungen der Rampe werden untersucht und die für die Stabilität der Rampe relevanten Strukturierungsprozesse werden dokumentiert und analysiert.

Pro Einbauanordnung und Einbaugefälle ist die folgende Versuchsserie vorgesehen: Progressive Zunahme der hydraulischen Belastung mit steigendem Abfluss (7 Abflüsse, von $HQ2$ bis EHQ je stationär und bis zur morphologischen

Ruhe, d.h. keine Geschiebewegung, visuelle Beurteilung); Ganglinienversuch mit *HQ100*; Ganglinienversuch mit *EHQ*; Zweiter Versuch mit progressiver Zunahme der hydraulischen Belastung (wieder von *HQ2* bis *EHQ*) zur Untersuchung der Reproduzierbarkeit.

3.4 Erste Resultate und vorläufige Folgerungen

Bis zur Abgabe des vorliegenden Artikels wurden im Rahmen der physikalischen Untersuchung der eigendynamischen Rampe in Lodrino zwei Versuche durchgeführt. In beiden Versuchen wurde dieselbe Anordnung der groben Strukturierungselemente eingebaut. Variiert wurde dagegen das Anfangsgefälle der Rampe: beim ersten Versuch wurde ein Gefälle von 3%, beim zweiten ein Gefälle von 4.5% vorgegeben. In den folgenden Abschnitten werden die wichtigsten Resultate der Modelluntersuchung vorgestellt.

Ausgehend von der vordefinierten Einbaugeometrie erfolgt eine erste, oberflächennahe Strukturierung auf der steilen Rampe schon bei kleinen Abflüssen ($< 100 \text{ m}^3/\text{s} = \text{ca. } Q_{36}$) mit der Mobilisierung der feinen Komponenten des Sohlenmaterials. Eine weitere, tiefer greifende Strukturierung der eigendynamischen Rampe mit ersten Anzeichen einer Rotationserosion erfolgt später, jeweils bei relativ häufigen Ereignissen (ca. *HQ2*). Die Sohlenentwicklung bei der progressiven Steigerung der hydraulischen Belastung ist in den folgenden Abbildungen anhand des Längenprofils und der Beziehung zwischen Abfluss und mittlerem Rampengefälle dargestellt.

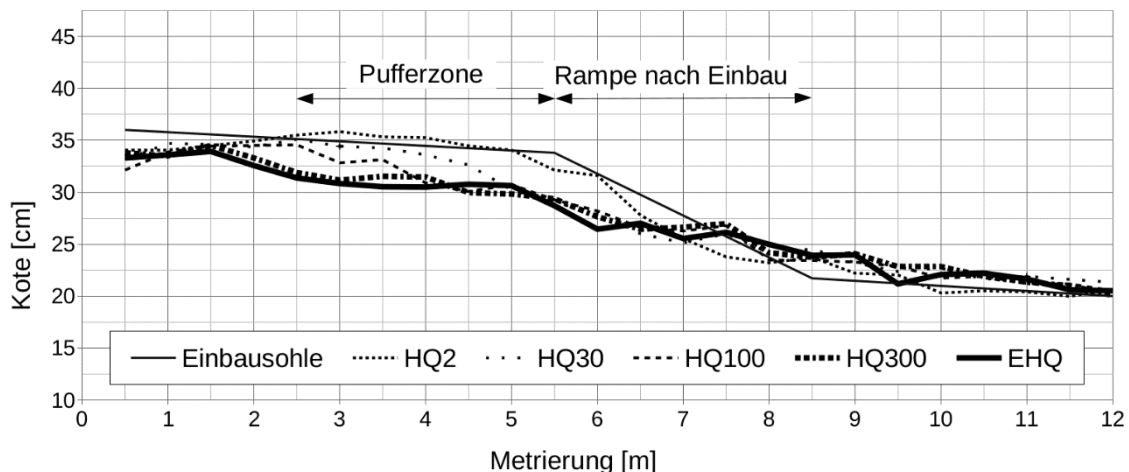


Abb. 4: Abflachung des Rampengefälles mit zunehmender hydraulischer Belastung. Durch die Rotationserosion wird die Pufferzone progressiv vom Strukturierungsprozess erfasst. Bei einem hundertjährigen Abfluss erreicht der Rampenkopf die obere Grenze der Pufferzone, während sich die Erosion bei einem dreihundertjährigen Abfluss weiter flussaufwärts erstreckt. Dargestellt ist die Situation mit einem Einbaugefälle von 4.5%.

Bei den durchgeführten Versuchen wurde auch bei maximaler hydraulischer Belastung kein Versagen der Struktur beobachtet. Bei der stufenartigen progressiven Erhöhung des Abflusses bis zum EHQ erfolgt eine graduelle Anpassung des Gefälles und Strukturierung der Morphologie, ohne dass es zu einem totalen Kollaps der Rampe kommt.

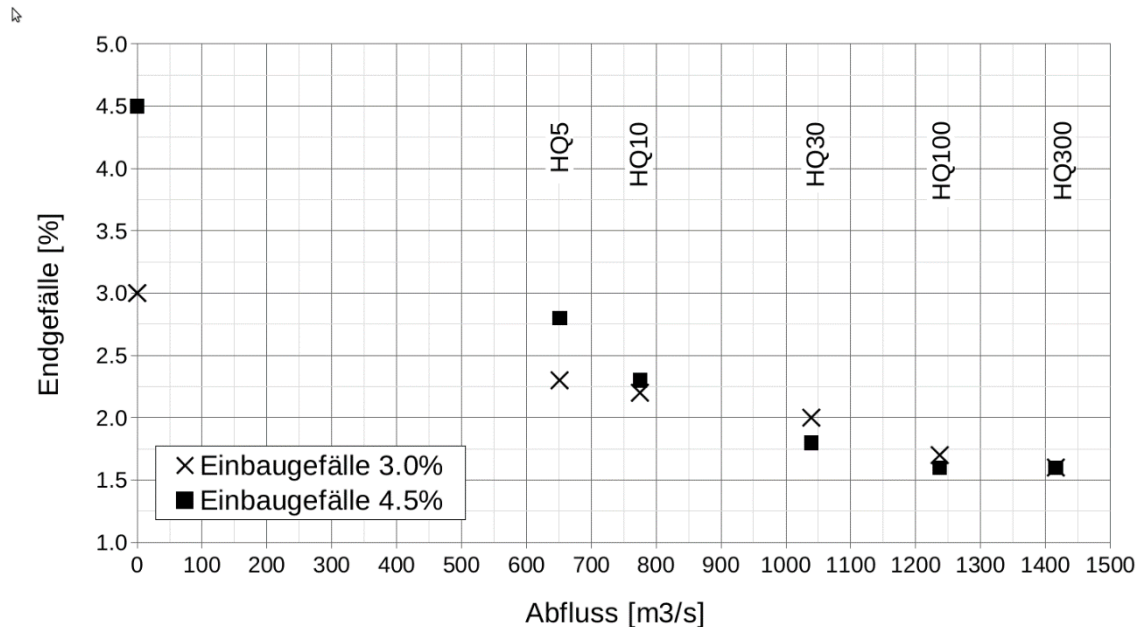


Abb. 5: Beziehung zwischen Abfluss und mittlerem Rampengefälle.

Für beide in Abb. 5 dargestellten Versuche weist die Rampe nach einer progressiven Belastung bis zu einem *HQ10* ein vergleichbares Längsgefälle auf. Dabei ist die Entwicklung der Rotationserosion im Falle eines grösseren Anfangsgefälles bedeutend schneller. Die weitere Entwicklung des Längsgefälles von *HQ10* bis zu *HQ300* erfolgt in beiden Fällen sehr ähnlich. Bei *HQ300* stellt sich in beiden Situationen ein mittleres Gefälle von 1.6% ein. Daraus lässt sich vorläufig schließen, dass das Endgefälle bei gleicher Kornzusammensetzung und Einbauanordnung der Grobkomponenten vom Einbaugefälle unabhängig erscheint. Ob die in den zwei Fällen entstehenden Strukturen unterschiedliche Charakteristika aufweisen, werden die geplanten detaillierten Analysen der Rauheiten sowie die Untersuchung der Wandermöglichkeiten und der Habitatverhältnisse (vgl. Tognacca und Rossi, 2020) zeigen.

Die grössten/größten morphologischen Veränderungen infolge progressiver hydraulischen Belastung sind deutlich in Abb. 6 zu erkennen. Mit steigendem Abfluss kommen auch die groben Sohlenkomponenten in Bewegung. Es resultiert eine teilweise Gruppierung der groben Steine, welche zur Stabilität der Rampe beiträgt.

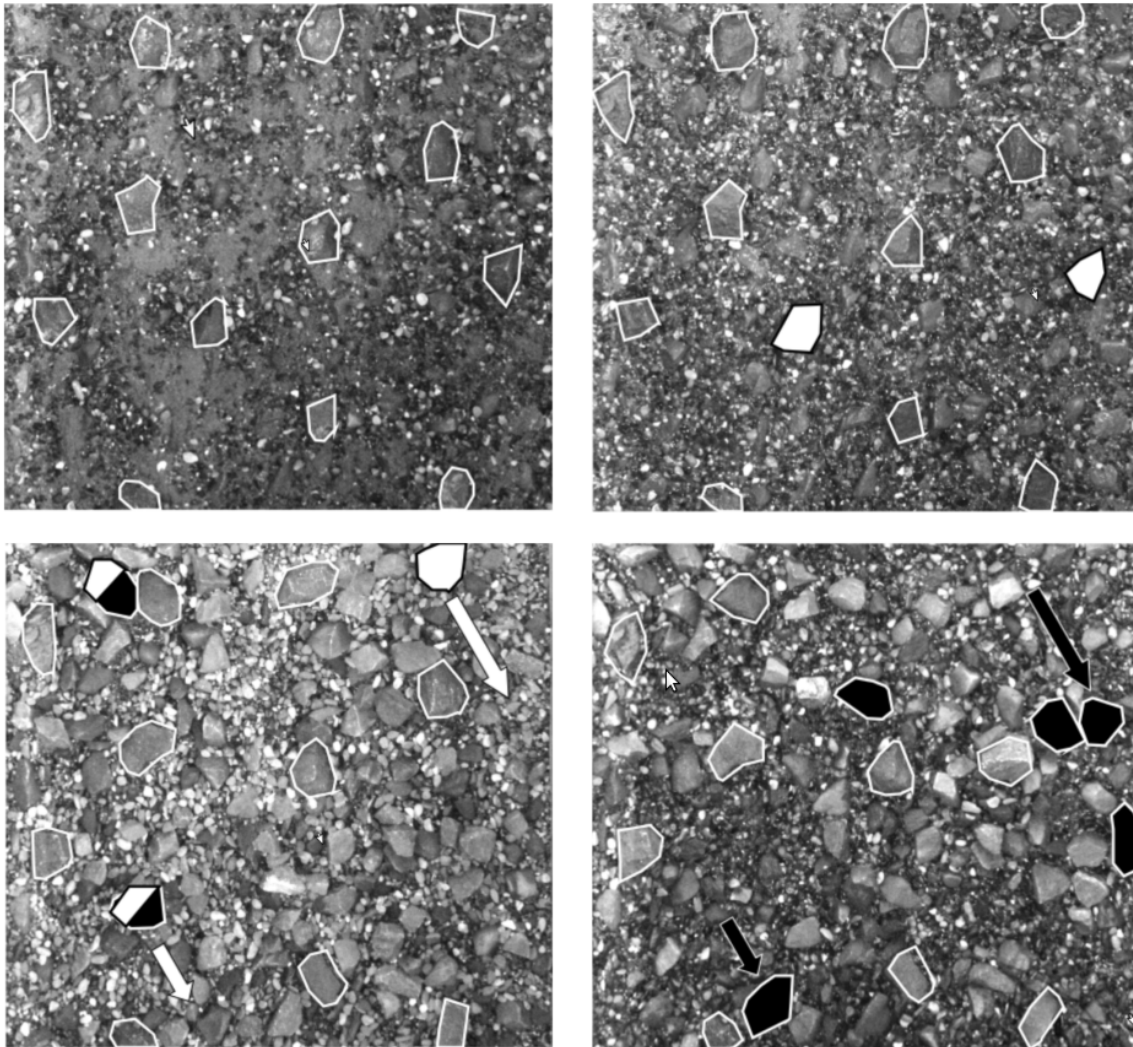


Abb. 6: Sohlenstrukturierung der Rampe mit zunehmendem Abfluss. Oben links: Situation nach Einbau; oben rechts: Morphologie nach $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$; unten links: nach HQ100 und unten rechts: nach EHQ. Die Fliessrichtung ist von oben nach unten. Auf den Orthofotos sind die gröberen Sohlenkomponenten (rote Steine) markiert. Die Steine, welche bei der nächsten Belastungsstufe immer noch stabil sind, sind weiss umrandet. Steine, welche bei der nächsten Belastungsstufe in Bewegung kommen, sind weiss gefärbt. Schwarz markierte Steine sind während der dargestellten Belastungsstufe an den neuen Ort transportiert und abgelagert worden. Schwarz-weiss gefärbte Steine sind während der dargestellten Belastungsstufe am neuen Ort abgelagert worden und sie werden bei der nächsten Stufe wieder mobilisiert.

In den nächsten Phasen der Analyse werden die Prozesse noch näher untersucht und die aufgestellten Hypothesen werden kritisch hinterfragt und weiterentwickelt. Die bei der stufenweisen Steigerung der hydraulischen Belastung entstehenden Strukturen werden statistisch untersucht und zusammen mit den rein geometrischen Sohleneigenschaften in Beziehung mit dem Stabilitätsverhalten der Rampe gesetzt.

4 Ausblick

Die in vorliegendem Beitrag beschriebenen Ergebnisse ermöglichen es, die ersten Hypothesen zum Stabilitätsverhalten eigendynamischer Rampen aus einer vordefinierten Einbaugeometrie mit einem Endgefälle im Bereich von maximal 3% zu formulieren.

Durch die in den nächsten Monaten vorgesehenen weiteren physikalischen Versuche sollen die Strukturierungsprozesse im Hinblick auf die Robustheit der Rampe systematisch und quantitativ analysiert werden.

Das Ziel ist dabei die Machbarkeit der eigendynamischen Rampe für die Sanierung der Blockrampe in Lodrino endgültig zu bestätigen. Die gewählte Einbauanordnung soll neben dem Erreichen der Stabilitätsanforderungen auch die Erfüllung der ökologischen Kriterien ermöglichen.

Danksagung

Die Autoren bedanken sich bei den Auftraggebern (Consortio Manutenzione Arginature Riviera und Ufficio dei corsi d'acqua) für die angenehme und wertvolle Zusammenarbeit und das entgegengebrachte Vertrauen.

Referenzen

Tognacca., Chr., Rossi, V. (2020). Nachweis der Wanderkorridore auf einer eigendynamischen Rampe. Wasserbausymposium 2020 in Zürich.

Weichert, R., Bezzola, G.R., Minor, H.-E. (2007). Stufen-Becken-Abfolgen als sohlstabilisierende Massnahme. Wasser Energie Luft 99(2), 161-166.

Adressen der AutorInnen

Dipl. Ing. ETH Stefano Tognacca (korrespondierender Autor)

Dr., Dipl. Ing. ETH Christian Tognacca, MSc UNIL Enea Toschini, Dr., Dipl. Ing. ETH Simona Tamagni

Laboratorium3d GmbH

Via Prada 6, CH-6710 Biasca

stefano.tognacca@laboratorium3d.ch



Adaptierung eines Open Source Codes zur Modellierung von Geschiebetransport in Wildbächen

Adaption of an open source code for modelling bed load transport in steep mountain streams and torrents

Sebastian Gegenleithner, Josef Schneider, Gerald Zenz

Kurzfassung

Hochwässer gehören zu den wichtigsten Naturgefahren in alpinen Einzugsgebieten. Für die Ermittlung des Schadenspotentials und für die Planung von Schutzmaßnahmen ist eine möglichst akkurate Abschätzung der im Hochwasserfall anfallenden Sedimentfracht zwingend notwendig. Für die quantitative Berechnung des Sedimenttransportes werden dazu üblicherweise hydronumerische Modelle mit morphologischen Modellen gekoppelt, wobei für die Modellierung des Geschiebetransports in Wildbächen zumeist 1D Ansätze Anwendung finden. Im Rahmen des RunSed-CC Forschungsprojektes soll der Geschiebetransport in einem ausgewählten österreichischen Einzugsgebiet mit einem 2D numerischen Open Source Modell abgebildet werden. Dazu soll das Modell dementsprechend adaptiert werden, um eine Modellierung der relevanten Prozesse zu ermöglichen. In vorliegendem Beitrag werden die in diesem Rahmen durchgeführten Implementierungen beschrieben.

Abstract

Floods are among the most important natural hazards in alpine regions. For the determination of the damage potential and for planning of protective measures, an accurate prediction of the transported sediment load during flood events is necessary. For the quantitative determination of the transported sediment hydronumeric models are coupled with morphodynamic models, whereby in most cases 1D approaches are used for modelling the bed load transport in torrents. Within the RunSed-CC project, the bed load transport is modelled with an open source 2D depth-averaged model. To achieve that, the model has to be modified to allow for an accurate representation of the ongoing processes in torrential streams. Within this contribution the implemented approaches are presented.

1 Einleitung

Eine quantitative Abschätzung des Sedimenttransportes mithilfe numerischer Modellierung – oft wird nur Geschiebe als maßgebend angesehen – stellt eine große Herausforderung dar. Die Unsicherheiten und Unstetigkeiten der Modelleingangsdaten (z. B. Abfluss, Geometrie, große Felsblöcken, Treibholz etc., siehe Abb. 1) erschweren die Abbildung des Geschiebetransportprozesses mit den verfügbaren mathematischen Ansätzen signifikant, insbesondere auf großräumiger Skala. Des Weiteren kommen Unsicherheiten der Ansätze und Annahmen dazu. Als Beispiele dafür können die Anwendbarkeit der Flachwassergleichungen für steile Gerinne (Van Emelen *et al.*, 2014; Denlinger und O'Connell, 2008), die Quantifizierung des Fließwiderstandes (Rickenmann und Recking, 2011) sowie die zumeist im Labor ermittelten empirischen Ansätze für die Berechnung des Sedimentstroms genannt werden. Bei steileren Wildbächen ist oft auch keine klare Abtrennung der dominierenden Transportprozesse gegeben. Bei Gerinnen bis ca. 10% erfolgt der Geschiebetransport zumeist noch fluvial, wohingegen sich der Transport bei zunehmender Längsneigung eher murartig abspielt (Rickenmann, 2016; Prancevic *et al.*, 2014). In den meisten Fällen ist bei steileren Wildbächen auch eine unzureichende Datengrundlage für die Modellerstellung, Kalibrierung und Validierung vorhanden (Chiari, 2008). In diesem Beitrag wird die hydrodynamische Modellierung mit dem 2D tiefengemittelten Open Source Modell Telemac-2D durchgeführt. Die Modellierung des Geschiebetransports erfolgt mit dessen Sedimenttransportmodul, Sisyphus. Die notwendigen Implementierungen, um dieses Modell für die Berechnung des Geschiebetransportes in Wildbächen anwendbar zu machen, sind in diesem Beitrag beschrieben.



Abb. 1: Darstellung eines typischen Gebirgsbaches

2 Implementierte Ansätze

2.1 Implementierungen Telemac-2D

Im hydrodynamischen Solver Telemac-2D wird ein weiterer Ansatz zur Berücksichtigung von Fließwiderständen in steilen Gerinnen implementiert. Üblicherweise wird der Fließwiderstand in steilen Wildbächen mit herkömmlichen empirischen Fließwiderstandsmodellen (z. B. Manning-Strickler) maßgeblich unterschätzt (Bathurst, 1985; Ferguson, 2007; Rickenmann und Recking, 2011). Mit abnehmender relativer Rauigkeit h/D_{84} , welche ein Verhältnis der Wassertiefe h zum Korndurchmesser D_{84} darstellt, verschlechtert sich die Abbildung des Fließwiderstandes drastisch. In diversen Publikationen wird als Grund dafür der erhöhte Formwiderstand (Felsen, Schwemmholz, Stufen etc.) angegeben (Yager *et al.*, 2007; Ferguson, 2012; Zimmermann, 2010). Andere Publikationen zeigen ein ähnliches Verhalten für Gerinnesohlen mit kleiner relativer Rauigkeit, auch bei fehlenden Gerinneformen. Als Grund für den erhöhten Fließwiderstand wird in diesen Fällen ein verändertes Geschwindigkeitsprofil angesehen (Lamb *et al.*, 2017; Nikora *et al.*, 2004). Es ist naheliegend, dass sich der Fließwiderstand in natürlichen Gerinnen sowohl aus Energiedissipation an Gerinneformen als auch aus dem verformten vertikalen Geschwindigkeitsprofil bei kleinen h/D_{84} Verhältnissen zusammensetzt und deshalb in Laborgerinnen abgeleitete Fließwiderstandsformeln für Naturgerinne nicht zwingend anwendbar sind. Rickenmann und Recking (2011) bewerteten gängige Fließformeln anhand eines Datensatzes aus 2890 Naturmessungen. Die beste Übereinstimmung mit den Naturmessungen konnte mit der Variable Power Equation (VPE), Ferguson (2007), erzielt werden. Bei diesem Ansatz wird der gesamte Fließwiderstand über Summierung zweier Komponenten abgebildet, wobei die erste Komponente der Rauheits-schichtentheorie und der zweite Anteil einer Potenzfunktion folgt. Der gesamte Fließwiderstand kann über die mittlere Fließgeschwindigkeit u und die Schubspannungsgeschwindigkeit u_* folgendermaßen ausgedrückt werden:

$$\frac{u}{u_*} = \frac{a_1 a_2 (h/D_{84})}{\sqrt{a_1^2 + a_2^2 (h/D_{84})^{5/3}}} \quad [1]$$

wobei $a_1 = 6.5$ und $a_2 = 2.5$ Konstanten sind (Rickenmann und Recking, 2011). Beide Parameter können aber auch für die Kalibrierung des numerischen Modells herangezogen werden.

2.2 Implementierungen Sisyphe

Die in Telemac-2D berechneten Schubspannungen werden in jedem Zeitschritt dem morphologischen Modell, Sisyphe, übergeben. Dort wird der Geschiebevolumenstrom berechnet und mithilfe der Exner Gleichung die Sohländerungen ermittelt, die anschließend wieder an Telemac-2D übergeben werden. Bei der Geschiebetransportmodellierung wird häufig nicht die gesamte Schubspannung für die Berechnung angesetzt. Es wird angenommen, dass sich der gesamte Widerstand aus Korn- und Formwiderstand zusammensetzt, wobei es gängig ist nur den Kornwiderstand für die Berechnung des Geschiebetransports heranzuziehen. Obwohl sich einige Autoren gegen einen solchen Partitionierungsansatz für steile Gerinne mit geringer relativer Rauigkeit, z. B. Zimmermann (2010), aussprechen, sind diese Ansätze für die Modellierung weit verbreitet. Als Grund dafür ist die grundsätzliche Überschätzung der Schubspannungen aus der Hydrodynamik zu nennen, was die Schubspannungspartitionierung zu einem wichtigen Kalibrierungsparameter macht. Im Rahmen des RunSed-CC Projektes wird folgender Ansatz (Meyer-Peter und Müller, 1948) implementiert:

$$\tau' = \left(\frac{k_{str}}{k'_{str}} \right)^a \tau \quad [2]$$

wobei τ' die Kornschubspannung, τ die gesamte Schubspannung und k_{str} bzw. k'_{str} die jeweiligen Rauigkeiten sind. Der Exponent a ist laut Meyer-Peter und Müller (1948) mit 1.5 anzusetzen, wobei laut Rickenmann *et al.* (2006) durchaus Werte zwischen $1 \leq a \leq 2$ plausibel sind. Die Kornschubspannung kann mit diversen Ansätzen abgeschätzt werden, wie zum Beispiel $k'_{str} = \frac{21.5}{d^{1/6}}$ (Strickler 1923) oder $k'_{str} = \frac{26}{d_{90}^{1/6}}$ (Meyer-Peter und Müller, 1948).

Des Weiteren wird ein Ansatz zur Abschätzung des Geschiebetransports implementiert. Die von Rickenmann (1991) ermittelte dimensionslose Geschiebetransportformel gehört zur Kategorie der kritischen Schubspannungsformeln und ist für steile Gerinne zwischen $0.03 \leq S \leq 0.20$ anwendbar. Die dimensionslose Geschiebetransportformel lautet:

$$\Phi_b = \frac{3.1}{(s-1)^{-0.5}} \left(\frac{d_{90}}{d_{30}} \right)^{0.2} \theta^{0.5} (\theta - \theta_c) Fr^{1.1} \quad [3]$$

wobei Φ_b der dimensionslose Geschiebetransport, s das Verhältnis der Feststoffdichte zur Wasserdichte (ρ_s/ρ_w), d_{90} und d_{30} die jeweiligen Korngrößen, θ die dimensionslose Schubspannung, θ_c die kritische Schubspannung und Fr die Froudezahl sind.

3 Beispiel: Gerinneversuche Recking *et al.* (2008)

Die implementierten hydrodynamischen und morphologischen Ansätze werden mithilfe eines im Labor durchgeführten Gerinneversuchs getestet und validiert (Recking *et al.* 2008). In ihrer Publikation untersuchten Recking *et al.* (2008) den Einfluss des Geschiebetransportes auf den Fließwiderstand. Dazu wurde ein 10 m langes Gerinne mit variabler Breite (0.05 - 0.25 m), variabler Neigung (0 – 10%) und variablem Durchfluss untersucht. Für eine genaue Beschreibung der Versuchsdurchführung wird an dieser Stelle auf das originale Paper verwiesen.

Für die Validierung der implementierten Fließwiderstandsformel (VPE) für steile Gerinne werden 44 Versuchsdurchführungen mit einer Gerinnebreite von 0.1 m, einem Korndurchmesser von 0.0049 m, variabler Neigung (0.01 – 0.09 m/m) sowie variablem Durchfluss (0.0003 - 0.0039 m³/s) durchgeführt. Zur Veranschaulichung werden die mit der VPE ermittelten Wassertiefen mit Manning-Strickler Berechnungen verglichen, wobei die Stricklerrauigkeit bei allen Versuchen mit $k_{str} = 26/d_{90}^{1/6}$ angesetzt wird. Abb. 2 zeigt eine gute Übereinstimmung der gemessenen und simulierten Werte für das gesamte Versuchsspektrum. Es kann beobachtet werden, dass die mit dem Manning-Strickler Fließwiderstandsgesetz ermittelten Wassertiefen ab einer Gerinneneigung von ca. 3% signifikant von den Messungen abweichen.

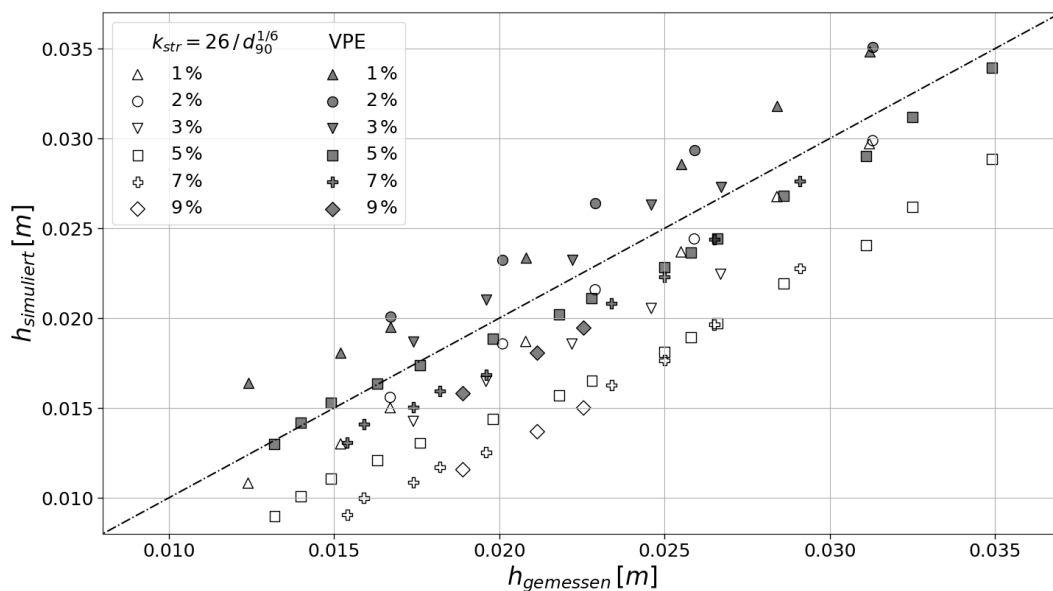


Abb. 2: Vergleich Messungen und Simulationen

Für die Validierung des berechneten Geschiebetransportes wird lediglich ein Versuch herangezogen. Der simulierte Versuch wird mit einer Gerinnebreite von 0.1 m, einem Korndurchmesser von 0.0049 m, einer Längsneigung von 0.05 m/m

und einem Durchfluss von $0.0015 \text{ m}^3/\text{s}$ durchgeführt. Im Rahmen der Laborversuche wurde der Sedimenteintrag am Einlass modifiziert, bis sich die Sohle mit ihrer originalen Neigung einstellte. Der resultierende Gleichgewichtssedimenteintrag wurde über den dimensionslosen Geschiebetransport folgendermaßen ausgedrückt

$$\Phi_b = \frac{q_b}{\sqrt{(s-1)gD^3}} \quad [4]$$

wobei q_b die Transportrate pro Einheitsbreite, g die Erdbeschleunigung und D der Korndurchmesser sind. Für genannten Versuch wurde der dimensionslose Geschiebetransport mit $\Phi_b = 0.09443$ ermittelt.

Im numerischen Modell wird der Fließwiderstand mit der VPE Gleichung (Gleichung 1) ermittelt. Da im Laborversuch keine Makrostrukturen gegeben sind, wird die berechnete Schubspannung nicht abgemindert (Gleichung 2). Die Simulation wird mit einem konstanten Korndurchmesser von $D = 0.0049 \text{ m}$ durchgeführt, es werden keine Korrekturen bezüglich Abweichung der Hauptfließrichtung oder der Neigung getätigt und die kritische Schubspannung wird mittels Shieldsdiagramm ermittelt (ohne Neigungskorrektur). Anschließend wird der Sedimenteintrag an der Einlaufrandbedingung erhöht, bis die Sohlhöhen (mit der Ausgangsneigung) konvergieren und sich eine stabile Massenbilanz einstellt. Im numerischen Modell ist das nach ca. zwei Stunden der Fall, wohingegen im Modellversuch 2 - 6 Stunden angegeben wurden. Die Sohle kann auf ihrer ursprünglichen Neigung von 5% (Abweichung der numerisch ermittelten Sohle $< 1\%$) bei einem dimensionslosen Geschiebetransport von $\Phi_b = 0.13647$ gehalten werden. Verglichen mit den Modellversuchen zeigt sich, dass die Equilibriumgeschiebekonzentration in der Numerik überschätzt wird. Die Abweichungen können durch die Unsicherheiten zufolge berechneter Schubspannungen, Transportbeginn, Transportformeln etc. entstehen. In einem weiteren Schritt wird die effektive Schubspannung dementsprechend kalibriert, um die numerische- und die gemessene Equilibriumskonzentration gleichzustellen. Dazu müssen die aus der Hydrodynamik berechneten Schubspannungen um 13% abgemindert werden.

4 Zusammenfassung

Im Rahmen des RunSed-CC Projektes wurden verschiedene Ansätze implementiert, um das Open Source Modell TELEMAC-2D für die Modellierung von Geschiebetransport in Wildbächen anwendbar zu machen. Die Modellierungen zeigen, dass der Fließwiderstand bei kleinen relativen Rauigkeiten und steigender Gerinneneigung mit herkömmlichen Fließwiderstandsformeln maßgeblich unterschätzt wird. Dieses Phänomen konnte sowohl im nachgerechneten Modellversuch als auch anhand von durchgeführten Naturmessungen beobachtet werden.

Bei der Validierung des Sedimenttransportmodells zeigt sich, dass beim unkalibrierten Modell Abweichungen der Equilibriumskonzentrationen gegeben sind. Jedoch können die gemessenen und simulierten Konzentrationen durch eine Kalibrierung der Schubspannungen angeglichen werden. Das modifizierte Modell wurde bereits im RunSed-CC Projektgebiet angewandt und es konnten gute Ergebnisse mit einer Kombination aus dem aus Gleichung 1 ermittelten Fließwiderstand, einer Schubspannungsabminderung basierend auf Gleichung 2, der Geschiebetransportformel aus Gleichung 3, einer nicht modifizierten Shieldskurve für die Ermittlung der kritischen Schubspannung sowie keinen Modifikationen für Gerinneneigung und Fließrichtungen erzielt werden.

Danksagung

Die in diesem Beitrag durchgeführten Untersuchungen werden aus Mitteln des Klima- und Energiefonds finanziert.

Referenzen

- Bathurst, J. C. (1985). Flow resistance estimation in mountain rivers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 111(4), 625-643.
- Chiari, M. (2008). Numerical Modelling of Bedload Transport in Torrents and Mountain Streams—SETRAC. Institut für Alpine Naturgefahren, BOKU Wien (Doctoral dissertation, Dissertation, 212 Seiten).
- Denlinger, R. P., O'Connell, D. R. (2008). Computing nonhydrostatic shallow-water flow over steep terrain. *Journal of Hydraulic Engineering*, 134(11), 1590-1602.
- Ferguson, R. (2007). Flow resistance equations for gravel-and boulder-bed streams. *Water resources research*, 43(5).
- Ferguson, R. I. (2012). River channel slope, flow resistance, and gravel entrainment thresholds. *Water Resources Research*, 48(5).
- Hervouet, J. M. (2007). Free surface flows: Modelling with the finite element methods. John Wiley & Sons Ltd.
- Lamb, M. P., Brun, F., Fuller, B. M. (2017). Hydrodynamics of steep streams with planar coarse-grained beds: Turbulence, flow resistance, and implications for sediment transport. *Water Resources Research*, 53(3), 2240-2263.
- Meyer-Peter, E., Müller, R. (1948). Formulas for bed-load transport. In IAHR 2nd meeting, Stockholm, appendix 2. IAHR.
- Nikora, V., Koll, K., McEwan, I., McLean, S., Ditttrich, A. (2004). Velocity distribution in the roughness layer of rough-bed flows. *Journal of Hydraulic Engineering*, 130(10), 1036-1042.
- Prancevic, J. P., Lamb, M. P., Fuller, B. M. (2014). Incipient sediment motion across the river to debris-flow transition. *Geology*, 42(3), 191-194.
- Recking, A., Frey, P., Paquier, A., Belleudy, P., Champagne, J. Y. (2008). Bed-load transport flume experiments on steep slopes. *Journal of Hydraulic Engineering*, 134(9), 1302-1310.

- Rickenmann, D. (1991). Hyperconcentrated flow and sediment transport at steep slopes. *Journal of hydraulic engineering*, 117(11), 1419-1439.
- Rickenmann, D., Chiari, M., Friedl, K. (2006). SETRAC—A sediment routing model for steep torrent channels. In *River flow* (Vol. 1, pp. 843-852). London: Taylor & Francis.
- Rickenmann, D., Recking, A. (2011). Evaluation of flow resistance in gravel-bed rivers through a large field data set. *Water Resources Research*, 47(7).
- Rickenmann, D. (2016). *Methods for the quantitative assessment of channel processes in torrents (steep streams)*. CRC Press.
- Strickler, A. (1923). Beiträge zur Frage der Geschwindigkeitsformel und der Rauigkeitszahlen für Ströme, Kanäle und geschlossene Leitungen, Mitteilungen des Eidgenössischen Amtes für Wasserwirtschaft, Bern.
- Van Emelen, S., Zech, Y., Soares Frazao, S. (2014). Limitations of the shallow water assumptions for problems involving steep slopes: Application to a dike overtopping test case. In *River flow 2014*.
- Yager, E. M., Kirchner, J. W., Dietrich, W. E. (2007). Calculating bed load transport in steep boulder bed channels. *Water Resources Research*, 43(7).
- Zimmermann, A. (2010). Flow resistance in steep streams: An experimental study. *Water Resources Research*, 46(9).

Adressen der Autoren

Sebastian Gegenleithner (korrespondierender Autor)

Prof. Dr. Josef Schneider, Prof. Dr. Gerald Zenz

Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU Graz

AT-8010 Graz, Stremayrgasse 10/2

sebastian.gegenleithner@tugraz.at



Anpassung der Wasserstraßen an den Klimawandel am Beispiel des Rheins

Adaptation of waterways to the impacts of climate change using the example of the Rhine

Christoph Heinzelmann, Sven Wurms, Regina Patzwahl

Kurzfassung

Als Folge des Klimawandels ist künftig häufiger mit extremen Abflussszenarien an den deutschen Binnenwasserstraßen zu rechnen. Insbesondere lang anhaltende Phasen extremer Niedrigwasserabflüsse führen zu gravierenden Einschränkungen der Binnenschifffahrt und damit verbunden zu negativen wirtschaftlichen Auswirkungen. Als wissenschaftlicher Berater und Gutachter für das Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur und für die Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes ist die Bundesanstalt für Wasserbau seit mehr als einem Jahrzehnt mit wissenschaftlichen Untersuchungen zu den Auswirkungen des Klimawandels auf Wasserstraßen und Schifffahrt sowie verkehrswasserbaulichen Anpassungsoptionen befasst. Die Forschungsprogramme sind in die Deutsche Anpassungsstrategie der Bundesregierung eingebettet, in der u. a. gefordert wird, die Infrastruktur Deutschlands an die Auswirkungen des Klimawandels anzupassen.

Abstract

Climate change is expected to result in the more frequent occurrence of extreme discharge conditions along inland waterways, including more intense and more frequent low water conditions. This severely affects the functionality of waterways causing harsh restrictions for shipping and subsequently leading to economic loss. For more than a decade, the Federal Waterways Engineering and Research Institute (BAW), as a key scientific consultant for the Waterway and Shipping Administration in Germany (WSV), has been concerned with the adaptation to climate change from a waterways engineering perspective. The BAW's research offers crucial contributions to the German Adaptation Strategy (DAS), for example by investigating measures to manage extreme low water conditions along the inland waterways.

1 Rahmenbedingungen

Die Bundesregierung hat in der Deutschen Anpassungsstrategie (DAS) der Forderung Ausdruck verliehen, die Infrastruktur Deutschlands an die Auswir-

kungen des Klimawandels anzupassen (Bundesregierung, 2008). Die Relevanz für den Verkehrsträger Wasserstraße, insbesondere für die freifließenden Binnenwasserstraßen, wurde im zweiten Halbjahr 2018 eindrucksvoll durch die extreme und lang anhaltende Niedrigwasserperiode verdeutlicht. Dieses Ereignis hat für die Binnenschifffahrt in Deutschland zu gravierenden Einschränkungen auf den Wasserstraßen geführt (Abb. 1). Lieferengpässe sowie Transportverlagerungen auf Straße und Schiene waren die Folge. Die wirtschaftlichen Auswirkungen für die Unternehmen, vor allem entlang des Rheins, waren erheblich.



Abb. 1: Rhein bei Oberwesel im Niedrigwasserjahr 2018

Vor dem Hintergrund des Klimawandels ist künftig häufiger mit derartigen extremen Abflussszenarien zu rechnen (Nilson *et al.*, 2014), wodurch sich die Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) bei Bau, Betrieb und Unterhaltung der Bundeswasserstraßen mit gänzlich neuen Herausforderungen konfrontiert sieht.

Konkrete Maßnahmen für die WSV zur Umsetzung der DAS sind im zweiten Aktionsplan Anpassung (APAI) zur DAS formuliert (Bundesregierung, 2015). Als richtungsweisende Maßnahmen seien die organisatorische Etablierung der Aufgabe „Anpassung an die Auswirkungen des Klimawandels“ und die Aufnahme der neuen Aufgabe „Klimaanpassung“ in die Verwaltungsvorschrift der WSV zur Entwurfsaufstellung für bauliche Maßnahmen (VV-WSV 2107) genannt. Zum jetzigen Zeitpunkt existieren jedoch noch keine etablierte Normung, praxisgerechte Merkblätter oder Handlungshilfen, um die gesetzlichen Anforderungen bei der Aufgabenerledigung der WSV berücksichtigen zu können. Auch fehlen für den überwiegenden Teil der Wasserstraßen noch verlässliche und qualitätsgesicherte Informationen zu den Auswirkungen des Klimawandels als Grundlage für Planungs- und Entscheidungsprozesse.

Als wissenschaftlicher Gutachter befasst sich die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) seit dem Jahr 2009 im Behördenverbund mit dem Deutschen Wetterdienst (DWD), mit dem Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH) sowie mit der Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG) mit wissenschaftlichen Fragestellungen zu den Auswirkungen des Klimawandels auf Wasserstraßen und Schifffahrt und trägt somit zur Umsetzung der DAS im Bereich der Wasserstraßen bei.

2 Auswirkungen des Klimawandels auf Wasserstraßen und Schifffahrt

Zu Beginn des Prozesses der Anpassung der Wasserstraßen an die Folgen des Klimawandels standen zunächst die Fragen, mit welchen Auswirkungen auf die Wasserstraßen zukünftig zu rechnen ist, in welcher räumlichen und zeitlichen Ausprägung und mit welcher Intensität diese auftreten können und welche Betroffenheiten für Wasserstraße und Schifffahrt hieraus resultieren.

Erste wichtige Antworten hierzu wurden im Rahmen des Ressortforschungsprogramms *KLIWAS – Auswirkungen des Klimawandels auf Wasserstraßen und Schifffahrt – Entwicklung von Anpassungsoptionen* (Laufzeit 2009 bis 2013) des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) formuliert (BMVI, 2015). Über die Schaffung fachlicher Grundlagen zur Sicherung der Leistungsfähigkeit der Schifffahrt hinaus wurden in KLIWAS wesentliche methodische Fortschritte erzielt. Durch einen ganzheitlichen und interdisziplinären Ansatz in KLIWAS konnte die gesamte für die Wasserstraßen relevante Modell- und Klimawirkungskette vom globalen und regionalen Klimamodell über hydrologische, hydraulische und morphologische Projektionen bis hin zu verkehrlichen, ökologischen und Wasserqualitätsprojektionen betrachtet werden. Essenziell für das Gelingen von KLIWAS war hierbei die enge Vernetzung der beteiligten wissenschaftlichen Einrichtungen DWD, BSH, BfG und BAW.

Um der Tatsache gerecht zu werden, dass es keine „wahre“ Vorhersage der zukünftigen Verhältnisse gibt, wurden die Ergebnisse als Resultat des gewählten Multimodellansatzes – auf allen Stufen der Modellkette wurden mehrere verfügbare Modelle und Szenarien angesetzt – jeweils in Form von Bandbreiten als Maß für die Unsicherheiten der möglichen Zukünfte aufbereitet. Die Darstellung als Bandbreite bietet Anhaltspunkte für beste und ungünstigste Entwicklungen und stellt somit eine Basis für angemessene Entscheidungen über Anpassungsmaßnahmen dar (BMVI, 2015).

Die Arbeiten der BAW im Rahmen von KLIWAS umfassten u. a. die Untersuchung verkehrswasserbaulicher Regelungs- und Anpassungsoptionen an klimabedingte Veränderungen des Abflussregimes (Schröder und Wurms, 2014).

Ausgangsbasis hierfür waren hydrologische Projektionen für den Rhein, die eine klimabedingte Zunahme lang anhaltender Niedrigstwasserperioden indizieren (Nilson *et al.*, 2014). Am Beispiel der ca. 65 km langen Pilotstrecke des Rheins von Mainz bis St. Goar wurde unter Verwendung mehrdimensionaler Strömungs- und Feststofftransportmodelle zunächst die klimabedingte Entwicklung der Engpässe innerhalb der Strecke identifiziert. Auf diesen Betrachtungen setzten Untersuchungen der BAW zur Befahrbarkeit der Wasserstraßen unter klimabedingt veränderten Bedingungen mit Hilfe fahrdynamischer Modelle auf. Auf Basis dieser Analysen wurden für den Bereich der Pilotstrecke flussbauliche Anpassungsoptionen entwickelt, mit deren Hilfe auch zukünftig Mindestfließtiefen für die Schifffahrt garantiert werden könnten.

Seit 2016 werden im Themenfeld 1 des BMVI-Expertennetzwerk „Verkehr und Infrastruktur an Klimawandel und extreme Wetterereignisse anpassen“ die KLIWAS-Untersuchungen thematisch fortgeführt. Zum stark interdisziplinären Charakter kommt nun auch der intermodale Charakter hinzu: Die spezifischen Kenntnisse der Verkehrsträger Wasserstraße, Straße und Schiene zu den Auswirkungen des Klimas werden zusammengeführt. Die BAW hat in diesem Vorhaben am Konzept einer verkehrsträgerunabhängig anwendbaren Klimawirkungsanalyse mitgewirkt (BMVI, 2020). Je nach Fokus der Klimawirkungsanalyse werden unterschiedliche Methoden zur Analyse der Betroffenheit auf unterschiedlichen räumlichen Skalen erforderlich. So gilt es, entweder in der Planung befindliche Verkehrsinfrastrukturmaßnahmen hinsichtlich ihrer Klimarobustheit zu untersuchen oder netzweite Grundlagen für die Priorisierung von Maßnahmen im Anpassungsprozess zu schaffen. Von der BAW wurde für den Bereich der Binnenwasserstraßen in diesem Zusammenhang eine Methode entwickelt, die insbesondere für lange Streckenabschnitte wie den Niederrhein mit einer Länge von ca. 250 km eine effiziente Betroffenheitsanalyse ermöglicht.

Die Betroffenheit wird durch das sogenannte Fahrrinnenverfügbarkeitspotenzial, abgeleitet aus einer Methode von Harlacher (2016), abgebildet (Kikillus *et al.* 2018). Ein hohes Fahrrinnenverfügbarkeitspotenzial (90% bis 100%) steht für die uneingeschränkte Nutzbarkeit der Fahrrinne in Tiefe und Breite durch die Schifffahrt, wohingegen eine Abnahme des Potenzials auf klimabedingte Einschränkungen innerhalb des Fahrrinnenkastens in Form von Fehltiefen oder Fehlbreiten hindeutet. Abbildung 2 zeigt das Ergebnis dieser Analyse exemplarisch für einen Abschnitt des Niederrheins und ein zu Berg fahrendes Schiff bei einem Niedrigwasserabfluss, der im langjährigen Mittel an 20 Tagen im Jahr unterschritten wird (sogenannter gleichwertiger Abfluss GIQ), sowohl unter heutigen als auch unter klimabedingt veränderten Bedingungen (GIQ - 20%), wie sie möglicherweise in den Jahren 2071 bis 2090 auftreten können (Nilson *et al.*,

2020). Abbildung 2 ist um die kumulierten Mengen der Baggerungen zur Fahrrinnenunterhaltung der Jahre 1990 bis 2010 ergänzt. Aus dieser Gegenüberstellung wird ersichtlich, dass bereits heute vorhandene Fehlstellen mit zum Teil großen Baggervolumina klimabedingt weiter zunehmen werden (z. B. Rhein-km 688) und sich darüber hinaus auch neue Fehlstellen auftun werden (z. B. Rhein-km 699).

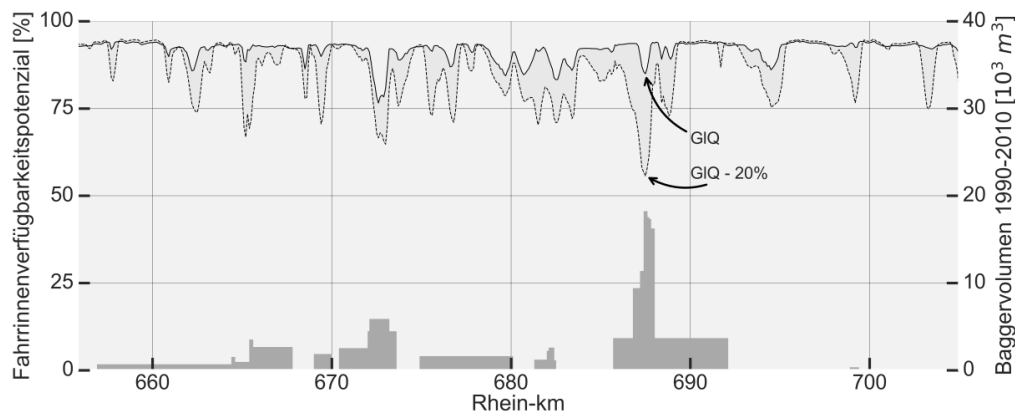


Abb. 2: Fahrrinnenverfügbarkeitspotenzial für ein zu Berg fahrendes Binnenschiff zwischen Rhein-km 655 und 705 unter heutigen und klimabedingt reduzierten Niedrigwasserabflussbedingungen (Quelle: Bergmann et al., 2019)

3 Anpassungsmaßnahmen

Die Anpassung der Wasserstraßen an den Klimawandel zur Erhöhung der Resilienz des Verkehrsträgers kann mit vielfältigen, teils ineinandergreifenden Maßnahmen realisiert werden. Im BMVI-Expertenetzwerk wurden sie, wie in Abbildung 3 dargestellt, verkehrsträgerübergreifend in vorbereitende und operative/technische Maßnahmen unterteilt (BMVI, 2020).

Informatorische Ansätze	Regulatorische Ansätze	Ingenieurtechnische Ansätze
Entwicklung zentraler Dienste zur Bereitstellung von Klimadaten z. B. DAS-Basisdienst „Klima und Wasser“ einrichten	Anpassung von Regelwerken und Bemessungsgrundlagen	Bauliche Anpassungsmaßnahmen z. B. flussbauliche Regelungselemente entwickeln
Operatives Management der Verkehrsinfrastruktur Angepasstes Management und Handlungsempfehlungen z. B. aktuelle Tiefeninformationen bereitstellen		Operatives Management des Verkehrsbetriebs Anpassungsmaßnahmen seitens Infrastrukturnutzern z. B. Transportkonzepte anpassen, Technik optimieren

Abb. 3: Ansätze zur Anpassung der Wasserstraßen an die Auswirkungen des Klimawandels

Flussbauliche Anpassungsmaßnahmen als Untergruppe der ingenieurtechnischen Ansätze zielen in der Regel auf die Erhöhung der nautisch nutzbaren

Wassertiefe bei lang anhaltenden, extremen Niedrigwasserabflüssen ab. Die hierfür erforderliche Wasserspiegelstützung oder Reduzierung von Sedimentanlandungstendenzen in Tiefenengpässen kann grundsätzlich mit Maßnahmen des klassischen Flussbaus, wie z. B. Buhnen, Parallelwerke, Schwellen, Kolkverbaue, oder durch eine angepasste Fahrrinnenunterhaltung erreicht werden.

Bei der Planung und Umsetzung flussbaulicher Bauvorhaben müssen stets wasserwirtschaftliche, naturschutzfachliche und weitere Interessen und Belange berücksichtigt werden. Daher sind dem Anpassungspotenzial klassischer flussbaulicher Maßnahmen Grenzen gesetzt. Vor diesem Hintergrund wurden von der BAW innovative flussbauliche Maßnahmen konzipiert, die eine hohe Wirksamkeit bei geringen nachteiligen Wirkungen aufweisen (Schröder und Wurms, 2014; BMVI, 2020). Zu nennen sind in diesem Zusammenhang flexible, temporär wirkende Regelungsmaßnahmen wie z. B. Schlauchwehre. Diese wirken bei Niedrigwasserabflüssen wasserspiegelstützend, wohingegen nahezu keine Auswirkungen auf Hochwasserspiegellagen zu erwarten sind. Auch eine schmalere Niedrigstwasserfahrrinne, die unter Ausnutzung vorhandener Über-tiefen auf einem Teil der heutigen Fahrrinnenbreite auf tieferem Niveau hergestellt und unterhalten wird, ist denkbar. Die mit diesem Konzept einhergehende, abflussabhängige Verlegung von Fahrrinnenbegrenzungs-tonnen könnte zukünftig dank digitaler Technik in Form von „virtuellen Tonnen“ auf elektronischen Navigationskarten realisiert werden (Wurms *et al.*, 2019).

4 Klimawandel als Herausforderung bei aktuellen Infrastrukturprojekten

Die Betriebsphasen von heute in der Planung befindlichen Infrastrukturprojekten decken Zeiträume bis in die erste Hälfte des kommenden Jahrhunderts ab. Vor dem Hintergrund des aktuellen Kenntnisstandes zu den Auswirkungen des Klimawandels auf die Wasserstraßen ist es folgerichtig, diese Auswirkungen bereits heute in Planungsprozessen für Wasserstraßenprojekte zu berücksichtigen, um die Sicherheit, Leichtigkeit und Leistungsfähigkeit der Binnenschifffahrt in den dann ausgebauten Strecken auch unter klimabedingt veränderten Bedingungen gewährleisten zu können. Indizieren projektspezifische Klimawirkungsanalysen eine Betroffenheit der Schifffahrt, so lassen sich im Planungsprozess entweder bereits konkrete Anpassungsoptionen oder vorausschauende Anpassungskonzepte entwickeln, wenn die Umsetzung einer Anpassungsmaßnahme erst zu einem späteren Zeitpunkt innerhalb der Betriebsphase erforderlich sein sollte. Hierzu müssen allerdings noch wesentliche Grundlagen geschaffen und offene Fragen beantwortet werden.

So bedarf es für die in den Projekten durchzuführenden Klimawirkungsanalysen zunächst der regelmäßigen Bereitstellung von aktuellen und umfassenden, d. h. über die von den bisherigen Forschungsaktivitäten abgedeckten Binnenwasserstraßenabschnitten hinausgehenden, Projektionsdaten. Dieses Ziel wird aktuell von DWD, BSH, BfG und BAW mit dem Aufbau von ProWaS, dem „Projektionsdienst für Wasserstraße und Schifffahrt“ verfolgt und stellt einen wichtigen Schritt dar, um die Forschungsergebnisse in einen regelmäßigen, staatlichen Vorhersage- und Projektionsdienst für Klima, Gewässer und Extremereignisse zu überführen.

Grundsätzliche Fragen bei der Berücksichtigung von Klimawirkungen in Untersuchungen und Planungsprozessen betreffen beispielsweise die Auswahl von Randbedingungen für Maßnahmenplanungen aus der verfügbaren Bandbreite projizierter Veränderungen, den Umgang mit den hydraulischen und morphologischen Projektionen innewohnenden Unsicherheiten oder Annahmen über die zukünftige Zusammensetzung der Binnenschiffsflotte. Letztere beeinflusst die Festlegung von Regelungszielen flussbaulicher Projekte maßgeblich (z. B. zu erzielende Abladetiefen), unterliegt bei langfristiger Veränderung der hydrologischen Bedingungen möglicherweise jedoch selbst einem Anpassungsprozess.

5 Zusammenfassung

Die Anpassung der Wasserstraßen an die Auswirkungen des Klimawandels stellt einen wichtigen Prozess zur Erhöhung der Resilienz des Verkehrssystems Schiff/Wasserstraße dar. Wichtige Grundlagen für die Umsetzung der DAS im Bereich der Wasserstraßen liefern die unter Beteiligung der BAW entstandenen Forschungsergebnisse aus dem Verbundprojekt KLIWAS sowie dem Themenfeld 1 des BMVI-Expertennetzwerks.

Für die praktische Umsetzung in den Planungsprozessen müssen die wissenschaftlichen Untersuchungen jedoch weitergeführt, praktische Bemessungsansätze entwickelt und qualitätsgesicherte sowie regelmäßig aktualisierte Daten über den Aufbau von Klimaprojektionsdaten bereitgestellt werden. Die Umsetzung innovativer flussbaulicher Maßnahmen im Rahmen von Pilotprojekten ist eine wesentliche Voraussetzung für die Erweiterung der wasserbaulichen Handlungsoptionen.

Referenzen

Bergmann, L., Patzwahl, R., Kikillus, A., Huber, N. P. (2019). Waterways and climate change: A workflow for adapting river training, 4th European Climate Change Adaption conference, Lissabon, Portugal.

- BMVI (2015). KLIWAS - Auswirkungen des Klimawandels auf Wasserstraßen und Schifffahrt - Entwicklung von Handlungsoptionen, Abschlussbericht, Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, Berlin.
- BMVI (2020). Expertennetzwerk Themenfeld 1 - Verkehr und Infrastruktur an Klimawandel und extreme Wetterereignisse anpassen, Forschungsbericht der Förderphase 2016–2019, Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur. Hänsel S., Herrmann C., Jochumsen K., Klose M., Nilson E., Norpoth M., Patzwahl R. und Seiffert R. (eds), Berlin
- Bundesregierung (2008). Deutsche Anpassungsstrategie an den Klimawandel - vom Bundeskabinett am 17. Dezember 2008 beschlossen, Berlin.
- Bundesregierung (2015). Fortschrittsbericht zur Deutschen Anpassungsstrategie an den Klimawandel, Berlin.
- Harlacher, D. (2016). Beurteilung, Bewertung und flächige Visualisierung der Befahrbarkeit von Binnenwasserstraßen, unv. Dissertation, Universität Duisburg-Essen, 2016.
- Kikillus, A., Patzwahl, R., Brunel, M., Huber, N. P. (2018). First steps towards a modelling toolbox suitable for evaluating resilience of German inland waterways in context of climate change, Proceedings of 7th Transport Research Arena TRA 2018, Wien, Österreich.
- Nilson, E., Krahe, P., Lingemann, I., Horsten, T., Klein, B., Carambia, M., Larina, M. (2014). Auswirkungen des Klimawandels auf das Abflussgeschehen und die Binnenschifffahrt in Deutschland, Schlussbericht KLIWAS-Projekt 4.01, KLIWAS-43/2014. BfG, Koblenz. DOI: 10.5675/Kliwas_43/2014_4.01.
- Nilson, E., Astor, B., Bergmann, L., Fischer, H., Fleischer, C., Haunert, G., Helms, M., Hillebrand, G., Höpp, S., Kikillus, A., Labadz, M., Mannfeld, M., Razafimaharo, C., Patzwahl, R., Rasquin, C., Rauthe, M., Riedel, A., Schröder, M., Schulz, D., Seiffert, R., Stachel, H., Wachler, B., Winkel, N. (2020). Beiträge zu einer verkehrsträgerübergreifenden Klimawirkungsanalyse: Wasserstraßenspezifische Wirkungszusammenhänge - Schlussbericht des Schwerpunktthemas Schiffbarkeit und Wasserbeschaffenheit (SP-106) im Themenfeld 1 des BMVI-Expertennetzwerks, Berlin
- Schröder, M., Wurms, S. (2014). Verkehrswasserbauliche Regelungs- und Anpassungsoptionen an klimabedingte Veränderungen des Abflussregimes am Beispiel des Rheins zwischen Mainz und St. Goar, BAW / BfG, Koblenz. DOI: 10.5675/Kliwas_45/2014_4.03 URL: http://doi.bafg.de/KLIWAS/2014/Kliwas_45_2014_4.03.pdf.
- Wurms, S., Patzwahl, R. Stachel, H. Schröder, M. (2019). Anpassung freifließender Binnenwasserstraßen an die Auswirkungen des Klimawandels, Möglichkeiten und Grenzen flussbaulicher Handlungsoptionen, Stakeholder-Konferenz des BMVI „Wasserstraßen und Schifffahrt – Erkenntnisse und Herausforderungen zur Anpassung an den Klimawandel“, Berlin.

Adressen der AutorInnen

Prof. Dr.-Ing. Christoph Heinzelmann
 Dr.-Ing. Sven Wurms, Dr. Regina Patzwahl
 Bundesanstalt für Wasserbau
 D-76187 Karlsruhe, Kußmaulstraße 17



Untersuchung der Kolkbildung an einem Strommasten

Investigation of scour at a transmission tower foundation

Davood Farshi, Matthias Stucki, Martin Jäggi

Kurzfassung

Durch ein Schweizer Naturschutzgebiet führt ein natürlich verzweigter Fluss, welcher viel Geschiebe transportiert. Im Projektperimeter stehen zwei Strommasten, welche durch vermehrte Ufererosionen heute am Rand des Flussbetts stehen. Dadurch besteht die Gefahr, dass die Strommasten vom Fluss umströmt werden und die Fundamente unterspült werden. Eine Variante der Unterfangung besteht aus einer kreisrunden Pfahlwand um den Mast herum, wodurch ein 20 m breites neues Fundament entsteht. Eine zweite Variante besteht aus einer unterströmbaren Platte, die auf vier Pfähle abgestützt wird. Um die Kolkbildung bei verschiedenen Anströmbedingungen, Hochwasser sowie Geschiebe- und vereinzelt Schwemmholzzugabe zu untersuchen, wurde ein physisches Modell gebaut.

In der ersten Phase wurde eine gerade Anströmung auf die beiden Fundamenttypen untersucht. Beim runden Fundament stellte sich ein klassischer Stützenkolk ein, dessen Tiefe etwa der halben Breite des Durchmessers, also 10 m, entsprach, was für die Realisierung ein zu hoher Wert ist. Für die unterströmbare Platte wurde jeweils eine Versuchsserie mit und ohne Schwemmholz durchgeführt. Die komplexen Abmessungen widerspiegeln sich in der Kolkform. Je nach Hochwasserabfluss verklebte mehr oder weniger Schwemmholz und trug zur Kolkbildung und dessen Form bei.

Wegen der verzweigten Form des Flusses wurde in einer zweiten Phase der Zusammenflusskolk zweier Flussarme für drei verschiedene Hochwasserabflüsse untersucht. Anschliessend folgten die Versuche mit den beiden Fundamenttypen. Entgegen den Erwartungen können die maximalen Kolkiefen für den runden Typ aus der Überlagerung des Zusammenflusskolk ohne Fundament und eines Stützenkolks bestimmt werden.

Die Modellversuche zeigten, dass die unterströmbare Platte einen wesentlich kleineren Kolk verursacht und so für die Realisierung empfohlen wird; jedoch muss dem Schwemmholz hohe Beachtung geschenkt werden.

Abstract

A naturally braided river flows through a Swiss nature reserve and transports a lot of bedload. In the project perimeter there are two transmission towers, which today stand at the edge of the floodplain due to increased bank erosion. This creates the danger that the river will flow around the transmission towers and undermine the foundations. To protect the towers, two variants of structural modifications are designed, which consist of a 20 m circular pile wall around the mast as first variant and an under-flowable plate supported on four piles as second variant. A physical model was built to study scour formation due to the different flood discharges as well as bedload and driftwood.

In the first phase, the scour development in case of a straight flow was investigated. In the case of the round foundation, a classical scour at a column occurred with a depth of 10 m, which corresponds to about half the foundation diameter. This is a too large value for the construction of such a foundation. A test series with and without driftwood was carried out for the under-flowable plate on four piers. Depending on the flood discharge, more or less driftwood was blocked and contributed to formation and shape of the scour.

Due to the braided form of the river, the confluence scour of two river branches was also investigated for three different flood discharges without and with the foundation variants. Contrary to the expectations, the maximum scour depths for the case with the round foundation can be superimposed from the confluence scour and the scour at the foundation in straight flow.

The model tests showed that the under-flowable plate causes a much smaller scour and was therefore recommended for the construction. However, the problem of the driftwood requires more attention.

1 Einleitung

Durch ein Schweizer Naturschutzgebiet führt ein Fluss, welcher eine sehr natürliche Form aufweist. Nach jedem grossen Hochwasserabfluss kann sich die vorliegende Gegebenheit verändern. Heute stehen zwei Strommasten direkt am Ufer. Mit provisorischen Blocksteinen werden sie vor einer Unterspülung geschützt.

Da der Fluss seine Form weiterhin selber bilden kann, sollen die Strommasten baulich verändert werden, sodass diese ohne Gefährdung stehen bleiben. Weil die Literatur für die bestehende Grösse und die spezielle Form nur grobe Schätzwerte zur Kolkbestimmung liefert, wurde eine hydraulische Modelluntersuchung zur Bestimmung der Kolkentiefe durchgeführt.

Die HSR Hochschule für Technik Rapperswil wurde beauftragt, hydraulische physische Modelluntersuchungen im Massstab 1:50 für zwei verschiedene Anströmbedingungen und zwei verschiedene Fundamentformen durchzuführen. Die Anströmbedingungen sind die gerade Anströmung und ein Zusammenfluss zweier Flussarme. Die Versuche wurden für drei verschiedene stationäre Hochwasserspitzenabflüsse durchgeführt (Tab. 1).

Tab. 1: Spitzenabflüsse für die Modellversuche. Die Entlastung im Hochwasserfall findet oberhalb des Projektperimeters statt.

	Abfluss [m³/s]	Spez. Abfluss [m³/s*m]
HQ ₁₀₀ mit Entlastung	860	9.6
HQ ₁₀₀ ohne Entlastung	1080	12.0
Extremhochwasser EHQ	1480	16.4

Dabei wurden der Kolkverlauf zu Beginn der Kolkbildung und die maximale Kolk-tiefe dokumentiert.

Die Kolkbildung wurde mittels Stechpegel in einem definierten Raster und festgelegten zeitlichen Abstand gemessen und dokumentiert. Mit dem Stechpegel wurde auch die maximale Kolk-tiefe definiert. Zusätzlich wurde die Gewässer-sohle vor und nach dem Versuch mit einem Laserscanner vermessen um die Kolkform genauer zu dokumentieren.

2 Versuchsdurchführung

2.1 Vorversuche

In den ersten Vorversuchen wurde die Geschiebebeigabemenge für kleinere Abflüsse über die gesamte Gerinnebreite definiert, welche für die erste Phase verwendet wurden. Bei der Evaluierung der Geschiebemengen wurde darauf geachtet, dass sich die mittlere Sohle nicht erheblich verändert und beinahe Gleichgewichtszustand herrscht. Anschliessend wurde die Kolkbildung in verschiedenen Phasen untersucht.

2.2 Zusammenflusskolk ohne Fundament

In dieser Phase wurde die Kolkbildung durch den Zusammenfluss zweier Flussarme untersucht. Mit Blocksteinen wurden zwei Flussarme nachgebildet, welche weiter flussabwärts zusammentreffen und dort einen Zusammenflusskolk bilden (siehe Abb. 1). Die beiden Flussarme treffen in einem Winkel von 50° auf. Die

Kolkform bildete sich gemäss der Literatur. Die maximale Tiefe des Zusammenflusskolks beträgt beispielsweise beim EHQ 7.70 m, die Literatur gibt einen Bereich zwischen 5.1 – 7.2 m an (Hoffmans & Verheij, 1997; Ashmore & Parker, 1983; Best, 1986). Die Koordinaten der maximalen Kolkentiefe wurden dokumentiert und für die nächsten Phasen verwendet.



Abb. 1: Sichtbare Auskolkung der Sohle im Bereich des Zusammenfluss (Blick in Fließrichtung)

2.3 Versuche mit einem runden Fundament

Zuerst wird der Zusammenflusskolk mit dem Fundament untersucht. Die Vorderkante des runden Fundaments mit einem Durchmesser von 20 m befindet sich am Punkt der maximalen Kolkentiefe aus der Phase "Zusammenflusskolk ohne Fundament".

Die Kolkform bei der Anströmbedingung "Zusammenfluss zweier Flussarme" beinhaltet den tiefen Stützenkolk und einen Zusammenflusskolk. Dieser ist anhand des Knicks im Oberlauf des Fundaments sichtbar (siehe Abb. 2). Die Änderung der Strömung verursachte eine hohe Erosion der Ufer und einer Auflandung direkt hinter dem Fundament. In dieser Auflandung bildete sich ein kleiner Zusammenflusskolk. Die Kolkentiefe am Fundament setzte sich aus der Überlagerung der Kolkentiefe des Zusammenflusses und des Pfeilers zusammen. Die maximale Kolkentiefe beträgt 12.85 m und geschah beim EHQ.



Abb. 2: Sichtbare Auskolkung der Sohle um das runde Fundament (Blick in Fließrichtung)

Bei der geraden Anströmung auf das runde Fundament ähnelt die Kolkform einem normalen Stützenkolk (siehe Abb. 3). Die maximale Kolktiefe beträgt 8.80 m und geschah beim EHQ. Im Vergleich zur Anströmung im Zusammenfluss zweier Flussarme sind die Kolkiefen wie erwartet kleiner.



Abb. 3: Sichtbare Auskolkung der Sohle um das runde Fundament (Blick in Fließrichtung)

2.4 Versuche mit einer unterströmbaren Platte auf vier Pfählen

Die zweite Variante der Unterfangung besteht aus einer Platte, welche die vier bestehenden Fundamente des Strommasts umgibt. Die Konstruktion wird anhand von vier Pfählen mit einem Durchmesser von 1.60 m im Erdreich verankert (siehe Abb. 4). Die Vorderkante der Platte befindet sich an der Position der maximalen Kolkiefen aus der Phase "Zusammenflusskolk ohne Fundament". Des Weiteren wurde die Platte im einem Winkel von 15° zur Fließrichtung eingebaut.



Abb. 4: Die unterströmbare Platte vor den Versuchen (Blick gegen die Fliessrichtung)

Die kompliziert abgelenkten Strömungen verursachten beim Zusammenfluss zweier Flussarme eine Sohlenerosion innerhalb der vier Pfeiler (siehe Abb. 5). Durch eine Versuchsserie mit Schwemmholz konnten erweiterte Erkenntnisse über das Fundament gewonnen werden. Das Schwemmholz verklauste zwischen den Pfeilern des Fundaments, das Maximum des beigegebenen Schwemmholz verklauste beim HQ₁₀₀ ohne Entlastung. Dementsprechend veränderte sich die Kolkbildung und deren Form. Die maximale Kolkentiefe beträgt 8.25 m und geschah jedoch beim EHQ.



Abb. 5: Sichtbare Auskolkung der Sohle an der unterströmbaren Platte (Blick gegen die Fliessrichtung)



Abb. 6: Verklaustes Schwemmholz bei HQ₁₀₀ ohne Entlastung (Fliessrichtung von links nach rechts)

Bei gerader Anströmung wurde wieder jeweils ein Versuch mit und ohne Schwemmholz für jeden Abfluss durchgeführt. Das Schwemmholz verklauste bei jedem Versuch und die Kolkiefen nahmen jeweils durch die Verklausung zu.

Die maximale Kolkiefe beträgt 4.15 m und geschah beim HQ₁₀₀ ohne Entlastung. In diesem Versuch verklauste zudem am meisten Schwemmholz der Versuchsserie. Im Vergleich zur Anströmung im Zusammenfluss zweier Flussarme sind die Kolkiefen kleiner (siehe Abb. 7). Auch sind die Kolkiefen kleiner gegenüber dem runden Fundament.



Abb. 7: Geringe Auskolkung der Sohle bei der unterströmbaren Platte (Blick in Fliessrichtung)

3 Zusammenfassung

Die Versuche zeigten, dass die maximalen Kolkiefen bei der unterströmbaren Platte trotz der Verklauung durch Schwemmholz kleiner gegenüber dem runden Fundament sind. Ein weiterer Vorteil der unterströmbaren Platte ist deren kleinerer Einfluss auf das Unterwasser. Durch die Pfeiler werden zwar Auflandungen und Erosionen an der Sohle im Unterwasser erzwungen, diese sind jedoch viel kleiner als diese des runden Fundaments. Bei einer weiterführenden Projektierung der unterströmbaren Platte muss dem Verklauen von Schwemmholz grosse Beachtung geschenkt werden. Werden Massnahmen gegen das Verklauen getroffen, kann die maximale Kolktiefe 45% kleiner sein.

Die Kolkiefen des runden Fundaments beim Zusammenfluss kann nahezu als die lineare Überlagerung einzelner Kolktiefe der beiden Anströmungen angenommen werden. Die Differenz beträgt lediglich 10 bis 30% (siehe Abb. 8). Ob diese Aussage auch mit verändertem Winkel der beiden auftreffenden Flussarme zutrifft, kann mit den durchgeführten Untersuchungen nicht beantwortet werden. Bei den Versuchen mit der unterströmbaren Platte konnte keine Überlagerung zwischen Zusammenflusskolk und Stützenkolk festgestellt werden (siehe Abb. 9).

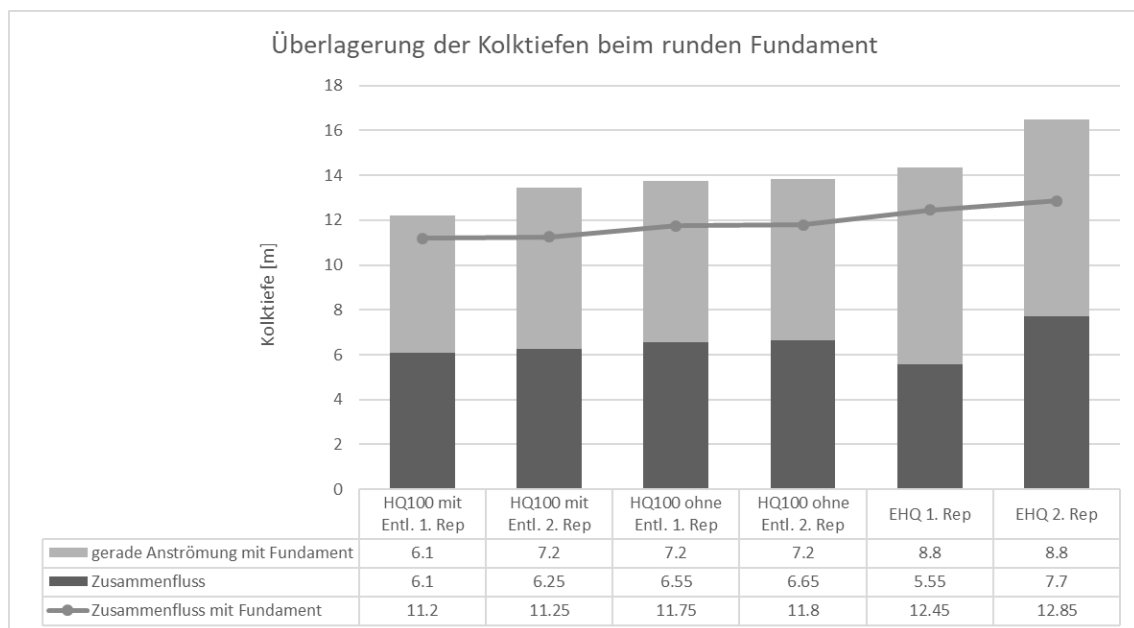


Abb. 8: Überlagerung der Kolkiefen für verschiedene Anströmbedingungen beim runden Fundament

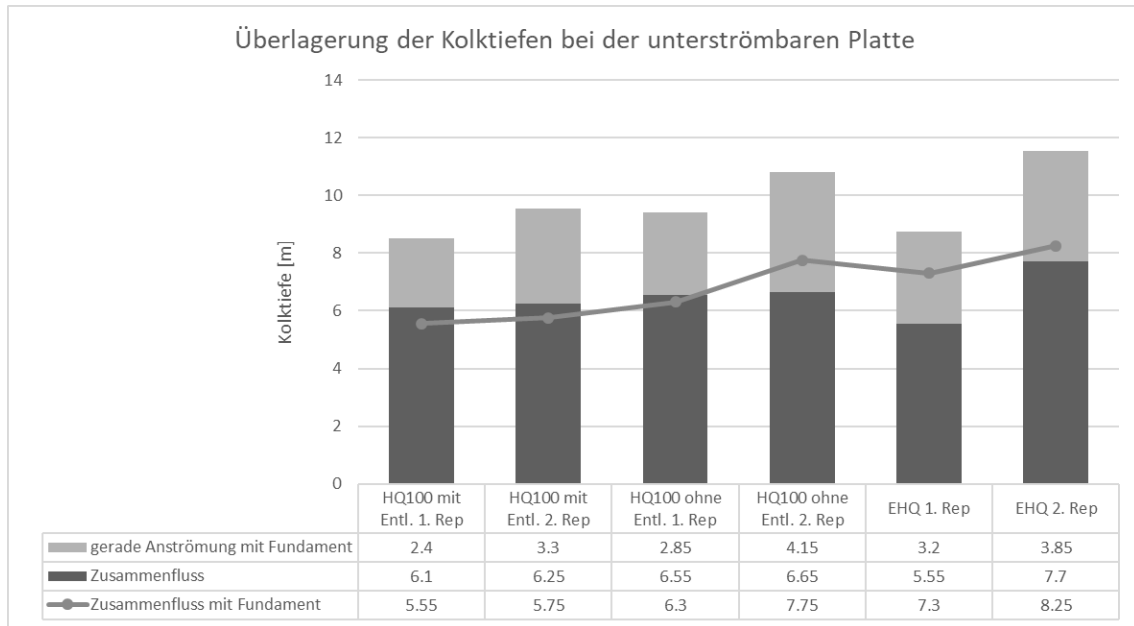


Abb. 9: Überlagerung der Kolk-tiefen für verschiedene Anströmbedingungen bei der unterströmbaren Platte

Referenzen

- Ashmore, P., & Parker, G. (1983). Confluence scour in coarse braided streams. In *Water Resources Research* 19(2) (S. 392-402).
- Best, J. L. (1986). The morphology of river channel confluences . In *Progress in Physigal Geog-raphy* 10(2) (S. 157-174).
- Hoffmans, G., & Verheij, H. (1997). *Scour Manual*. Rotterdam/Brookfield: AA Balkema.

Adressen der Autoren

Prof. Dr. Davood Farshi
Matthias Stucki

Institut für Bau und Umwelt IBU, HSR Hochschule für Technik Rapperswil
CH-8640 Rapperswil, Oberseestrasse 10

davood.farshi@hsr.ch
matthias.stucki1@hsr.ch

Dr. Martin Jäggi
Flussbau und Flussmorphologie
CH-8124 Maur, Alte Zürichstrasse 3
jaeggi@rivers.ch



Praxisorientierte Forschung im Bereich Wasserbau und Ökologie

Practice-oriented research in hydraulic engineering and ecology

**Christoph Scheidegger, Christine Weber, Giovanni De Cesare, David
Vetsch, Anna Belser**

Kurzfassung

Wasserbau und Ökologie (W&Ö) ist ein schweizweites Forschungsprogramm zu den Themen Renaturierung, Biodiversitätsförderung, Wassernutzung und Naturgefahren im Bereich von Fließgewässern und den davon direkt beeinflussten Mündungsbereichen und Ufern der Seen. «Wasserbau» und «Ökologie» und deren Interaktionen sind im Programm gleichwertig verankert. Damit ist das Forschungsprogramm interdisziplinär aufgestellt, d.h. Forschende aus den beiden Disziplinen Ökologie und Wasserbau bearbeiten Forschungsfragen gemeinsam. Die integrative Arbeitsweise ist Berufsfeld-, Disziplinen- und Akteuren-übergreifend. Forschungsarbeiten sowie Praxisprodukte werden in enger Interaktion mit den Akteuren aus dem Fließgewässermanagement entwickelt. Das neu erworbene Wissen wird in vielfältigen Produkten zielgruppenspezifisch aufbereitet und über verschiedene etablierte Kanäle kommuniziert.

Abstract

The Swiss national research programme Hydraulic Engineering and Ecology (W&Ö) focusses on the topics of restoration, biodiversity conservation, water use and natural hazards along watercourses and the estuaries and shore of lakes directly affected by them. "Hydraulic engineering" and "ecology" and their interactions are given equal status in the program. This means that the research program is interdisciplinary, i.e. researchers from the two disciplines of ecology and hydraulic engineering work together on joint research questions. The integrative working method is a cross-professional, cross-disciplinary and cross-actor approach. Research work and practical products are developed in close interaction with the stakeholders in the field of river management. The newly acquired knowledge is presented in scientific and outreach products for specific target groups and various established instruments are used for dissemination.

1 Das Forschungsprogramm

Behörden auf Bundes- und Kantonsebene stehen vor der grossen Herausforderung, die Fliessgewässer als Lebensraum aufzuwerten, den Schutz vor Extremereignissen (z.B. Hochwasser, Trockenheit) sicherzustellen sowie die Nutzung der Gewässer (z.B. für Trinkwasser, Kühlzwecke und Energieerzeugung) zu berücksichtigen. Dies ist eine vielfältige Aufgabe für mehrere Generationen unter sich wandelnden Nutzungsansprüchen. Um die Behörden zu unterstützen, hat das Bundesamt für Umwelt (BAFU) gemeinsam mit den Forschungsinstitutionen Eawag, LCH¹ (EPFL), VAW (ETH Zürich) und WSL im Jahr 2002 das interdisziplinäre Forschungsprogramm «Wasserbau und Ökologie» (W&Ö) initiiert.

Aufgabe des Programms ist es, wissenschaftliche Grundlagen zur Bewältigung aktueller und zukünftiger Herausforderungen im Umgang mit Fliessgewässern zu erarbeiten und umsetzungsgerecht aufzubereiten. Die Forschungsarbeiten orientieren sich an jeweils aktuellen, aber auch zukünftigen Anforderungen an die Renaturierung von Fliessgewässern, an den Hochwasserschutz und an die Nutzung der Gewässer, um eine nachhaltige Umsetzung zu gewährleisten. Zudem wird die praxisorientierte Forschung an den Institutionen langfristig gestärkt und der Dialog zwischen Wissenschaft und Praxis gesichert.

Das Forschungsprogramm ist in Projektphasen von vier bis fünf Jahren Dauer und mit klar umrissenen Schwerpunkten unterteilt. Aktuell befindet es sich in der vierten Projektphase. «Wasserbau» und «Ökologie» und deren Interaktionen sind im Programm gleichwertig verankert. Damit ist das Forschungsprogramm interdisziplinär aufgestellt, d.h. Forschende aus den beiden Disziplinen Ökologie und Wasserbau bearbeiten Forschungsfragen gemeinsam. Die integrative Arbeitsweise ist Berufsfeld-, Disziplinen- und Akteuren-übergreifend. Forschungsarbeiten sowie Praxisprodukte werden in enger Interaktion mit den Akteuren aus dem Fliessgewässermanagement entwickelt. Das neu erworbene Wissen wird in vielfältigen Produkten zielgruppenspezifisch aufbereitet z.B. für Kurse, Artikel und Merkblätter (BAFU, 2012; BAFU, 2017). Primäre Zielgruppen sind Fachleute aus Behörden von Bund und Kantonen sowie aus Planungsbüros. Dabei gilt das Zweischalensystem von Informationsempfängern: Das Programm spricht direkt Fachleute der Disziplinen an, indirekt auch andere Akteure (z.B. Gemeinden). Für die Verbreitung der Produkte kommen neben der Programm-Website (www.rivermanagement.ch) weitere etablierte Kanäle zum Einsatz (z.B. praxisorientierten Eawag-Kurse (PEAK), Wasseragenda 21 und Kurse der Kommission für Hochwasserschutz (KOHS)).

¹ Seit 2018 neu „Plattform LCH“

2 Bisherige Projekte

Rhone-Thur-Projekt (2002-2006)

Viele Schweizer Fliessgewässer wurden in den letzten 150 Jahren kanalisiert, begradigt und reguliert. Diese Eingriffe haben zu einer ökologischen Verarmung von Flüssen und Bächen geführt. Auch bieten kanalisierte Flüsse heute oft nicht mehr ausreichend Schutz vor Hochwasser. Flussrevitalisierungen sollen deshalb die Hochwassersicherheit verbessern und gleichermassen die ökologische Vielfalt der Gewässer, ihre Funktionen und ihre landschaftliche Eigenart wiederherstellen. Das Rhone-Thur-Projekt begleitete und unterstützte Revitalisierungsmassnahmen wissenschaftlich, mit einem besonderen Schwerpunkt auf Flussaufweitungen an der Rhone und der Thur. Wichtige Themen dabei waren die Erfolgskontrolle sowie die Entscheidungsfindung bei Revitalisierungsprojekten. Erfolgskontrollen sind bedeutend, weil damit die Auswirkungen von Revitalisierungsmassnahmen auf das Ökosystem und die lokale Bevölkerung eingeschätzt werden können. Studien zur Entscheidungsfindung zeigen auf, wie wichtige Akteure in den Planungsprozess einbezogen werden können. An der Rhone stand zudem die Schwall-Sunk-Problematik im Vordergrund (Peter, 2004).



Abb. 1: Beispiel von einem natürlichen (Oberlauf, links) und einem stark anthropogen beeinflussten (Unterlauf, rechts) Flussabschnitt an der Sense.

Integrales Flussgebietsmanagement (2007-2011)

Fliessgewässer sind sehr vielfältige Ökosysteme, sowohl reich an Strukturen als auch reich an Arten und Lebensräumen. Ferner zeichnen sie sich durch eine ausgeprägte Vernetzung aus: in Längsrichtung von der Quelle bis zur Mündung, seitlich mit den Ufern und Auen und in die Tiefe mit dem Grundwasser. Der Mensch nutzt die Fliessgewässer seit Jahrhunderten und hat mit Stauwehren, Sohlschwellen und Kanalisierungen auch die Längsvernetzung und die Lebensraumvielfalt vermindert. Das Forschungsprojekt «Integrales Flussgebietsmanagement» untersuchte, mit welchen Massnahmen sich vielfältige und vernetzte Fliessgewässer fördern lassen. Es untersuchte Wechselwirkungen zwischen

konstruktiven Hochwasserschutzmassnahmen und der Lebensraumvielfalt in Fliessgewässern sowie Auswirkungen einer beeinträchtigten Längs- und Quervernetzung auf die Vielfalt und Funktion der aquatischen Lebensgemeinschaften. Einen Schwerpunkt bildeten dabei Blockrampen und Einmündungen von Seitengewässern (Fäh *et al.*, 2011).

Geschiebe- und Habitatsdynamik (2013-2017)

Sediment- und Abflussdynamik bestimmen die Morphologie von Fliessgewässern sowie ihre ökologische Funktionsfähigkeit. In der Schweiz ist die Sedimentdynamik vieler Fliessgewässer beeinträchtigt. Der Mensch hat die Sedimentdynamik durch Stauanlagen, Verbauungen und Begradigungen stark verändert, mit zahlreichen ökologischen Folgen. Die Reaktivierung der Abfluss- und Sedimentdynamik sowie der ökologischen Funktionen ist eine Voraussetzung für die erfolgreiche Aufwertung unserer Gewässer (Revitalisierung und Sanierung Wasserkraft) und ein wichtiges Ziel des Wasserbaugesetzes sowie des revidierten Gewässerschutzgesetzes. Dieses Forschungsprojekt erforschte in den zwei Schwerpunktthemen «Geschiebereaktivierung und Gewässerdynamisierung» und «Revitalisierung von Auenlandschaften» den menschlichen Einfluss auf die Sedimentdynamik in Fliessgewässern. Ausserdem untersuchte es Massnahmen zur Reaktivierung der Dynamik in beeinträchtigten Fliessgewässern und die Folgen auf die Struktur und Funktion von Lebensgemeinschaften (Schleiss *et al.*, 2014).

Lebensraum Gewässer – Sedimentdynamik und Vernetzung (2017-2021)

Von ganz nass bis ganz trocken – naturnahe Flussökosysteme sind weit mehr als nur Wasser: Sie bilden einen Korridor, der Kiesbänke, Auenwald und Tümpel umfasst. Fliessgewässer gehören damit zu den vielfältigsten Lebensräumen der Erde. Im Englischen wurde dafür ein neuer Begriff geschaffen: «riverscape» oder Flussschaft – in Abgrenzung und Analogie zu «landscape», der Landschaft. Ein Grund für die Vielfalt ist die Dynamik. So zerstören und schaffen Hochwasser Lebensräume, etwa indem es zu Sedimentumlagerungen kommt. Tiere, Pflanzen und Pilze haben sich an die Dynamik angepasst und sind oft sogar von ihr abhängig. Viele Fliessgewässer haben ihre Dynamik durch Verbauungen und Regulationen verloren. Die Wiederherstellung der Dynamik ist eine komplexe Aufgabe, insbesondere in einem intensiv bewirtschafteten und dicht besiedelten Land wie der Schweiz. In diesem Forschungsprojekt wird das Thema der vorhergehenden Programmphase aufgrund seiner Aktualität und Dringlichkeit weiter vertieft und ausgeweitet. Dabei steht der Einbezug der Vernetzung im Vordergrund. Das Projekt fokussiert auf die beiden Schwerpunkte Feststofftransport -

«Bedeutung hinsichtlich Sicherheit und Ökologie, vor allem in mittelgrossen Gewässern» - und Gewässerraum - «Optimale Gestaltung, Nutzung und Unterhalt hinsichtlich Sicherheit und Ökologie» (Vetsch *et al.*, 2018).



Abb. 2: Bauliche Vernetzung in Fluss-Landschaften – Neuer Auslaufkanal altes Kraftwerk Haggenbach (Photo: Energie Service Biel/Bienne (ESB))

3 Strategie für eine langfristige Zusammenarbeit

Unter den Programmpartnern bestand der Wunsch nach einem zielgerichteten Vorgehen bei der Planung und Durchführung der zukünftigen Forschungsprojekte. Die Programmpartner teilen die Auffassung, dass für die nächsten 20 Jahre nach wie vor

- Forschungsbedarf besteht,
- praxisorientierte Forschung nötig ist,
- Interdisziplinarität gefragt ist, die einen Mehrwert generiert,
- unterschiedliche Anforderungen von Forschung und Praxis als Herausforderung im Programm zu berücksichtigen sind
- und die Zusammenarbeit von allen beteiligten Institutionen gewollt und getragen sein muss.

Entsprechend haben die Programmpartner eine Strategie mit acht Grundsätzen für die langfristige Weiterentwicklung des Programms formuliert (Tab. 1).

Tab. 1: Acht Grundsätze für die langfristige Weiterführung des interdisziplinären Forschungsprogramms «Wasserbau und Ökologie».

1. Integrative Projektentwicklung
<ul style="list-style-type: none"> • Gleichwertige Verankerung der Disziplinen «Wasserbau» und «Ökologie» • Disziplinen-übergreifende Bearbeitung von Forschungsfragen
2. Schwerpunktbildung durch Projektphasen
<ul style="list-style-type: none"> • Projektphasen mit ausgewählten, klar umrissenen Schwerpunkten • Berücksichtigung aktueller Herausforderungen im Gewässermanagement • Proaktives Vorgehen zur Entwicklung von Lösungsansätzen
3. Systemgrenzen und integrale Betrachtung
<ul style="list-style-type: none"> • Integrale Sicht der Gewässer als vernetzte, dynamische Ökosysteme von hoher Biodiversität und gesellschaftlich-wirtschaftlicher Bedeutung • Fliessgewässer umfassen das Gewässerbett, die Ufer, die umgebenden Auen sowie das Grundwasser innerhalb des Fliessgewässerraumes
4. Vielseitige Produkte und Zielgruppen
<ul style="list-style-type: none"> • Zielgruppen-spezifische Aufbereitung des neu erworbenen Wissens • Primäre Zielgruppe: Fachleute aus Behörden (Bund, Kantone) und Planungsbüros
5. Austausch und Koordination
<ul style="list-style-type: none"> • Austausch und Koordination mit verwandten Aktivitäten aus Wissenschaft und Praxis • Fördern von Synergien, Vermeidung von Doppelspurigkeiten
6. Nationale und internationale Sichtbarkeit
<ul style="list-style-type: none"> • Sichtbarkeit national wie auch international durch Produkte in den Landessprachen und auf Englisch, Konferenzbeiträge, Publikationen in wissenschaftlichen Zeitschriften, etc. • Aktiver Einbezug von Fachleuten aus der Praxis und international Forschenden
7. Personelle Kontinuität und methodische Vielfalt
<ul style="list-style-type: none"> • Personelle Kontinuität im Mittelbau der beteiligten Institutionen gesichert • Längerfristige Einbindung von Mitgliedern der Begleitgruppe • Grosse methodische Vielfalt (z.B. Feld- und Laborarbeiten, Modellierungen)
8. Etablierte institutionelle Zusammenarbeit
<ul style="list-style-type: none"> • Einbringen der fachlichen Kernkompetenzen der beteiligten Institutionen

4 Zusammenfassung

Behörden auf Bundes- und Kantonsebene stehen vor der grossen Herausforderung, die Fliessgewässer als Lebensraum aufzuwerten, den Schutz vor Extremereignissen (z.B. Hochwasser, Trockenheit) sicherzustellen sowie die Nutzung der Gewässer (z.B. für Trinkwasser, Kühlzwecke und Energieerzeugung) zu berücksichtigen. Dies ist eine vielfältige Aufgabe für mehrere Generationen unter sich wandelnden Nutzungsansprüchen. Um die Behörden zu unterstützen, hat das Bundesamt für Umwelt (BAFU) gemeinsam mit den Forschungsinstitutionen

Eawag, LCH (EPFL), VAW (ETH Zürich) und WSL im Jahr 2002 das interdisziplinäre Forschungsprogramm «Wasserbau und Ökologie» (W&Ö) initiiert. Aufgabe des Programms ist es, wissenschaftliche Grundlagen zur Bewältigung aktueller und zukünftiger Herausforderungen im Umgang mit Fließgewässern zu erarbeiten und umsetzungsgerecht aufzubereiten. Das Programm nimmt Erfordernisse zur Umsetzung verschiedener gesetzlicher Grundlagen, Strategien, Aktionspläne und Vollzugsinstrumente auf, insbesondere von der Wasserbau- und Gewässerschutzgesetzgebung, der Naturschutz- und Fischereigesetzgebung, der Biodiversitäts- und Klimaanpassungsstrategie oder auch der Strategie „Umgang mit Naturgefahren in der Schweiz“ des Bundesrats. Die Projekte des Programms sollen sich an jeweils aktuellen, aber auch zukünftigen Anforderungen an die Renaturierung von Fließgewässern, an den Hochwasserschutz und an der Nutzung der Gewässer orientieren, um eine nachhaltige Umsetzung zu gewährleisten. Zudem kann so die praxisorientierte Forschung an den Institutionen langfristig gestärkt und der Dialog zwischen Wissenschaft und Praxis gesichert werden. «Wasserbau» und «Ökologie» und deren Interaktionen sind im Programm gleichwertig verankert. Damit ist das Forschungsprogramm interdisziplinär aufgestellt, d.h. Forschende aus den beiden Disziplinen Ökologie und Wasserbau bearbeiten Forschungsfragen gemeinsam. Die integrative Arbeitsweise ist Berufsfeld-, Disziplinen- und Akteuren-übergreifend. Forschungsarbeiten sowie Praxisprodukte werden in enger Interaktion mit den Akteuren aus dem Fließgewässermanagement entwickelt.

Danksagung

Das Programm Wasserbau und Ökologie wird vom Bundesamt für Umwelt (BAFU) finanziell unterstützt.

Referenzen

- BAFU (2012). Merkblatt-Sammlung Wasserbau und Ökologie: Erkenntnisse aus dem Projekt Integrales Flussgebietsmanagement. Bern: Bundesamt für Umwelt.
- BAFU (2017). Merkblatt-Sammlung Wasserbau und Ökologie: Geschiebe- und Habitatsdynamik. Bern: Bundesamt für Umwelt BAFU.
- Fäh, R., A. Peter, C. Scheidegger, A. Schleiss and (Hrsg.) (2011). "Integrales Flussgebietsmanagement." Wasser Energie Luft 103(3/4): 1-52.
- Peter, A., (Hrsg.) (2004). "Ökologie der Rhone - Resultate aktueller Erhebungen des Forschungsprojekts "Rhone-Thur" " Wasser Energie Luft 96 (11/12): 299-330.
- Schleiss, A., R. Boes, J. Brodersen, M. Doering, M. J. Franca, O. Nadyeina, M. Pfister, C. Robinson, C. Scheidegger, D. Vetsch, C. Weber, V. Weitbrecht and S. Werth (2014). "Geschiebe- und Habitatsdynamik - Forschungsprogramm Wasserbau und Ökologie." Wasser Energie Luft 106(2): 117-122.

Vetsch, D., J. Allen, A. Belser, R. Boes, J. Brodersen, S. Fink, M. Franca, C. Juez, O. Nadyeina, C. Robinson, C. Scheidegger, A. Schleiss, A. Siviglia, C. Weber and V. Weitbrecht (2018). "Forschungsprogramm Wasserbau und Ökologie: Lebensraum Gewässer – Sedimentdynamik und Vernetzung." Wasser Energie Luft 110(1): 19-24.

Adressen der AutorInnen

Prof. Dr. Christoph Scheidegger (korrespondierender Autor)

Eidgenössische Forschungsanstalt für Wald, Schnee und Landschaft WSL

Zürcherstrasse 111, CH-8903 Birmensdorf, Schweiz

christoph.scheidegger@wsl.ch

Dr. Christine Weber

Eawag: Das Wasserforschungs-Institut des ETH-Bereichs

CH-6047 Kastanienbaum, Seestrasse 79

Dr. Giovanni De Cesare

Plateforme de constructions hydrauliques (PL-LCH), EPFL

CH-1015 Lausanne, Station 18

Dr. David Vetsch

Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich

CH-8093 Zürich, Hönggerberggring 26

Dipl. Ing. Anna Belser

Bundesamt für Umwelt (BAFU)

CH-3063 Ittigen, Worblentalstrasse 68



Geotechnische Besonderheiten beim Bau von “Öko-Bermen” auf weichen Flusssedimenten

Geotechnical features when constructing „eco-berms“ on soft river sediment

Roland Stiegeler, Ralf Klocke

Kurzfassung

Viele Stauhaltungsdämme an Flusskraftwerken wurden vor mehreren Jahrzehnten errichtet und müssen inzwischen ertüchtigt sowie aufgrund der verstärkten Anforderungen an die Anlagensicherheit im Hochwasserfall (vgl. DIN 19700-13 Stauanlagen, 2019 und EG HWRM-RL, 2007) erhöht werden. Üblicherweise wird zur Dammerhöhung ein Stauhaltungsdammbau auf seiner Luftseite verbreitert, wodurch in vielen Fällen ein vergleichsweise hoher Flächenbedarf (u.a. auch Eingriff in luftseitigen Auwald, häufig FFH-Gebiet) entsteht.

Vor diesem Hintergrund wurde unter der Federführung der LEW Wasserkraft GmbH mit dem von der Europäischen Kommission im Rahmen des LIFE Programmes geförderten Projekts INADAR (www.inadar.eu) ein innovativer Ansatz zur ökologischen wasserseitigen Dammerhöhung untersucht. Zwei Pilotprojekte mit Gründung wasserseitiger Schüttungen zur Dammbreiterung auf weichen Flusssedimenten von je 500 m Länge wurden gemeinsam mit den regionalen Akteuren entwickelt und von der Universität Innsbruck sowie dem Aueninstitut Neuburg/Donau wissenschaftlich begleitet und evaluiert. Die fachliche Betreuung des geotechnischen Monitorings für das Projekt erfolgte durch das Zentrum Geotechnik der Technischen Universität München.

Im Mittelpunkt des Projekts steht die sogenannte „Öko-Berme“, die mit dem Einbau eines zusätzlichen Dichtungselements zur allgemeinen Dammsicherheitsbeiträge und die Basis für die wasserseitige Dammbreiterung bzw. -erhöhung bietet. Die „Öko-Berme“ hat den Vorteil, dass luftseitig keine wertvollen Flächen (z.B. Auwald und Ackerflächen) benötigt und gleichzeitig auf der Wasserseite im Sinne der EU-WRRL wertvolle Gewässerstrukturen und eine ökologische Aufwertung geschaffen werden.

Abstract

Many dams on river power plants were built several decades ago and now have to be upgraded and elevated due to the increased requirements for system safety

in the event of a flood (see DIN 19700-13 dams, 2019 and EG HWRM-RL, 2007). Usually, a dam on its air side is widened to elevate the dam, which in many cases requires a comparatively high space consumption and an intervention in the air-side riparian forest (often FFH areas). Overall, this results in complex approval procedures and comparatively high costs for replacement and compensation measures. Against this background, under the leadership of LEW Wasserkraft GmbH, the project INADAR (www.inadar.eu), funded by the European Commission as part of the LIFE program, was used to investigate an innovative approach to ecological dam improvement on the water side. Two pilot projects with a length of 500 m were developed together with the regional actors and scientifically supported and evaluated by the University of Innsbruck and the Aueninstitut Neuburg / Donau. The geotechnical monitoring of the project was carried out by the Geotechnical Center of the Technical University of Munich. The core of the project is the so-called “eco berm”, which contributes to the general stability of the dam with the installation of an additional sealing element and provides the basis for a widening or elevation of the dam on the water side. The ecological advantage of the eco-berm is that no consumption of space on the air side is necessary. Riparian forests accompanying the storage space are protected and agricultural areas are not impaired. Valuable water structures are created on the water side in accordance with the EU WRRL.

1 Einleitung

Der Bau von Öko-Bermen an Stauhaltungsdammen eignet sich für alle Flussabschnitte, in denen der Abflussquerschnitt des Gewässers für den Hochwasserschutz keine entscheidende Rolle spielt, wie z. B. im Bereich von Staubecken im Oberwasser von Laufkraftwerken. Aus geotechnischer Sicht stellen solche wasserseitigen Dammverbreiterungen eine Besonderheit dar, wenn sie in Verlandungsbereichen der Staubecken auf weichen Fluss-sedimenten aufgelagert werden sollen. Um für diesen Fall die technische Ausführbarkeit, Standsicherheit und ökologische Wirksamkeit der Bauweise „Öko-Berme“ zu untersuchen, wurde nach positiven Erfahrungen an der Donau-Staustufe Günzburg im Rahmen des oben genannten Forschungsprojekts in den Stauräumen der Staustufen Oberelchingen (Bau Nov. 2016) und Offingen (Bau April 2017) jeweils eine 500 m lange Versuchsstrecke ausgeführt (Abb. 1.).

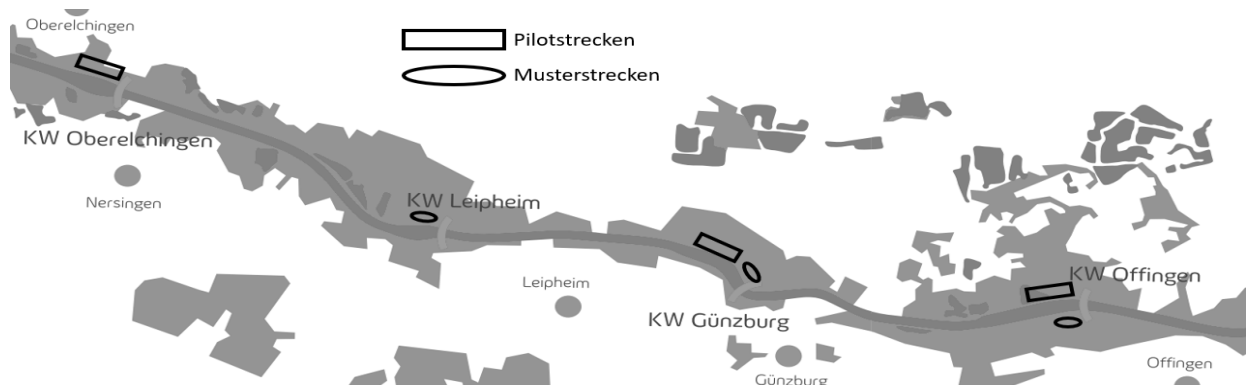


Abb. 1: Lage der Donau-Staustufen Oberelchingen und Offingen

2 Aufbau der „Öko-Berme“ und geotechnische Fragestellungen

Die bestehenden Stauhaltungsdämme der Staustufen an der Donau und am Lech besitzen überwiegend eine vergleichsweise moderate Höhe von ca. 2,5 m bis ca. 6 m und sind wasserseitig mit Böschungsbetonplatten (1. Dichtungselement) abgedichtet (Abb. 2).

Häufig weisen weite Bereiche der oben genannten Stauräume Verlandungen aus breiig-weichen Flusssedimenten auf, die sich im Laufe der vergangenen Jahrzehnte abgelagert haben (Abb. 2).

In Abb. 2 ist ebenfalls der Aufbau der in den Versuchsstrecken untersuchten Bauweise „Öko-Berme“ (Bentonit-Sand-Matte, Geogitter über Filtervlies, Schotter / Wasserbausteine) dargestellt.

Breiig-weiche Flusssedimente weisen bereits bei vergleichsweise geringen Lasten eine große Zusammendrückbarkeit und eine geringe Scherfestigkeit auf, woraus sich für den Bau der „Öko-Berme“ auf diesen Böden die nachfolgend aufgezählten, in Abb. 3 u. Abb. 4 erläuterten geotechnischen Herausforderungen ergeben:

- Ist die „Öko-Berme“ auf den breiig-weichen Flusssedimenten baubar bzw. reicht die Anfangsstandsicherheit im undranierten Zustand der Flusssedimente aus, um die Schüttungen herstellen zu können?
- Kommen die in den Flusssedimenten zu erwartenden großen Verformungen zur Ruhe oder stellt sich ein unerwünschtes Setzungskriechen ein (Abb.3)?
- Ist der Querschnitt „Öko-Berme“ auf den Flusssedimenten dauerhaft standsicher? (Abb.4)
- Ist die Gleitsicherheit des 2. Dichtungselements auf den Böschungsbetonplatten ausreichend und ist das 2. Dichtungselement auch bei großen Verformungen dauerhaft wirksam (Abb.3)?

«Ökoberme» -Querschnitt

Ziele:

- Ökologische Aufwertung Stauraum
- Verbreiterung bestehender Damm zum Zweck der Erhöhung
- Zusätzliche Abdichtung / Dichtungserhöhung

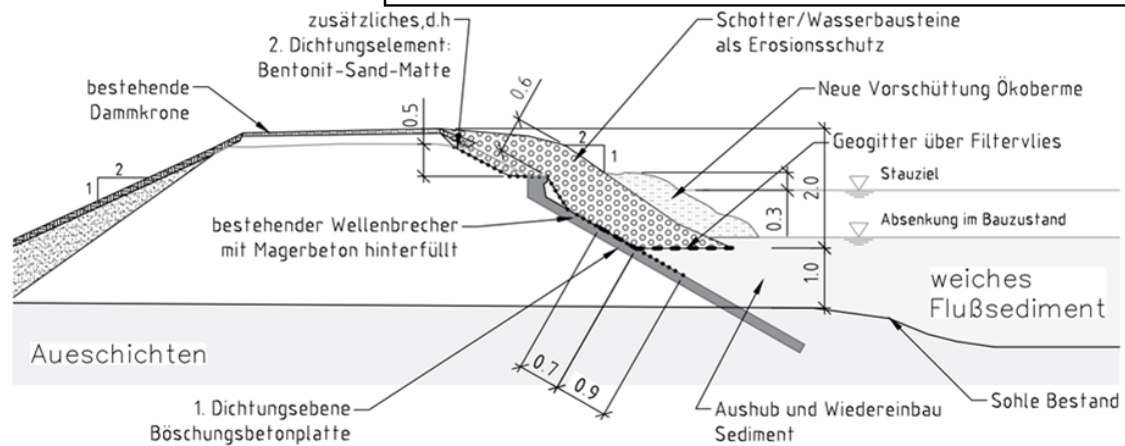


Abb. 2: Ausgangsquerschnitt und Aufbau der "Öko-Berme"

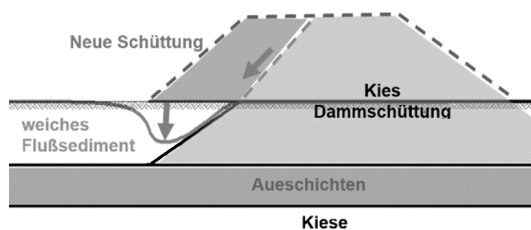


Abb. 3: Geotechnische Herausforderung: große Setzungen / Verformungen in den Flusssedimenten infolge der Last aus der neuen Schüttung (Konsolidationssetzungen und Setzungskriechen)

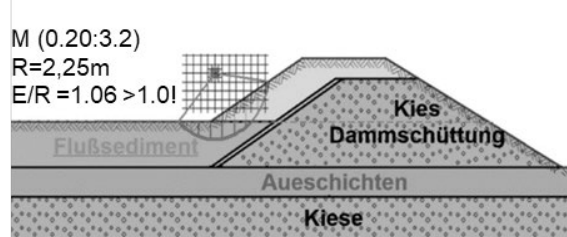


Abb. 4: Geotechnische Herausforderung: heikle Standsicherheit (Geländebruch unter der wasserseitigen neuen Schüttung im undrnierten Anfangs- und drnierten Endzustand)

3 Vorbereitende Untersuchungen

Die bodenmechanischen Eigenschaften der breiig-weichen Flusssedimente, als wichtige Grundlage für Verformungs- und Standsicherheitsberechnungen, wurden vorab an den jeweiligen Standorten für die Versuchsstrecken in situ und an entnommenen Bodenproben im bodenmechanischen Labor der TU München untersucht.

Neben klassifizierenden Versuchen (Korngrößenverteilung, Plastizitätsgrenzen, Wassergehalt), Bestimmung der org. Bestandteile und Dichtebestimmungen wurden auch Kompressionsversuche zur Untersuchung des Verformungs- und Kriechverhaltens, Rahmenscherversuche zur Untersuchung der Scherfestigkeit im Endzustand und Versuche zur Untersuchung der Durchlässigkeit sowie in situ

Flügelschersondierungen zur Untersuchung der undrännierten Scherfestigkeit der Flusssedimente im unkonsolidierten Anfangszustand durchgeführt.

Als weiteren für das System wesentlichen Gesichtspunkt wurde vorab das Kontaktreibungsverhalten zwischen dem eingesetzten Dichtungselement (hier: kombinierte Bentonit-Sand-Matte, Bentofix BZ 13-B der Firma NAUE GmbH&Co. KG) und den Böschungsbetonplatten mittels zahlreicher Schiefe-Ebene-Versuche nach DIN EN ISO 12957-2 untersucht. Solchen Versuchen kommt bei dem hier betrachteten System eine besondere Bedeutung zu, da das Kontaktreibungsverhalten je nach eingesetztem Produkt des Dichtungselements und der Oberfläche der Böschungsbetonplatten stark variieren kann. Da bei der hier angewendeten Bauweise die Dichtungsbahn mit Schottermaterial überschüttet wurde und deshalb ein besonderer Schutz der Dichtungsbahn vor dem groben Schüttmaterial erforderlich war, ist die vorgenannte kombinierte Bentonit-Sand-Matte ausgewählt worden.

4 Bau der Versuchsstrecken, Einbau von Messeinrichtungen

Für die Herstellung der „Öko-Berme“ wurde in den Staustufen Oberelchingen und Offingen der Stauspiegel um ca. 1 m abgesenkt, so dass in den Verlandungszonen die Oberfläche der Flusssedimente sichtbar wurde und die Baumaßnahmen „im Trockenen“ ausgeführt werden konnten (Abb. 5). Nach Aushub des ca. 0,5 m tiefen Einbindegrabens für die Bentonit-Sand-Matte und der groben Säuberung der Böschungsbetonplatten wurden die Bentonit-Sand-Matten beginnend von Unterstrom in Richtung Oberstrom mit einer Überlappung von je ca. 0,7 m (incl. 50%igen Sicherheitszuschlag um ggf. starke Verformung bzw. Setzungen in der Betonplatte auszugleichen) auf die Böschungsbetonplatten aufgelegt. Anschließend wurden der Einbindegraben mit Sediment wiederverfüllt, das geotextile Vlies und das zur Fußstabilisierung der neuen Schüttung erforderliche Geogitter verlegt (Abb. 5).

Zur Untersuchung der unter Ziffer 2 beschriebenen Fragestellungen wurden in den beiden Versuchsstrecken an zahlreichen Stellen 3 Typen von Messeinrichtungen eingebaut.

Zur Messung der infolge Überschüttung in den Sedimenten auftretenden Setzungen wurden in Offingen an 10 Stellen bzw. in Oberelchingen an 6 Stellen auf dem Geogitter noch vor dem Aufbringen der neuen Schüttungen Setzungsmesspegel „SP“ eingebaut.

Des Weiteren wurden in beiden Versuchsstrecken an jeweils 4 Stellen im unteren Viertel der Bentonit-Sand-Matten spezielle Messstangen „MS“ installiert, mit de-

nen die zwischen den Böschungsbetonplatten und den Bentonit-Sand-Matten infolge der Überschüttung in Böschungsfalldinie auftretenden Relativverschiebungen gemessen werden konnten.



Abb. 5: Bau der „Öko-Berme“ in den Versuchsstrecken (Messeinrichtungen hier nicht im Bild)

Die Messung der Setzungen und Relativverschiebungen erfolgte ab Schüttbeginn für die „Öko-Berme“ geodätisch durch einen Vermessungsingenieur.

Zur Überprüfung der System-Dichtigkeit (Durchsickerung, Hintersickerung) des neu eingebauten 2. Dichtungselements (Bentonit-Sand-Matte) wurden in den Versuchsstrecken an 6 Stellen (Offingen) bzw. an 5 Stellen (Oberelchingen) zwischen Dichtungsbahn und Böschungsbeton flächige Messstellen zur Messung der Sickerwassermengen eingebaut. Diese Messeinrichtungen wurden sowohl im Überlappungsbereich zweier Dichtungsbahnen als auch in der Mitte einer Dichtungsbahn angeordnet. Weiterhin wurden zur Untersuchung, ob eine zusätzliche Abdichtung des unteren Endes der Dichtungsbahn mittels Bentonitpaste eine erhebliche Verbesserung der Dichtwirkung mit sich bringt, 2 Varianten dieser Messeinrichtung (mit und ohne Bentonitpaste am unteren Rand der Dichtungsbahn) ausgeführt.

Nach dem Einbau der oben beschriebenen Messstellen wurden die Schüttungen für die „Öko-Berme“ fertiggestellt (Abb. 6).



Abb. 6: Fertigstellung der Versuchsstrecke durch lageweisen Einbau des Schottermaterials

5 Messergebnisse

In Abb. 7 sind beispielhaft die Ergebnisse von Messungen mit den unter Ziffer 4 beschriebenen Setzungsmesspegeln der Versuchsstrecke Offingen dargestellt (Flusssedimentdicken unter den neuen Schüttungen ca. 1,0 m bis ca. 1,3 m). An den Setzungsmesspegeln „SP“ sind während der Schüttarbeiten in den Flusssedimenten Sofortsetzungen von ca. 2 cm bis 20 cm gemessen worden.

Im Zuge der Konsolidationssetzungen (Primärsetzungen) haben sich die Setzungen innerhalb von ca. 100 Tagen auf Werte von ca. 3 cm bis ca. 23 cm weiter vergrößert. Die ökologische Ufergestaltung, ca. 100 Tage nach dem Bau der neuen Schüttungen, hat durch weitere Lasten erneut Konsolidationssetzungen in einer Größenordnung von ca. 0,5 cm bis 3,0 cm ausgelöst (Abb. 7). Unter Einbeziehung von Kriechverformungen sind dann im Laufe der Zeit (letzte Messung bislang nach ca. 890 Tagen) die Setzungen auf ca. 5 cm bis ca. 29 cm angewachsen. Mit Messungen im Frühjahr 2019 wurden im Vergleich zu den Ergebnissen im Jahr 2018 nur noch an 4 von 10 Messstellen geringe Setzungszunahmen bis maximal ca. 3 mm festgestellt und es wird ein vollständiges Abklingen der Setzungen an allen Messstellen erwartet.

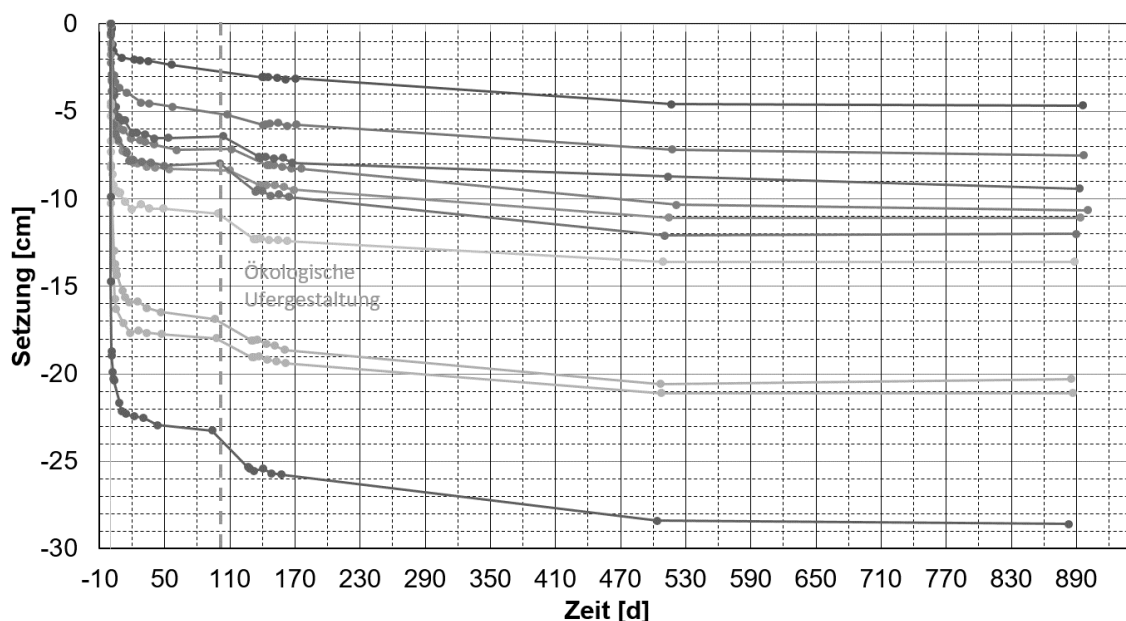


Abb. 7: Versuchsstrecke Offingen – mittels 10 Setzungsmesspegeln „SP“ gemessene Setzungen der neuen Schüttungen (Messbeginn Mitte Nov. 2016)

Die in den Versuchsstrecken mit jeweils 4 Messstangen „MS“ gemessenen Relativverschiebungen zwischen Bentonit-Sand-Matte und Böschungsbeton sind ab ca. 30 Tagen nach Aufbringen der Schüttungen jeweils konstant und betragen minimal ca. 3,5 mm und maximal ca. 11 mm. Diese Verschiebungen werden für die Funktionstüchtigkeit der Sand-Bentonit-Matte als unschädlich angesehen.

Bei den Messeinrichtungen zur Dichtigkeitsmessung zeigte sich, dass die Messstellen mit unterer Randabdichtung eine bessere abdichtende Wirkung des auf den Böschungsbetonplatten liegenden 2. Dichtungselements (Bentonit-Sand-Matte) aufweisen als ohne unterer Randabdichtung.

6 Ergebnisse aus Finite-Element-Berechnungen

Um die Ausführbarkeit der „Öko-Berme“ auf breiig-weichen Flusssedimenten auch für Schüttungen einschätzen zu können, die höher und breiter als in den Versuchsstrecken sind, wurden Finite-Element-Berechnungen mit dem Rechenprogramm Plaxis unter Verwendung des Stoffmodells „Soft-Soil“ durchgeführt. Diese FEM-Berechnungen mit Variation der Breite der neuen Schüttungen zeigen für vergleichsweise schmale Schüttungen (z.B. < 2,0 m) rechnerisch nur in den Flusssedimenten plastifizierte Bodenzonen und auf den Fußbereich der neuen Schüttung begrenzte Verformungen.

Für breite Schüttungen (z.B. 3,5 m) werden in den FEM-Berechnungen überproportional größere Verformungen berechnet und die plastifizierten Bodenzonen erfassen bereits bei vergleichsweise kleinen Schütthöhen große Teile der neuen Schüttung. Mit einem Böschungsgrundbruch muss hier gerechnet werden. Mittelbar wird hierdurch auch das Maß einer möglichen Dammerhöhung begrenzt.

7 Schlussfolgerungen

Aus den Erfahrungen und Messergebnissen der Versuchsstrecken und den Ergebnissen aus FEM-Berechnungen können für den Bau von „Öko-Bermen“ auf breiig-weichen Flusssedimenten aktuell folgende Schlussfolgerungen gezogen werden:

Die wichtigste Voraussetzung für den Bau von „Öko-Bermen“ auf Flusssedimenten ist deren dauerhafte Lagestabilität. Erosionen gefährden unmittelbar die Standsicherheit der wasserseitigen Schüttung.

„Öko-Bermen“ sind auf weichen / breiigen Flusssedimenten baubar.

Bislang liegen positive Erfahrungen vor für Sedimentdicken unter den neuen Schüttungen bis ca. 1 m sowie Schüttbreiten von ca. 2,0 m und Schütthöhen bis ca. 2,5 m. Für diese Geometrien wurde trotz großer Verformungen kein Versagen der neuen Schüttungen beobachtet.

Für den Fall deutlich größerer Sedimentdicken, größerer Schüttbreiten oder größerer Schütthöhen muss gemäß den bislang durchgeführten FEM-Berechnungen damit gerechnet werden, dass infolge großer Verformungen in den Flusssedimenten unter den neuen Schüttungen ein Böschungsgrundbruch auftritt.

Das auf den Böschungsbetonplatten eingebaute, zusätzliche 2. Dichtungselement ist wirksam, so dass eventuell auf die gemäß DIN 19700 Teil 13 vorgesehene Bemessungssituation BS-A „Dichtung defekt“ verzichtet werden könnte.

Bei ausreichendem Kontaktreibungsverhalten zwischen den Böschungsbetonplatten und den eingesetzten Dichtungsbahnen (muss produktabhängig untersucht werden) bleibt die Dichtigkeit des 2. Dichtungselements auch bei großen Verformungen der neuen Schüttungen erhalten. Eine Abdichtung mit Bentonitpaste am unteren Rand der Dichtungsbahn vermindert wirksam eine Hinterläufigkeit des 2. Dichtungselements.

Mit den bislang durchgeführten Verformungsmessungen wurden zusätzliche Erkenntnisse zu den Langzeitverformungen dieser Bauweise aufgrund von Kriechen in den Flusssedimenten gewonnen. Diese Messungen zeigen, dass bei den hier ausgeführten Geometrien die Flusssedimente nur geringe Kriechneigung aufweisen. Bezüglich der Verformungsprognose für andere Geometrie- und Baugrundverhältnisse besteht ergänzender Forschungsbedarf.

Adressen der Autoren

Roland Stiegeler

Zentrum Geotechnik, TU München (TUM)

D-81245 München

Ralf Klocke

LEW Wasserkraft GmbH

D-86150 Augsburg



Einfluss der Vegetation auf aquatische Habitatverhältnisse in Fließgewässern

Influence of vegetation on aquatic habitats in flowing waters

Rima Alshomaree, Jürgen Stamm

Kurzfassung

Das Einbringen standorttypischer Gehölze am Ufer und in der Aue bzw. dem Vorland von Fließgewässern wird meist vorgenommen, um eine Verbesserung des ökologischen Zustands von Fließgewässern nach der Europäischen Wasserrahmenrichtlinie (EU-WRRL) zu erreichen. In der Praxis gibt es eine Vielzahl von gelungenen Beispielen, aber auch solche, an denen kostenintensive Renaturierungsmaßnahmen nach Stand des Wissens bislang nicht zur signifikanten Verbesserung des ökologischen Zustands geführt haben. Gründe dafür können das fehlende bzw. zu geringe Wiederbesiedlungspotenzial und zudem die lange Reaktionszeit des Ökosystems sein. Vor dem Hintergrund der begrenzten zeitlichen und finanziellen Ressourcen sind die Ziele der EU-WRRL ambitioniert. Daher sollten Maßnahmen möglichst optimiert ausgeführt werden. Die Habitatmodellierung kann hierbei als eine wesentliche Entscheidungsunterstützung dienen, um die Wirkung von Renaturierungsmaßnahmen an Gewässern vorab qualitativ zu beurteilen. Zudem können grundlegende Erkenntnisse zur Wirkung von Vegetationsmustern gewonnen werden. Im Rahmen des vorliegenden Beitrags wird die Verbesserung der Habitateignung durch Einbringen von Ufervegetation und der damit verbundenen Entwicklung der Sohlbathymetrie modellhaft untersucht und quantifiziert. Dazu werden die Informationen quasistationärer sedimentologischer Laborversuche kombiniert mit hydropnumerisch ermittelten hydraulischen Daten. Anschließend wurde eine Habitateignungsmodellierung (HSM) mit CASiMiR für verschiedene strömungstypisierte Organismengruppen des Makrozoobenthos durchgeführt. Ziel dieser Studie ist die Evaluation strukturierter Ufervegetation hinsichtlich der induzierten Strömungs- und Sohldiversität zur Unterstützung von Renaturierungsmaßnahmen unter Verwendung des Habitateignungsmodells.

Abstract

The introduction of site-typical woody plants on the banks and in the floodplain or foreland of running waters is usually carried out in order to improve the ecological status of running waters in accordance with the European Water Framework Directive (WFD). In practice, there are a large number of successful examples, but

also examples where cost-intensive renaturation measures have so far not led to a significant improvement in the ecological status based on the current state of knowledge. Reasons for this can be the lack of or insufficient potential for repopulation and also the long reaction time of the ecosystem. In the light of limited time and financial resources, the objectives of the WFD are ambitious. Measures should therefore be implemented during the planning as optimally as possible. Habitat modelling can be used as an essential decision support to qualitatively assess the impact of renaturation measures on water bodies in advance. In addition, fundamental knowledge about the effect of vegetation patterns can be gained. The present publication examines the improvement of habitat suitability by introducing riparian vegetation and the associated development of the bottom bathymetry in a model-based manner. For this purpose, the information of quasi-stationary sedimentological laboratory experiments is combined with hydronumerically determined hydraulic data. Subsequently, a habitat suitability modelling (HSM) with CASiMiR was carried out for different flow-typical organism groups of macrozoobenthos. The aim of this study is to evaluate structured riparian vegetation with regard to induced flow and bed diversity to support renaturation measures using the habitat suitability model.

1 Einleitung

Durch anthropogenen Einfluss am Fließgewässer und im Einzugsgebiet sind Fließgewässersysteme stark degeneriert. Zur Erreichung des guten ökologischen Zustands nach der EU-WRRL ist daher eine integrierte Betrachtung aus Sicht des Wasserbaus und der Hydrobiologie notwendig. Auf Grundlage der Hypothese „Strukturdiversität fördert die Artenvielfalt der aquatischen Biozönose“ wurden im Rahmen des Forschungsprojekts „In_StröHmunG“ sedimentologische Laborversuche mit verschiedenen Bewuchsanordnungen am Institut für Wasserbau und THM der TU Dresden (IWD) durchgeführt. Sie bilden modellhaft den Mortelbach, ein Fließgewässer II. Ordnung mit dem LAWA-Typ 5, im Maßstab 1:4 ab (DWA, 2018).

2 Physikalisch-morphologisches Modell – IWD

Zur Bewertung der Habitateignung infolge von Böschungsvegetation werden die hydromorphologischen Zusammenhänge in der morphologischen Laborrinne untersucht. Obwohl alle Naturprozesse zeitabhängig (instationär) sind, verläuft eine Hochwasserwelle eventuell ausreichend langsam. Ausgehend davon wird in dem vorliegenden Fachbeitrag ein Hochwasserereignis als Annäherung durch eine Aufeinanderfolge von zeitunabhängigen (stationären) Zuständen nachgebildet

(Abb.2, links). Unter der quasistationären Randbedingung wurden die zwei Varianten V16 und V21 mit unterschiedlichen Bewuchsanordnungen an den Böschungen über sieben Versuchstage im Labor untersucht (Abb.1).

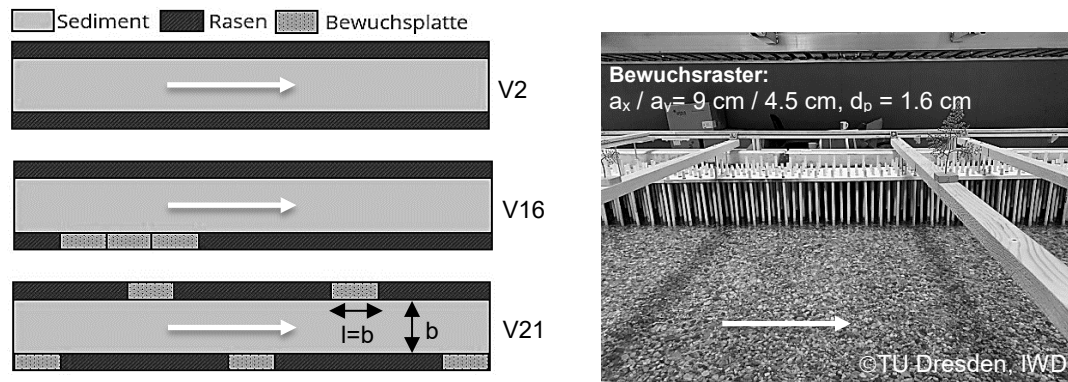


Abb. 1: Links: Versuchsvarianten mit zwei Bewuchsszenarien (Referenzvariante (V2) ohne Bewuchs, Variante (V16) mit einseitigem Bewuchs, Variante (V21) mit beidseitigem, abwechselndem Bewuchs), Rechts: Böschungsbewuchs mit einer Porosität von $\Phi=0.948$ nach (DIN EN ISO 14688-1)

Die Referenzversuche V2 mit Kleinbewuchs in Form von Rasen entlang der Böschungen fanden unter Klarwasserbedingungen statt, so dass eine Veränderung der Sohle in den nachfolgenden Varianten nur vegetationsbedingt bleibt. Die Versuche beschränken sich in einem geraden Gerinne mit vorwiegend kiesigen Sohlmaterial ($d_{50}=5.4 \text{ mm}$).

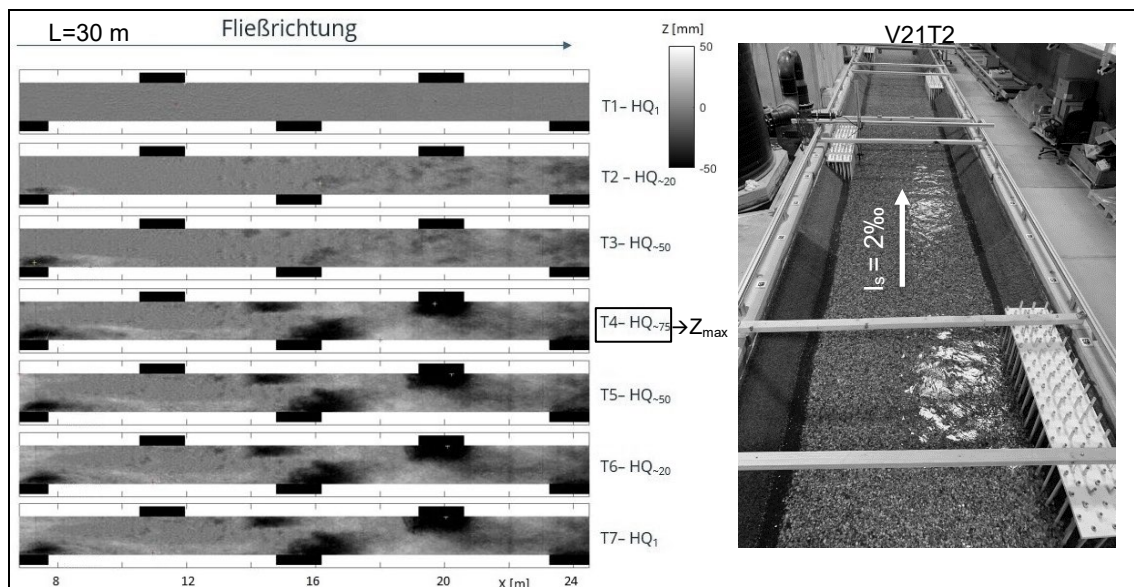


Abb. 2: Sohlumlagerungen unter einem quasistationären Zustand über 7 Versuchstage, V21

Nach Erreichen der Spitze der quasistationären HW-Welle (nach T4-HQ₇₅) wurde das ausgetragene Sediment am Auslauf des Modells gesammelt und am Einlauf zugegeben, um annäherungsweise ein geschlossenes morphologisches Modell

zu animieren. Daher sind lokale Ablagerungserscheinungen am Einlauf des Modells ab dem fünften Versuchstag (ab T5-HQ₅₀) zu sehen (Abb. 2). Die räumliche Geschwindigkeitsverteilung in zwei Querschnitten, der Wasserspiegel im mittleren Langschnitt sowie auch die flächendeckende Sohlumlagerung im trockenen Zustand wurden bei jedem einzelnen Versuch erfasst.

Infolge der dichteren Ufervegetation zeigte der Böschungsbewuchs deutlich lokale Kolk- und Ablagerungserscheinungen bei allmählicher Erhöhung des Abflusses (Abb. 2). Durch die umlenkungsbedingte Turbulenz ist die größte Sohldiversität ab dem 4. Versuchstag bei dem vierten Bewuchsraster festzustellen. Weiterhin bestätigen die Messergebnisse eine horizontale und vertikale Abweichung der maximalen Fließgeschwindigkeit in Abhängigkeit der vegetationsbedingten Sohlverlagerungen (Abb. 3). Somit wurde die Tatsache bestätigt, dass eine Erhöhung der Strömungsdiversität und die Ausbildung vielfältiger Sohlstrukturen durch Uferbewuchs erzeugt werden können.

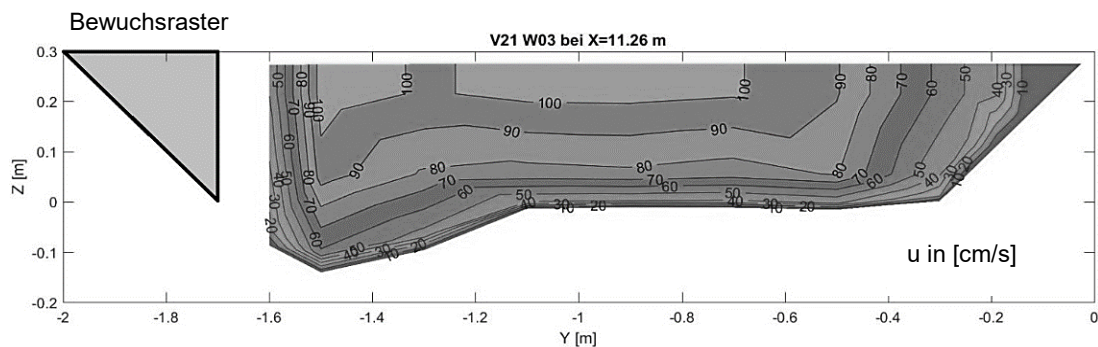


Abb. 3: Isotachenplan der Fließgeschwindigkeit im Querschnitt mit beidseitiger alternierend angeordneter Ufervegetation bei HQ₇₅, V21, bearbeitet aus (Dörgeloh, 2018)

3 Hydronumerisches Modell – TELEMAC-2D

Aus technischen Gründen sind nicht alle abiotische Randbedingungen durch physikalische Modellierung messbar. Daher werden die zur Habitatbetrachtung relevanten abiotischen Daten für Wasserstände und Fließgeschwindigkeiten durch eine hydronumerische (HN)-Modellierung ergänzt. Die Messwerte aus dem physikalischen Modellversuch wurden daraufhin u.a. zur Validierung eines mehrdimensionalen HN-Modells der Hydrodynamik und Morphodynamik in TELEMAC genutzt. Das liefert flächige Daten im Vergleich zu Messungen, die nur punktuell oder querschnittsweise erhoben werden können und bildet damit die Datengrundlage für die Bewertung der Habitateignung. Infolge der Ufervegetation ist die Umlenkung der Hauptströmung entlang des Gerinnes sowie die Bremsung der Geschwindigkeit im Bewuchsfeld in Fließrichtung erkennbar (Abb. 4). Hinsichtlich der ökologischen Bewertung werden die Ergebnisse des HN-Modells für die weitere Verarbeitung der Habitatmodellierung verwendet.

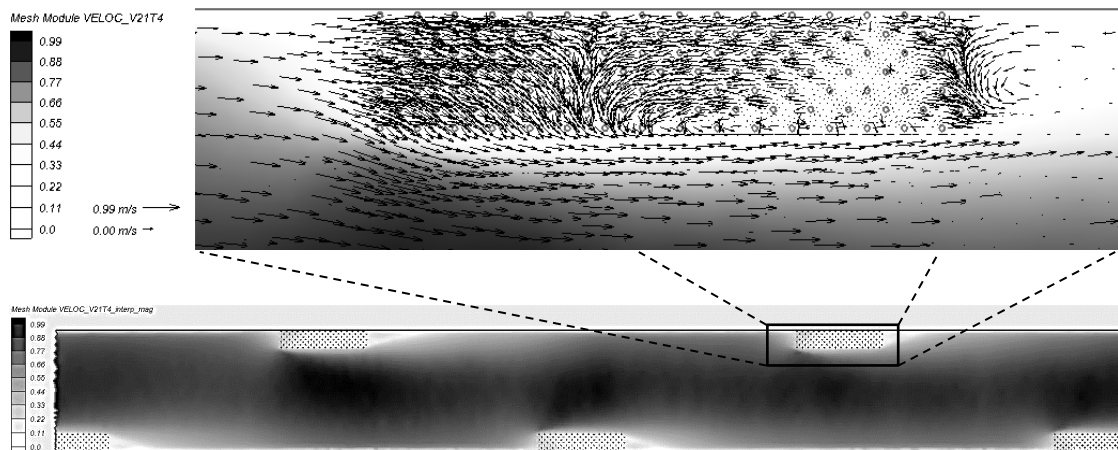


Abb. 4: Nachbildung der Fließgeschwindigkeit im Laborrinne bei HQ₇₅, V21

4 Habitateignungsmodellierung (HSM) – CASiMiR Fish

Die hierfür eingesetzten Methoden beinhalten die Nachbildung der abiotischen Randbedingungen in der morphologischen Laborrinne und die Ergänzung der Daten mit dem hydrodynamischen Modell TELEMAC sowie die Weiterverwendung der numerischen Resultate in dem Habitatsimulationsmodell CASiMiR. Das Habitatmodell CASiMiR realisiert die Verknüpfung von kombinierten lebensraum-beschreibenden Variablen mit den Ansprüchen einer Indikatorart am Habitat über einen multivariaten fuzzylogischen Ansatz (Schneider *et al.*, 2010). Die Resultate der Modellierung geben eine Vorhersage über die Habitatverfügbarkeit in Fließgewässern.

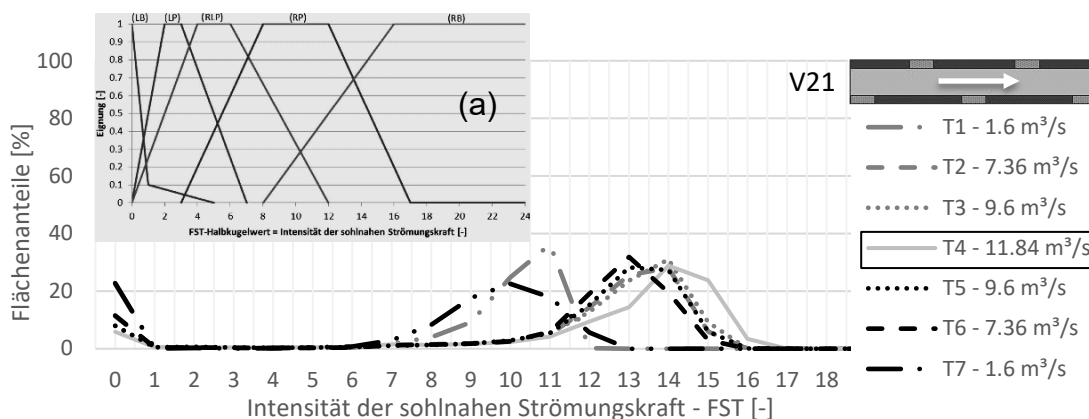


Abb. 5: Veränderung der sohnahen Strömungskraft (FST) durch die Vegetationsplatten bei quasistationärem Abflussverlauf, V21, (a): Präferenzkurven Makrozoobenthos für FST

Die Böschungsvegetation erhöht die Diversität der FST-Werte insbesondere am Rand der Versuchsrinne und im angrenzenden Bereich um die Bewuchsplatten (Abb. 5). Nach Ausbildung der Pool-Riffle-Struktur durch den maximalen Abfluss

HQ₇₅ ist die FST-Diversität auch bei den niedrigen Abflüssen im Vergleich zu vorher erhöht. Dieser Effekt ist bei der Variante V21 mit beidseitigem, abwechselndem Uferbewuchs stärker als bei (V16) mit einseitigen Bewuchs.

Das Programm CASiMiR-Fish 2D berechnet den integralen Wert der gewichteten nutzbaren Fläche $WUA=f(Q)$ «*weighted usable area*». Im Idealfall beträgt die WUA 1.0, wenn alle Einzelflächen der optimalen Eignung der benetzten Fläche entsprechen (Schneider *et al.*, 2010). Der Wert der WUA kann bei Betrachtung mehrerer Arten oder funktionalen Gruppen größer als die benetzte Fläche sein, da Einzelflächen für mehrere Arten gleichzeitig als geeignet bewertet werden können. Das integrale Habitat-Angebot WUA wird durch die benetzte Fläche A_{ges} dividiert um den «*hydraulic-habitat-suitability-index*» $HHS=f(Q)$ nach (Jorde, 1996) zu erhalten. Ein Parameter der ökologischen Typisierung von Makrozoobenthosarten ist der Strömungstyp, der die Präferenz einer Art gegenüber der Strömungsgeschwindigkeit wiedergibt. In einem typischen Mittelgebirgsbach «Referenzgewässer» ist der Strömungstyp Rheophil-RP mit 60% am häufigsten vertreten, diese Fließgewässerarten bevorzugen hohe Fließgeschwindigkeiten. Das Gegenteil von Rheophil-RP sind Limnophile-LP Arten mit einem Anteil von ca. 5% im Referenzgewässer, die hohe Fließgeschwindigkeiten eher meiden. Arten die häufiger bis vorwiegend in ruhigen Zonen von schnellen Fließgewässern aber auch in Stillgewässern vorkommen werden als Rheolimno-RLP (20%) zusammengefasst, (Abb. 5 - (a)) (Niebergall, 2019).

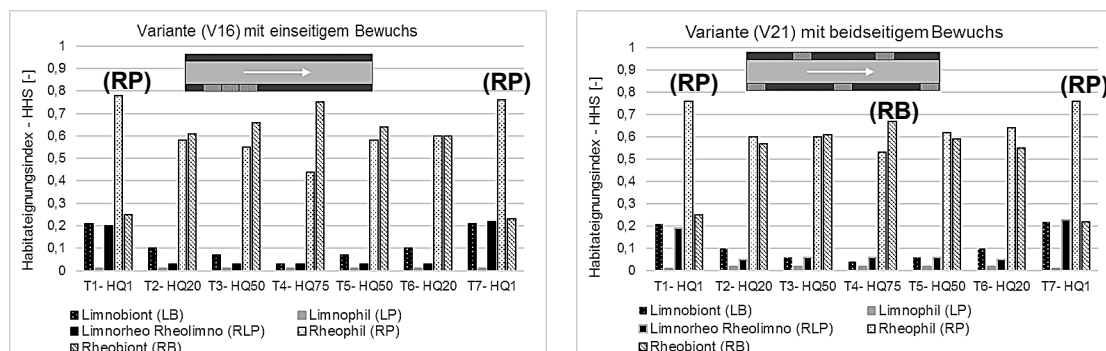


Abb. 6: Habitatsignungsindex im Vergleich beider untersuchten Variante, V16 und V21

In Abbildung 6 ist der Habitatsignungsindex der Strömungstypen für die sieben Zeitschritte dargestellt. Die höchste Habitatsignung von 0.76 wird bei der rheophilen Gruppen bei beiden Anordnungsvarianten der Böschungsvegetation bei HQ₁ zum Zeitpunkt T1 und T7 erreicht. Mit zunehmenden Abfluss fördert die beidseitige Anordnung die Strömungsgruppe Rheophil im Vergleich zu Rheobiont und steigert im Durchschnitt den Habitatsignungsindex aller Strömungsgruppen stärker als im Vergleich zur Variante V16 mit einseitigen Bewuchs.

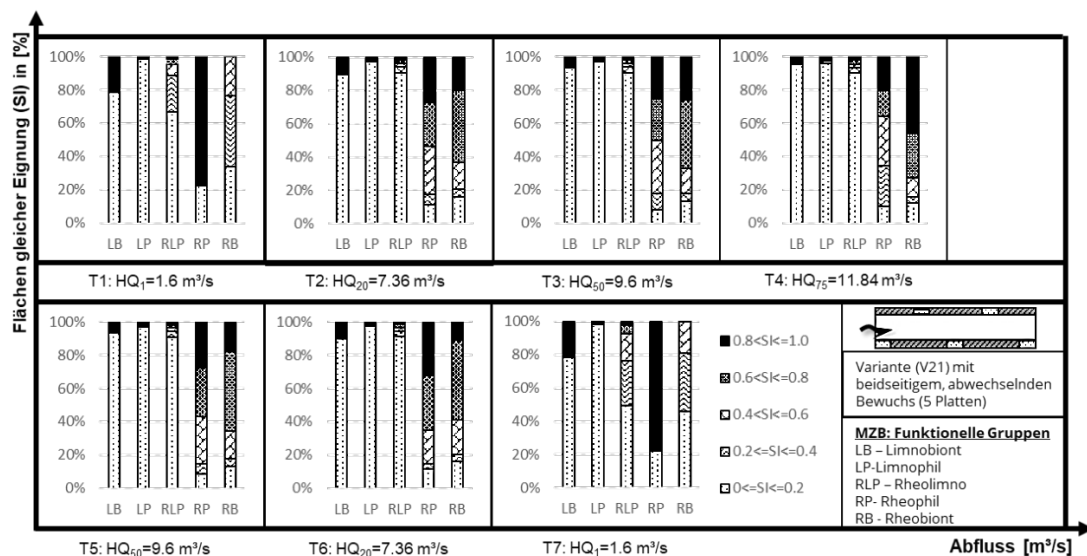


Abb. 7: Habitateignung der beidseitigen abwechselnden Vegetation, V21

Auch wenn der Habitateignungsindex bei den höheren Abflüssen geringer wird, hat die Böschungsfunktion dort eine wichtige Funktion für die ökologische Habitateignung, diese ist aber eher in der räumlichen Darstellung des integralen Habitat-Angebot WUA erkennbar (Abb.7). Bei den Anteilen der Flächen gleicher Eignung Si [%] im Detail für die Strömungsgruppen des MZBs ist erkennbar, dass für die rheophile Gruppe nach dem höchsten Hochwasserabfluss HQ_{75} in den nachfolgenden Zeitschritten der Anteil geeigneter Flächen steigt. In den dazugehörigen räumlichen Bildern wird deutlich, dass die ausgebildeten Pools zwischen der Böschungsvegetation von einer guten Habitateignung auf eine sehr gute Habitateignung verbessert wird. Zusammenfassend lässt sich für die Zielgruppen Rheolimno und Rheophil sagen, dass durch die eingebrachte Böschungsvegetation und dem Einfluss der Hochwasserabflüsse die Diversität der FST-Werte erhöht wird und auch die potentielle Habitateignung im Modell verbessert wird. Aber auch die eher stillwasserliebenden Arten können in den Randbereichen und in der Böschungsvegetation selbst durch diese FST-Diversität gute Habitatbedingungen an der Gewässersohle vorfinden.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Zur ökologischen Bewertung von naturnahen und naturfernen Fließgewässern sind die hochdynamischen Zusammenhänge des Gewässers zu verstehen, die sich in einer permanenten Wechselbeziehung aus abiotischen und biotischen Komponenten befinden. Die Habitatmodellierung bietet eine mögliche interdisziplinäre Verknüpfung der abiotischen und biotischen Randbedingungen, in der die Habitatverfügbarkeit anhand der Ansprüche bestimmter Indikatorarten an diesen

Lebensraum evaluiert wird. Da Fließgewässer sich zeitlich und räumlich in einer hoch ausgeprägten Heterogenität der abiotischen Randbedingungen befinden, kommen in diesem Zusammenhang hydronumerische Modelle zum Einsatz. Sie beinhalten eine Konzeptualisierung vielseitiger Prozesse der Natur und bieten somit die Datengrundlage zur Bewertung der Habitateignung. Quasistationäre gegenüber stationärer Betrachtung können weitere Aussagen über den Einfluss der Überflutungsdauer während Hochwasserereignissen liefern. In diesem Kontext stellt sich die Frage, welches Hochwasserereignis ausreichend lang ist, um die gleichen Impulse auf Sedimentkörner auszuüben, wie das Ereignis mit maximaler Schubspannung. Basierend auf dieser Hypothese ist das Ziel der gegenwärtigen Forschungsarbeiten am IWD, das am IWD entwickelten Habitatmodell «*Transient River Habitat Modelling Framework for MZB – „TRiMM“*» weiter bzgl. relevanter Bewertungskomponenten zu verfeinern. Aussagen dieser Forschungsarbeiten können zukünftig Anwendungen bei Renaturierungsmaßnahmen und Unterhaltungsmanagement von Ufervegetation sowie auch bei aussagekräftigen instationären Habitatmodellen finden.

Wir danken Frau Sandra Niebergall für die Unterstützung bei der Auswertung mit CASiMiR. Die Grundlage der Laborversuche bildet die Arbeit von Dipl.-Ing. Sarah-Christin Mietz.

Referenzen

- Dörgeloh, A. (2018): Experimentelle Studie zur Veränderung von Fließgeschwindigkeiten durch Ufervegetation und Sohlumlagerung.
- DWA (2018): Innovative Systemlösungen für ein transdisziplinäres und regionales ökologisches Hochwasserrisikomanagement und naturnahe Gewässerentwicklung. Hennef.
- Jorde, K. (1996): Ökologisch begründete, dynamische Mindestwasserregelungen bei Ausleitungskraftwerken. Mitteilungen des Instituts für Wasserbau, Heft 90: Institut für Wasserbau der Universität Stuttgart.
- Niebergall, S. (2019): Beeinflussung der Habitateignung von Fließgewässern infolge Böschungsbewuchs.
- Schneider, M.; Noack, M.; Gebler, T.; & Kopecki, I. (2010): Handbuch für das Habitatsimulationsmodell CASiMiR - Modul Fish.

Adressen der AutorInnen

Rima Alshomaree (korrespondierende Autorin)

Prof. Dr.-Ing. Jürgen Stamm

Institut für Wasserbau und technische Hydromechanik, TU Dresden

D-01219 Dresden, August-Bebel-Str. 30

rima.alshomaree@tu-dresden.de

juergen.stamm@tu-dresden.de

Autorinnen und Autoren	Seiten
Aeschlimann, A.	539
Aguirre Iñiguez, D. V.	293, 437
Akpınar, O.	3
Albayrak, I.	487
Aller, D.	371
Alshomaree, R.	615
Andres, N.	371
Anselmetti, F. S.	259
Auel, C.	137
Aufleger, M.	183
Bachmann, A.-K.	193
Bacigaluppi, P.	259
Baran, R.	419
Bauhofer, P.	3, 19
Baumann, R.	173
Baumgartner, K.	183
Beck, C.	487
Beffa, C.	429
Belser, A.	597
Benger, W.	419
Benigni, H.	477
Berger, C.	193
Bezzola, G. R.	213
Billeter, P.	333, 343, 351
Blindenhöfer, H.	83
Boes, R.	49, 239, 259, 333, 343, 381, 487
Bonalumi, M.	13
Bresch, D.	371
Bühlmann, M.	129
Bui, M. D.	293, 437
Clausen, W.	193
Corbe, S.	361
Cuchet, M.	529
Cuska, M.	429
Dähler, M.	503
Dax, M.	183
De Cesare, G.	165, 597
De La Torre, L.	93
De Vos, F.	437
Dobler, W.	419
Dorfmann, C.	495
Dupraz, C.	13
Ehrbar, D.	275
Ernst, H.-P.	3
Evers, F.	49

Autorinnen und Autoren	Seiten
Fankhauser, A.	49
Farshi, D.	269, 275, 587
Federer, G.	13
Feurich, R.	551
Frei, I.	57
Friedl, T.	147
Frietsch, V.	233
Frik, G.	183
Fritsch, R.	39, 73
Fritzer, R.	137
Fuchs, Y.	293, 409
Gafner, K.	503
Gander, B.	57
Gegenleithner, S.	571
Geiger, F.	529
Geisseler, B.	109
Gerke, E.	239
Giehl, S.	293, 437
Giovanoli, L.	129
Gökler, G.	3
Gruber, E.	137
Hartlieb, A.	389
Hauser, M.	361
Heidemann, M.	371
Heilig, J.	249
Heinisch, T.	203
Heinzelmann, C.	579
Hengl, M.	381
Heyer, G.	101
Hinkelammert-Zens, F.	303, 333
Hofmann, P.	503
Hollenstein, R.	203
Höllerhage, F.	65
Huber, R.	283
Huber, T.	137
Hunziker, R.	399
Inderwildi, A.	213
Irniger, A.	399
Jaberg, H.	477
Jäggi, M.	587
Janisch, T.	551
Johann, G.	223
Kammerer, S.	155
Kastrup, J.	389
Keller, Y.	343, 351

Autorinnen und Autoren	Seiten
Kircher, F.	137
Kleinn, J.	371
Klocke, R.	605
Kremer, K.	259
Kriewitz, R.	155
Kuhlmann, M.	361
Lais, A.	343
Landry, C.	93
Lang, C.	351
Lang, N.	399
Lehmann, B.	467
Leimer, W.	419
Lienert, C.	269
Liepert, T.	437
Lifa, I.	119
Loy, G.	457
Lutz, N.	203
Mähr, M.	313
Marti, C.	371
Maselli, S.	249
Meister, J.	487
Moritz, C.	137
Mörtl, C.	165
Müller, H.	57
Müller, M.	333
Nicolet, C.	93
Oberleitner, P.	39
Oberrauch, F.	101
Oplatka, M.	323, 361, 371
Patzwahl, R.	579
Piekarski, M.	389
Pikl, F. G.	29, 93
Pohl, C.	223
Putzi, T.	13
Reckendorfer, W.	457, 477
Reichel, G.	223
Reindl, R.	551
Reisenbüchler, M.	293, 437
Richter, W.	29, 83, 93
Riedl, M.	551
Rimböck, A.	233
Riteco, J.	203
Rossi, V.	521
Rozniak, A.	399
Rutschmann, P.	293, 409, 437

Autorinnen und Autoren	Seiten
Schäfer, S.	409
Schatzmann, M.	313
Scheidegger, C.	597
Schindler, K.	399
Schlagenhauser, M.	293
Schlienger, S.	351
Schmocker, L.	57, 275
Schneider, J.	449, 477, 571
Schroeder, A.	343
Schwegler, B.	49
Schwere, D.	269, 275
Seidel, F.	351
Seidl, G.	449, 495, 511
Speerli, J.	193
Stalder, J.	57
Stamm, J.	615
Steinbacher, F.	419
Stiegler, R.	605
Strupler, M.	259, 587
Stucki, A.	323, 333, 343
Stucki, M.	275
Tamagni, S.	561
Thonhauser, S.	551
Tognacca, C.	521, 561
Tognacca, S.	561
Toschini, E.	561
Tuhtan, J.A.	477
Valentin, B.	313
Vera, J. C.	93
Vetsch, D.	155, 239, 259, 597
Vonwiller, L.	129, 361
Weber, C.	597
Wegner, J. D.	399
Weitbrecht, V.	333
Wiemer, S.	259
Witek, M.	119
Wurms, S.	579
Wyss, A.	333
Zabel, A.	223
Zappa, M.	371
Zehnder, G.	303
Zenz, G.	29, 93, 477, 571
Zimmermann, F.	193
Zoglauer, M.	19
Zuglian, R.	173